ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA MECÁNICA

DISEÑO DE UN PUENTE GRÚA TIPO DE 5 TONELADAS DE CAPACIDAD PARA LA INDUSTRIA METALMECÁNICA

PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO MECÁNICO

CÉSAR SEBASTIÁN SILVA PROAÑO

cesarsilva@asme.org

SANTIAGO CICERÓN MORALES GORDÓN

santiagomorales@asme.org

DIRECTOR: ING. MDI. CARLOS BALDEÓN

carlos.baldeon@epn.edu.ec

Quito, Diciembre 2011

DECLARACIÓN

Nosotros, CÉSAR SEBASTIÁN SILVA PROAÑO, y SANTIAGO CICERÓN MORALES GORDÓN, declaramos bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

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

César Sebastián Silva Proaño	**Santiago Cicerón Morales Gordón**

CERTIFICACIÓN

Certifico que bajo mi supervisión el presente proyecto previo a la obtención del título de Ingeniero Mecánico fue desarrollado por los señores CÉSAR SEBASTIÁN SILVA PROAÑO y SANTIAGO CICERÓN MORALES GORDÓN.

Ing. MDI. Carlos Baldeón
DIRECTOR DE PROYECTO

Ing. Jorge Escobar
COLABORADOR DE PROYECTO

Ing. Ricardo Soto
COLABORADOR DE PROYECTO

DEDICATORIA

Con infinito cariño y amor, dedico la realización de esta obra a mi familia…

A mi mamá Alba, de quien todos los días recibo las bendiciones aún en aquellos momentos cuando no soy el hijo ejemplar que intento ser para que siempre se sienta orgullosa de mí, y que todos lo días me alienta ha perseguir mis sueños, recordándome que no existe nada imposible cuando uno actúa con el corazón. Por todos esos momentos que me supiste escuchar y me recordaste que mientras tú estés, nunca estaré solo, por tu paciencia, tu infinita bondad, tu amor abnegado hacia tus hijos, y por todas esas cualidades que hacen de tí una gran madre, esta obra es para ti mamita.

A mi papá César, de quien nunca me faltó el apoyo que todo hijo necesita para llegar alto en la vida y de quien aprendí que nunca es tarde en la vida para aprender y perseguir tus más anhelados sueños.

A mi hermano Santiago, a quien quiero y admiro tanto por ser ese tipo de hombres que hoy en día ya no existen y de quien aprendí varias cosas de la vida.

A mi tía Elisita y su hermosa familia, a mis abuelitos José Manuel y Olga, y a todos aquellos familiares, amigos y compañeros de aulas y de la vida cuya presencia ayudó a fortalecer las bases de mi vida, y a forjar al hombre que hoy se dirige a ustedes, esta obra también se la dedico a ellos con mucho cariño.

Sebastián

DEDICATORIA

La culminación de esta etapa de mi vida está dedicada a mis padres quienes a lo largo de mi vida han velado por mi bienestar y educación siendo mi apoyo en todo momento. Depositando su entera confianza en cada reto que se me presentaba sin dudar ni un solo instante en mi inteligencia y capacidad. Es por ellos que soy lo que soy ahora. Su tenacidad y lucha insaciable han hecho de ellos el gran ejemplo a seguir y destacar, no solo para mí, sino para mis hermanos y familia en general. A ellos este proyecto. Los amo con mi vida.

Santiago

AGRADECIMIENTOS

Agradezco infinitamente y de todo corazón…

A Dios por la vida y el regalo de vivirla.

A mi madre Dolorosa, quien bajo su manto sagrado siempre me brinda de su protección.

A mi mamá Alba por el apoyo y cariño a lo largo de toda mi vida, por todos los valores y enseñanzas que me inculcó y que formaron al hombre en el que me he convertido, principalmente por haberme inculcado el hábito del estudio.

A mi papá César y mi hermano Santiago por todas aquellas ocasiones, en las cuales me brindaron su apoyo incondicional. Por todos aquellos días de mi vida estudiantil que me llevaron a la universidad en las mañanas con el fin de que nunca me atrasara, a lo cual nunca tuve la oportunidad de agradecer.

A mi director de tesis el Ing. Carlos Baldeón y su hijo el Ing. Juan Carlos Baldeón, sin la ayuda de los cuales, nada de esto fuera posible.

Al Ing. Roberto Bahamonde, por todo el maravilloso conocimiento que compartió conmigo en todas sus materias.

A todos aquellos maestros que inculcaron mi interés por la ciencia y la ingeniería.

A mi compañero de tesis y amigo Santiago Morales por aquel día en que me enseñó el verdadero sentido de la ingeniería.

A mis amigos y compañeros de aulas con quienes compartí increíbles anécdotas durante el transcurso de mi vida universitaria.

A mis amigos y compañeros de la vida gracias a los cuales comprendí el verdadero sentido de la misma.

A la Escuela Politécnica Nacional y la Facultad de Ingeniería Mecánica por todo el conocimiento adquirido.

Sebastián

AGRADECIMIENTOS

El agradecimiento más especial a Dios por haberme dado unos padres ejemplares Alberto y Beatriz por formar una linda familia, y brindarnos su apoyo y dedicación para salir adelante.

A mi hermana Elizabeth por su apoyo y compañía en estos años universitarios.

A mis hermanos Carlos y José Luis por mostrarme el sentido de la Ingeniería.

A mi hermana Cecilia y su esposo Nicolás por sus palabras de aliento incondicional.

A mi hermanita Evelyn y mis queridos sobrinos quienes con sus sonrisas supieron alentar en los momentos más difíciles.

A mi compañero de tesis Sebastián Silva por su arduo trabajo en la culminación de este proyecto y a su familia por el apoyo incondicional.

A la sección estudiantil ASME EPN y los miembros de la directiva por su apoyo y trabajo para sacar la sección adelante.

A la Escuela Politécnica Nacional y a la Facultad de Ingeniería Mecánica del cual llevo el tesoro más preciado que es el conocimiento.

Finalmente mi más sincero agradecimiento está dirigido hacia nuestro director y amigo, Ing. Carlos Baldeón, sin el cual no hubiésemos podido salir adelante en la culminación de este proyecto.

Gracias de todo corazón Dios, gracias padres, hermanos y amigos.

Santiago

CONTENIDO

DECLARACIÓN i
CERTIFICACIÓN ii
DEDICATORIA iii
AGRADECIMIENTOS v
CONTENIDO vii
ÍNDICE DE TABLAS xx
ÍNDICE DE FIGURAS xxv
LISTA DE ANEXOS xxxiv
RESUMEN xxxv
PRESENTACIÓN xxxvii
CAPÍTULO 1 – GENERALIDADES 1
1.1 INTRODUCCIÓN 1
1.2 LA INDUSTRIA METALMECÁNICA 1
1.3 LA INDUSTRIA METALMECÁNICA EN EL ECUADOR 2
1.4 LAS ESTRUCTURAS METÁLICAS. 3
1.4.1 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS METÁLICAS 3
1.4.1.1 Estructuras de cascarón 3
1.4.1.2 Estructuras reticulares 4
1.5 EDIFICIO O NAVE INDUSTRIAL 5
1.5.1 CARACTERÍSTICAS ELEMENTALES DE UNA NAVE INDUSTRIAL 5
1.5.1.1 Rapidez 5
1.5.1.2 Economía 5
1.5.2 ELEMENTOS PRINCIPALES DE UNA NAVE INDUSTRIAL 6
1.5.2.1 Zapatas 6
1.5.2.2 Columnas 6
1.5.2.3 Armaduras 6
1.5.2.4 Largueros 7
1.5.2.5 Techos de lámina 8
1.5.3 ELEMENTOS SECUNDARIOS 8
1.5.3.1 Muros divisorios 8
1.5.3.2 Muros de contención 9
1.6 TEORÍA DE PÓRTICOS 9
1.6.1 TIPOS DE PÓRTICOS Y SU CLASIFICACIÓN 9
1.7 EL PUENTE GRÚA 15

1.7.1 CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES GRÚA SEGÚN LAS NORMAS QUE LOS RIGEN 16
1.7.2 CLASIFICACIÓN GENERAL DEL PUENTE GRÚA SEGÚN SUS CARACTERÍSTICAS Y PRESTACIONES 18
1.7.2.1 Puente grúa monorriel 18
1.7.2.1.1 De viga simple 19
1.7.2.1.2 De viga compuesta 19
1.7.2.2 Puente grúa birriel 20
1.7.2.3 Puente grúa pórtico 22
1.7.2.4 Grúas pluma 22
1.7.2.5 Grúas semipórtico 23
1.7.3 PARTES CONSTITUTIVAS DE UN PUENTE GRÚA 23
1.7.3.1 Viga de carga 25
1.7.3.2 Testeros 25
1.7.3.3 Motores de movimiento longitudinal 26
1.7.3.4 Mandos del puente grúa 26
1.7.3.5 Polipasto 27
1.7.3.5.1 Polipasto de accionamiento manual 27
1.7.3.5.2 Polipasto de palanca 27
1.7.3.5.3 Polipasto eléctrico por cadena o cable 27
1.7.3.6 Línea de alimentación eléctrica 28
1.7.3.7 Líneas de suministro de energía 29
1.7.3.8 Ganchos 29
1.7.3.9 Soportes o ancladores 29
1.7.3.10 Trole o carro 29
CAPÍTULO 2 – FUNDAMENTOS TEÓRICOS 30
2.1 INTRODUCCIÓN 30
2.2 MATERIALES 30
2.2.1 ACERO AL CARBONO 31
2.2.1.1 Acero A36 31
2.2.1.2 Acero A529 31
2.2.1.3 Acero A573 31
2.2.2 ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y BAJA ALEACIÓN (HSLA) 31
2.2.2.1 Acero A242 32
2.2.2.2 Acero A588 32
2.3 PROPIEDADES DE LOS ACEROS ESTRUCTURALES 34

2.3.1 DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL ACERO 34
2.3.2 PUNTO DE FLUENCIA 34
2.3.3 RESISTENCIA DE FLUENCIA 35
2.3.4 RESISTENCIA A LA TENSIÓN 35
2.4 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO 35
2.4.1 ELASTICIDAD 35
2.4.2 PLASTICIDAD 36
2.4.3 DUCTILIDAD 36
2.4.4 RESISTENCIA A LA FATIGA 36
2.4.5 RESISTENCIA AL IMPACTO O TENACIDAD 36
2.4.6 SOLDABILIDAD 36
2.5 VENTAJAS DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL 37
2.6 DESVENTAJAS DEL ACERO ESTRUCTURAL 38
2.7 EFECTOS DE LA TEMPERATURA EN EL ACERO 38
2.8 EFECTOS DE LA CORROSIÓN EN LAS ESTRUCTURAS DE ACERO 39
2.9 PERFILES ESTRUCTURALES 42
2.10 CÓDIGOS, NORMAS Y ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO 43
2.11 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS POR LOS CICLOS DE TRABAJO. 45
2.11.1 NAVE INDUSTRIAL CLASE A 45
2.11.2 NAVE INDUSTRIAL CLASE B 45
2.11.3 NAVE INDUSTRIAL CLASE C 46
2.11.4 NAVE INDUSTRIAL CLASE D 46
2.12 ANÁLISIS DE CARGAS PARA EL DISEÑO 46
2.12.1 SÍMBOLOS Y NOTACIONES. 46
2.12.2 CARGA ESTÁTICA O CARGA MUERTA D 47
2.12.3 CARGA DE PESO PROPIO W_{pp} 47
2.12.3.1 Carga de seguridad W_s 49
2.12.4 CARGAS DINÁMICAS 49
2.12.4.1 Carga viva de piso o carga por ocupación L 49
2.12.4.2 Carga viva de cubierta L_r 49
2.12.4.3 Reducción de cargas vivas 50
2.12.4.4 Carga de viento W_v 51
2.12.4.5 Carga de sismo W_{ss} 53

2.12.4.5.1 Selección del procedimiento de cálculo de fuerzas laterales 55
2.12.4.5.2 Factor de amplificación de sismo $\%V$ 55
2.12.4.5.3 Periodo de vibración T 56
2.12.4.6 Carga de granizo S 57
2.12.4.7 Carga de ceniza volcánica G 57
2.12.5 CARGA DEL PUENTES GRÚA. 58
2.12.5.1 Carga vertical C_{vs} 58
2.12.5.2 Carga de operación C_n 58
2.12.5.3 Cargas generadas en el funcionamiento del puente grúa 58
2.12.5.3.1 Impacto vertical C_i 59
2.12.5.3.2 Empuje lateral C_{ss} 59
2.12.5.3.3 Empuje axial C_{is} 60
2.12.5.3.4 Carga de impacto en los fines de carrera C_{bs} 61
2.12.5.3.5 Factores de impacto vertical, empuje lateral y empuje axial 61
2.13 COMBINACIONES DE CARGA 62
2.13.1 COMBINACIONES DE CARGA PARA EL DISEÑO DE LAS VIGAS CARRILERAS 62
2.13.1.1 Caso 1. Fatiga 63
2.13.1.2 Caso 2. Un solo puente en la nave industrial 64
2.13.1.3 Caso 3. Impacto en los parachoques del testero 64
2.13.2 COMBINACIONES DE CARGA PARA EL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA SOPORTANTE 64
2.14 DISEÑO ESTRUCTURAL 65
2.14.1 SEGURIDAD DE LAS ESTRUCTURAS 65
2.14.2 ANÁLISIS DE CARGA SOBRE LAS ESTRUCTURAS 67
2.14.2.1 Nomenclatura 67
2.14.2.2 Ecuación de diseño real 67
2.14.2.3 Índice de trabajo 67
2.15 VIGAS 68
2.15.1 FACTORES INFLUYENTES DEL ESFUERZO MÁXIMO PERMISIBLE 69
2.15.2 GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN 69
2.15.3 COMPROBACIÓN DE UNA SECCIÓN COMPACTA 70
2.15.4 APOYO LATERAL 71

2.15.5 DISEÑO DE VIGAS SIMPLES....72
2.15.5.1 Caso 1....72
2.15.5.2 Caso 2....72
2.15.5.3 Caso 3....72
2.15.5.3.1 Caso 3.1....73
2.15.5.3.2 Caso 3.2....74
2.15.5.3.3 Caso 3.3....74
2.15.6 DISEÑO VIGAS CONTÍNUAS....74
2.15.7 EFECTOS DEL CORTANTE....75
2.16 COLUMNAS....75
2.16.1 ESFUERZOS PERMISIBLES EN LAS COLUMNAS DE ACERO AXIALMENTE CARGADAS SEGÚN LA AISC....76
2.16.1.1 Caso 1 $KL/r \leq C_c$....79
2.16.1.2 Caso 2 $KL/r > C_c$....80
2.16.2 CARGA EQUIVALENTE EN COLUMNAS....80
2.16.3 REQUISITOS DE DISEÑO PARA COLUMNAS....81
2.17 VIGAS-COLUMNAS....81
2.17.1 CÁLCULO DE ESFUERZOS....82
2.17.1.1 Caso 1....82
2.17.1.2 Caso 2....83
2.17.1.2.1 Caso 2.1....83
2.17.1.2.2 Caso 2.2....83
2.18 DEFLEXIONES EN ESTRUCTURAS....84
2.19 CIMENTACIÓN....85
2.19.1 FUERZA ACTUANTE EN CADA PERNO DE ANCLAJE....87
2.19.1.1 4 pernos de anclaje....87
2.19.1.2 8 pernos de anclaje....88
2.19.2 DIÁMETRO DEL PERNO DE ANCLAJE....88
2.19.3 LONGITUD EFECTIVA DEL PERNO DE ANCLAJE....90
2.19.4 PLACA BASE....92
2.19.5 GEOMETRÍA DE LAS PERFORACIONES DE LA PLACA BASE....95
2.19.6 LONGITUD TOTAL DEL PERNO DE ANCLAJE....96
2.19.7 CÁLCULO DEL ÁREA DE LA ZAPATA....97
2.20 PLACAS TAPA Y MÉNSULAS....99

2.20.1 GEOMETRÍA DE LAS MÉNSULAS BASE....101
2.21 CONEXIONES SOLDADAS....102
2.21.1 JUNTAS SOLDADAS A FLEXIÓN....102
2.21.2 JUNTAS SOLDADAS A TENSIÓN....103
2.21.3 ESFUERZO PERMISIBLE DE LA SOLDADURA....103
2.21.3.1 Soldadura a filete....104
2.21.3.2 Soldadura a tope en tracción....104
2.22 CÁLCULO DE ELEMENTOS ROSCADOS....105
CAPÍTULO 3 – REQUERIMIENTOS FUNCIONALES....107
3.1 INTRODUCCIÓN....107
3.2 JUSTIFICACIÓN DE LA CARGA DE 5 TONELADAS....107
3.2.1 DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS ESTADÍSTICOS....110
3.2.2 MEDIDAS DE TENDENCIA CENTRAL....113
3.2.2.1 Media....113
3.2.2.2 Mediana....115
3.2.2.3 Moda....116
3.2.2.4 Análisis de resultados....117
3.2.3 CONCLUSIÓN SOBRE LA CAPACIDAD DE DISEÑO....118
3.3 TIPOLOGÍA Y PARÁMETROS CONSTRUCTIVOS DE LA NAVE INDUSTRIAL....119
3.3.1 CRITERIOS DE DISEÑO INGENIERIL PARA EL ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS....120
3.3.2 LUZ Y ANCHO DE LA NAVE INDUSTRIAL....121
3.3.2.1 Selección de la luz y ancho para la nave industrial....124
3.3.3 TIPO DE PÓRTICO....124
3.3.3.1 Tipo de sección del pórtico....124
3.3.3.2 Selección de la geometría del pórtico....127
3.3.4 TIPO DE PERFIL PARA LAS COLUMNAS....128
3.3.5 TIPO DE PERFIL DE LAS VIGAS TRABE INCLINADAS....131
3.3.6 TIPO DE PERFIL DE LAS VIGAS CARRILERAS....131
3.3.7 TIPO DE PERFIL DE LAS CORREAS DEL TECHO....132
3.3.8 FORRO METALÍCO PARA EL TECHO....132
3.3.9 INCLINACIÓN DE LA ESTRUCTURA....134
3.4 TIPOLOGÍA Y PARÁMETROS DE DISEÑO DEL PUENTE GRUA....134
3.4.1 CLASIFICACIÓN DEL PUENTE GRÚA SEGÚN LA NORMA FEM....134

3.4.2 CLASIFICACIÓN DEL PUENTE GRÚA SEGÚN LA NORMA BRITÁNICA BS 2573 135
3.4.3 NÚMERO DE PUENTES GRÚA A INSTALAR 135
3.4.4 NÚMERO DE VIGAS PARA EL DISEÑO DEL PUENTE GRÚA 136
3.4.4.1 Criterios de selección, ponderación y justificación 136
3.4.5 MANDO DEL PUENTE GRÚA 137
3.4.5.1 Criterios de selección, ponderación y justificación 137
3.4.6 TIPO DE POLIPASTO PARA EL IZAJE 139
3.5 SELECCIÓN DEL ACERO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL 139
3.5.1 MATERIAL DE LOS PERFILES ESTRUCTURALES 140
3.5.2 MATERIAL DE LOS ELEMENTOS DE ACOPLE (PLACAS, MÉNSULAS, RIGIDIZADORES) 141
3.5.3 MATERIAL DE LAS CIMENTACIONES 141
3.5.4 MATERIAL DE APORTE (SOLDADURAS) 141
CAPÍTULO 4 – PARÁMETROS DE DISEÑO 142
4.1 INTRODUCCIÓN 142
4.2 DIMENSIONAMIENTO DEL EDIFICIO INDUSTRIAL 142
4.3 ESQUEMAS GENERALES DE LA ESTRUCTURA TIPO PUENTE GRÚA A DISEÑAR. 143
4.4 ACELERACIÓN DE LA GRAVEDAD 146
4.5 DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS ACTUANTES 146
4.5.1 CARGAS ESTÁTICAS 146
4.5.1.1 Carga de peso propio W_{pp} 146
4.5.1.1.1 Peso de los perfiles estructurales que conforman el pórtico W_p 147
4.5.1.1.2 Peso de las correas de techo W_b 148
4.5.1.1.3 Peso de las vigas carrileras W_c 149
4.5.1.1.4 Peso del techo o forro metálico W_r 149
4.5.1.2 Cálculo de la carga de peso propio W_{pp} 150
4.5.1.3 Cálculo de la carga de seguridad W_s 150
4.5.1.4 Carga muerta total D 150
4.5.2 CARGAS DINÁMICAS 151
4.5.2.1 Carga viva de piso o carga por ocupación L 151

4.5.2.2 Carga viva de cubierta L_r 151
4.5.2.3 Carga de viento W_v 151
4.5.2.3.1 Para 1-2 y 2-3....153
4.5.2.3.2 Para 3-4 y 4-5....153
4.5.2.3.3 Para 5-6 y 6-7....154
4.5.2.4 Carga de sismo W_{ss} 155
4.5.2.5 Definición de la altura de acumulación h 157
4.5.2.6 Carga de granizo S 158
4.5.2.7 Carga de ceniza volcánica G 159
4.5.3 CARGAS DEL PUENTE GRÚA....160
4.5.3.1 Carga de operación C_n 160
4.5.3.2 Impacto vertical C_i 160
4.5.3.3 Peso del puente grúa sin carga $W_{P.G}$ 160
4.5.3.4 Carga vertical de diseño para la viga carrilera C_{vs} 161
4.5.3.4.1 Cuando el polipasto está en posición central....162
4.5.3.4.2 Cuando el polipasto está en posición extrema....162
4.5.3.5 Empuje lateral C_{ss} 163
4.5.3.6 Empuje axial C_{is} 164
4.5.3.7 Carga de impacto en los fines de carrera C_{bs} 164
4.6 RESUMEN DE LAS CARGAS QUE RIGEN EL DISEÑO DEL PUENTE GRÚA 165
CAPÍTULO 5 – INGENIERÍA DE DETALLE....166
5.1 INTRODUCCIÓN....166
5.2 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES AJENOS AL PÓRTICO DE 2 AGUAS....166
5.2.1 DISEÑO DE LA VIGA CARRILERA....166
5.2.1.1 Consideraciones de diseño....166
5.2.1.2 Cargas actuantes 167
5.2.1.2.1 Peso propio de la viga carrilera....167
5.2.1.2.2 Influencia de la carga vertical de diseño C_{vs} 167
5.2.1.3 Diagrama del cuerpo libre y resultados....168
5.2.1.4 Procedimiento de diseño 171

5.2.2 DISEÑO DE LA VIGA DE CARGA....176
5.2.2.1 Consideraciones de diseño....176
5.2.2.2 Cargas actuantes....176
5.2.2.2.1 Peso del puente grúa sin carga $W_{P.G}$....176
5.2.2.2.2 Carga de operación del puente grúa C_n....177
5.2.2.2.3 Carga de impacto vertical del puente grúa C_i....177
5.2.2.3 Diagrama del cuerpo libre y resultados....177
5.2.2.4 Procedimiento de diseño....180
5.2.2.5 Detalles constructivos....185
5.2.3 DISEÑO DE LAS CORREAS DE TECHO....185
5.2.3.1 Consideraciones de diseño....185
5.2.3.2 Ancho colaborante de diseño para las correas de techo....186
5.2.3.3 Cargas a considerar....187
5.2.3.3.1 Peso propio de la correa....188
5.2.3.3.2 Peso del techo o forro metálico W_r....188
5.2.3.3.3 Carga de granizo S....188
5.2.3.3.4 Carga de ceniza volcánica G....189
5.2.3.3.5 Carga de seguridad W_s....189
5.2.3.4 Combinación de cargas planteadas....189
5.2.3.5 Propiedades estructurales del perfil C150X50X6 inclinado 15°....190
5.2.3.6 Diagrama del cuerpo libre y resultados....191
5.2.3.7 Procedimiento de diseño....192
5.3 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES PERTENECIENTES AL PÓRTICO DE 2 AGUAS....197
5.3.1 CONSIDERACIONES GENERALES DEL DISEÑO....197
5.3.2 CARGAS DE DISEÑO DEL PÓRTICO CARACTERÍSTICO....198
5.3.2.1 Cargas generadas por el puente grúa $C_{P.G}$....198
5.3.2.2 Carga muerta D....200
5.3.2.2.1 Consideraciones para la definición de la carga muerta en SAP2000....201
5.3.2.2.2 Cálculos adicionales para la definición de la carga muerta en SAP2000....202
5.3.2.3 Carga viva de cubierta L_r....203
5.3.2.4 La carga de granizo S....203
5.3.2.5 La carga de ceniza volcánica G....204

5.3.2.6 La carga de sismo V 204
5.3.2.7 La carga de viento W_v 204
5.3.3 REPRESENTACIÓN ESQUEMÁTICA DEL DIAGRAMA DEL CUERPO LIBRE 205
5.3.4 RESULTADOS PREVIOS AL DISEÑO DEL SAP2000 205
5.3.4.1 Esquematización de las cargas en el SAP2000.....206
5.3.4.2 Definición de las combinaciones de carga en el SAP2000.....210
5.3.4.3 Valores de cortante y momento flector máximos para cada combinación de carga 211
5.3.5 TENTATIVA DE DISEÑO 229
5.3.6 DISEÑO A FLEXO-COMPRESIÓN DE LA COLUMNA PRINCIPAL Y LA COLUMNA SECUNDARIA 230
5.3.6.1 Consideraciones de diseño.....230
5.3.6.2 Parámetros de diseño.....230
5.3.6.3 Procedimiento de diseño 230
5.3.6.3.1 Análisis a compresión.....230
5.3.6.3.2 Análisis a flexión.....236
5.3.6.3.3 Análisis flexión + compresión.....240
5.3.6.4 Resultados 241
5.3.7 DISEÑO A FLEXO-COMPRESIÓN DE LAS VIGAS TRABE 241
5.3.7.1 Consideraciones de diseño.....241
5.3.7.2 Parámetros de diseño.....241
5.3.7.3 Procedimiento de diseño 242
5.3.7.3.1 Análisis en compresión.....242
5.3.7.3.2 Análisis en flexión.....246
5.3.7.3.3 Análisis flexión + compresión.....249
5.3.7.4 Resultados 250
5.3.7.5 Análisis de la deflexión 250
5.4 DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN.....252
5.4.1 CONSIDERACIONES DE DISEÑO 252
5.4.1.1 Comprobación de la geometría de la placa base 254
5.4.2 CARGA AXIAL APLICADA AL PERNO DE ANCLAJE.....254
5.4.3 DIÁMETRO MÍNIMO DE LOS PERNOS DE ANCLAJE 254
5.4.4 LONGITUD EFECTIVA DEL PERNO DE ANCLAJE.....255
5.4.5 DISEÑO DE LA PLACA BASE 256

5.4.5.1 Consideraciones de diseño de la placa base 257
5.4.5.2 Espesor de la placa base 257
5.4.6 LONGITUD TOTAL DEL PERNO DE ANCLAJE 258
5.4.7 ÁREA DE LA ZAPATA 258
5.4.8 CONEXIONES ROSCADAS EN LA PLACA BASE 259
5.5 CÁLCULO DE SOLDADURAS Y ACCESORIOS 260
5.5.1 UTILIZACIÓN DEL SAP2000 PARA LA DETERMINACIÓN DE LOS VALORES DE DISEÑO EN LOS PUNTOS DE CONEXIÓN DEL PÓRTCO CARACTERÍSTICO 261
5.5.2 UTILIZACIÓN DEL SAP2000 PARA LA DETERMINACIÓN DE LOS VALORES DE DISEÑO EN LOS PUNTOS DE CONEXIÓN DE LA VIGA CARRILERA 267
5.5.3 UTILIZACIÓN DEL SAP2000 PARA LA DETERMINACIÓN DE LOS VALORES DE DISEÑO EN LOS PUNTOS DE CONEXIÓN DE LAS CORREAS DEL TECHO 267
5.5.4 TENTATIVAS DE CONSTRUCCIÓN 268
5.5.4.1 Tentativa constructiva de las placas tapa y las ménsulas 269
5.5.4.2 Tentativa constructiva de las juntas soldadas 270
5.5.5 CONSIDERACIONES E HIPÓTESIS DE DISEÑO 273
5.5.6 DISEÑO DE LA SECCIÓN CRÍTICA DE PLACAS TAPA + MÉNSULAS 275
5.5.6.1 Momento de Inercia con respecto al eje centroidal de las secciones críticas de diseño usando el AutoCAD. 276
5.5.6.2 Diseño a flexión de la sección crítica de las placas tapa + ménsulas 277
5.5.6.3 Geometría de las ménsulas base y definición del tipo de apoyo 278
5.5.7 DISEÑO DE LA SOLDADURA MEDIANTE EL CÁLCULO DEL ANCHO CRÍTICO DEL CORDÓN 279
5.5.7.1 Momento de Inercia con respecto al eje centroidal de las secciones de soldadura usando el AutoCAD 279
5.5.7.2 Área de la sección soldada para las juntas en tracción mediante el uso del AutoCAD 280
5.5.7.3 Diseño de las juntas soldadas para la conexión de los extremos de los perfiles 281
5.5.8 CONEXIÓN SOLDADA PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA VIGA DE CARGA 283
5.5.8.1 Recomendación constructiva para unión de perfiles en tramos 283
5.5.8.2 Tentativa de construcción 284

5.5.8.3 Consideraciones de diseño....284
5.5.8.4 Procedimiento de diseño....285
5.5.8.5 Decisión de diseño....287
5.6 CONEXIÓN ROSCADA ENTRE LOS CARROS TESTEROS Y LA VIGA DE CARGA....287
5.6.1 TENTATIVA DE DISEÑO....287
5.6.2 UTILIZACIÓN DEL SAP2000 PARA LA DETERMINACIÓN DE LOS VALORES DE DISEÑO EN LOS PUNTOS DE CONEXIÓN DE LA VIGA DE CARGA....289
5.6.3 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO....289
CAPÍTULO 6 – CONSTRUCCIÓN Y MONTAJE....291
6.1 INTRODUCCIÓN....291
6.2 POSICIÓN DEL DISEÑADOR....291
6.3 GUÍA DE MONTAJE....292
6.3.1 PRIMERA ETAPA: LA CIMENTACIÓN....292
6.3.1.1 Conjunto entrearmado y pernos de anclaje....292
6.3.1.2 Placa base....293
6.3.2 SEGUNDA ETAPA: IZAJE DE LAS COLUMNAS PRINCIPALES....294
6.3.2.1 Columnas principales....294
6.3.2.2 Accesorios, placas de asiento y ménsulas....296
6.3.3 TERCERA ETAPA: COLOCACIÓN DE LAS VIGAS CARRILERAS....296
6.3.3.1 Vigas carrileras....296
6.3.4 CUARTA ETAPA: IZAJE DE LAS COLUMNAS SECUNDARIAS....297
6.3.4.1 Columnas secundarias....297
6.3.4.2 Placa tapa superior y ménsula W18X40....298
6.3.5 QUINTA ETAPA: LEVANTAMIENTO DE LAS VIGAS TRABE....298
6.3.5.1 Armado de las vigas trabe en el piso....298
6.3.5.2 Izaje del conjunto vigas trabe....299
6.3.5.3 Posicionamiento de las correas en el punto más alta de la estructura....300
6.3.6 SEXTA ETAPA: IZAJE Y FIJACIÓN DE LAS CORREAS DE TECHO....301
6.3.6.1 Izaje de las correas restantes....301
6.3.6.2 Accesorios opcionales....301
6.3.7 SÉPTIMA ETAPA: FORRO METÁLICO....304
6.3.7.1 Colocación del NOVATECHO....304
6.3.8 OCTAVA ETAPA: MONTAJE DEL PUENTE GRÚA....305
6.3.8.1 Colocación de los rieles de desplazamiento de los carros testeros....305

6.3.8.2 Acople de carros testeros y viga de carga en el piso para la conformación del conjunto puente grúa 307
6.3.8.3 Izaje y colocación del conjunto puente grúa 308
6.3.8.4 Posicionamiento y fijación de los topes de seguridad 308
6.3.8.5 Instalación eléctrica 308
6.4 PINTURA EXTERIOR....309
6.5 MAQUINARIA Y EQUIPAMIENTO BÁSICO PARA EL MONTAJE DE LA ESTRUCTURA....309
6.6 PLANOS DE DISEÑO 310
6.7 ESQUEMAS DE CORTE PARA LA FABRICACIÓN DE PLACAS Y MÉNSULAS....310
6.8 ELABORACIÓN DE LAS ESPECIFICACIONES DEL PROCEDIMIENTO DE SOLDADURA 310
CAPÍTULO 7 – ESTUDIO FINANCIERO Y ANÁLISIS DE COSTOS 311
7.1 INTRODUCCIÓN....311
7.2 COSTOS DE FABRICACIÓN Y MONTAJE 311
7.2.1 EQUIPOS DEL PUENTE GRÚA....312
7.2.1.1 Accesorios eléctricos 312
7.2.1.2 Accesorios mecánicos 312
7.2.2 MATERIA PRIMA 313
7.2.2.1 Materiales 313
7.2.3 MANO DE OBRA DIRECTA 316
7.2.4 ALQUILER DE EQUIPOS. 316
7.2.5 CONSUMIBLES 317
7.2.6 OTROS CASTOS 318
7.3 COSTOS TOTALES DEL PROYECTO....318
CAPÍTULO 8 – CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES....319
8.1 CONCLUSIONES. 319
8.2 RECOMENDACIONES. 321
BIBLIOGRAFÍA....322
ANEXOS… 324

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1. Clasificación de los puentes grúa según las normas FEM.....16
Tabla 1.2. Características de los puentes grúa según el grupo.....17
Tabla 1.3. Clasificación acorde a las normas británicas BS 2573 18
Tabla 2.1. Propiedades para perfiles y planchas de acero.....33
Tabla 2.2. Pesos de Materiales.....48
Tabla 2.3. Cargas uniformes y concentradas (CEC tabla 4.1).....50
Tabla 2.4. Cargas vivas mínimas para cubiertas en kg/m^2 (CEC tabla 5.1).....50
Tabla 2.5. % de reducción de carga viva de acuerdo al CEC.....51
Tabla 2.6. Factores de impacto.....61
Tabla 2.7. Porcentajes de impacto vertical, Empuje lateral y Empuje Axial.....62
Tabla 2.8. Condiciones de Carga 63
Tabla 2.9. Valores de K, teóricos y de diseño, para columnas con diversas condiciones en los extremos. 77
Tabla 2.10. Deflexiones máximas permisibles. 84
Tabla 2.11. Adherencia del hormigón en función del diámetro del perno. 91
Tabla 2.12. Esfuerzo admisible del suelo 98
Tabla 2.13. Relaciones empíricas para el tipo de apoyo deseado.....101
Tabla 2.14. Esfuerzo permisible de fluencia de elementos roscados según la norma de aplicación.....106
Tabla 3.1. Ejemplos de industrias ecuatorianas que utilizan sistema de izaje tipo puente grúa 108
Tabla 3.2. Agrupación y ordenamiento de los datos de la muestra 110
Tabla 3.3. Distribución de frecuencias, marca de clase y códigos 113
Tabla 3.4. Resumen de resultados de medidas de tendencia central para las capacidades de los puentes grúa analizados 117
Tabla 3.5. Matriz de doble entrada para establecer la sección del pórtico 126
Tabla 3.6. Matriz de doble entrada porcentual para establecer la sección del pórtico....126
Tabla 3.7. Resultado numérico final de la sección ideal del pórtico.....126
Tabla 3.8. Matriz de doble entrada para establecer el tipo de perfil de las columnas.....130
Tabla 3.9. Matriz de doble entrada porcentual para establecer el tipo de perfil de las columnas 130
Tabla 3.10. Resultado numérico final del perfil ideal para las columnas.....130
Tabla 3.11. Especificaciones de los tipos de Duratecho 133
Tabla 3.12. Matriz de doble entrada para establecer el número de vigas de carga.....136

Tabla 3.13. Matriz de doble entrada porcentual para establecer el número de vigas de carga 137
Tabla 3.14. Resultado numérico final para la selección del número de vigas de carga ..137
Tabla 3.15. Matriz de doble entrada para establecer el tipo de mando del puente grúa.138
Tabla 3.16. Matriz de doble entrada porcentual para establecer el tipo de mando del puente grúa 138
Tabla 3.17. Resultado numérico final para la selección del tipo de mando del puente grúa 139
Tabla 4.1. Características de la nave industrial. 143
Tabla 4.2. Características del puente grúa. 143
Tabla 4.3. Longitud de los elementos del pórtico 147
Tabla 4.4. Accesorios del puente grúa. 161
Tabla 4.5. Cargas actuantes para el diseño de la nave industrial 165
Tabla 5.1. Resumen de valores de cortante y momento flector para diferentes puntos de la viga de carga 170
Tabla 5.2. Modulo de sección, longitudes última y crítica de los perfiles considerados ..172
Tabla 5.3. Esbeltez a flexión de los perfiles considerados 172
Tabla 5.4. Propiedades geométricas de los perfiles considerados para la viga carrilera 173
Tabla 5.5. Valores del esfuerzo admisible para los perfiles considerados en el diseño de la viga carrilera 173
Tabla 5.6. Valores de esfuerzo real para los perfiles considerados en el diseño de la viga carrilera.....174
Tabla 5.7. Valores del índice de trabajo para los perfiles considerados en el diseño de la viga carrilera. 174
Tabla 5.8. Análisis a corte de la sección para la viga carrilera 175
Tabla 5.9. Resumen de los valores de cortante y momento flector para diferentes puntos de la viga de carga 179
Tabla 5.10. Posibles perfiles a elegir, modulo de la sección, longitud crítica y última.....180
Tabla 5.11. Esbeltez a flexión de los perfiles considerados 181
Tabla 5.12. Altura, ancho y espesor del patín de los perfiles seleccionados. 182
Tabla 5.13. Valores de esfuerzo admisible para los perfiles considerados en el diseño de la viga de carga 182
Tabla 5.14. Valores de esfuerzo real para los perfiles considerados en el diseño de la viga de carga.....183
Tabla 5.15. Valores del índice de trabajo para los perfiles considerados en el diseño de la viga de carga 183

Tabla 5.16. Análisis del índice de trabajo a cortante para la viga de carga. 184
Tabla 5.17. Accesorios del puente grúa, con el peso modificado de la viga de carga 185
Tabla 5.18. Análisis del índice de trabajo a cortante para la viga de carga. 196
Tabla 5.19. Máximos valores del cortante con cada combinación de carga para cada elemento del pórtico 226
Tabla 5.20. Máximos valores del momento flector con cada combinación de carga para cada elemento del pórtico 227
Tabla 5.21. Máximos valores de la fuerza axial en los elementos 227
Tabla 5.22. Cortantes de diseño para el pórtico característico 228
Tabla 5.23. Momentos flectores de diseño para el pórtico característico 228
Tabla 5.24. Fuerza axial de diseño para el pórtico característico 229
Tabla 5.25. Fuerza axial y momento flector de diseño para las columnas.....230
Tabla 5.26. Propiedades mecánicas del acero A588 grado 50 230
Tabla 5.27. Propiedades estructurales del perfil W18x71 y W12x35.....231
Tabla 5.28. Área de la sección para las columnas, en una primera iteración 233
Tabla 5.29. Relación de esbeltez de las columnas principales y secundarias 234
Tabla 5.30. Cálculo del esfuerzo crítico, factor de seguridad y esfuerzo admisible a compresión de las columnas principales y secundarias 235
Tabla 5.31. Cálculo del esfuerzo real a compresión para las columnas principales y secundarias 235
Tabla 5.32. Índice de trabajo a compresión de las columnas principales y secundarias 236
Tabla 5.33. Módulo de sección para las columnas, en una primera iteración.....236
Tabla 5.34. Factor de gradiente de momentos para las columnas principales 238
Tabla 5.35. Límites inferior y superior del factor de esbeltez para las columnas principales 239
Tabla 5.36. Cálculo del esfuerzo permisible a flexión de las columnas principales 239
Tabla 5.37. Cálculo del esfuerzo real a flexión de las columnas principales y secundarias 240
Tabla 5.38. Índices de trabajo a flexión para las columnas principales y secundarias....240
Tabla 5.39. Cálculo del índice de trabajo a flexo-compresión y verificación de seguridad 241
Tabla 5.40. Fuerza axial y momento flector de diseño para las vigas trabe 242
Tabla 5.41. Propiedades estructurales del perfil W18x40 242
Tabla 5.42. Área de la sección para las vigas trabe, en una primera iteración 244
Tabla 5.43. Relación de esbeltez de las vigas trabe 244

Tabla 5.44. Cálculo del esfuerzo crítico, factor de seguridad y esfuerzo admisible a compresión de las vigas trabe 245
Tabla 5.45. Cálculo del esfuerzo real a compresión para las vigas trabe 245
Tabla 5.46. Índice de trabajo a compresión de las vigas trabe 246
Tabla 5.47. Módulo de sección para las columnas, en una primera iteración 246
Tabla 5.48. Factor de gradiente de momentos para las vigas trabe 248
Tabla 5.49. Límites inferior y superior del factor de esbeltez para las vigas trabe 248
Tabla 5.50. Cálculo del esfuerzo permisible a flexión de las vigas trabe 249
Tabla 5.51. Cálculo del esfuerzo real a flexión de las vigas trabe 249
Tabla 5.52. Índices de trabajo a flexión para las vigas trabe 249
Tabla 5.53. Cálculo del índice de trabajo a flexo-compresión y verificación de seguridad 250
Tabla 5.54. Deflexión producida en las vigas trabe 251
Tabla 5.55. Comparación de la geometría establecida y la recomendada para el diseño de la placa base 254
Tabla 5.56. Valores de cortante en los puntos de conexión 262
Tabla 5.57. Valores de momento flector en los puntos de conexión 262
Tabla 5.58. Valores de fuerza axial en los puntos de conexión 263
Tabla 5.59. Valores máximos de cortante registrados en los nodos de conexión 263
Tabla 5.60. Valores máximos de momento flector registrados en los nodos de conexión 264
Tabla 5.61. Valores máximos de fuerza axial registrados en los nodos de conexión 264
Tabla 5.62. Datos de diseño para las secciones críticas de placas tapa + ménsulas 277
Tabla 5.63. Diseño y comprobación de las secciones críticas de placas tapa + ménsulas 278
Tabla 5.64. Datos para el diseño a flexión de las juntas soldadas en los extremos de los perfiles 279
Tabla 5.65. Datos para el diseño a tensión de las juntas soldadas en los extremos de los perfiles 281
Tabla 5.66. Diseño y comprobación de las juntas soldadas en filete con solicitación mecánica de flexión 282
Tabla 5.67. Diseño y comprobación de las juntas soldadas en filete con solicitación mecánica de tensión 283
Tabla 6.1. Propiedades geométricas de las rieles ASCE 306
Tabla 7.1. Costos de Accesorios eléctricos para el puente grúa 312
Tabla 7.2. Costos de accesorios mecánicos para el puente grúa 312

Tabla 7.3. Costos de accesorios mecánicos para el puente grúa 312
Tabla 7.4. Costos totales de equipos del puente grúa sin la viga de carga 313
Tabla 7.5. Costo de los perfiles para las columnas primarias.....313
Tabla 7.6. Costo de los perfiles para las columnas secundarias 313
Tabla 7.7. Costo de los perfiles para las vigas trabe 314
Tabla 7.8. Costo de los perfiles para las correas de techo 314
Tabla 7.9. Costo de placas, atiesadores y de las ménsulas tipo A y C de acero A36.....314
Tabla 7.10. Costo de adquisición e instalación del NOVATECHO económico en la nave industrial 315
Tabla 7.11. Costo de la varilla corrugada UNIFER AZA de 1 pulgada de diámetro para las cimentaciones.....315
Tabla 7.12. Costos totales de materia prima. 315
Tabla 7.13. Costos de mano de obra 316
Tabla 7.14. Costos de alquiler de equipos para fabricación. 316
Tabla 7.15. Costos de alquiler de equipos para montaje. 317
Tabla 7.16. Costos de alquiler de quipos 317
Tabla 7.17. Costos de consumibles 317
Tabla 7.18. Otros gastos.....318
Tabla 7.19. Costos totales del proyecto 318

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Montaje de una estructura metálica 3
Figura 1.2. Puente de celosía (estructura reticular)..... 4
Figura 1.3. Ejemplos de instalaciones en donde se adecuado una nave industrial 5
Figura 1.4. Ejemplos de la instalación de zapatas 6
Figura 1.5. Instalación de las columnas 6
Figura 1.6. Armaduras de una nave industrial..... 7
Figura 1.7. Largueros de techo 7
Figura 1.8. Instalación de los techos..... 8
Figura 1.9. Muros divisorios..... 8
Figura 1.10. Pórtico simétrico rectangular de sección transversal constante con apoyos articulados 9
Figura 1.11. Pórtico simétrico rectangular de sección transversal constante con apoyos fijos 10
Figura 1.12. Pórtico trapezoidal simétrico de sección transversal constante con apoyos articulados 10
Figura 1.13. Pórtico trapezoidal simétrico de sección transversal constante con apoyos fijos 10
Figura 1.14. Pórtico simétrico de 2 vertientes de sección transversal constante con apoyos articulados 11
Figura 1.15. Pórtico simétrico de 2 vertientes de sección transversal constante con apoyos fijos.....11
Figura 1.16. Pórtico parabólico simétrico de sección transversal constante con apoyos articulados 11
Figura 1.17. Pórtico parabólico simétrico de sección transversal constante con apoyos fijos 12
Figura 1.18. Pórtico simétrico rectangular de sección transversal variable con apoyos articulados 12
Figura 1.19. Pórtico simétrico rectangular de sección transversal variable con apoyos fijos 12
Figura 1.20. Pórtico trapezoidal simétrico de sección transversal variable con apoyos articulados 13
Figura 1.21. Pórtico trapezoidal simétrico de sección transversal variable con apoyos fijos 13
Figura 1.22. Pórtico simétrico de 2 vertientes de sección transversal variable con apoyos articulados 13

Figura 1.23. Pórtico simétrico de 2 vertientes de sección transversal variable con apoyos fijos 14
Figura 1.24. Pórtico parabólico simétrico de sección transversal variable con apoyos articulados 14
Figura 1.25. Pórtico parabólico simétrico de sección transversal variable con apoyos fijos 14
Figura 1.26. Elementos característicos de una nave industrial tipo puente grúa 16
Figura 1.27. Puente grúa monorraíl. 18
Figura 1.28. Viga compuesta 19
Figura 1.29. Vigas y celosías de tipo cajón 19
Figura 1.30. Puente grúa birriel 20
Figura 1.31. Vigas de perfil laminado 21
Figura 1.32. Vigas formadas de plancha de acero 21
Figura 1.33. Perfil conformado por la unión de plancha metálica y ángulos 21
Figura 1.34. Vigas de Celosía 21
Figura 1.35. Viga de tipo cajón 22
Figura 1.36. Puente grúa pórtico 22
Figura 1.37. Grúa Pluma 23
Figura 1.38. Puente grúa semipórtico 23
Figura 1.39. Partes de un puente grúa monorriel 24
Figura 1.40. Las vigas de un puente grúa 25
Figura 1.41. Carros testeros 25
Figura 1.42. Motores de movimiento longitudinal 26
Figura 1.43. Mando de control 26
Figura 1.44. Cabina de mando del puente grúa 26
Figura 1.45. Polipasto 27
Figura 1.46. Polipasto eléctrico por cadena 28
Figura 1.47. Líneas de alimentación 28
Figura 1.48. Gancho 29
Figura 2.1. Curva de esfuerzo-deformación para los valores mínimos especificados para varios aceros estructurales. 34
Figura 2.2. Carga pulsante y carga alternante. 38
Figura 2.3. Efecto de la temperatura de operación en la resistencia a la fluencia S_y y la resistencia ultima S_{ut}. La ordenada es la relación de la resistencia a la temperatura de operación y la resistencia a temperatura ambiente. 39
Figura 2.4. Tendencia de corrosión en función de la energía libre de Gibbs. 40

Figura 2.5. Esquema del circuito galvánico. 41
Figura 2.6. Perfiles estructurales tal y como son producidos directamente por los fabricantes de acero. 43
Figura 2.7. Esquematización de las cargas muertas. 48
Figura 2.8. Representación de la caga de viento. 52
Figura 2.9. Presión de cargas debido al viento y distribución de la misma en los marcos principales. 52
Figura 2.10. Representación de carga de sismo 54
Figura 2.11. Acumulación de granizo. 57
Figura 2.12. Acumulación de ceniza volcánica. 58
Figura 2.13. Empuje lateral efectivo y área efectiva resistente en vigas de sección abierta. 60
Figura 2.14. Pandeo del patín cuando la compresión es muy grande. 69
Figura 2.15. Dimensiones del perfil W. 69
Figura 2.16. Nomograma para determinar las longitudes efectivas 78
Figura 2.17. Cargas combinadas en columnas. 82
Figura 2.18. Esquema en corte de la cimentación. 85
Figura 2.19. Fuerzas compresivas en el ala del perno de anclaje. 85
Figura 2.20. Fuerzas actuantes y momentos resultantes para 4 pernos (corte en la columna principal). 87
Figura 2.21. Fuerzas actuantes y momentos resultantes para 8 pernos (corte en la columna principal). 88
Figura 2.22. Perno de anclaje, un elemento sometido a tracción. 89
Figura 2.23. Esquema dimensional de la placa base en corte. 92
Figura 2.24. Vista superior del esquema. 92
Figura 2.25. Pandeo en el ala de la placa base y diagrama de momentos generado. 93
Figura 2.26. Simbología geométrica de la placa base para 8 pernos de anclaje 96
Figura 2.27. Esquema gráfico de la cimentación. 97
Figura 2.28. Conjunto placa tapa y ménsulas de conexión para las columnas secundaria y primaria. 99
Figura 2.29. Sección crítica de diseño 100
Figura 2.30. Columna y ménsulas base 101
Figura 2.31. Conexión soldada en placa base con un ancho de soldadura a 102
Figura 3.1. Puente grúa de 5 toneladas en Schlumberger – El Coca 121
Figura 3.2. Puente grúa de 3 toneladas en Schlumberger – El Coca 122
Figura 3.3. Puente grúa de 2 toneladas en Schlumberger – El Coca 122

Figura 3.4. Puente grúa de 5 toneladas en Petrobras 123
Figura 3.5. Celosía armada.....129
Figura 3.6. Viga carrilera de un puente grúa de la casa DEMAG 131
Figura 3.7. Disposición de los canales de correa tipo C en un galpón industrial 132
Figura 3.8. Tipos de Duratecho en el mercado 133
Figura 4.1. Esquema general de la nave industrial tipo puente grúa 144
Figura 4.2. Esquema detallado de la nave industrial tipo puente grúa a diseñar.....145
Figura 4.3. Especificación del ancho colaborante para el análisis del pórtico 146
Figura 4.4. Geometría del perfil C que se quiere usar (H=150, B=50, e=6).....148
Figura 4.5. Propiedades del “duratecho”.....149
Figura 4.6. Aplicación de las cargas de viento en el pórtico, en succión y presión. 153
Figura 4.7. Representación de la carga de viento en la nave industrial.....154
Figura 4.8. Esquematización de la carga de sismo para el diseño 157
Figura 4.9. Geometría del forro metálico.....158
Figura 4.10. Representación de la carga de granizo en la cubierta.....159
Figura 4.11. Representación de la carga de ceniza volcánica en la cubierta 159
Figura 4.12. Cargas verticales cuando el polipasto ejerce la carga en posición central .162
Figura 4.13. Cargas verticales cuando el polipasto ejerce la carga en posición extrema 162
Figura 5.1. Diagrama del cuerpo libre de la viga carrilera 168
Figura 5.2. Reacciones resultantes (Kip) 168
Figura 5.3. Diagrama de cortante de la viga carrilera (Kip) 168
Figura 5.4. Diagrama de momento flector de la viga carrilera (Kip – in) 169
Figura 5.5. Resultados numéricos de los diagramas de cortante y momento flector para la sección 3 – 6 m en donde se registra el mayor valor del cortante.....169
Figura 5.6. Resultados numéricos de los diagramas de cortante y momento flector para la sección 3 – 6 m en donde se registra el mayor valor del momento flector 170
Figura 5.7. Deflexión máxima en la viga 175
Figura 5.8. Diagrama del cuerpo libre de la viga de carga 177
Figura 5.9. Reacciones resultantes (Kip) y momentos de empotramiento en (kip-in).....177
Figura 5.10. Diagrama de cortante de la viga carrilera (Kip) 178
Figura 5.11. Diagrama de momento flector de la viga carrilera (Kip-in).....178
Figura 5.12. Resultados numéricos de los diagramas de cortante y momento flector para la sección 0 – 10 m donde se registra el mayor valor del cortante 178
Figura 5.13. Resultados numéricos de los diagramas de cortante y momento flector para la sección 0 – 10 m donde se registra el mayor valor del momento flector.....179

Figura 5.14. Ancho colaborante en función del número de canales c. (a) 10 correas distribuidas, (b) 9 correas distribuidas, (c) 8 correas distribuidas y (d) 7 correas distribuidas. 187
Figura 5.15. Distancia máxima desde el centroide a los extremos de la sección. 190
Figura 5.16. Diagrama del cuerpo libre de la correa de techo 191
Figura 5.17. Reacciones en el elemento (kip) 191
Figura 5.18. Diagrama de cortante y cortante máximo registrado (kip) 192
Figura 5.19. Diagrama de momento flector y momento flector máximo registrado (kip-in) 192
Figura 5.20. Deflexión máxima registrada (in).....192
Figura 5.21. Simbología dimensional para los perfiles C según la AISC 193
Figura 5.22. Deflexión máxima registrada (in).....197
Figura 5.23. Reacciones verticales generadas por el puente grúa alineado en el pórtico y empuje lateral 198
Figura 5.24. Detalles en las conexiones 2 y 6 de la figura anterior, donde se visualiza más claramente la aplicación de las cargas. 198
Figura 5.25. Diagrama del cuerpo libre para el diseño del pórtico característico, en máximas condiciones de carga, considerando la aplicación de la carga muerta total. ...205
Figura 5.26. Definición de los estados de carga.....207
Figura 5.27. Reacciones y momentos por los elementos unidos al pórtico afectados por el ancho colaborante (correas, vigas carrileras, forro metálico y carga de seguridad) 207
Figura 5.28. Reacciones y momentos generados por el puente grúa en el pórtico 208
Figura 5.29. Carga viva de cubierta distribuida en el pórtico 208
Figura 5.30. Distribución normal de la carga de viento en presión y succión 209
Figura 5.31. Aplicación de la carga de sismo en la estructura.....209
Figura 5.32. Distribución de la carga de granizo en el pórtico 209
Figura 5.33. Distribución de la carga de ceniza volcánica en el pórtico.....210
Figura 5.34. Definición de la carga muerta total 210
Figura 5.35. Definición de los 14 tipos de combinaciones de carga en el SAP2000, ejemplo de definición de la combinación 6.....211
Figura 5.36. Diagrama de cortante para la combinación de carga 1 212
Figura 5.37. Diagrama de momento flector para la combinación de carga 1 212
Figura 5.38. Diagrama de fuerzas axiales para la combinación de carga 1.....212
Figura 5.39. Diagrama de cortante para la combinación de carga 2 213
Figura 5.40. Diagrama de momento flector para la combinación de carga 2 213
Figura 5.41. Diagrama de fuerzas axiales para la combinación de carga 2.....213

Figura 5.42. Diagrama de cortante para la combinación de carga 3 214
Figura 5.43. Diagrama de momento flector para la combinación de carga 3.....214
Figura 5.44. Diagrama de fuerzas axiales para la combinación de carga 3.....214
Figura 5.45. Diagrama de cortante para la combinación de carga 4 215
Figura 5.46. Diagrama de momento flector para la combinación de carga 4.....215
Figura 5.47. Diagrama de fuerzas axiales para la combinación de carga 4.....215
Figura 5.48. Diagrama de cortante para la combinación de carga 5 216
Figura 5.49. Diagrama de momento flector para la combinación de carga 5.....216
Figura 5.50. Diagrama de fuerzas axiales para la combinación de carga 5.....216
Figura 5.51. Diagrama de cortante para la combinación de carga 6 217
Figura 5.52. Diagrama de momento flector para la combinación de carga 6.....217
Figura 5.53. Diagrama de fuerzas axiales para la combinación de carga 6.....217
Figura 5.54. Diagrama de cortante para la combinación de carga 7 218
Figura 5.55. Diagrama de momento flector para la combinación de carga 7.....218
Figura 5.56. Diagrama de fuerzas axiales para la combinación de carga 7.....218
Figura 5.57. Diagrama de cortante para la combinación de carga 8 219
Figura 5.58. Diagrama de momento flector para la combinación de carga 8.....219
Figura 5.59. Diagrama de fuerzas axiales para la combinación de carga 8.....219
Figura 5.60. Diagrama de cortante para la combinación de carga 9 220
Figura 5.61. Diagrama de momento flector para la combinación de carga 9.....220
Figura 5.62. Diagrama de fuerzas axiales para la combinación de carga 9.....220
Figura 5.63. Diagrama de cortante para la combinación de carga 10 221
Figura 5.64. Diagrama de momento flector para la combinación de carga 10.....221
Figura 5.65. Diagrama de fuerzas axiales para la combinación de carga 10.....221
Figura 5.66. Diagrama de cortante para la combinación de carga 11 222
Figura 5.67. Diagrama de momento flector para la combinación de carga 11.....222
Figura 5.68. Diagrama de fuerzas axiales para la combinación de carga 11.....222
Figura 5.69. Diagrama de cortante para la combinación de carga 12 223
Figura 5.70. Diagrama de momento flector para la combinación de carga 12.....223
Figura 5.71. Diagrama de fuerzas axiales para la combinación de carga 12.....223
Figura 5.72. Diagrama de cortante para la combinación de carga 13 224
Figura 5.73. Diagrama de momento flector para la combinación de carga 13.....224
Figura 5.74. Diagrama de fuerzas axiales para la combinación de carga 13.....224
Figura 5.75. Diagrama de cortante para la combinación de carga 14 225
Figura 5.76. Diagrama de momento flector para la combinación de carga 14.....225
Figura 5.77. Diagrama de fuerzas axiales para la combinación de carga 14.....225

Figura 5.78. Valor máximo de cortante, momento flector y fuerza axial con la combinación de carga 4 para el elemento 3-4 228
Figura 5.79. Comprobación del SAP2000 para el pórtico tipo con los perfiles que muestra la figura, utilizando las 13 combinaciones de carga descritas anteriormente 229
Figura 5.80. Cálculo de K en el nomograma 232
Figura 5.81. Posicionamiento de las columnas tipo W, en el eje X-Z 234
Figura 5.82. Momento flector en 1 238
Figura 5.83. Momento flector en 2 238
Figura 5.84. Momento flector en 6 238
Figura 5.85. Momento flector en 7 238
Figura 5.86. Cálculo de K en el nomograma 243
Figura 5.87. Momento flector en 3 247
Figura 5.88. Momento flector en 4 247
Figura 5.89. Momento flector en 4 247
Figura 5.90. Momento flector en 5 248
Figura 5.91. Asignación de los perfiles determinados en el SAP2000.....250
Figura 5.92. Deflexión máxima en 3-4 con la combinación de carga 4.....251
Figura 5.93. Deflexión máxima en 4-5 con la combinación de carga 4.....251
Figura 5.94. Momento máximo en 6-7 en el punto 7. 252
Figura 5.95. Tentativa de diseño para la cimentación 253
Figura 5.96. Simbología alfanumérica de diseño 261
Figura 5.97. Valores de diseño máximos en los puntos de conexión 265
Figura 5.98. Cortante máximo en la columna principal A (1-2), en el NODO 2 con la combinación de carga 4 266
Figura 5.99. Momento flector máximo en la columna principal A (1-2), en el NODO 2 con la combinación de carga 4 266
Figura 5.100. Fuerza axial máxima en la columna principal A (1-2), en el NODO 2 con la combinación de carga 4 266
Figura 5.101. Descomposición de la reacción vertical en la correa de techo 268
Figura 5.102. Tentativa constructiva para la unión entre las vigas trabes 269
Figura 5.103. Tentativa constructiva para la unión entre la viga trabe y la columna secundaria 269
Figura 5.104. Tentativa constructiva para la unión entre la columna secundaria y la columna primaria 269
Figura 5.105. Tentativa constructiva para la unión entre la columna principal y la placa base.....270

Figura 5.106. Junta soldada W-1 (columna principal W18X71, ménsulas base y placa base) 271
Figura 5.107. Junta soldada W-2 (columna principal W18X71, ménsulas tipo C y placa tapa tipo C) 271
Figura 5.108. Junta soldada W-3 (columna secundaria W12X35 y placa tapa tipo C)....271
Figura 5.109. Junta soldada W-4 (columna secundaria W12X35, viga carrilera y placa tapa tipo C) 271
Figura 5.110. Junta soldada W-5 (Viga trabe W18X40 y placa tapa tipo B) 272
Figura 5.111. Junta soldada W-6 (Vigas trabe W18X40, placa tapa tipo A y ménsula A) 272
Figura 5.112. Junta soldada W-7 (Viga carrilera W14X53 y placa tapa tipo C) 272
Figura 5.113. Junta soldada W-8 (Canales tipo C150X50X6 y vigas trabe) 272
Figura 5.114. Geometría y dimensiones de la ménsula tipo A 273
Figura 5.115. Geometría y dimensiones de la ménsula tipo B 274
Figura 5.116. Geometría y dimensiones de la ménsula tipo C 274
Figura 5.117. Geometría y dimensiones de la placa tapa A 274
Figura 5.118. Geometría y dimensiones de la placa tapa B 274
Figura 5.119. Geometría y dimensiones de la placa tapa C 275
Figura 5.120. Geometría y dimensiones de la ménsula base 275
Figura 5.121. Sección crítica A, para el conjunto placa tapa + ménsula en la conexión de las 2 vigas trabe 275
Figura 5.122. Sección crítica B, para el conjunto placa tapa + ménsula en la conexión de la columna secundaria y la viga trabe 276
Figura 5.123. Sección crítica C, para el conjunto placa tapa + ménsula en la conexión de la columna primaria y la columna secundaria 276
Figura 5.124. Recomendación constructiva para la unión de 2 perfiles en zigzag....283
Figura 5.125. Tentativa constructiva de la viga de carga 284
Figura 5.126. Viga de carga acoplada y en pandeo por solicitación de carga crítica....284
Figura 5.127. Sección soldada que soporta la solicitación de carga 285
Figura 5.128. Momento flector a los 4,5 metros de la viga de carga 286
Figura 5.129. Momento flector a los 15,5 metros de la viga de carga 286
Figura 5.130. Esquema del acople entre la viga de carga y el carro testero en 3D 288
Figura 5.131. Geometría tentativa de la conexión empernada entre la viga de carga y el carro testero 288
Figura 6.1. Vista frontal de una cimentación 293
Figura 6.2. Cimentación y placas bases....294

Figura 6.3. Izaje de las columnas principales.....295
Figura 6.4. Colocación de las vigas carrileras en la nave industrial.....296
Figura 6.5. Colocación de las placas tapas y ménsulas en las columnas principales.....297
Figura 6.6. Izaje de las columnas secundarias.....297
Figura 6.7. Colocación de las placas tapa superiores y las ménsulas W18X40 en la parte superior de la columna secundaria 298
Figura 6.8. Armado del conjunto vigas trabe, placa tapa y ménsula en el piso 299
Figura 6.9. Izaje del conjunto vigas trabe en la nave industrial 300
Figura 6.10. Posicionamiento de las correas de techo en el punto más alto de las vigas trabe 300
Figura 6.11. Posicionamiento de las correas restantes 301
Figura 6.12. Perfiles angulares y cables pretensados para un mejor arreostramiento del techo.....302
Figura 6.13. Atiesadores de rodilla.....303
Figura 6.14. Atiesadores de viga distribuidos.....303
Figura 6.15. (a) Atiesadores de rodilla para la conexión entre las columnas secundarias y las vigas trabe; (b) Atiesadores de rodilla para la conexión entre las vigas trabe.....304
Figura 6.16. Fijación del novatecho en una nave industrial.....305
Figura 6.17. Dimensiones del perfil de la riel ASCE 40 306
Figura 6.18. Posicionamiento de las rieles ASCE 40 centradas en la parte superior de la viga carrilera 307
Figura 6.19. Ensamble del conjunto puente grúa 307
Figura 6.20. Ensamble del puente grúa en la estructura 308

LISTA DE ANEXOS

ANEXO 1	UBC 97 – DISEÑO EN VIENTO
ANEXO 2	ESTACIONES UBICADAS POR EL INHAMI Y VELOCIDADES DE VIENTO POR ESTACIÓN
ANEXO 3	TABLAS DEL CEC PARA DETERMINAR LAS CARGAS DE SISMO
ANEXO 4	CATÁLOGO DE PERFILES Y PLANCHAS ESTRUCTURALES DE IPAC
ANEXO 5	CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DE LAS VARILLAS UNIFER AZA PARA CIMENTACIONES ESTRUCTURALES
ANEXO 6	PLANOS CONSTRUCTIVOS Y DATOS DE UN PUENTE GRÚA MONORRIEL DE 5 TONELADAS DE CAPACIDAD PROPORCIONADO POR LA EMPRESA MECASER
ANEXO 7	CARACTERÍSTICAS Y COTIZACIÓN DE LOS ELEMENTOS DEL PUENTE GRÚA CONSIDERADOS PARA EL DISEÑO DE LA NAVE INDUSTRIAL
ANEXO 8	PLANOS DEL PROYECTO
ANEXO 9	ESPECIFICACIONES DEL PROCEDIMIENTO DE SOLDADURA DEL PROYECTO (WPS)

RESUMEN

En el Ecuador, la industria metalmecánica, es un campo en expansión que se ha convertido en el foco de atención de los ingenieros mecánicos de nuestro país. Una industria metalmecánica tiene una amplia funcionalidad en el sector productivo y constructivo del país. Es importante entonces la implementación de sistemas que permitan mejorar el trabajo dentro de esta industria. Debido a esto, hoy en día muchas de las industrias metalmecánicas del país cuentan imprescindiblemente con sistemas de izaje tipo de puente grúa que facilitan de gran manera el trabajo a nivel industrial.

Sin embargo, hasta hoy en día no se ha realizado un estudio que identifique claramente las necesidades existentes en la industria metalmecánica de nuestro país.

De acuerdo a lo anteriormente expuesto, en el capítulo 1 de la presente obra se realiza un estudio teórico-descriptivo de las estructuras metálicas y los puentes grúa, de manera que el lector pueda sentirse familiarizado con el lenguaje ingenieril usado en esta obra.

En el capítulo 2 se establecen los fundamentos teóricos de la resistencia de materiales y el diseño estructural que sentarán la base en la cual se fundamentará el diseño de este proyecto. En este capítulo se establecen también las normas internacionales y ecuatorianas de referencia sobre las cuales se apoyará la realización del presente diseño.

El estudio de la industria metalmecánica en el país se desarrolla en el capítulo 3, por medio de un análisis estadístico de una muestra al azar de edificaciones tipo puente grúa de la industria ingenieril en el Ecuador. En este capítulo se establecen los requerimientos funcionales a cumplir por la nave industrial para que su implementación esté acorde con las necesidades del país. También se hace uso de matrices de selección ingenieril con el fin de dar una solución factible a la selección de alternativas de diseño.

Según los requerimientos establecidos en el capítulo 3, el capítulo 4 reúne todas las características de la nave industrial hasta el momento y mediante los fundamentos teóricos del capítulo 2, se establecen las cargas de diseño de la nave industrial.

En el capítulo 5, utilizando los fundamentos teóricos establecidos en el capítulo 2 y los parámetros de diseño establecidos en el capítulo 4, se da solución al diseño de la obra y se establece la perfilería más conveniente a usar, el diseño de las cimentaciones, los accesorios de conexión, y el diseño de las conexiones tanto soldadas como empernadas.

El capítulo 6 propone una guía rápida para el montaje basada en la teoría estructural y recomendaciones de varios proyectistas estructurales.

Finalmente, en el capítulo 7 en base a recomendaciones de empresas estructurales y consultas realizadas a las casas comerciales de los elementos de la construcción en el país, se establece el análisis de costos para la implementación del proyecto.

PRESENTACIÓN

La ingeniería en todo su espectro tiene la función primordial de facilitar la vida del ser humano en sociedad. Son los avances tecnológicos los que rigen el avance de la sociedad y su entorno. Es entonces función primordial del ingeniero, implementar un mimetismo entre la tecnología y el entorno de vida del ser humano, en aras de favorecer al desarrollo de la sociedad.

Hoy en día la ingeniería no puede existir sin la tecnología, a diferencia de años atrás donde la tecnología tan solo complementaba el trabajo ingenieril.

Las industrias de carácter ingenieril deben por tanto tratar de siempre estar al día con los requerimientos tecnológicos necesarios para su funcionamiento.

Por tanto, en aquellas industrias donde se hace ingeniería mecánica, la utilización de un mecanismo tipo puente grúa es sin duda una necesidad. Por otro lado, la posición de la industria metalmecánica en el Ecuador no está claramente definida; es decir, se conoce de su existencia, pero no se conoce a ciencia cierta su magnitud y por tanto una posible clasificación de la misma.

Es por eso que mediante un estudio estadístico y el uso de matrices de diseño ingenieril, se busca establecer los parámetros de diseño necesarios para la constitución del proyecto.

Dentro de la presente obra se establece el diseño de una nave industrial tipo puente grúa acorde con las necesidades ingenieriles del país. El diseño planteado establece las dimensiones y tipología del edificio estructural en acero y el diseño del puente grúa en sí para su acople en dicho edificio.

La presente obra resume las consideraciones necesarias para el cálculo estructural en acero citando normas de amplio uso internacional y normas ecuatorianas que rigen la construcción.

El montaje también es discutido con el fin de proporcionar una breve guía que permita al diseñador tener un referente de construcción de la nave industrial tipo puente grúa que aquí se propone.

Finalmente, el estudio no podría estar completo sin el respectivo desarrollo de los costos, los mismos que serán evaluados para la presente fecha y de esta manera presentar una cuantificación económica del proyecto.

CAPÍTULO 1
GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

El presente capítulo tiene por objetivo familiarizar al lector con los fundamentos teórico-descriptivos tanto del diseño estructural como del puente grúa. Se realiza una pequeña introducción general de la industria metalmecánica, y se descompone este concepto hasta finalmente llegar a definir la industria metalmecánica en el país. Se exponen las bases teóricas fundamentales del diseño estructural y se explica a detalle los elementos constitutivos que caracterizan a una edificación metálica. Finalmente, se realiza un estudio bibliográfico de los puentes grúa, sus características operacionales, elementos constitutivos y normas que los rigen.

1.2 LA INDUSTRIA METALMECÁNICA

La industria metalmecánica es aquella en la cual se lleva a cabo operaciones ingenieriles dentro del campo de la mecánica industrial. Dentro de las operaciones más relevantes se puede citar a: la fabricación de elementos para los cuales se necesita algún tipo de operación mecánica, distribución de estos elementos a las distintas industrias que los comercializan y el almacenaje de los mismos.

La industria metalmecánica es un sector muy amplio, difícil de generalizar y cuyas aplicaciones prácticas son innumerables. Los casos más destacables de ejemplos de la industria metalmecánica son las industrias acereras, las cuales se dedican a la fabricación y/o tratamiento del acero con el fin de obtener acero como producto final, el cual que puede ser utilizado para fines constructivos.

Con el pasar de los años, la industria metalmecánica ha ido creciendo, y las innovaciones tecnológicas fruto de la continua aplicación científica por parte del ser humano han ido ayudando para que esto se lleve a cabo.

Hoy en día, la industria metalmecánica va de la mano con la tecnología, que de hecho, se ha convertido en su más aliada herramienta que entre muchas otras ventajas ha disminuido los tiempos de fabricación y ha aumentado el nivel de

calidad de los productos que hoy en día se encuentran a la disposición del ser humano.

Es por eso que la implementación de nuevos elementos que actúen en el beneficio de la industria metalmecánica es además de importante, necesaria, y la mejor manera de cumplir con este fin es la normalización de dichos elementos. De esta manera el empresario que desee incurrir dentro de una empresa de este tipo, deberá tener acceso a esta información, y consecuentemente podrá adquirir conocimiento de todos aquellos elementos que hoy en día son una necesidad en la industria metalmecánica. Uno de estos elementos, motivo principal de esta obra es el llamado puente grúa.

1.3 LA INDUSTRIA METALMECÁNICA EN EL ECUADOR

En el Ecuador el desarrollo de la industria metalmecánica es cada vez más notorio. Tenemos así grandes ejemplos de industrias como NOVACERO, una sólida empresa ecuatoriana que ha venido ganando campo desde 1973 y cuya labor principal es el procesado del acero y la fabricación e implementación de soluciones de acero para la construcción dentro del campo industrial y agroindustrial.

Tenemos también el ejemplo de la empresa FUNDIRECICLAR, una empresa líder nacional en la aplicación del sistema de moldeo con resinas furánicas. Esta empresa se dedica a la fundición y reciclaje de metales ferrosos y no ferrosos. Además, producen e importan piezas fundidas para distintas aplicaciones (como por ejemplo las tapas de alcantarillados, o los ganchos que se utilizan para la sujeción de los cables en los postes eléctricos).

Otro ejemplo es la empresa CEPEDA compañía limitada, que se dedica al ensamble de carrocería para buses.

Se tiene también ADELCA una empresa que al igual que NOVACERO se dedica al procesamiento del acero y la obtención de productos finales que puedan ser utilizados dentro del campo de la construcción.

Aunque todos los ejemplos citados pertenecen a ejemplos de industrias metalmecánicas de gran capacidad, también se tienen industrias pequeñas donde el trabajo no es tan amplio, pero sin embargo la producción que se maneja requiere de equipos acordes con la tecnología de hoy en día. Tenemos así el

ejemplo de STEEL FLEX una industria que se dedica a la obtención de rollos y varillas de acero mediante el empleo de máquinas estribadoras, o también tenemos a ROAD BUILDERS, que se dedica a la fabricación de estructuras metálicas. En industrias como esta, el uso del puente grúa es inevitable, pues su aplicación es necesaria para la movilización y agrupamiento del producto final.

1.4 LAS ESTRUCTURAS METÁLICAS.

Las estructuras metálicas constituyen un sistema constructivo muy difundido en varios países cuya elección viene dada por sus ventajas en cuanto a los plazos de obra, relación costo de mano de obra, costos de materiales, financiación, etc. Poseen una gran capacidad resistente por el empleo de acero, ventaja que le permite cubrir grande luces y cargas importantes.[1]

Figura 1.1. Montaje de una estructura metálica

1.4.1 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS METÁLICAS

Las estructuras de una manera general se las puede dividir en dos grupos principales:

1.4.1.1 Estructuras de cascarón

Este tipo de estructuras están hechas principalmente de placas o láminas. Ejemplos de estas estructuras son: tanques de almacenamiento, silos, cascos de buques, carros de ferrocarril, aeroplanos y cubiertas de cascarón para edificios grandes.

[1] http://www.construmatica.com/construpedia/Estructuras_Met%C3%A1licas

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

Los cascarones no han sido utilizados ampliamente en estructuras metálicas. Este hecho se debe entre varias, a las siguientes razones:

- Su diseño no presenta una factibilidad económica viable.
- Los ahorros en peso pueden ir acompañados de correspondientes aumentos en los costos de construcción.
- Para poder reducir los costos de construcción de este tipo de estructuras, se requiere una reorganización y una renovación del equipo, tanto en los talleres como en las cuadrillas de construcción.

1.4.1.2 Estructuras reticulares

Estas estructuras están constituidas por conjuntos de miembros alargados, tales como armaduras, marcos rígidos, trabes, tetraedros o estructuras reticuladas tridimensionales.

Los miembros principales de las estructuras reticulares no son generalmente funcionales y se usan únicamente para la transmisión de las cargas, lo que obliga a colocar elementos adicionales, tales como muros, pisos, techos y pavimentos, que satisfagan los requisitos funcionales.[2]

Figura 1.2. Puente de celosía (estructura reticular)

[2] BRESLER, LIN y SCALZI; Diseño de Estructuras en Acero; Limusa, Noriega Editores; 1997; pág.21

1.5 EDIFICIO O NAVE INDUSTRIAL

Una nave industrial se la define como una construcción propia para resolver los problemas de alojamiento y operación de una industria. También se la puede definir como la instalación física o edificación diseñada y construida para realizar las distintas actividades industriales de producción, transformación, manufactura, ensamble, procesos industriales, almacenaje y distribución.

En una nave industrial se necesitan grandes claros, a fin de lograr grandes espacios sin existencia de apoyos intermedios, de tal manera que la nave industrial pueda operar sin obstáculos ni restricciones, trabajando así con mucha versatilidad.

Figura 1.3. Ejemplos de instalaciones en donde se adecuado una nave industrial

1.5.1 CARACTERÍSTICAS ELEMENTALES DE UNA NAVE INDUSTRIAL

1.5.1.1 Rapidez

Una nave industrial es muy fácil y rápida de construir ya que la mayoría de los elementos son prefabricados. Dichos elementos se construyen en plantas y una vez en la obra se colocan y se ensamblan. Para esto se utilizan las grúas, las cuales son muy fáciles de mover para rápidamente colocar los prefabricados. Por consiguiente, se pueden construir estas naves en corto tiempo.

1.5.1.2 Economía

En la construcción de las naves industriales existe una gran factibilidad económica debido al ahorro que se tiene al salvar grandes claros, y porque los elementos que forman las armaduras son muy ligeros (como la techumbre). Todo esto ayuda a la economía ya que se construyen estas naves en poco tiempo y con poca mano de obra.

1.5.2 ELEMENTOS PRINCIPALES DE UNA NAVE INDUSTRIAL

1.5.2.1 Zapatas

Las zapatas pueden ser de hormigón en masa, armado con planta cuadrada o rectangular de soportes verticales pertenecientes a estructuras de edificación sobre suelos homogéneos de estratigrafía sensiblemente horizontal.

Figura 1.4. Ejemplos de la instalación de zapatas

1.5.2.2 Columnas

Las columnas son elementos verticales cuya función es la de transportar la carga del techo al piso, en cualquier tipo de edificio, nave, etc. Para nuestro caso las columnas son elementos que transportan las cargas de la armadura, las cargas de izaje del puente grúa, las cargas de impacto y las cargas que producen el viento y los sismos. Se muestran en la siguiente figura.

Figura 1.5. Instalación de las columnas

1.5.2.3 Armaduras

Podemos decir que una armadura es semejante a una viga cuya alma no es maciza sino está compuesta por piezas que forman un sistema a base de triángulos. A la armadura se le considera como si estuviese simplemente apoyada en las columnas o semiempotrada.

Las armaduras trabajan como barras unidas y absorben los esfuerzos ya sean de compresión o de tensión, en cualquiera de los casos el acero del cual están constituidas, es el material idóneo para absorber dichos esfuerzos y solamente se deberá revisar su relación de esbeltez y el esfuerzo de pandeo cuando trabajan a compresión. Esto hace que sean sumamente eficientes y puedan cubrir grandes claros con un costo más bajo, ya que los perfiles de acero que absorben estos esfuerzos son de secciones pequeñas y por tanto de poco peso como se muestra en la siguiente figura.

Figura 1.6. Armaduras de una nave industrial

1.5.2.4 Largueros

Para soportar el peso del techo, peso propio y carga viva, se utilizan unas vigas ligeras que denominamos largueros. Para absorver de mejor manera los esfuerzos provocados en estas vigas se las puede diseñar como armaduras pequeñas o como vigas prefabricadas de sección monten o canal. Si los claros son demasiado largos, se deben usar dos montenes o dos canales formando una sección cajón. Estos elementos trabajan predominantemente a flexión y cortante.

Figura 1.7. Largueros de techo

1.5.2.5 Techos de lámina

En las naves industriales la techumbre se debe hacer con elementos sumamente ligeros, usándose láminas muy ligeras de diferentes tipos y todas ellas tienen una característica similar que es el poco peso.

Estas láminas en su mayoría no son aislantes térmicos ni acústicos, sin embargo, existen en el mercado con un costo más elevado láminas térmicas y acústicas, ya que en algunas naves industriales es necesario aislar el ruido y conservar una temperatura adecuada.

Figura 1.8. Instalación de los techos

1.5.3 ELEMENTOS SECUNDARIOS

1.5.3.1 Muros divisorios

Entre columna y columna de una nave industrial se colocan muros divisorios prefabricados para cubrir grandes claros (6, 7, 8 y 10 metros) de forma muy rápida y económica.

Estos muros se ensamblan uno sobre el otro y su colocación es muy rápida utilizando grúas ya que su peso es aproximadamente de una tonelada por tratarse de muros construidos de concreto ligero como se muestra en la siguiente figura.

Figura 1.9. Muros divisorios

1.5.3.2 Muros de contención

Los muros de contención se utilizan para absorber el empuje de tierras, desde el desnivel que existe entre el nivel de la nave y el terreno natural, ya que normalmente estas naves quedan elevadas sobre el nivel de la superficie, en ocasiones hasta un metro de altura.[3]

1.6 TEORÍA DE PÓRTICOS

Dentro del campo de la construcción el pórtico se define como un marco rígido que consta como mínimo de dos columnas y una viga que las une por la parte superior.

1.6.1 TIPOS DE PÓRTICOS Y SU CLASIFICACIÓN

Básicamente se tienen 2 tipos de pórticos en el análisis de estructuras metálicas: los pórticos con miembros de sección transversal constante y los pórticos con miembros de sección transversal variable. Cada uno puede estar sometido a diferentes condiciones según lo dicte el análisis estructural que deba aplicarse para su estudio, por lo tanto se tiene así.

a) Pórticos con miembros de sección transversal constante

a.1) Pórtico simétrico rectangular

- Con apoyos articulados

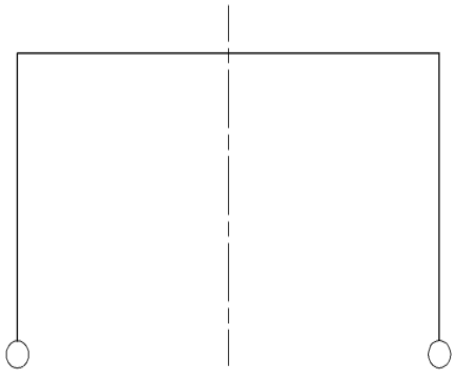


Figura 1.10. Pórtico simétrico rectangular de sección transversal constante con apoyos articulados

[3] http://catarina.udlap.mx/u_dl_a/tales/documentos/lic/ramirez_c_jc/capitulo2.pdf

- Con apoyos fijos:

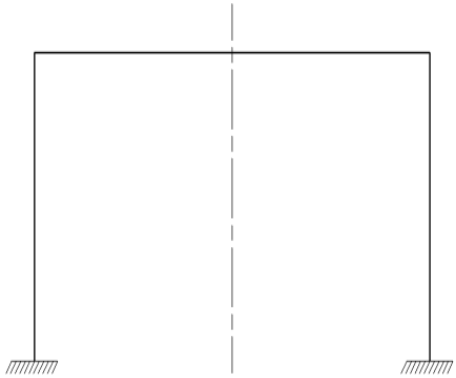


Figura 1.11. Pórtico simétrico rectangular de sección transversal constante con apoyos fijos

a.2) Pórtico trapezoidal simétrico

- Con apoyos articulados:

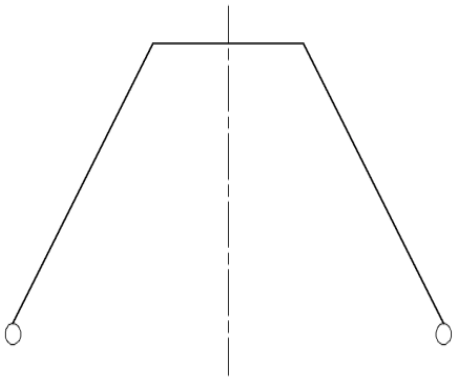


Figura 1.12. Pórtico trapezoidal simétrico de sección transversal constante con apoyos articulados

- Con apoyos fijos:

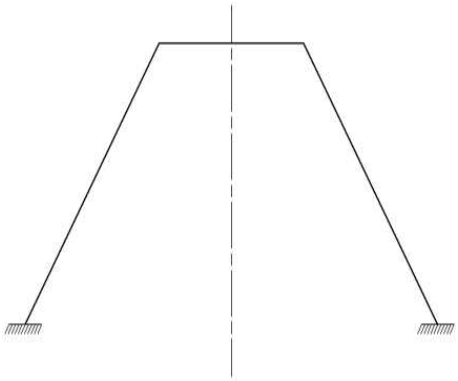


Figura 1.13. Pórtico trapezoidal simétrico de sección transversal constante con apoyos fijos

a.3) Pórtico simétrico de 2 vertientes

- Con apoyos articulados:

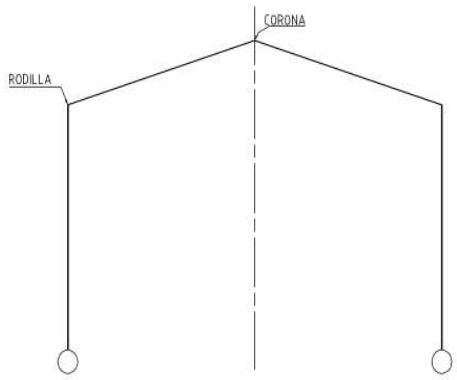


Figura 1.14. Pórtico simétrico de 2 vertientes de sección transversal constante con apoyos articulados

- Con apoyos fijos:

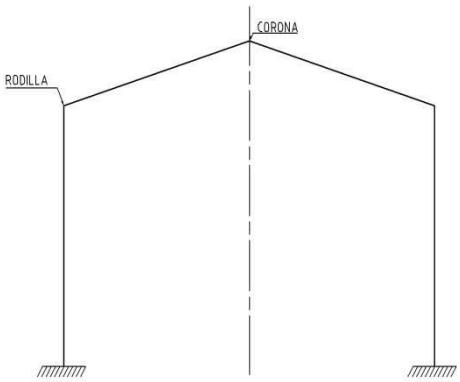


Figura 1.15. Pórtico simétrico de 2 vertientes de sección transversal constante con apoyos fijos

a.4) Pórtico parabólico simétrico

- Con apoyos articulados:

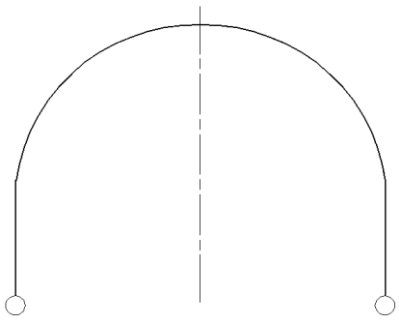


Figura 1.16. Pórtico parabólico simétrico de sección transversal constante con apoyos articulados

- Con apoyos fijos:

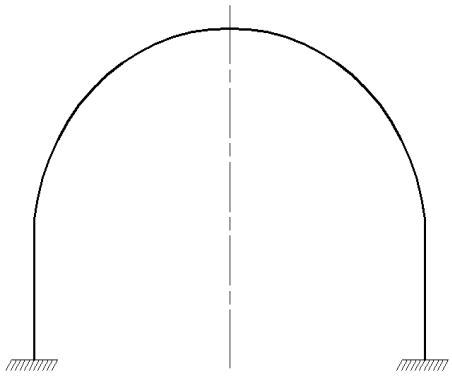


Figura 1.17. Pórtico parabólico simétrico de sección transversal constante con apoyos fijos

b) Pórticos con miembros de sección transversal variable

b.1) Pórtico simétrico rectangular

- Con apoyos articulados:

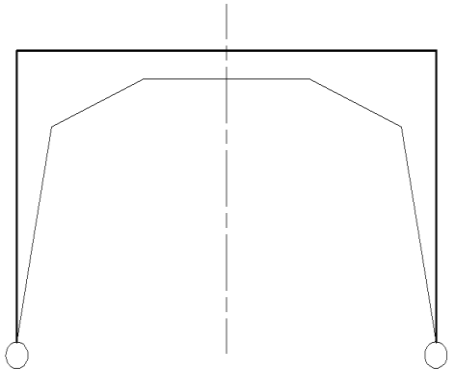


Figura 1.18. Pórtico simétrico rectangular de sección transversal variable con apoyos articulados

- Con apoyos fijos:

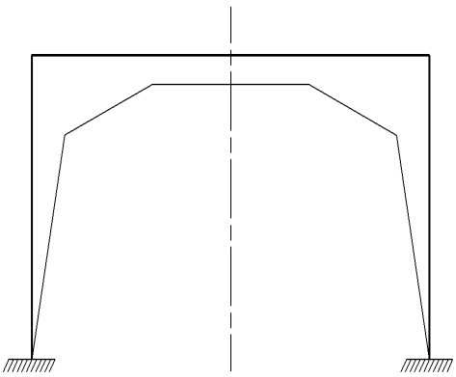


Figura 1.19. Pórtico simétrico rectangular de sección transversal variable con apoyos fijos

b.2) Pórtico trapezoidal simétrico

- Con apoyos articulados:

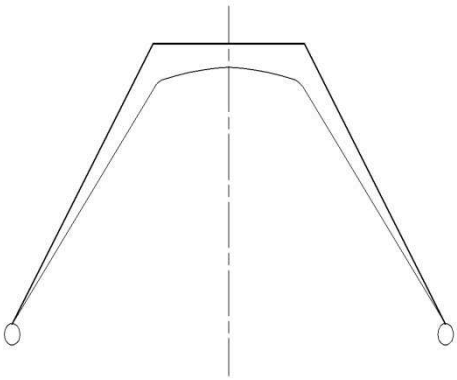


Figura 1.20. Pórtico trapezoidal simétrico de sección transversal variable con apoyos articulados

- Con apoyos fijos:

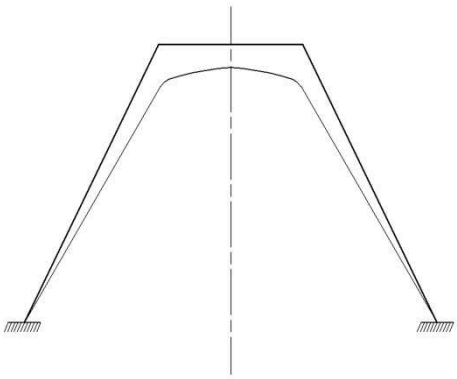


Figura 1.21. Pórtico trapezoidal simétrico de sección transversal variable con apoyos fijos

b.3) Pórtico simétrico de 2 vertientes

- Con apoyos articulados:

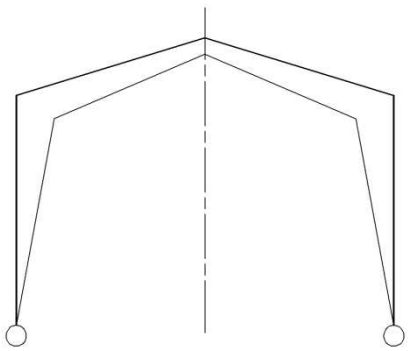


Figura 1.22. Pórtico simétrico de 2 vertientes de sección transversal variable con apoyos articulados

- Con apoyos fijos:

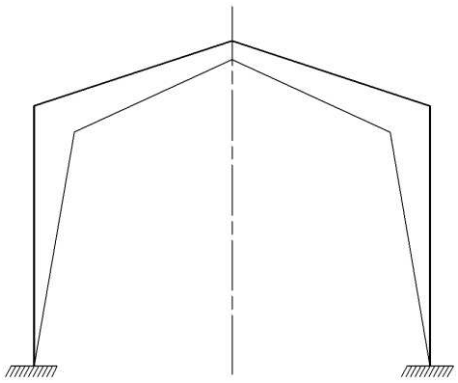


Figura 1.23. Pórtico simétrico de 2 vertientes de sección transversal variable con apoyos fijos

b.4) Pórtico parabólico simétrico

- Con apoyos articulados:

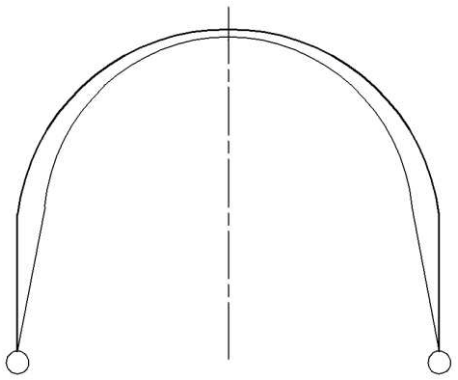


Figura 1.24. Pórtico parabólico simétrico de sección transversal variable con apoyos articulados

- Con apoyos fijos:

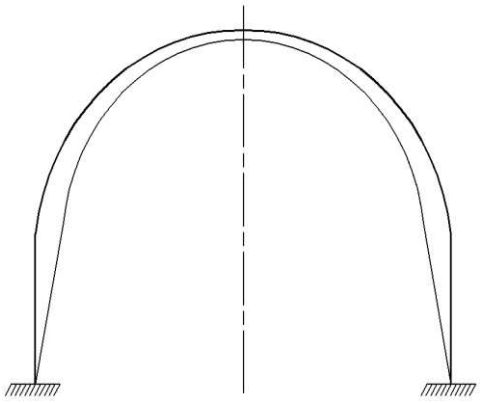


Figura 1.25. Pórtico parabólico simétrico de sección transversal variable con apoyos fijos

1.7 EL PUENTE GRÚA

Dentro del campo industrial, el puente grúa es sin duda uno de los elementos de izaje más efectivos que existen. El manejo de materiales en la industria metalmecánica es imprescindible, y debido a las limitaciones de la capacidad humana, el ingeniero se ha visto en la necesidad de implementar elementos que puedan favorecer a la ejecución de este tipo de trabajos. Un ejemplo de uno de los elementos que se han desarrollado para el manejo de cargas en la industria es el carro montacargas o carretilla elevadora utilizado para el transporte de cargas generalmente montadas sobre tarimas[4]. Sin embargo, a pesar del alto nivel de practicidad que el carro montacargas ha tenido dentro de las industrias ingenieriles, sus limitaciones son visibles cuando se requiere el transporte de cargas más pesadas y cuyo recorrido es complicado. Es entonces cuando se debe usar la aplicación de una grúa.

La grúa en sí se define como una herramienta de izaje empleada para la elevación y transporte de carga. El acople de este elemento tiene varias aplicaciones industriales, se tiene por ejemplo las grúas torre que se utilizan en el campo de la construcción civil, la grúa “luffing” o “transtainers” utilizada en puertos para el transporte y la estriba de contenedores.

El puente grúa es entonces una máquina que se utiliza para la elevación y transporte de materiales generalmente en proceso de almacenamiento o curso de fabricación. Las cargas que se manejan en un puente grúa van en el rango de 1 a 500 toneladas. De manera general, un puente grúa se encuentra constituido por una estructura acoplada a 2 carros testeros automotores sincronizados que están dotados de ruedas con doble pestaña para su encarrilamiento. Apoyado en dicha estructura y con capacidad para desplazarse 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. La combinación de movimientos entre la estructura y el carro actúa sobre cualquier punto de una superficie delimitada por la longitud de los rieles por los que se desplazan los testeros y por la separación entre ellos.

[4] http://es.wikipedia.org/wiki/Carretilla_elevadora

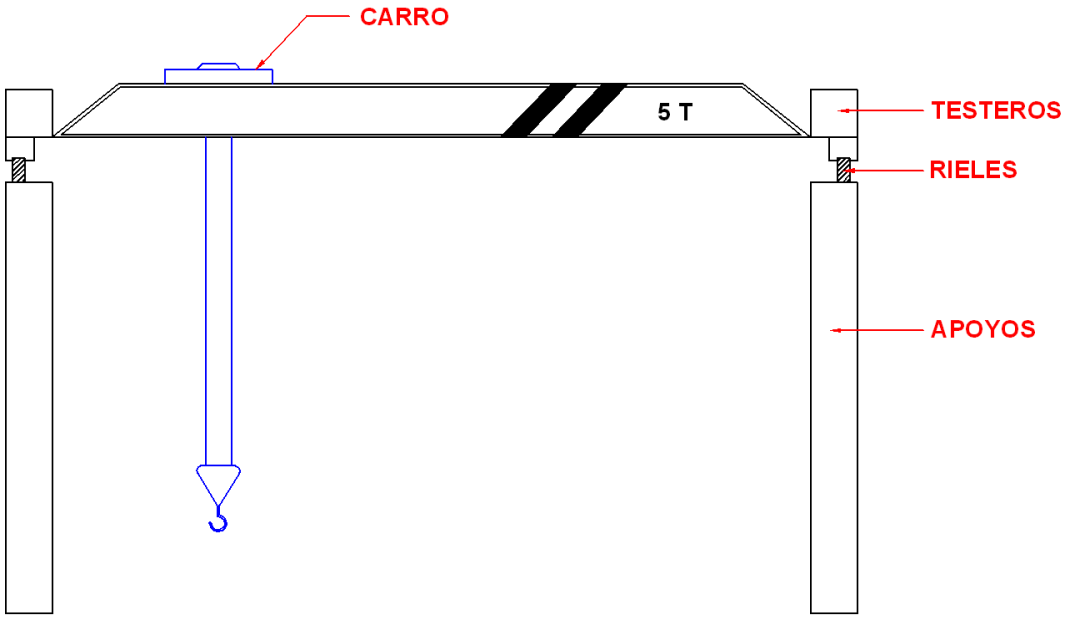


Figura 1.26. Elementos característicos de una nave industrial tipo puente grúa

1.7.1 CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES GRÚA SEGÚN LAS NORMAS QUE LOS RIGEN

a) Clasificación según las normas FEM

Los puentes grúa en cuanto a las normas FEM (Federación Europea de la Manutención) se clasifican según:

- El tiempo de funcionamiento
- El tipo de carga y
- Los choques a los que están sometidos

En la siguiente tabla se indica esta clasificación de los puentes grúa:

Tabla 1.1. Clasificación de los puentes grúa según las normas FEM

Nº	Tipo de puente grúa	Grupo
1	Con movimiento de traslación a mano	I
2	Con movimiento de traslación eléctrico para patios de almacenamiento	I – II
3	De poca carga para talleres y almacenes	II – III
4	Como los anteriores pero con carga grande	II
5	Para locomotoras	II
6	Para astilleros	II - III

En la siguiente tabla se puede observar los coeficientes de compensación y de choque.

Tabla 1.2. Características de los puentes grúa según el grupo

Grupo	Tiempo de funcionamiento	Tipo de carga	Choques	Coeficiente de compensación α
I	Poco	Pequeña	Normal	1,2
II	Mucho Poco Poco	Pequeña Grande Pequeña	Normal Fuertes Fuertes	1,4
III	Mucho Mucho Poco	Grande Pequeña Grande	Normal Fuertes Fuertes	1,6
IV	Mucho	Grande	Fuertes	1,9

VELOCIDAD DE TRASLACIÓN m/seg.		
Unión de los carriles normales	**Unión de los carriles soldados**	**Coeficiente de choque** γ
< 1,0	< 1,5	1,1
> 1,0	> 1,5	1,2

b) Clasificación según las normas británicas BS 2573

Según las normativas británicas BS 2573 se clasifica a los puentes grúa según las condiciones a las que se encuentra sometido. Estas son:

- El tipo de servicio que presta
- El número de horas de utilización por año
- Las velocidades de funcionamiento
- Su empleo

La clasificación de las grúas es necesaria porque se deben aplicar diversos factores de seguridad en su diseño, estos factores son más altos según el tipo de servicio que presten.

Dicha clasificación cataloga a los puentes grúa en clases, acorde a la información de la siguiente tabla.

Tabla 1.3. Clasificación acorde a las normas británicas BS 2573

CLASE	SERVICIO	UTILIZACIÓN (horas por año)	EMPLEO
1	Ligero	1000	Manuales, de baja potencia
2	Medio	2000	En fábricas, bodegas
3	Pesado	3000	Siderúrgicas
4	Extra-Pesado	> 3000	Acerías, ensambladoras

1.7.2 CLASIFICACIÓN GENERAL DEL PUENTE GRÚA SEGÚN SUS CARACTERÍSTICAS Y PRESTACIONES

1.7.2.1 Puente grúa monorriel

El puente grúa monorriel está conformado por una sola viga y constituye una solución eficaz para el movimiento de cargas cuando es necesario aprovechar toda la altura disponible del local, y el edificio no es extremadamente ancho.

Los puentes grúa de este tipo disponen de doble velocidad en todos los movimientos (elevación, traslación del carro y traslación del puente) y se encuentran equipados con polipastos como se puede apreciar en la siguiente figura.

Figura 1.27. Puente grúa monorraíl.

Presentan capacidades desde 1 hasta 25 toneladas y ofrecen la mejor relación prestación/servicio.

El puente grúa monorriel puede ser a su vez:

1.7.2.1.1 De viga simple

Como su nombre lo indica utiliza una sola viga de perfil W, por el cual se trasladará el polipasto.

Esta opción es más barata y liviana porque solo necesita una viga, en lugar de dos vigas en conjunto que utilizan un puente de doble viga de la misma capacidad. El trabajo de montaje además es menor al igual que la cantidad de materiales adicionales necesarios para esta operación.

1.7.2.1.2 De viga compuesta

Se compone de 2 perfiles para formar una sola viga. Se puede utilizar un perfil W acoplado en sus patines a un perfil C a fin de aumentar su resistencia en las partes donde el esfuerzo es mayor.

También se pueden utilizar vigas de celosía o de tipo cajón siempre que en su parte inferior lleve un perfil W por el que se pueda desplazar el polispasto.

La conformación de este tipo de vigas y sus secciones transversales se indican en la siguiente figura.

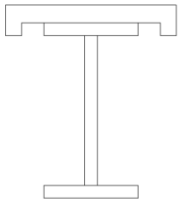


Figura 1.28. Viga compuesta

Con respecto a la alternativa de usar viga simple, la viga compuesta es más efectiva pues permite un mejor aprovechamiento de la distribución del material. El ala en compresión que es una parte crítica a las solicitaciones de pandeo lateral, se halla reforzada por el canal, en tanto que el ala en tracción que tiene esfuerzos permisibles mayores, no tiene refuerzo.

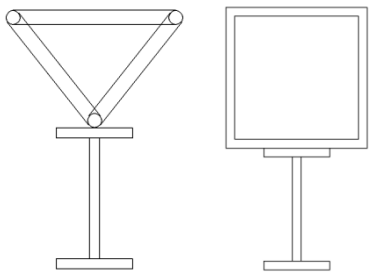


Figura 1.29. Vigas y celosías de tipo cajón

También, el canal dispuesto en esa forma aumenta considerablemente el momento de inercia de la viga en sentido y-y que es solicitado cuando se desarrollan fuerzas horizontales debidas al frenado o a la aceleración de la carga. El tamaño del perfil no necesita cubrir toda la longitud de la viga sino aquella porción donde los momentos flectores tienen su mayor valor.

1.7.2.2 Puente grúa birriel

Consta de un acople de doble viga en el cual se apoya el carro que sustenta el polipasto. Este modelo permite alcanzar la máxima altura del gancho, es ideal para cargas elevadas o naves con luz media o grande, y la capacidad total de carga puede alcanzar las 100 Ton.

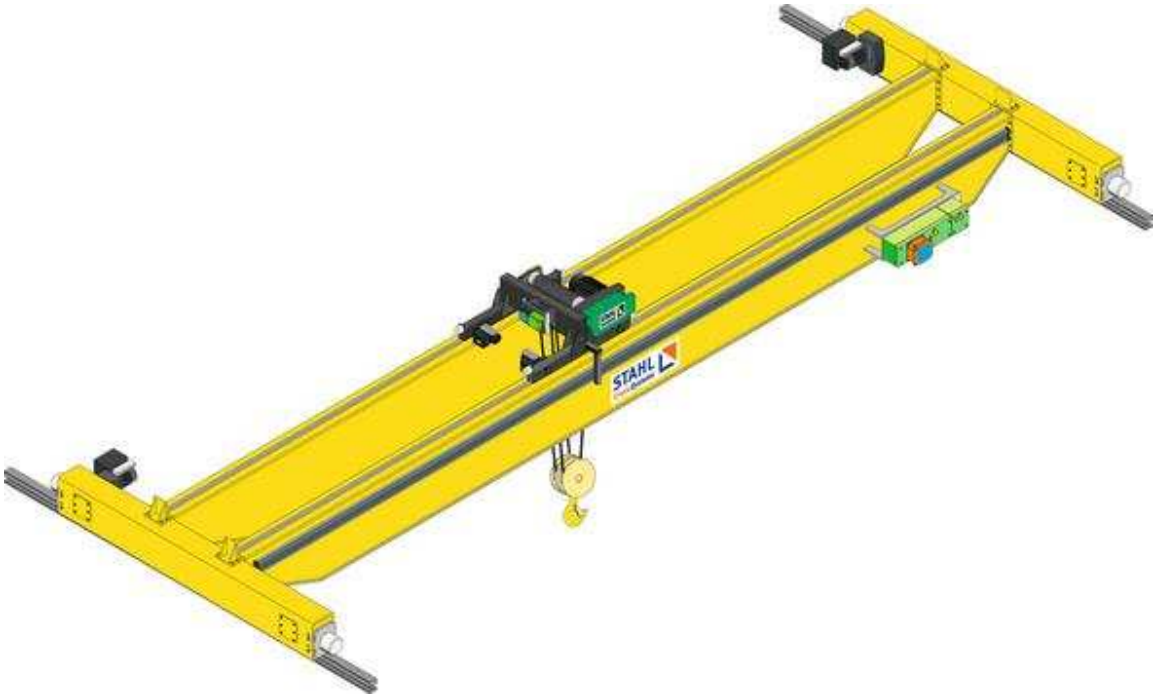


Figura 1.30. Puente grúa birriel

Se pueden citar las siguientes características con respecto a este modelo:

- El carro se traslada sobre rieles soldadas en la parte superior de las dos vigas.
- La carga se distribuye igualmente sobre las dos vigas.
- Las vigas utilizadas pueden ser de los siguientes tipos:

- Vigas de perfil laminado

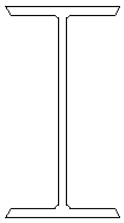


Figura 1.31. Vigas de perfil laminado

- Vigas formadas de plancha de acero

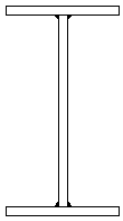


Figura 1.32. Vigas formadas de plancha de acero

- Vigas formadas de plancha y ángulos

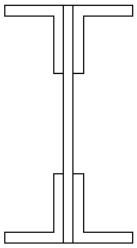


Figura 1.33. Perfil conformado por la unión de plancha metálica y ángulos

- Vigas de Celosía

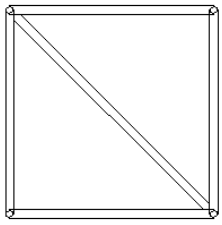


Figura 1.34. Vigas de Celosía

- Vigas de tipo Cajón

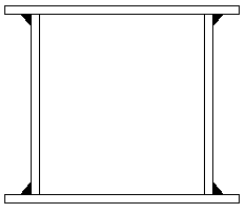


Figura 1.35. Viga de tipo cajón

Las grúas de doble viga son en general más caras, tanto en su parte estructural, que requiere mayor cantidad de material, como en su parte electromecánica. Aunque el costo adicional se compensa con mejores condiciones de estabilidad en comparación a las grúas monorriel.

1.7.2.3 Puente grúa pórtico

Este puede ser monorriel o birriel y se diferencia de los anteriores en que las vigas se encuentran conectadas a un pórtico fijo, el mismo que se traslada a lo largo de la instalación. Un ejemplo de este tipo de instalación se puede observar en la siguiente figura.

Figura 1.36. Puente grúa pórtico

El pórtico es ideal cuando no se desea construir una estructura soporte o la nave no es capaz de soportar cargas en elevación. Presentan capacidades desde 250 Kg hasta 50 Ton.

1.7.2.4 Grúas pluma

La pluma es muy eficaz cuando se desea manipular cargas en zonas más reducidas (hasta 200 metros cuadrados).

Figura 1.37. Grúa Pluma

Existen modelos con giro de 180º, 270º y 360º con rotación manual o motorizada. El sistema de fijación es muy diverso: pluma con pie, pluma mural fijada en la pared o en una columna y pluma suspendida fijada en el techo.

1.7.2.5 Grúas semipórtico

Constituye una estructura que desde un lado tiene una perspectiva de puente grúa y desde el otro es un puente monorriel o birriel. En uno de los lados consiste en una serie de columnas fijas y por el otro en columnas móviles que van sujetas a la viga de la carga. La función de la columna móvil es la de desplazarse a la misma altura de la carga a través de una riel que se encuentra sujeta al suelo, tal y como se observa en la siguiente figura.

Figura 1.38. Puente grúa semipórtico

1.7.3 PARTES CONSTITUTIVAS DE UN PUENTE GRÚA

En la figura que se muestra a continuación se detallan los componentes típicos que conforman la estructura de un puente grúa.

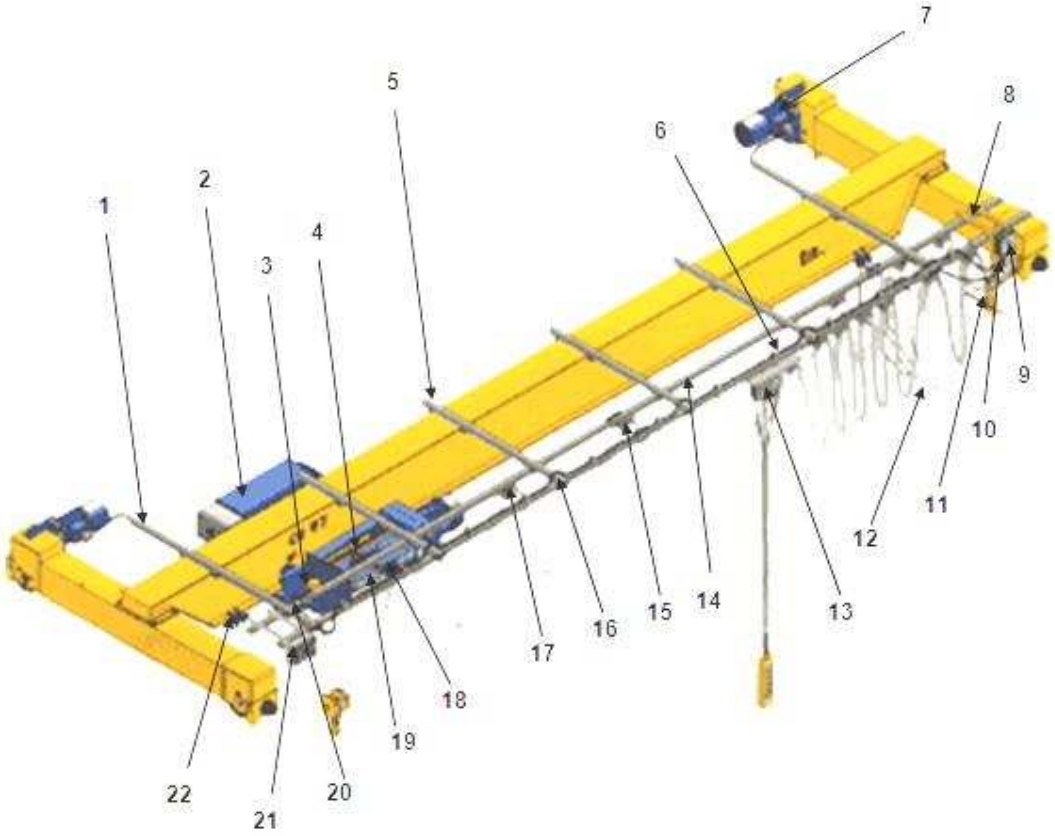


Figura 1.39. Partes de un puente grúa monorriel

Partes constitutivas:

1. Armario de traslación
2. Armario polipasto
3. Final de carrera de elevación
4. Brazo arrastrador de alimentación del carro
5. Soporte de fijación
6. Carritos
7. Motor para movimiento longitudinal
8. Brazo tomacorrientes
9. Armario de traslación
10. Final de carrera de traslación de puente
11. Tope final
12. Soporte de protección de mangueras
13. Botonera con conector
14. Soportes de las mangueras
15. Empalme de perfil

16. Soporte deslizante
17. Soporte para conducción de cable
18. Limitador de carga
19. Final de carrera de traslación del carro
20. Tope de accionamiento final del carro
21. Radio (opcional)
22. Topes de carro en mono viga.

A continuación se procede a detallar las partes principales que comprende el sistema de izaje tipo puente grúa.

1.7.3.1 Viga de carga

Es el miembro principal soportante de la carga. Está constituido por perfiles estructurales cargados transversalmente al eje de la viga generando esfuerzos de flexión. Se lo muestra en la siguiente figura.

Figura 1.40. Las vigas de un puente grúa

1.7.3.2 Testeros

Son carros de traslación que mueven la viga principal del puente a lo largo de su corredera. Se lo puede apreciar en la siguiente figura.

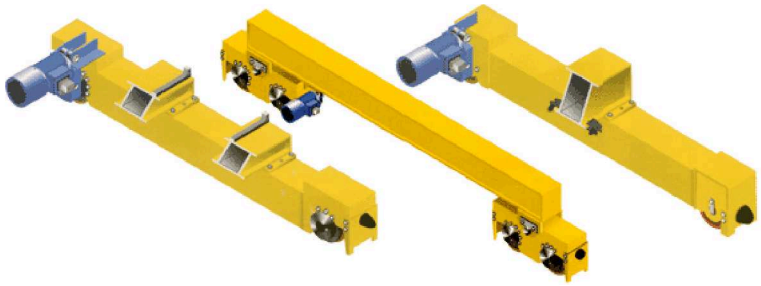


Figura 1.41. Carros testeros

1.7.3.3 Motores de movimiento longitudinal

Estos motores aportan con energía motriz a los carros testeros con el fin de que el puente grúa pueda realizar su movimiento longitudinal a lo largo de la viga carrilera.

Figura 1.42. Motores de movimiento longitudinal

1.7.3.4 Mandos del puente grúa

Son utilizados para el manejo del puente y se encuentran constituidos por una serie de botones, los cuales permiten el traslado adecuado de la carga, ya sea de tipo horizontal o vertical, y también permite ejercer control sobre los movimientos longitudinales de los carros testeros del puente. El control de los mandos lo puede realizar una persona desde el piso o desde la cabina de control en caso de que el puente grúa cuente con esta instalación. Se muestra a continuación un ejemplo del mando de control y de la cabina de mando instalada sobre el puente grúa.

Figura 1.43. Mando de control

Figura 1.44. Cabina de mando del puente grúa

1.7.3.5 Polipasto

Es el encargado de levantar fácilmente las cargas en el plano vertical, estos pueden ser manuales, eléctricos de cadena, de cable y neumáticos.

Constituye el componente sujeto a la viga de carga, utilizado para elevar cargas con un peso de 1 a 100 Ton. Es ideal para el transporte de materiales gracias a su flexibilidad de velocidades de elevación. Este elemento se lo aprecia en la siguiente figura.

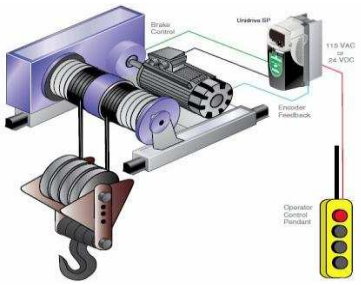


Figura 1.45. Polipasto

Básicamente se definen 4 tipos de polipastos:

1.7.3.5.1 Polipasto de accionamiento manual

Constituye un dispositivo de levantamiento que mediante un mecanismo compuesto por engranajes, permite desplazar verticalmente una carga, aplicando el esfuerzo a una cadena de maniobra.

1.7.3.5.2 Polipasto de palanca

Este en cambio mediante un mecanismo de engranajes, permite desplazar una carga aplicando el esfuerzo a una palanca. Es popular en trabajos de montaje industrial y construcción metálica. Tanto su peso como sus dimensiones son sus ventajas principales que le permiten una mayor maniobrabilidad.

1.7.3.5.3 Polipasto eléctrico por cadena o cable

Son de diseño funcional y construcción modular cuyas características son: la dimensión del gancho, el mando directo normal y velocidades de levantamiento altas de 25 m/min.

Figura 1.46. Polipasto eléctrico por cadena

Está constituido por las siguientes partes:

- Engranajes helicoidales
- Dispositivo de freno
- Interruptor final de carrera (superior e inferior)
- Cables de alimentación insertos
- Contactos electromagnéticos
- Relé de inspección de fases
- Contenedor de cadena o cable
- Cadena de tracción
- Gancho inferior
- Cable de la botonera
- Interruptor de la botonera
- Limitador de sobrecarga

1.7.3.6 Línea de alimentación eléctrica

Constituyen todos los cables que energizan los motores de movimiento de los carros y el motor de elevación de carga.

Figura 1.47. Líneas de alimentación

1.7.3.7 Líneas de suministro de energía

Son las encargadas del suministro de energía al polipasto, y se mueven de manera conjunta brindando corriente en cualquier ubicación en la que se encuentre el polipasto.

1.7.3.8 Ganchos

El gancho es el elemento que se acopla a la carga para permitir su elevación y traslado.

Figura 1.48. Gancho

1.7.3.9 Soportes o ancladores

Son los encargados de fijar las vigas longitudinales hacia las paredes a fin de que la estructura del puente sea rígida.

1.7.3.10 Trole o carro

Constituye el componente que se sujeta al polipasto con el fin de permitir el movimiento del mismo a través de la viga transversal. El carro puede ser manual o eléctrico.[5]

---

5 http://dspace.unita.edu.ec/bitstream/123456789/133/1/Puente%20Gr%C3%BAa%20para%20Taller%20de%20Mantenimiento.pdf.

CAPÍTULO 2
FUNDAMENTOS TEÓRICOS

2.1 INTRODUCCIÓN

El propósito del presente capitulo es el de proporcionar toda la información necesaria para el diseño de la estructura, la cual lleva como nombre el titulo del presente proyecto. Con este fin, se ha realizado una amplia investigación en base a estándares, códigos locales, valores recomendados y métodos de cálculo necesarios para dimensionar la estructura.

En una etapa preliminar se habla sobre materiales, en especial del acero estructural. Se prosigue estudiando el comportamiento del acero bajo condiciones de carga, mencionando sus propiedades, ventajas y desventajas.

También se mencionan los tipos de cargas que actúan sobre las estructuras y de cómo éstas pueden ser determinadas. Se mencionan las combinaciones de carga posibles con el fin de seleccionar las más óptimas para el diseño.

Por último se mencionan los métodos o alternativas de cálculo para el dimensionamiento de cada parte estructural dependiendo de su estado de carga, según se mencionan en textos y normas internacionales.

2.2 MATERIALES

Durante el período de 1940 a 1950 suscitaron grandes avances en el campo de la metalurgia y la fabricación de aceros de alta resistencia. Muy pronto estos materiales encontraron su aplicación como aceros para el diseño de puentes y edificios. En un inicio, estos aceros de alta resistencia se utilizaron únicamente para aplicaciones especiales en puentes y edificios.,

Los aceros incluidos en las especificaciones de construcción han sido codificados por la Sociedad Americana para Ensayos y Materiales (ASTM), y se les ha dado una designación estándar. Aunque existen muchos tipos de aceros disponibles para usarse en el diseño estructural, existen sin embargo algunos que no se han incluido en las especificaciones, ya que son considerados propiedad de la compañía que los produce.

2.2.1 ACERO AL CARBONO

El acero es una aleación metálica constituida principalmente por hierro y carbono, obtenida por el afino del arrabio proveniente del alto horno o de la fundición de chatarra metálica a base de hierro. El acero cuenta con proporciones de carbono que van aproximadamente del 0,002% hasta el 2,0%, y porcentajes de elementos de aleaciones incluidos en el proceso de fabricación del acero. El acero cuenta con propiedades específicas sobre todo de resistencia y ductilidad, las cuales son muy importantes para su aplicación en la ingeniería.

2.2.1.1 Acero A36

Es el principal acero al carbono para puentes, edificaciones, y otros usos estructurales. Este acero proveé un punto mínimo de fluencia de 36 ksi en todos los perfiles estructurales.

2.2.1.2 Acero A529

Es un acero al carbono-manganeso para propósitos estructurales generales. Está disponible en perfiles y planchas en un rango de tamaño limitado. Puede ser encontrado con una resistencia de fluencia mínima de 50 ksi (grado 50) o 55 ksi (grado 55).

2.2.1.3 Acero A573

Está disponible en tres grados de resistencia para planchas de acero al carbono de dureza mejorada.

2.2.2 ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y BAJA ALEACIÓN (HSLA)

Estos aceros tienen un punto de fluencia mínimo especificado superior a los 40 ksi y alcanzan tal resistencia en condiciones de laminado en caliente, son conocidos como aceros HSLA (High strength low allow). Una característica principal de estos aceros es la resistencia a la corrosión debido a la formación de una película protectora en su superficie.

2.2.2.1 Acero A242

Es un acero aleado que fue desarrollado para eliminar la necesidad de pintura, forma una película estable de oxido cuando está expuesto a la intemperie y proporciona una resistencia a la corrosión cuatro veces mayor que la proporcionada por el acero al carbono. Cuenta con un punto de fluencia mínimo de 50 ksi y puede ser encontrado en planchas superiores a los ¾ de pulgada de espesor y en perfiles estructurales livianos.

2.2.2.2 Acero A588

Es el principal acero resistente a la corrosión para trabajo estructural. Proveé de una resistencia a la fluencia de 50 ksi en planchas superiores a las 4 pulgadas de espesor y en todas las secciones estructurales. Varios grados son incluidos en la especificación para permitir el uso de varias composiciones desarrolladas por los productores de acero. Este acero proporciona una resistencia cuatro veces mayor a la que proporciona un acero al carbono estructural.

Las propiedades mecánicas son las características más importantes de los aceros para su aplicación en el campo de la ingeniería, el proyecto y la ejecución de las estructuras metálicas, así como en la fabricación de los componentes mecánicos.

Tabla 2.1. Propiedades para perfiles y planchas de acero[6]

TABLE 1.1 Specified Minimum Properties for Structural Steel Shapes and Plates*

ASTM designation	Plate thickness range, in	Structural shape flange or leg thickness range, in	Yield stress, ksi†	Tensile strength, ksi†	Elongation, % In 2 in‡	Elongation, % In 8 in
A36	8 maximum	All	36	58–80	23–21	20
	Over 8	All	32	58–80	23	20
A529						
Grade 50	1 maximum	1½ max	50	70–100	21	18
Grade 55	1 maximum	1½ max	55	70–100	20	17
A573						
Grade 58	1½ maximum	¶	32	58–71	24	21
Grade 65	1½ maximum	¶	35	65–77	23	20
Grade 70	1½ maximum	¶	42	70–90	21	18
		High-strength low-alloy steels				
A242	¾ maximum	1½ max	50	70	21	18
	Over ¾ to 1½ max	Over 1½ to 2	46	67	21	18
	Over 1½ to 4 max	Over 2	42	63	21	18
A588	4 maximum	All	50	70	21	18
	Over 4 to 5 max	All	46	67	21	—
	Over 5 to 8 max	All	42	63	21	—
A572						
Grade 42	6 maximum	All	42	60	24	20
Grade 50	4 maximum	All	50	65	21	18
Grade 55	2 maximum	All	55	70	20	17
Grade 60	1¼ maximum	2 max	60	75	18	16
Grade 65	1¼ maximum	2 max	65	80	17	15
A992	¶	All	50–65	65	21	18
		Heat-treated carbon and HSLA steels				
A633						
Grade A	4 maximum	¶	42	63–83	23	18
Grade C, D	2½ maximum	¶	50	70–90	23	18
	Over 2½ to 4 max	¶	46	65–85	23	18
Grade E	4 maximum	¶	60	80–100	23	18
	Over 4 to 6 max	¶	55	75–95	23	18
A678						
Grade A	1½ maximum	¶	50	70–90	22	—
Grade B	2½ maximum	¶	60	80–100	22	—
Grade C	¾ maximum	¶	75	95–115	19	—
	Over ¾ to 1½ max	¶	70	90–110	19	—
	Over 1½ to 2 max	¶	65	85–105	19	—
Grade D	3 maximum	¶	75	90–110	18	—
A852	4 maximum	¶	70	90–110	19	—
A913	¶	All	50	65	21	18
	¶	All	60	75	18	16
	¶	All	65	80	17	15
	¶	All	70	90	16	14
		Heat-treated constructional alloy steels				
A514	2½ maximum	¶	100	110–130	18	—
	Over 2½ to 6 max	¶	90	100–130	16	—

(*Continued*)

*The following are approximate values for all the steels:
Modulus of elasticity—29×10^3 ksi.
Shear modulus—11×10^3 ksi.
Poisson's ratio—0.30.
Yield stress in shear—0.57 times yield stress in tension.
Ultimate strength in shear—⅔ to ¾ times tensile strength.
Coefficient of thermal expansion—6.5×10^{-6} in per in per °F for temperature range −50 to +150°F.
Density—490 lb/ft^3.

†Where two values are shown for yield stress or tensile strength, the first is minimum and the second is maximum.

‡The minimum elongation values are modified for some thicknesses in accordance with the specification for the steel. Where two values are shown for the elongation in 2 in, the first is for plates and the second for shapes.

¶ Not applicable.

[6] BROCKENBROUGH R, MERRITT F; Structural Steel Designer's Handbook ASCE; 4ta Ed.: 2006; pág.1.6

2.3 PROPIEDADES DE LOS ACEROS ESTRUCTURALES

2.3.1 DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL ACERO

A continuación se muestra un diagrama típico de esfuerzo-deformación de un acero estructural al carbono que se caracteriza por la existencia de una zona inicial en la que esfuerzos y deformaciones están relacionados entre sí linealmente, seguida por la llamada región plástica, donde tienen lugar deformaciones considerables sin incremento apreciable de esfuerzos, y termina en una región de endurecimiento por deformación, en la cual un incremento de deformación es nuevamente acompañado por un incremento de esfuerzo.

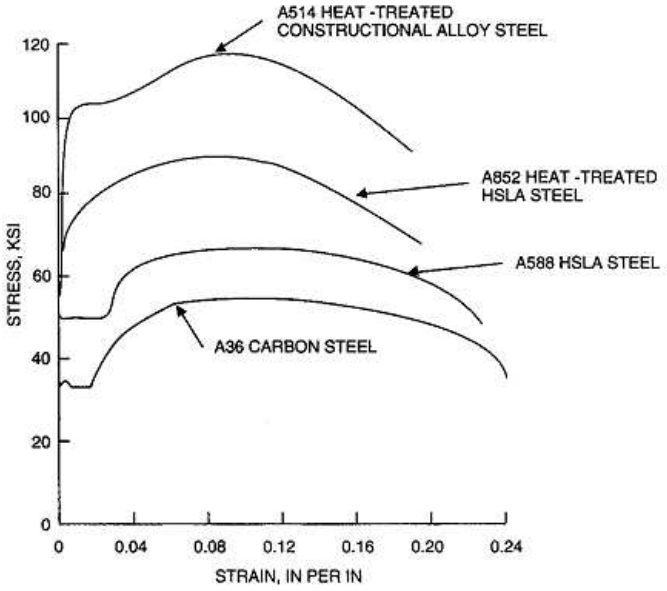


Figura 2.1. Curva de esfuerzo-deformación para los valores mínimos especificados para varios aceros estructurales. [7]

2.3.2 PUNTO DE FLUENCIA

Se define el punto de fluencia como el esfuerzo en el material para el cual la deformación presenta un gran incremento sin que haya un aumento correspondiente en el esfuerzo. Esto queda indicado por la porción plana del diagrama esfuerzo deformación, denominada rango plástico o inelástico. El punto superior de fluencia es el que aparece en las especificaciones de diseño de todos los aceros.

[7] BROCKENBROUGH R, MERRITT F; Structural Steel Designer's Handbook ASCE; 4ta Ed.: 2006; pág.1.4

2.3.3 RESISTENCIA DE FLUENCIA

La resistencia a la fluencia del acero estructural puede determinarse durante la prueba de tensión, observando el indicador de carga. Después de aumentar continuamente la carga, se observa que cae súbitamente a un valor ligeramente inferior que se mantiene por algún tiempo mientras la probeta sigue alargándose. En un ensayo bien efectuado uno puede distinguir entre el punto de fluencia que corresponde a la carga alcanzada, justo antes de que empiece la fluencia, y el punto de fluencia más bajo que corresponde a la carga requerida para mantener la fluencia. Como el punto de fluencia superior es transitorio, debe usarse el punto de fluencia inferior para determinar la resistencia a la fluencia del material.

2.3.4 RESISTENCIA A LA TENSIÓN

Se define como el cociente de la carga axial máxima aplicada sobre la muestra, dividida para el área de la sección transversal original. En algunos casos, éste es un valor arbitrario, útil para propósitos de referencia, porque la resistencia real a la tensión debe basarse en la curva real de esfuerzo deformación.

2.4 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO

Las propiedades mecánicas dependen fundamentalmente de la composición química, los procesos de laminado y el tratamiento térmico de los aceros. Otros factores que pueden afectar a estas propiedades son las técnicas empleadas en las pruebas, tales como la rapidez de carga de la muestra, las condiciones y geometría de la muestra, el trabajo en frío y la temperatura existente al momento de la prueba.

2.4.1 ELASTICIDAD

La elasticidad de un material es su capacidad de volver a la forma original después de sucesivos ciclos de carga y descarga. La deformación elástica es consecuencia del desplazamiento de los átomos constituyentes del material, siempre que no se alteren las posiciones relativas de esos átomos en su red cristalina.

2.4.2 PLASTICIDAD

La deformación plástica es la deformación permanente provocada por una tensión igual o superior al límite de fluencia. Es el resultado de un desplazamiento permanente de los átomos que constituyen el material.

2.4.3 DUCTILIDAD

Es la capacidad de los materiales de deformarse elásticamente sin romperse. Mientras más dúctil es el acero, mayor es la reducción de área o el estiramiento antes de la ruptura.

Un material no dúctil no se deforma plásticamente antes de la ruptura, en este caso se dice que el material es de comportamiento frágil o que se fractura fácilmente.

2.4.4 RESISTENCIA A LA FATIGA

Se le llama resistencia a la fatiga al esfuerzo al cual el acero falla bajo aplicaciones repetidas de carga; se denomina también límite de aguante.

2.4.5 RESISTENCIA AL IMPACTO O TENACIDAD

Es una medida de la capacidad del material para absorber energía bajo aplicaciones rápidas de carga. La tenacidad es la medida comparativa de las resistencias al impacto de varios aceros. [8]

2.4.6 SOLDABILIDAD

Es la capacidad que tiene el acero para formar uniones soldadas, el aumento del contenido de carbono reduce la ductilidad, lo que genera problemas en la soldadura. Sin embargo, los aceros al carbono con hasta un 0,3% de carbono (bajo carbono) pueden ser soldados sin precauciones especiales, siendo también los más adecuados para construcción civil.

---

[8] BRESLER, LIN y SCALZI; Diseño de Estructuras en Acero; Limusa, Noriega Editores; 1997; pág.58

2.5 VENTAJAS DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

- Alta resistencia: la alta resistencia del acero por unidad de peso, permite estructuras relativamente livianas, lo cual es de gran importancia en la construcción de puentes, edificios altos y estructuras cimentadas en suelos blandos.
- Homogeneidad: las propiedades del acero no se alteran con el tiempo, ni varían con la localización en los elementos estructurales.
- Elasticidad: el acero es el material que más se acerca a un comportamiento linealmente elástico (Ley de Hooke) hasta alcanzar esfuerzos considerables.
- Precisión dimensional: los perfiles laminados están fabricados bajo estándares que permiten establecer de manera muy precisa las propiedades geométricas de la sección.
- Ductilidad: el acero permite soportar grandes deformaciones sin falla, alcanzando altos esfuerzos en tensión, ayudando a que las fallas sean evidentes.
- Tenacidad: el acero tiene la capacidad de absorber grandes cantidades de energía en deformación (elástica e inelástica).
- Facilidad de unión con otros miembros: el acero en perfiles se puede conectar fácilmente a través de remaches, tornillos o soldadura con otros perfiles.
- Rapidez de montaje: la velocidad de construcción en acero es muy superior al resto de los materiales.
- Disponibilidad de secciones y tamaños: el acero se encuentra disponible en perfiles para optimizar su uso en gran cantidad de tamaños y formas.
- Costo de recuperación: las estructuras de acero de desecho, tienen un costo de recuperación en el peor de los casos como chatarra de acero.
- Reciclable: el acero es un material 100 % reciclable además de ser degradable por lo que no contamina.
- Permite ampliaciones fácilmente: el acero permite modificaciones y/o ampliaciones en proyectos de manera relativamente sencilla.
- Se pueden prefabricar estructuras: el acero permite realizar la mayor parte posible de una estructura en taller y la mínima en obra consiguiendo mayor exactitud y rapidez de montaje.

2.6 DESVENTAJAS DEL ACERO ESTRUCTURAL

- Temperatura, calor y 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. Más adelante se describe detalladamente este fenómeno.
- Corrosión: el acero expuesto a la intemperie sufre corrosión por lo que debe recubrirse siempre con pinturas exceptuando a los aceros especiales como el inoxidable.
- Pandeo elástico: debido a su alta relación resistencia/peso el empleo de perfiles esbeltos sujetos a compresión, los hace susceptibles al pandeo elástico, por lo que en ocasiones, el acero no es una solución económica en el diseño de columnas.
- Fatiga: la resistencia del acero (así como del resto de los materiales), puede disminuir cuando se somete a un gran número de inversiones de carga o a cambios frecuentes de magnitud de esfuerzos a tensión (cargas pulsantes y alternativas).

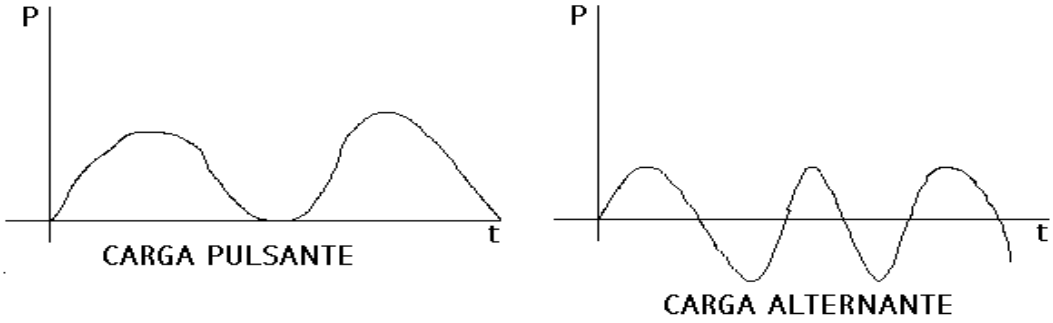


Figura 2.2. Carga pulsante y carga alternante.

2.7 EFECTOS DE LA TEMPERATURA EN EL ACERO

La resistencia y la ductilidad, o la fragilidad, son propiedades afectadas por el efecto de la temperatura en el entorno de operación.

El efecto de la temperatura sobre las propiedades de los aceros se caracteriza en la grafica de resistencia contra la temperatura de la **Figura 2.3.**

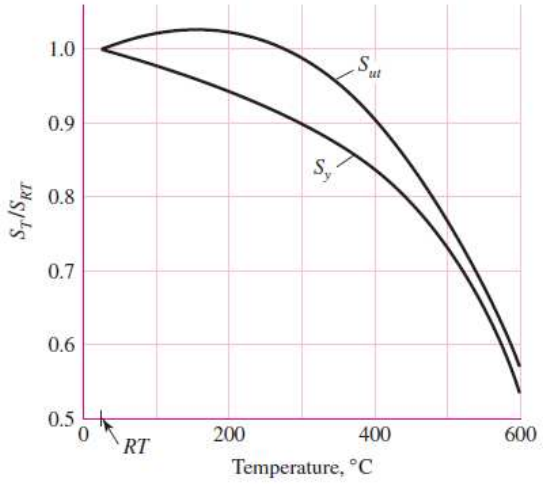


Figura 2.3. Efecto de la temperatura de operación en la resistencia a la fluencia S_y y la resistencia ultima S_{ut}. La ordenada es la relación de la resistencia a la temperatura de operación y la resistencia a temperatura ambiente.

Se observa que la resistencia a la tensión solo cambia poco hasta cierta temperatura. A partir de ese punto decae con rapidez. Sin embargo, la resistencia a la fluencia disminuye en forma continua a medida que la temperatura ambiente se incrementa.

Es importante tener en cuenta este efecto del incremento de la temperatura en la estructuras de acero ya que en casos excepcionales como el de existir un incendio en una instalación de este tipo, la resistencia de diseño disminuirá considerablemente produciéndose una catástrofe.

El calentamiento debido a la soldadura eléctrica o con gas también modifica las propiedades mecánicas. [9]

2.8 EFECTOS DE LA CORROSIÓN EN LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

Una de las características más notables de la naturaleza es su incesante trabajo en la transformación de la materia, a lo cual contribuyen agentes atmosféricos, tales como el viento, la lluvia, el mar, el calor, el frio y los organismos vivos.

[9] BUDYNAS R., NISBETT K., Diseño en Ingeniería Mecánica de Shigley; 8va Ed.; McGraw Hill; 2008; pág.39

La corrosión se define como el conjunto de alteraciones físico-químicas que una sustancia sufre por la acción de determinados agentes de la naturaleza.

Los metales como el hierro, según su naturaleza química y el medio ambiente en el que se encuentran son más o menos sensibles a la corrosión. Los metales existen en forma de minerales en la naturaleza, o sea, se presentan como óxidos o sales. Para su transformación a metal, estos óxidos y sales requieren mucha energía. Cuanta más energía requiera esa transformación, tanto mayor es la tendencia del metal a volver a su forma primitiva (óxido o sal), que es la más estable. Este es el mecanismo básico de la corrosión.

En el proceso de obtención del acero se puede establecer la comparación de cada etapa de transformación desde el mineral, hasta el acero conformado. En la **Figura 2.4** se observa la relación de la energía libre de Gibbs con el proceso de transformación del mineral Fe_2O_3

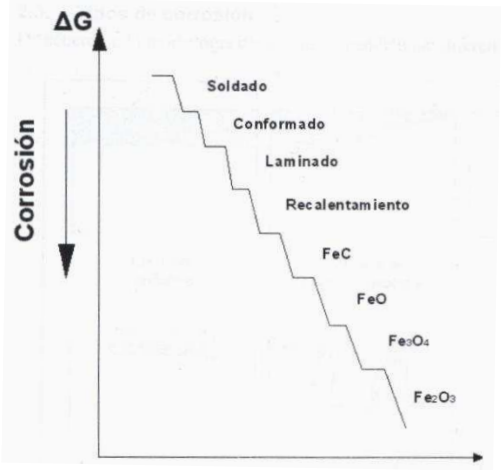


Figura 2.4. Tendencia de corrosión en función de la energía libre de Gibbs.

En resumen, en la metalurgia el mineral recibe energía para transformarse en metal, en la corrosión, el metal retorna a la condición de mineral, liberando energía.

La corrosión atmosférica de los metales se presenta tanto en forma de corrosión química (seca) como electrolítica (húmeda). La corrosión electrolítica es la más representativa, por ser el fenómeno que ocurre con mayor intensidad.

En la corrosión química seca, si una superficie metálica es expuesta a la presencia de un gas, puede desarrollarse una reacción entre ambos con formación de una sal o de un óxido.

Por ejemplo:

Ese óxido forma una capa en la superficie del metal que, dependiendo de la naturaleza de este, puede ser permeable o impermeable a la difusión del oxígeno. En la capa de óxido así formada se produce la difusión de los iones del metal y del oxígeno, proceso que es tanto más lento cuanto más espesa es la capa de óxido. Si la capa de óxido es removida por algún proceso, (como por ejemplo abrasión) la oxidación prosigue y el espesor del material disminuye progresivamente.

En la corrosión electroquímica o húmeda, en una superficie metálica existen pequeñas regiones o puntos con potenciales eléctricos diferentes, ya sea por sencillas alteraciones en la composición del metal, variaciones de temperatura o alteraciones del medio ambiente. Esos puntos constituyen pequeñas regiones anódicas o catódicas en la superficie del metal, como si fueran contactos eléctricos abiertos, aún inactivos.

Para que haya corrosión electroquímica, además del ánodo y el cátodo debe haber un electrolito. La transmisión de cargas eléctricas es por electrones del ánodo al cátodo (por medio del metal) y por iones en el electrólito cuando se ha cerrado el circuito galvánico. En ausencia del electrolito, no puede haber migración iónica. Por tal razón, prácticamente no hay corrosión en aire completamente seco o en ausencia de agua.

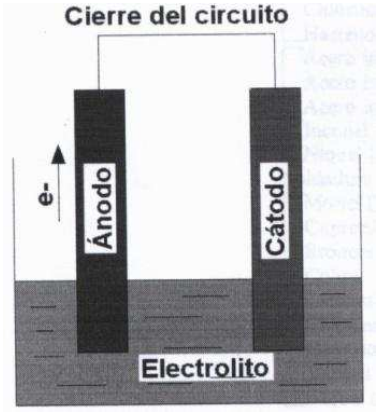


Figura 2.5. Esquema del circuito galvánico.[10]

[10] ESTUPIÑÁN P., Desgaste y Control de Materiales; FIM; pág.25

En el caso particular del acero, existen micro áreas anódicas y catódicas, a causa de su contenido de impurezas y elementos de aleación (Si, Cr, Ni, Mn, Ca), por el tratamiento térmico en laminación y por la diferencias en la relación carbono-hierro. Cuando la superficie del acero es expuesta a una atmosfera húmeda, en presencia de gases contaminantes, se formara entonces el electrolito y se iniciara la corrosión electroquímica.

Además de ser un gradiente energético propiciado por la transformación de la materia a su estado más estable y la contribución de los agentes atmosféricos, la corrosión afecta a las estructuras de acero por la pérdida de material en el transcurso del tiempo, que se hace más notoria con la reducción del área neta de los elementos estructurales y la posterior perdida de rigidez a la que se exponen dichos elementos.

La corrosión es un proceso irreversible a la que están expuestos la mayoría de los metales, sin embargo hay métodos que reducen la velocidad de degradación de la misma como puede ser la protección por medio de pinturas, tratamientos superficiales, etc.

2.9 PERFILES ESTRUCTURALES

Los lingotes de acero se laminan para formar:

- Planchas de anchos y espesores variables
- Diversos perfiles estructurales
- Barras redondas, cuadradas o rectangulares
- Tubos

La mayor parte del laminado se efectúa sobre el acero en caliente, y el producto se llama “Acero laminado en caliente”. Algunas de las placas más delgadas se laminan o doblan aún más, para una vez enfriadas, hacer productos de acero laminados en frío. Es recomendable utilizar aceros laminados en caliente ya que estos no cuentan con esfuerzos internos como los perfiles laminados en frío.

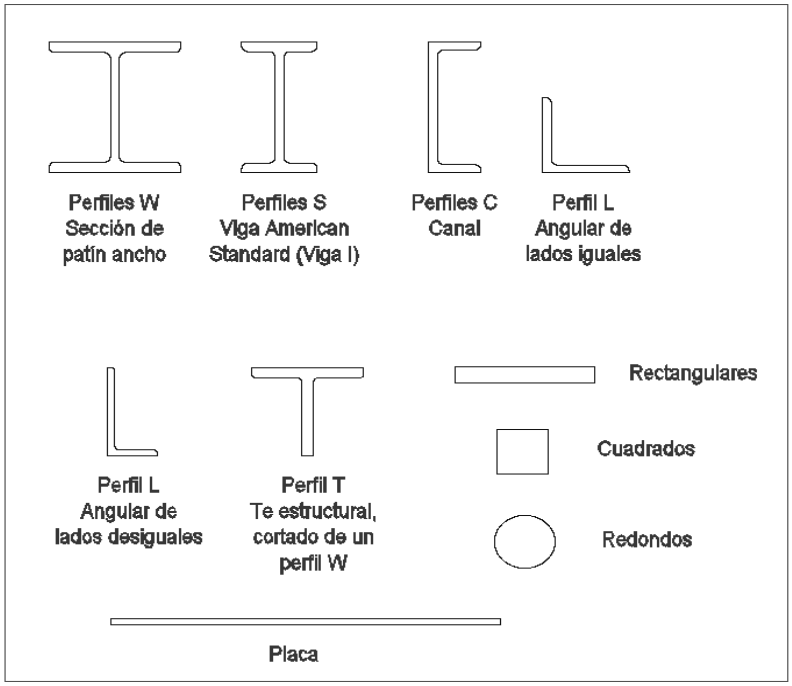


Figura 2.6. Perfiles estructurales tal y como son producidos directamente por los fabricantes de acero.

2.10 CÓDIGOS, NORMAS Y ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO

Al momento de diseñar una estructura de cualquier tipo, es necesario cumplir con el código de la construcción perteneciente a la jurisdicción donde se va a construir la misma. Es decir, se deben establecer las normas y especificaciones locales o internacionales que avalen los procedimientos tomados para el cálculo y el diseño de la obra, apegándose a las especificaciones mínimas recomendadas en dichos documentos.

Sin embargo, también deden de existir reglamentos a cumplir para llevar a cabo la construcción y el montaje de la estructura.

Estas normas, códigos y especificaciones son estándares necesarios para obtener una estructura funcional, segura y competitiva que cubra las expectativas del propietario.

Si se sigue cuidadosamente la aplicación del código de la construcción local y se cumple con los requerimientos mínimos de diseño (o se sobrepasan), y aún así se obtuviera una catástrofe, hay siempre la prueba de que se ha seguido a cabalidad las prácticas ingenieriles mencionadas en dichos códigos.

Finalmente, los códigos de la construcción contienen toda la información relacionada con la geografía, que resulta ser única para la localidad, como son las temperaturas, sismos, la cantidad de granizo y lluvia, y las velocidades promedio del viento.

A continuación se mencionan normas, códigos y especificaciones relacionadas con materiales, diseño y construcción. Se puede encontrar documentación que trate todos estos aspectos o que trate de algún tema en específico.

- Documentación relacionada con Materiales.
  - ASTM A36/A36M - 08 Especificación Normalizada para Acero al Carbono Estructural.
  - ASTM A572 / A572M - 07 Especificación normalizada para aceros estructurales de baja aleación y alta resistencia con resistencia a la corrosión atmosférica.

- Documentación relacionada con Diseño.
  - AISC American Institute of Steel Construction; 8va Ed.;
  - CISC Canadian Institute of Steel Construction; Crane-Supporting Steel Structures; 1era Ed.; 2005
  - CEC Código Ecuatoriano de la construcción (INEN); Parte 1:2001; 1era Ed.
  - UBC 97 Uniform Building Code.
  - AISE Technical report N13; Guide for the Design and Construction of Mill Buildings; 2003
  - ASCE; BROCKENBROUGH R, MERRITT F; Structural Steel Designer's Handbook ASCE; 4ta Ed.: 2006.

- Documentación relacionada con Soldadura.
  - AWS D1.1 AMERICAN WELDING SOCIETY; Structural Welding Code-Steel; 2006.

2.11 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS POR LOS CICLOS DE TRABAJO.

La clasificación de las estructuras debe ser basada en el número de ciclos de carga del puente grúa o la repetición de un caso específico de carga.

El ingeniero a cargo del diseño debe analizar el servicio y determinar qué condiciones de carga aplica. Sobre la base de la carga de servicio esperada y la tasa de repeticiones, esta clasificación debe entonces especificarse para toda o solo una parte de la construcción. Una vida de servicio de 50 años es recomendada por la AISE.

2.11.1 NAVE INDUSTRIAL CLASE A

Las edificaciones en esta categoría son aquellas en donde los miembros pueden experimentar de 500.000 a 2.000.000 de repeticiones (condición de carga 3) o sobre 2.000.000 de repeticiones (condición de carga 4) en la vida esperada de servicio. Es recomendable que los siguientes tipos de construcciones sean considerados como clase A:

- Edificios para colada continua
- Fundidoras
- Patios de palanquilla
- Patios de ensambladoras
- Manejo de bobinas
- Patios de chatarra
- Patios de planchones
- Naves para recubrimientos superficiales
- Otras edificaciones (basadas en los requisitos operativos previos)

2.11.2 NAVE INDUSTRIAL CLASE B

Las edificaciones en esta categoría son aquellas en donde los miembros experimentan de 100.000 a 500.000 repeticiones de una carga específica durante la vida de servicio esperada.

2.11.3 NAVE INDUSTRIAL CLASE C

Las edificaciones en esta categoría son aquellas construcciones en donde los miembros experimentan de 20.000 a 100.000 repeticiones de una carga específica durante la vida de servicio esperada.

2.11.4 NAVE INDUSTRIAL CLASE D

Las construcciones en esta categoría pertenecen aquellas donde ningún miembro experimentará más de 20.000 repeticiones de una carga específica durante la vida de servicio esperada por la estructura.

2.12 ANÁLISIS DE CARGAS PARA EL DISEÑO

En el diseño de un edificio industrial o de cualquier tipo de estructura es obligatoriamente necesario determinar las cargas que ha de soportar el esqueleto o la estructura del edificio. Estas cargas se clasifican como cargas estáticas o cargas vivas dinámicas, y varían dependiendo del tipo de estructura y el tipo de trabajo.

- Cargas Estáticas: Son aquellas que consisten en el peso del sistema estructural y que permanecen invariantes con el transcurso del tiempo en su punto de aplicación.
- Cargas Dinámicas: Son aquellas cargas que provienen de fuerzas de la naturaleza y no son permanentes ni en magnitud ni en su punto de aplicación.

Las cargas de diseño se manejan comúnmente como cargas por cada unidad de área, esta área corresponde al área de influencia o área efectiva de carga. Las unidades más comunes para su empleo son las siguientes:

$$\left(\frac{kip}{in^2}; \frac{kN}{m^2} \right)$$

2.12.1 SÍMBOLOS Y NOTACIONES.

Para una fácil referencia, la presente obra utilizará los siguientes símbolos y notaciones correspondientes a los mencionados en la AISE (Association of Iron and Steel Engineers), reporte N13 “Guide for the Design and Construction of Mill Buildings.”

- C_{vs} : Carga vertical debido a un solo puente grúa en una la nave industrial.
- C_{ss} :Carga de empuje lateral debido a un solo puente grúa en la nave industrial.
- C_i : Impacto vertical debido a un solo puente grúa un la nave industrial.
- C_{ls} : Empuje axial debido a un solo puente grúa en la nave industrial.
- C_{bs} : Impacto en los fines de carrera debido a un solo puente grúa en la nave al 100% de la velocidad.
- C_d : Carga muerta de todos los puentes para el mayor efecto sísmico.
- C : Carga máxima de levantamiento más los accesorios.
- D : Carga muerta.
- W_{SS} : Carga de sismo.
- L : Carga viva debido al uso y ocupación.
- L_r : Carga viva de techo.
- S : Carga de granizo.
- G : Carga de ceniza volcánica.
- W_v : Carga de viento.

2.12.2 CARGA ESTÁTICA O CARGA MUERTA D

Se denomina carga estática a la sumatoria de la carga de peso propio más la carga de seguridad.

$$D = W_{pp} + W_s \quad \textbf{Ec. 2.1}$$

2.12.3 CARGA DE PESO PROPIO W_{pp}

Las cargas muertas requieren siempre de un cálculo directo y cuidadoso del peso de todos los componentes que estén permanentemente instalados y que contribuyan a la carga muerta total. Las cargas muertas se basan en el conocimiento del peso volumétrico y de las dimensiones del material utilizado para la construcción del sistema estructural. Entre las cargas muertas típicas se mencionan:

- Materiales de piso y techo, incluyendo las vigas de piso y techo.
- Materiales de servicios eléctricos, desagües para aguas lluvias, servicios higiénicos, protección contra incendios, etc.
- Muros interiores y exteriores soportados por la estructura, incluyendo ventanas, puertas y balcones.
- Equipos mecánicos tales como calefacción, aire acondicionado, motores, elevadores de carga, etc.

A continuación en la tabla **Tabla 2.2** se muestran los pesos volumétricos de los materiales más comunes usados en la construcción.

Tabla 2.2. Pesos de Materiales.[11]

Kilogramos por metro cúbico

Mampostería		*Agua, Nieve*	
Mármol, Granito	2 240–2 640	Agua	1 000
Mampostería de tabique	1 600–2 400	Nieve fresca	80
Concreto normal	2 400	Nieve compacta	160 ó más
Concreto ligero	1 440–1 920	Nieve humedecida	640–800
Metales		*Diversos*	
Acero	7 840	Arena	1 600–1 920
Aluminio	2 640	Vidrio	2 560
Latón	8 480	Asfalto	1 280–1 600
		Mortero	1 600
		Maderas	
Sequoia	416	Pino	560–640
Abeto Douglas	512	Roble	864

Las cargas muertas se esquematizan de la siguiente manera:

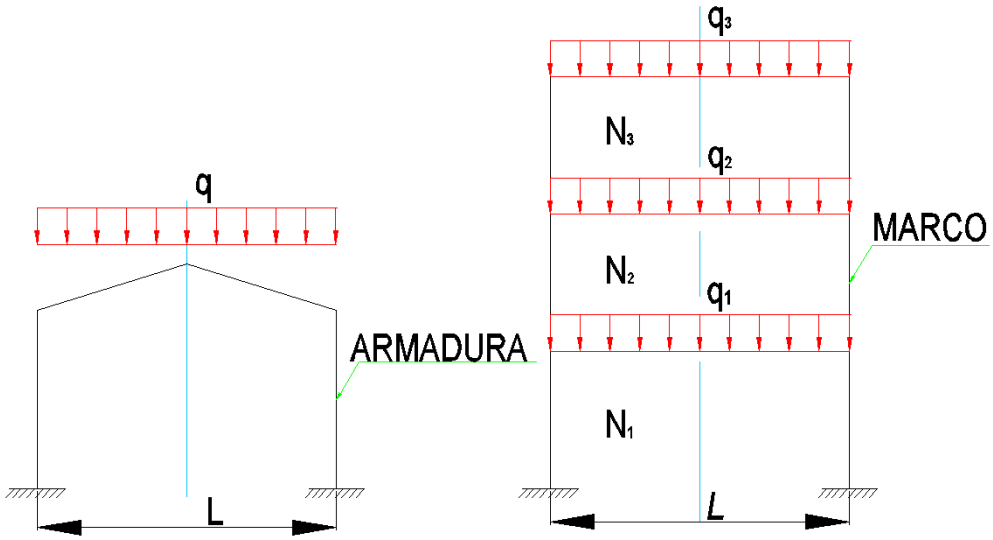


Figura 2.7. Esquematización de las cargas muertas.

[11] BRESLER, LIN y SCALZI; Diseño de Estructuras en Acero; Limusa, Noriega Editores; 1997; pág.637

2.12.3.1 Carga de seguridad W_s

La carga de seguridad es un tipo de carga que eleva el factor de seguridad de la estructura, ya que por desgracia se desconoce con exactitud todos los componentes estructurales para la determinación de la carga muerta.

Según la Tesis de Javier Aguilar y Javier Cruz, se recomienda que la carga de seguridad sea el 30% de la carga de peso propio[12]:

$$W_s" = 0,3 \times W_{pp} \quad \textbf{Ec. 2.2}$$

2.12.4 CARGAS DINÁMICAS

Se entiende por cargas dinámicas a todas aquellas cargas móviles producidas por el uso y ocupación de los edificios o estructuras, y también a las cargas provenientes de la naturaleza como puede ser viento, granizo, lluvia, sismos.

2.12.4.1 Carga viva de piso o carga por ocupación L

Estas cargas se deben a los seres humanos, al equipo, al almacenamiento en general, a los automóviles, a la estantería de una biblioteca, etc. Debido a que las cargas de ocupación son aleatorias en su naturaleza, no hay una forma precisa para aplicar las cargas reales a un área dada. Por esta razón, dichas cargas se especifican como cargas uniformes sobre el área total. Además de las cargas distribuidas, también se especifican con frecuencia cargas concentradas. Estas cargas deben colocarse en posiciones que provoquen los esfuerzos máximos.

2.12.4.2 Carga viva de cubierta L_r

Las cargas de cubierta son cargas especificadas para acomodar el peso de trabajadores, equipo, y materiales durante montaje, mantenimiento y reparación. El CEC recomienda los valores mostrados en la **Tabla 2.3** sobre el uso de cargas de techo.

---

[12] AGUILAR J., CRUZ J., Desarrollo de la Ingeniería Básica y de Detalle para la Construcción de la Casa de Máquinas para el Oleoducto de Crudos Pesados (OCP); TESIS FIM EPN; 2002; pág. 28

Tabla 2.3. Cargas uniformes y concentradas (CEC tabla 4.1)

USO U OCUPACIÓN		Carga uniforme (1) Kg/m^2	Carga concentrada Kg
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN		
Armerías		750	0
Áreas de reuniones (4)	Áreas de asientos fijos	250	0
Auditorios y galerías	Áreas de asientos movibles y otras áreas	500	0
	Escenarios y plataformas	600	0
Cornisas, marquesinas y balcones de residencias		300	0
Facilidades de salida públicas (5)		500	0
Garajes	Almacenaje general y/o reparación	500	(3)
	Almacenaje particular	250	(3)
Hospitales	Salas y cuartos	200	450 (2)
Bibliotecas	Salas de lectura	300	450 (2)
	Cuartos de anaqueles	600	700 (2)
Fabricas	Livianas	400	900 (2)
	Pesadas	600	1400 (2)
Oficinas		250	900 (2)
Imprentas	Cuartos de impresión	750	1200 (2)
	Cuartos de composición y linotipos	500	900 (2)
Residencias (6)		200	0
Salas de descanso (7) Plataformas de revisión Grandes tribunas y Graderios		500	0
Escuelas	Aulas	200	450 (2)
Veredas y calzadas	Acceso público	1200	(3)
Bodegas	Livianas	600	
	Pesadas	1200	
Almacenes	Minoristas	400	900 (2)
	Mayoristas	500	1400 (2)

Tabla 2.4. Cargas vivas mínimas para cubiertas en kg/m^2 (CEC tabla 5.1)

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

2.12.4.3 Reducción de cargas vivas

La mayoría de los códigos permiten una reducción de los valores tabulados de las cargas vivas cuando el área que contribuye es muy grande, debido a la probabilidad estadística de que toda el área no esté cargada al máximo.

Según el código ecuatoriano de la construcción en el diseño de columnas, pilares, muros, cimentaciones, celosías, vigas y losas planas, se permiten las indicadas en la tabla 6.1 del CEC.

Tabla 2.5. % de reducción de carga viva de acuerdo al CEC.

NÚMERO DE PISOS, INCLUYENDO LA CUBIERTA, SOPORTADOS POR EL ELEMENTO EN ANÁLISIS	% DE REDUCCIÓN DE LA CARGA VIVA UNITARIA TOTAL DE TODOS LOS PISOS SOPORTADOS POR EL ELEMENTO EN ANÁLISIS
1	0
2	10
3	20
4	30
5 a 10	40
Más de 10	50

Excepto para sitios de reuniones públicas y para cargas vivas mayores de 500 kg/m^2, la carga viva de diseño sobre cualquier elemento que soporte más de 15m^2 puede reducirse a razón de 0,8% por metro cuadrado del área de piso o cubierta soportado por el elemento. La reducción no debe exceder: del 40% para elementos horizontales o elementos verticales que reciben carga de un solo nivel, del 60% para otros elementos verticales, ni de R, determinado por la siguiente fórmula:

$$R = 23\left(1 + \frac{D}{L}\right) \quad \textbf{Ec. 2.3}$$

Donde:

- R: Porcentaje de reducción
- D: Carga muerta por metro cuadrado del área soportada por el elemento.
- L: Carga viva unitaria por metro cuadrado del área soportada por el elemento.

El factor de reducción será el menor de los factores mencionados.

2.12.4.4 Carga de viento W_v

Las cargas de viento son cargas dinámicas aplicadas al azar. La intensidad de la presión del viento en la superficie de una estructura depende de la velocidad del viento, la densidad del aire, la orientación de la estructura, el área de superficie de contacto, y la forma de la estructura.

La carga de viento es una carga lateral, que es función de la altura. Su representación esquemática se muestra en la siguiente figura.

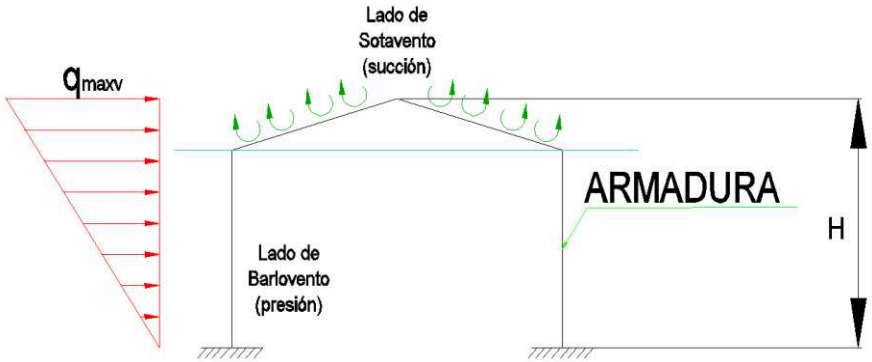


Figura 2.8. Representación de la caga de viento.

Se ha demostrado que la distribución de presiones en un edificio se caracteriza por las presiones negativas (succiones) que existe en la mayor parte del techo y en el lado de sotavento del edificio, estas presiones negativas son en realidad vacíos o presiones menores a la atmosférica. Las presiones negativas alcanzan su máximo valor cerca de la cumbrera. La siguiente figura muestra la distribución de la carga de viento en estructuras a dos aguas.

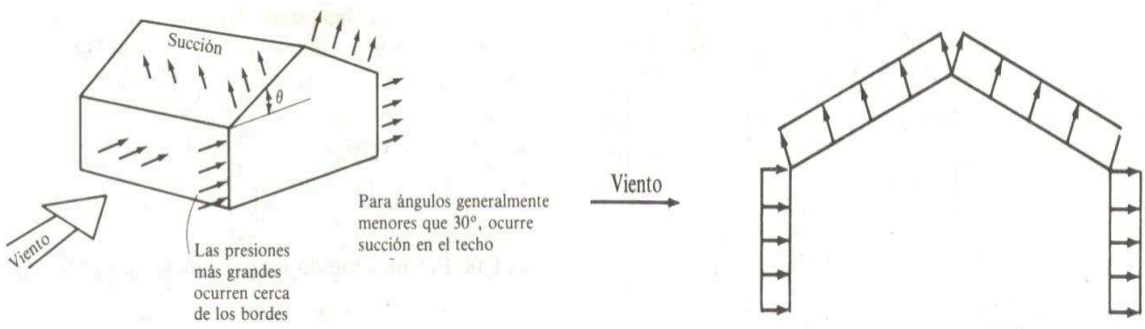


Figura 2.9. Presión de cargas debido al viento y distribución de la misma en los marcos principales.[13]

Para determinar la carga de viento se parte del método de cálculo de la UBC 97 (ANEXO 1).

El cálculo de la presión de viento esta dado por:

$$W_v = C_e \cdot C_q \cdot q_s \cdot I_w \quad \textbf{Ec. 2.4}$$

[13] JEFFREY L., Análisis Estructural; McGraw-Hill; 1992; pág. 21

Donde:

- W_v : Presión de viento para diseño.
- C_e : Altura combinada ó coeficiente del factor de ráfaga y exposición como se muestra en la tabla 16-G del ANEXO 1
- C_q : Coeficiente de presión para la estructura o parte de la estructura, bajo consideración, como se muestra en la tabla 16-H del ANEXO 1
- I_w : Factor de importancia establecida en la tabla 16-K del ANEXO 1
- q_s : Presión de estancamiento de viento a una altura estándar de 33 ft (10000 mm) como se establece en la tabla 16-F del ANEXO 1. Aunque también se la puede determinar según la siguiente fórmula:[14]

$$q_s = 0,06371 \times V^2 \qquad \textbf{Ec. 2.5}$$

Donde V es la velocidad del viento en m/s

Siendo el pórtico de 2 aguas, se debe elegir el método 1 (método de la fuerza normal) estipulado en la UBC 97 para la esquematización de la presión del viento en la estructura. Este método nos dice que la presión del viento actúa simultáneamente en dirección perpendicular a todas las superficies exteriores. Para las presiones en techos y muros ya sea en sotavento (succión) o barlovento (presión), C_e debe evaluarse a la altura promedio del techo.

2.12.4.5 Carga de sismo W_{ss}

Los sismos generan cargas vivas, que son provocadas por la aceleración del suelo en la dirección horizontal y vertical. Sin embargo, en el diseño de edificaciones es habitual no tomar en cuenta la componente vertical porque la mayoría de las estructuras tienen una resistencia adicional en la dirección vertical debido a las cargas gravitacionales requeridas para el diseño.

Para determinar la carga de sismo se aplican los requisitos mínimos a aplicarse para el cálculo y diseño de una estructura según el código ecuatoriano de la

[14] CHÉRREZ C.; Diseño y Presupuesto para la Construcción del Coliseo para la Parroquia de Guanujo; TESIS EPN; 2002; pág. 18

construcción. Estos requisitos se basan principalmente en el comportamiento dinámico de las edificaciones estructurales.

Se ha considerado mantener la filosofía tradicional de diseño que data de hace ya algunas décadas, la cual busca evitar la pérdida de vidas evitando el colapso de las estructuras. Sin embargo, las actuales tendencias en el mundo se dirigen no solo a la protección de la vida, sino también a la protección de la propiedad y a la búsqueda del cumplimiento de diversos niveles de desempeño de la estructura, lo que sin duda se reflejará en requisitos de diseño más severos en el futuro.[15]

La carga de sismo en sí, es una carga de momento o volteo aplicada en los nodos más críticos de la estructura. Se la representa de la siguiente manera.

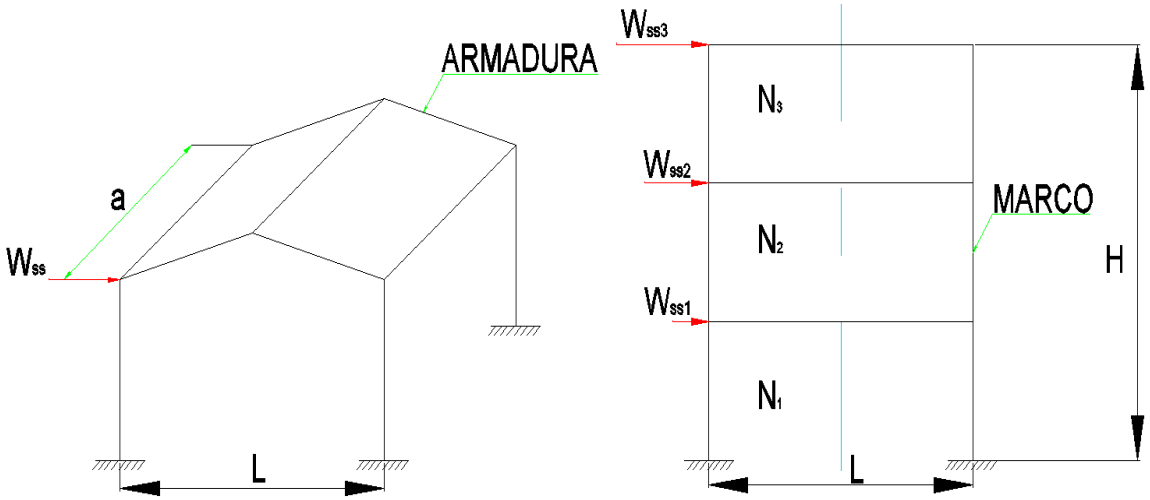


Figura 2.10. Representación de carga de sismo

El cálculo mediante el cual se obtiene la carga de sismo obedece a la siguiente ecuación:

$$W_{ss} = \%V \times W_{pp} \quad \textbf{Ec. 2.6}$$

Donde:

- $\%V$ es el factor de amplificación de sismo
- W_{pp} es la carga de peso propio de diseño

[15] CEC; Código Ecuatoriano de la Construcción; Sección 4.3

2.12.4.5.1 Selección del procedimiento de cálculo de fuerzas laterales

En general, una estructura puede ser calculada mediante procedimientos de cálculo de fuerzas laterales estáticas o dinámicas. El procedimiento escogido dependerá de la configuración estructural, tanto en planta como en elevación.

Para el cálculo de estructuras regulares tanto en planta como en elevación es suficiente la aplicación de procedimientos estáticos de determinación de fuerzas laterales. Para el caso de estructuras irregulares se utilizara el procedimiento de cálculo dinámico. Para la presente obra, la nave industrial donde se ubicara el puente grúa se considera una estructura regular según la tabla 6 y 7 del CEC - capítulo 12, por lo que se va a describir el método de cálculo estático.

En el siguiente punto se menciona un resumen del numeral 6.2 del CEC.

2.12.4.5.2 Factor de amplificación de sismo $\%V$

El método que se describe en esta sección utiliza las tablas del código ecuatoriano de la construcción para el cálculo del cortante basal de diseño, expuestas en el ANEXO 2 de la presente obra.

El factor de amplificación de sismo , que será aplicado a una estructura en una dirección dada, se determinara mediante las siguientes expresiones:

$$\% \ V = \frac{Z \times I \times C}{R \times \phi_P \times \phi_E} \qquad \textbf{Ec. 2.7}$$

$$C = \frac{1,25 \times S^S}{T} \qquad \textbf{Ec. 2.8}$$

$$\phi_P = \phi_{PA} \times \phi_{PB} \qquad \textbf{Ec. 2.9}$$

$$\phi_E = \phi_{EA} \times \phi_{EB} \times \phi_{EC} \qquad \textbf{Ec. 2.10}$$

Donde:

- C: No debe exceder el valor de C_m establecido en la tabla 3 del CEC. No debe ser menor a 0,5 y puede utilizarse para cualquier estructura.
- S: Su valor y el de su exponente se obtienen de la tabla 3 del CEC.
- R: Factor de reducción de respuesta estructural.
- Z: Factor de zona sísmica (se obtiene de la tabla 1 del CEC).

- I : Tipo de uso, según el destino e importancia de la estructura, se obtiene de la tabla 4 del CEC.
- ϕ_P, ϕ_E : Factores de configuración estructural en planta y en elevación.
- ϕ_{PA} : El mínimo valor ϕ_{Pi} de cada piso i de la estructura para irregularidades del tipo 1, 2 ó 3 se obtiene de la tabla 5 del CEC.
- ϕ_{PE} : Se establece de manera análoga, para cuando se encuentran presentes irregularidades del tipo 4 ó 5, y se obtiene de la tabla 5 del CEC.
- ϕ_{EA} : Mínimo valor ϕ_E de cada piso i de la estructura, obtenido de la tabla 6 del CEC. Para cuando se encuentren irregularidades del tipo 1 y 5, se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para las dos irregularidades.
- ϕ_{EB} : Para cuando se encuentren presentes irregularidades del tipo 3 en la estructura, obtenido de la tabla 6 del CEC.
- ϕ_{EC} : Se establece para cuando se encuentre presente la irregularidad tipo 4, obtenida de la tabla 6 del CEC.

Notas:

- Los anteriores valores descritos se obtienen de las tablas pertenecientes al ANEXO 2 de la presente obra correspondiente al literal del código ecuatoriano de la construcción para el cálculo del cortante basal.
- Cuando la estructura no contemple ningún tipo de irregularidades descrito en la tabla 5 del CEC en ninguno de sus pisos, tomará el valor de 1.
- Cuando la estructura no contemple ningún tipo de irregularidad descrito en la tabla 6 del CEC en ninguno de sus pisos, tomará el valor de 1.

2.12.4.5.3 Periodo de vibración T

Para edificios estructurales, el valor de T será determinado de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C_t \cdot h_n^{3/4} \quad \textbf{Ec. 2.11}$$

Donde:

- h_n : Es la altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura en metros.
- C_t : 0,09 para pórticos de acero.

2.12.4.6 Carga de granizo S

Las cargas debidas al granizo suelen ser determinadas por las acumulaciones más grandes registradas en un área dada. A diferencia de otras cargas, se determinan de una manera sencilla como se muestra a continuación.

$$S = Peso\,específico\,del\,granizo \times Altura\,de\,acumulación \times A_c \quad \textbf{Ec. 2.12}$$

El peso específico del granizo se puede considerar como 1000 kgf/m^3, y quedará a criterio del ingeniero a cargo considerar la altura de acumulación más probable. Existen mapas que muestran las alturas de acumulación según la localidad, en el caso del Ecuador no se tiene hasta la actualidad un mapa de este tipo.

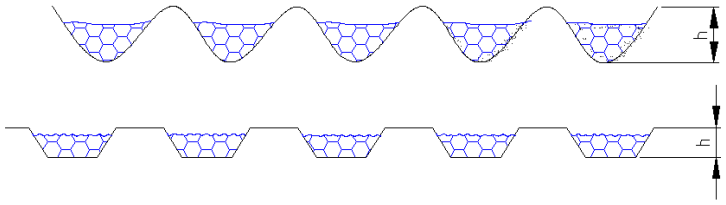


Figura 2.11. Acumulación de granizo.

2.12.4.7 Carga de ceniza volcánica G

Al igual que en el caso anterior, la acumulación de ceniza volcánica se determina por la acumulación más grande producida en una zona durante el proceso eruptivo del volcán cercano a la localidad en consideración. Es necesario mencionar esta carga porque para el caso del Ecuador, está ubicado en un área con muchos volcanes activos y que en los últimos 10 años pudo presenciarse su efecto. La ceniza no solo afectaba a las zonas aledañas sino que también era transportada por las masas de aire a provincias próximas al foco de emisión.

A diferencia del caso anterior, la ceniza volcánica no puede descender por el techo por lo que su acumulación es cada vez mayor hasta que se realice la limpieza respectiva.

$$G = Peso\,específico\,de\,la\,ceniza \times Altura\,de\,acumulación \times A_c \quad \textbf{Ec. 2.13}$$

Para este caso se investigo que el peso específico de la ceniza volcánica tiene un valor aproximado de 1500 kgf/m^3. [16]

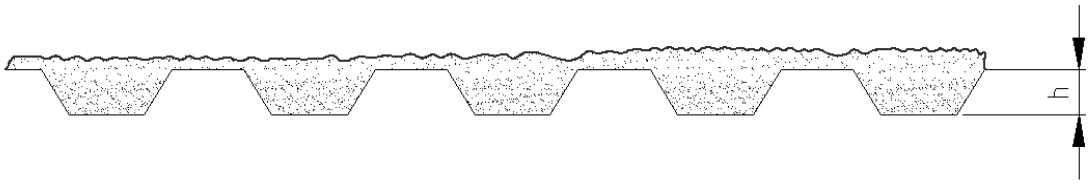


Figura 2.12. Acumulación de ceniza volcánica.

2.12.5 CARGA DEL PUENTES GRÚA.

2.12.5.1 Carga vertical C_{vs}

En la determinación de la carga vertical del puente, el peso del puente sin carga, por definición corresponde a la carga muerta del sistema.

Los fabricantes de puentes grúa proveen información de la máxima carga vertical incluido el impacto actuante sobre las ruedas de los carros testeros. Estas cargas pueden variar de rueda a rueda, dependiendo de la posición relativa de los componentes del puente y la carga a elevar; o a la vez esta carga se la puede determinar conociendo las masas del puente sin cargar, la carga máxima de operación, accesorios, ganchos, etc. y sumando la carga de impacto vertical.

2.12.5.2 Carga de operación C_n

Este tipo de carga comprende el peso a levantar, a un nivel máximo de operación. Esta carga no se supone dentro de las cargas muertas D citadas anteriormente ya que el peso a levantar no está integrado a la construcción de forma permanente.

2.12.5.3 Cargas generadas en el funcionamiento del puente grúa

Debido a que las cargas generadas en los puentes grúa dominan el diseño de muchos elementos estructurales en el mismo puente y en la estructura soportante, a continuación se mencionan las cargas y las combinaciones de carga que se deben considerar según se menciona en el AISE Technical Report N13 - 2003.

---

[16] http://www.arqhys.com/articulos/petreos-materiales.html

Las cargas de los puentes grúa son consideradas como cargas separadas de otro tipo de cargas vivas debido al uso, ocupación y efectos medio ambientales tales como cargas de viento, sismo, granizo, etc., ya que las cargas generadas en los puentes grúa son independientes de aquellas.

Las cargas de los puentes grúa tienen muchas características únicas que llevan a las siguientes consideraciones:

- Un factor de impacto, aplicado como cargas verticales sobre las ruedas para contar los efectos dinámicos como el movimiento del puente y otros efectos como el vencer la inercia del levantamiento de la carga desde el piso por medio del sistema de izaje.
- Cargas laterales aplicadas a los rieles del puente para dimensionar los efectos de las fuerzas de aceleración y frenado del trole con la carga elevada, desalineación de los rieles, y el no recoger la carga en la posición vertical.
- Fuerzas longitudinales debido a la aceleración y el frenado del puente grúa y el no recoger la carga en la posición vertical.
- Posibles accidentes de impactos en los fines de carrera de las vigas carrileras a una velocidad máxima del puente.

Estas consideraciones fueron determinadas después de años de experiencia en el diseño y construcción de estructuras que soportan puentes grúa.[17]

2.12.5.3.1 Impacto vertical C_i

Constituye una asignación de carga dinámica de impacto vertical aplicada solamente a las ruedas del puente. Se lo considera únicamente en el diseño de la viga carrilera y sus conexiones. El AISE Report N13 recomienda que el impacto debe ser incluido también en el diseño a fatiga.

2.12.5.3.2 Empuje lateral C_{ss}

El empuje lateral es una fuerza horizontal de corta duración aplicada transversalmente por las ruedas del puente a los rieles y trasmitida hacia la estructura soportante. Para los puentes en funcionamiento el empuje es aplicado

[17] CISC Canadian Institute of Steel Construction; Crane-Supporting Steel Structures; 1era Ed.; 2005; Capítulo 2

en la parte superior de los rieles de la viga carrilera. El empuje lateral tiene incrementos debido a las siguientes condiciones:

- Aceleración o frenado del trole
- Impacto del trole con los fines de carrera
- Levantamiento de carga no vertical
- Sesgado (incremento ó descenso de la velocidad cuando el puente ya está en estado de MRU)
- Desalineamiento de los rieles de la grúa o del mismo puente

El efecto de las cargas de empuje lateral es combinado con otras cargas de diseño presentadas anteriormente. La carga de empuje lateral es distribuida a cada lado de la viga carrilera.

Se debe tomar en cuenta que una severa desalineación, como lo ocurrido en puentes viejos o mal mantenidos, puede llevar a generar una infinidad de fuerzas y consecuentemente un daño grave.

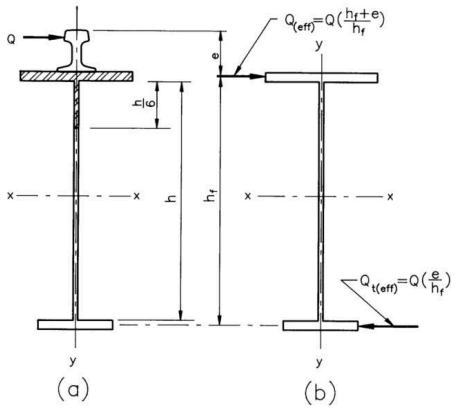


Figura 2.13. Empuje lateral efectivo y área efectiva resistente en vigas de sección abierta.[18]

2.12.5.3.3 Empuje axial C_{is}

Es una carga de tracción longitudinal de corta duración, causada por la aceleración o frenado del puente grúa. Si el número de ruedas conductoras es desconocido, se debe tomar la carga de tracción como el 10% de la carga total de las ruedas. [19]

---

[18] AISE; Association of Iron and Steel Engineers, reporte N13; Guide for the Design and Construction of Mill Buildings; pág. 35

[19] CISC Canadian Institute of Steel Construction; Crane-Supporting Steel Structures; 1era Ed.; 2005; pág. 5.

2.12.5.3.4 Carga de impacto en los fines de carrera C_{bs}

Esta es una fuerza longitudinal ejercida en la viga carrilera por el movimiento del puente grúa cuando este choca contra sus fines de carrera. Basándose en la AISE (2003), es recomendable que se aplique esta carga a una rapidez máxima del puente sin carga.

La carga aplicada a los fines de carrera debe ser incluida en el diseño de la viga carrilera, sus conexiones y el marco de soporte. La máxima carga de impacto para el diseño debe ser coordinada con el diseñador del puente y mostrada en los planos estructurales. La carga de diseño debe ser menor o igual a la máxima carga permisible en los fines de carrera.[20]

Además se debe tener en cuenta que las cargas de impacto de los equipos o maquinarias que produzcan vibración, se considerarán iguales al peso del equipo o maquinaria que produzca el impacto, siendo incrementadas de acuerdo a lo indicado en la siguiente tabla (a menos que se realice un análisis dinámico):

Tabla 2.6. Factores de impacto.[21]

Tipo de equipo	Factor de impacto
Maquinaria ligera	1,2
Maquinaria pesada y reciprocante	1,5
Soportes de elevadores	2,0
Soportes de equipos turbo mecánicos	3,0
Filtros y unidades reciprocantes	4,0

2.12.5.3.5 Factores de impacto vertical, empuje lateral y empuje axial

El impacto vertical, el empuje lateral y las fuerzas de tracción de grúas, monorrieles, pescantes, y otros equipos móviles deben incluirse en el diseño de miembros portantes y sus conexiones como un porcentaje adicional de carga, según se muestra en la tabla siguiente:

[20] AISE; Association of Iron and Steel Engineers, reporte N13; Guide for the Design and Construction of Mill Buildings; pág. 8

[21] www.cimepi.com/admcontenidos/archivos_links/docu_152.doc

Tabla 2.7. Porcentajes de impacto vertical, Empuje lateral y Empuje Axial.

Tipo de grúa	Impacto vertical (1)	Empuje lateral total (2)	Fuerza de tracción (3) (4)
Grúa viajera con cabina	25%	20%	10%
Grúa operada por control remoto	10 %	10%	5%
Grúa operada a mano, monorriel, pescante o trole	50%	—	5%

Notas: (1) De la carga máxima por eje, sobre el riel.

(2) De la suma de los pesos de: (a) la capacidad de levantamiento de la grúa (b) el peso propio de la grúa. Aplicada ½ al extremo de cada riel, en cualquier dirección y perpendicular a los rieles.

(3) De la carga máxima al eje, aplicada al extreme del riel.

(4) Las rieles guía de la grúa también deben diseñarse para las fuerzas que se generan al detener la grúa. Esas fuerzas son las resultantes de detener súbitamente la grúa al 40% de la velocidad máxima de operación, de acuerdo con ANSI/ASME B30.20.[22]

Se debe tener en cuenta que el empuje lateral total debe ser el mayor valor entre lo especificado en la tabla anterior o el 10% del peso combinado de la carga máxima a levantarse y el peso del puente grúa sin carga.

2.13 COMBINACIONES DE CARGA

2.13.1 COMBINACIONES DE CARGA PARA EL DISEÑO DE LAS VIGAS CARRILERAS

El diseño estructural, sin incluir las cimentaciones, se basa en cualquiera de los siguientes tres casos que se explicarán a continuación. Las combinaciones mostradas son aplicables tan solo para el diseño por esfuerzos admisibles ASD.

Cargas axiales, momentos y cortantes de cada tipo de carga deben ser listados por separado (carga muerta, viva, cargas por excentricidades de la grúa, empujes, viento, etc.).

Las cargas de impacto se aplican solamente para las vigas carrileras y sus conexiones.

[22] www.cimepi.com/admcontenidos/archivos_links/docu_152.doc.

Los rangos de esfuerzos admisibles bajo cargas repetidas deben basarse en los procedimientos del diseño a fatiga con el número estimado de cargas cíclicas con relación a la clasificación de las estructuras realizada en la sección 2.11.

Se debe considerar un incremento en el número estimado de ciclos para cualquier porción de la construcción, para que la carga de trabajo o posibles cambios garanticen el uso de la nave industrial.

La AISE report N13 - 2003 no difiere las combinaciones de carga para las vigas carrileras y la estructura soportante del puente, sin embargo en la guía de diseño de puentes grúa de la CISC, hay una clasificación muy clara de las combinaciones de carga para la viga carrilera y otra para la estructura soportante, y es la que se menciona continuación.

2.13.1.1 Caso 1. Fatiga

$$(1)\ C_{vs} + 0{,}5 \cdot C_{ss}$$

Este caso aplica las combinaciones de carga para miembros diseñados para cargas repetidas. El número de repeticiones de carga usadas para el diseño deberá estar en los rangos especificados en la tabla

Tabla 2.8 de acuerdo al tipo de construcción, y no se aplica para la clase D.

Tabla 2.8. Condiciones de Carga [23]

Table 5.1 Loading Conditions

Building Class	Loading Condition	Number of Loading Cycles	
		From	To
D	N/A		
C	1	20,000 (a)	100,000 (b)
B	2	100,000	500,000 (c)
A	3	500,000	2,000,000 (d)
A	4	Over 2,000,000	

(a) About 1 application per day for 50 years
(b) About 5 applications per day for 50 years
(c) About 25 applications per day for 50 years
(d) About 100 applications per day for 50 years

Los miembros sujetos a cargas repetidas deberán ser diseñados para que el rango de esfuerzos máximos no exceda el rango de esfuerzos admisibles a fatiga para cargas repetidas.

[23] AISE; Association of Iron and Steel Engineers, reporte N13; Guide for the Design and Construction of Mill Buildings; pág. 21

2.13.1.2 Caso 2. Un solo puente en la nave industrial

$$(2)\ C_{vs} + C_{is} + C_{ls}$$

2.13.1.3 Caso 3. Impacto en los parachoques del testero

$$(3)\ C_{vs} + C_{is} + C_{bs}$$

2.13.2 COMBINACIONES DE CARGA PARA EL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA SOPORTANTE

La combinación de cargas bajo la condición del esfuerzo máximo permisible (ASD), debe estar de acuerdo con el UBC Structural Engineering Design Provisions, sections 1612.3 and 1612.4. Estás combinaciones se listan a continuación[24]:

$(1)\ D$

$(2)\ D + L + L_r$

$(3)\ D + L + S$

$(4)\ D + L + G$

$(5)\ D + W_v$

$(6)\ D + 0.7W_{ss}$

$(7)\ 0.9D + 0.7W_{ss}$

$(8)\ 0.9D - 0.7W_{ss}$

$(9)\ D + 0.75\ L + L_r + W_v$

$(10)\ D + 0.75\ L + L_r + 0.7W_{ss}$

$(11)\ D + 0.75\ L + S + W_v$

$(12)\ D + 0.75\ L + G + W_v$

$(13)\ D + 0.75\ L + S + 0.7W_{ss}$

$(14)\ D + 0.75\ L + G + 0.7W_{ss}$

[24] UBC; Uniform Building Code; Vol. 2; 1997; pág. 2-4 y 2-5

2.14 DISEÑO ESTRUCTURAL

Actualmente la AISC, ha desarrollado dos tipos de enfoques diferentes para el diseño de estructuras de acero:

- Allowable stress design (ASD)
- Load and resistance factor design (LRFD)

Cualquiera de las 2 teorías son válidas para el diseño; sin embargo, se recomienda que ambos métodos no deben mezclarse.

En una etapa preliminar del diseño se debe escoger bajo que especificación se va a diseñar ya que las ecuaciones y su aplicación son diferentes, así como las combinaciones de carga.

En el presente proyecto se seguirá las especificaciones AISC-ASD 8va edición (Diseño por Esfuerzos Admisibles), la misma que también se lleva a cabo en la AISE 2003. Esta establece que los esfuerzos admisibles de un elemento o conexión no deben ser sobrepasados por las cargas de trabajo. A las teorías de esfuerzos admisibles se incorpora el factor de seguridad mínimo para estructuras mencionado más adelante.

2.14.1 SEGURIDAD DE LAS ESTRUCTURAS

La seguridad de las estructuras depende de un gran número de factores tales como tipo de edificio, resistencia del material de protección contra el fuego, detalles de construcción, durabilidad, probabilidad de falla de los miembros estructurales y conexiones, métodos de inspección para control de calidad, y tipo de supervisión.[25]

El término “falla estructural” no siempre significa colapso total. Las deformaciones excesivas de la estructura impiden a menudo su funcionamiento adecuado y constituyen una falla tan seria como el colapso. El colapso o ruptura de la estructura tiene lugar cuando ocurren fallas de algunos miembros principales o conexiones por deslizamiento (cortante), arrancamiento (tensión), pandeo o aplastamiento.

---

[25] BRESLER, LIN y SCALZI; Diseño de Estructuras en Acero; Limusa, Noriega Editores; 1997; pág.42

El colapso total puede ocurrir bajo cargas severas de impacto o explosión, o bien, como resultado de fatiga después de un gran número de inversiones de esfuerzos o también después del pandeo de los miembros principales.

Una definición racional del factor de seguridad η puede expresarse en términos de la relación de la resistencia calculada R de cualquiera de sus elementos a la carga interna calculada C , esto es:

$$FS = \eta = \frac{R}{C} \quad \textbf{Ec. 2.14}$$

Las incertidumbres existentes en el mecanismo de la falla, dentro de las propiedades del material afectan a la resistencia más baja probable $\overline{R}$; mientras las incertidumbres en las condiciones de carga y en el comportamiento estructural afectan a la magnitud de la carga más alta probable $\overline{C}$. Estas incertidumbres causan desviaciones de los valores probables respecto a los valores calculados, de tal manera que el valor más bajo en la resistencia es $\overline{R} = R - \Delta R$ y el valor más alto probable para la carga es $\overline{C} = C + \Delta C$, donde $\Delta R, \Delta C$ son las desviaciones máximas probables entre los valores reales y los valores calculados.

Con el objeto de evitar una falla bajo las condiciones más adversas, $\overline{R}$ debe ser cuando menos igual o mayor que $\overline{C}$, entonces:

$$R - \Delta R \geq C + \Delta C \quad \text{ó} \quad R\left(1 - \frac{\Delta R}{R}\right) \geq C\left(1 + \frac{\Delta C}{C}\right)$$

El factor se seguridad mínimo será entonces:

$$FS = \eta = \frac{R}{C} = \frac{1 + \frac{\Delta C}{C}}{1 - \frac{\Delta R}{R}}$$

Si se supone que las desviaciones máximas $\Delta R, \Delta C$ son el 25% de los valores calculados R, C , entonces el valor del factor de seguridad mínimo requerido es:

$$FS_{\min} = \eta_{\min} = \frac{1+0,25}{1-0,25} = 1,67 \quad \textbf{Ec. 2.15}$$

2.14.2 ANÁLISIS DE CARGA SOBRE LAS ESTRUCTURAS

Una estructura puede estar sometida a diferentes tipos de carga, como puede ser corte, tensión, compresión, flexión o la combinación de las mismas como puede ser el caso de flexo-tensión, flexo-compresión u otras.

Para no ser susceptible de malas interpretaciones, es necesario definir una nomenclatura con los subíndices respectivos para identificar el tipo de carga actuante sobre del elemento estructural, que será utilizada en las diferentes secciones y capítulos.

2.14.2.1 Nomenclatura

f : Esfuerzo real

F : Esfuerzo admisible

f_t : Esfuerzo real de tensión	F_t : Esfuerzo admisible de tensión
f_a : Esfuerzo real de compresión	F_a : Esfuerzo admisible de compresión
f_v : Esfuerzo real de corte	F_v : Esfuerzo admisible de corte
f_b : Esfuerzo real de flexión	F_b : Esfuerzo admisible de flexión

2.14.2.2 Ecuación de diseño real

$$f \leq F \quad \textbf{Ec. 2.16}$$

2.14.2.3 Índice de trabajo

$$I = \frac{f}{F} \quad \textbf{Ec. 2.17}$$

- $I = 1$ Índice óptimo, ni sobre, ni subdimensionado
- $I << 1$ Muy sobredimensionado
- $I > 1$ Falla

2.15 VIGAS

Las vigas son miembros estructurales que soportan cargas transversales que producen momentos transversales y fuerzas cortantes, siendo la flexión el principal factor de diseño.

Las vigas se pueden clasificar por su posición respecto a la horizontal como:

- Horizontales en su uso más general.
- Inclinadas como las vigas de techo.
- Verticales llamadas también viga-columna.

Las vigas inclinadas y verticales pueden soportar cargas axiales y transversales.

Las vigas también se pueden clasificar por las condiciones en los apoyos, teniendo así:

- Vigas simples, cuando las conexiones externas no soportan ningún momento originado por cualquier continuidad desarrollada en la conexión.
- Vigas continuas, cuando la viga se extiende sin interrupción a través de uno o más apoyos como es el caso de la viga carrilera del puente grúa.
- Viga fija, si los extremos se conectan rígidamente a otros miembros, de tal modo que se puede transmitir el momento a través de la conexión.

Y por último las vigas se pueden clasificar según la función o ubicación donde van a trabajar, teniendo así:

- Trabes: miembros principales que soportan carga y se conectan a las vigas de piso.
- Viguetas: son los miembros que se utilizan para soportar el techo y los pisos de los edificios.
- Dinteles: vigas que se usan para soportar las cargas de muro.
- Vigas de borde o fachada: vigas exteriores a nivel de piso, usadas en la construcción de edificios para soportar parte de la carga de piso y del muro exterior.
- Largueros: miembros utilizados en los puentes, paralelos al tráfico para soportar la losa de cubierta, y que se conectan por lo general a los miembros transversales (vigas de piso).
- Vigas de piso: miembros secundarios en un sistema de piso, y miembros principales en la construcción de puentes a los que se conectan los largueros.

2.15.1 FACTORES INFLUYENTES DEL ESFUERZO MÁXIMO PERMISIBLE

Dos factores influyen considerablemente en el esfuerzo máximo permisible a flexión F_b, dentro del diseño de las secciones laminadas. Estos son:

1. Geometría de la sección (basada en la relación ancho del patín/espesor y la relación peralte/espesor del alma).
2. Apoyo lateral (o espaciamiento del soporte lateral).

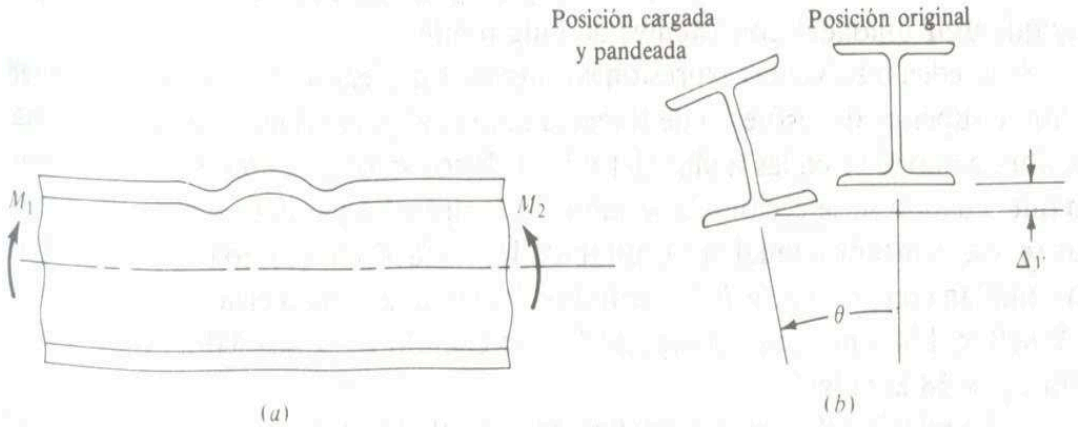


Figura 2.14. Pandeo del patín cuando la compresión es muy grande.

2.15.2 GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN

Si las relaciones ancho/espesor del patín $\left(b_f/2t_f\right)$ y peralte/espesor del alma $\left(d/t_w\right)$ no fuesen adecuadas, los elementos de la sección tenderán a pandearse con bajos esfuerzos de compresión. Esta compresión se debe a la flexión más algunos esfuerzos debidos a cargas axiales.[26]

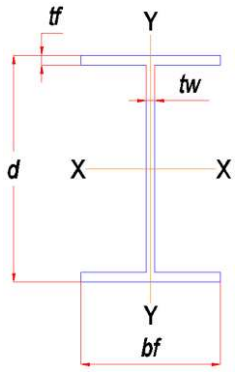


Figura 2.15. Dimensiones del perfil W.

[26] BOWLES J., Diseño de Acero Estructural; Limusa, Grupo Noriega; 4ta Ed.;1993; págs.175 y 176

Este factor no es muy importante como los requerimientos de soporte lateral ya que no se tiene control sobre la geometría de la sección y es el productor de perfiles laminados quien controla este aspecto.

La geometría de un perfil laminado puede ser tal que se produzca una sección compacta o no compacta.

$$F_b = 0,6 \cdot S_y \text{ (Para secciones no compactas).} \quad \textbf{Ec. 2.18}$$

$$F_b = 0,66 \cdot S_y \text{ (Para secciones compactas).} \quad \textbf{Ec. 2.19}$$

2.15.3 COMPROBACIÓN DE UNA SECCIÓN COMPACTA

Una sección compacta es aquella en la que se produce una plastificación de la sección antes de la falla, y esto ocurre cuando el esfuerzo máximo a flexión del borde de la viga es igual al esfuerzo de fluencia. Cuando se sigue incrementando el momento flector de la viga, el esfuerzo del borde no se eleva, sino que se propaga de manera total al interior de la sección con lo cual la viga puede soportar un momento flector un poco mayor al de fluencia sin que esta quede deformada plásticamente. Cuando se da la plastificación total de la sección y el momento flector se incrementa, la viga se deforma plásticamente.

A continuación se mencionan las características que debe cumplir una sección compacta y que deben ser comprobadas.

1. Deben ser perfiles laminados en caliente.
2. El patín de compresión debe estar conectado de manera continua al ala de la viga.
3. Tiene las siguientes relaciones de ancho/espesor del patín.

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{65}{\sqrt{S_y}} \qquad lb \cdot ft \cdot s$$

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{170}{\sqrt{S_y}} \qquad SI \qquad \textbf{Ec. 2.20}$$

4. En una viga cuya carga axial sea cero, la relación d/t_w está parcialmente controlada por la presencia de una carga axial.

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{640}{\sqrt{S_y}} \qquad lb \cdot ft \cdot s$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{1690}{\sqrt{S_y}} \qquad SI \qquad \textbf{Ec. 2.21}$$

2.15.4 APOYO LATERAL

Si el patín de compresión no está soportado en algunos intervalos a lo largo de la zona de compresión, se pandeará en el plano o fuera del plano acompañado de torsión.

El patín de compresión debe soportar adecuadamente para satisfacer los últimos criterios “Compactos”. La distancia entre soportes laterales será la menor de las siguientes distancias L_1 o L_2 y se le denominara L_c (longitud soportada lateralmente para una sección compacta) y el mayor valor es L_u .

$$L_1 = \frac{76 b_f}{12\sqrt{S_y}} \quad ft \qquad L_2 = \frac{20000}{12 \cdot S_y \cdot d/A_f} \quad ft \qquad \textbf{Ec. 2.22}$$

$$L_1 = \frac{0,20 b_f}{\sqrt{S_y}} \quad m \qquad L_2 = \frac{139000}{S_y \cdot d/A_f} \quad m \qquad \textbf{Ec. 2.23}$$

Donde:

- b_f : Ancho del patín de compresión, en in o mm.
- d : Peralte de la sección, en in o mm.
- A_f :Área del patín de compresión $b_f \times t_f$.
- S_y :Esfuerzo de fluencia en kip/in^2 ó MPa.

Los valores antes mencionados se encuentran tabulados en las tablas de la AISC.

2.15.5 DISEÑO DE VIGAS SIMPLES

El diseño de vigas en base a la información preliminar sobre las mismas debe cumplir lo siguiente[27]:

1. $f_b = \frac{M}{S} \leq F_b$ **Ec. 2.24**
2. F_b : Depende de la longitud de la viga
3. $I_b = \frac{f_b}{F_b} \leq 1,0$ **Ec. 2.25**

Comparando los valores de la longitud de la viga con los valores de L_c y L_u se tienen 3 casos de análisis:

2.15.5.1 Caso 1

- Sección Compacta.
- $L \leq L_c$
- $F_b = 0,66 \cdot S_y$

2.15.5.2 Caso 2

- Independiente de la sección.
- $L_c < L \leq L_u$
- $F_b = 0,6 \cdot S_y$

2.15.5.3 Caso 3

- Independiente de la sección.
- $L \geq L_u$
- $F_b < 0,6 \cdot S_y$
- Comprobar la esbeltez a flexión.

La esbeltez a flexión se calcula por la siguiente expresión:

[27] AISC; Manual of Steel Construction; 8va Ed.; págs. 2-51 y 2-52

$$\lambda_f = \frac{L}{r_t} \quad \textbf{Ec. 2.26}$$

Donde:

- L : Longitud de la viga.
- r_t :Radio de giro efectivo del patín de compresión, que se encuentra tabulado en tablas de perfiles de la AISC o por medio de la ecuación:

$$r_t = \sqrt{\frac{\frac{1}{2} I_{yy}}{A_f + \frac{1}{6} A_w}} \quad \textbf{Ec. 2.27}$$

- I_{yy} :Momento de inercia respecto al eje yy.
- A_f : Área del alma de la sección.
- A_w : Área del patín de la sección.

2.15.5.3.1 Caso 3.1

- $\lambda_f \leq L_i$
- $L_i = \sqrt{\frac{102 \times 10^3 C_b}{S_y}}$ **Ec. 2.28**
- $C_b = 1,75 + 1,05\left(\frac{M_1}{M_2}\right) + 0,3\left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2 \leq 2,3$ **Ec. 2.29**
- C_b : Factor de gradiente de momentos.
- Cuando el momento flector en algún punto dentro de la longitud no arreostrada de la viga es mayor que el momento en ambos extremos, el valor de C_b debe ser tomado como la unidad.
- M_1 : Menor momento en los extremos con signo.
- M_2 : Mayor momento en los extremos con signo.
- $F_b = 0,6 \cdot S_y$ **Ec. 2.30**

2.15.5.3.2 Caso 3.2

- $L_i < \lambda_f < L_s$
- $L_i = \sqrt{\frac{102 \times 10^3 C_b}{S_y}}$
- $L_s = \sqrt{\frac{510 \times 10^3 C_b}{S_y}}$ **Ec. 2.31**
- $F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{S_y \lambda_f^2}{1530 \times 10^3 C_b} \right] S_y$ **Ec. 2.32**

2.15.5.3.3 Caso 3.3

- $\lambda_f > L_s$
- $F_b = \frac{170 \times 10^3 C_b}{\left(\frac{L}{r_t} \right)^2}$ **Ec. 2.33**

Esta última es una fórmula alternativa muy conservadora:

- $F_b = \frac{12 \times 10^3 C_b}{L \left(\frac{d}{A_f} \right)}$ **Ec. 2.34**

2.15.6 DISEÑO VIGAS CONTÍNUAS

Las vigas continuas se diseñan de manera similar a las vigas simples. La principal diferencia consiste en que cuando se usan las especificaciones del AISC, si la sección es compacta y no se trata de una viga en voladizo, se puede diseñar la sección usando uno de los métodos siguientes escogiendo el mayor de los dos:

1. 0.9 x el mayor momento negativo en el claro, ó
2. Momento positivo, basado en el momento máximo positivo del diagrama de momentos + 0.1 x el promedio de los momentos negativos en el claro[28]

[28] BOWLES J., Diseño de Acero Estructural; Limusa, Grupo Noriega; 4ta Ed.; 1993; pág. 181

2.15.7 EFECTOS DEL CORTANTE

La distribución del efecto cortante en cualquier sección sujeta a flexión puede calcularse usando la ecuación[29]:

$$f_v = \frac{VQ}{It}$$

La AISC permite el uso de la siguiente ecuación ya sea para secciones laminadas o fabricadas. Esta difiere un poco del valor máximo pero es más fácil de calcular.

$$f_v = \frac{V}{dt_w} \quad \textbf{Ec. 2.35}$$

Donde:

- V : Carga de corte.
- d : Peralte de la sección.
- t_w : Espesor del alma.

Los efectos de esfuerzo cortante deben cumplir lo siguiente:

- $f_v \leq F_v$ **Ec. 2.36**
- $F_v = 0,40 \cdot S_y$ **Ec. 2.37**
- $I_v = \frac{f_v}{F_v} \leq 1,0$ **Ec. 2.38**

2.16 COLUMNAS

La columna es un elemento sometido principalmente a compresión, por lo tanto el diseño está basado en la fuerza axial interna. Pero debido a las condiciones propias de las columnas, también se diseñan para flexión de tal forma que la combinación así generada se denomina flexo-compresión.

Según el uso actual de la columna como elemento de un pórtico, no necesariamente es un elemento recto-vertical, sino es el elemento donde la compresión es el principal factor que determina el comportamiento del elemento. Es por ello que el pre dimensionado de columnas consiste en determinar las dimensiones que sean capaces de resistir la compresión que se aplica sobre el

[29] BOWLES J., Diseño de Acero Estructural; Limusa, Grupo Noriega; 4ta Ed.;1993; págs.186 y 187

elemento así como una flexión que aparece en el diseño debido a diversos factores. Cabe destacar que la resistencia de la columna disminuye debido a efectos de geometría, lo cuales influyen en el tipo de falla.

El efecto geométrico de la columna se denomina esbeltez y es un factor importante, ya que la forma de fallar depende de la esbeltez. Para la columna poco esbelta, la falla es por aplastamiento y este tipo de columna se denomina columna corta. Los elementos más esbeltos se denominan columnas largas y la falla se da por pandeo. La columna intermedia es aquella donde la falla se produce por una combinación de aplastamiento y pandeo. Además, los momentos flectores que forman parte del diseño de la columna disminuyen la resistencia del elemento tipo columna.[30]

2.16.1 ESFUERZOS PERMISIBLES EN LAS COLUMNAS DE ACERO AXIALMENTE CARGADAS SEGÚN LA AISC

A partir de la ecuación de Euler se determina la carga crítica de pandeo mediante la ecuación[31]:

$$P_{crit} = \frac{n^2 \cdot \pi^2 \cdot EI}{L^2} \quad \textbf{Ec. 2.39}$$

Y el esfuerzo crítico de Euler dado por:

$$f_{crit} = \frac{P_{crit}}{A} = \frac{n^2 \cdot \pi^2 \cdot EI}{AL^2} = \frac{n^2 \cdot \pi^2 \cdot E}{L^2/r^2} \quad \textbf{Ec. 2.40}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad \textbf{Ec. 2.41}$$

Donde:

- r: Es el radio de giro de la sección.
- I: Momento de inercia de la sección.
- A: Área de la sección transversal.
- n: Modo de pandeo.

[30] http://es.scribd.com/doc/3082767/columnas.

[31] BOWLES J., Diseño de Acero Estructural; Limusa, Grupo Noriega; 4ta Ed.;1993; pág. 299

Se desarrollan los esfuerzos de diseño de la AISC, tomando la ecuación de Euler para el esfuerzo crítico con $n = 1$

$$f_{crit} = \frac{\pi^2 E}{\left(KL / r_{\min} \right)^2} \qquad \textbf{Ec. 2.42}$$

$$r_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\max}}{A}} \qquad \textbf{Ec. 2.43}$$

La longitud efectiva KL, se usa en casi todas las formulas de diseño de las especificaciones de construcción. K es un factor de ajuste de la longitud de la columna para el esfuerzo crítico de Euler, y dependiendo del tipo de restricción en los extremos, su valor puede obtenerse por medio de nomogramas o factores recomendados como se muestra en las **Tabla 2.9** y la **Figura 2.16**

Tabla 2.9. Valores de K, teóricos y de diseño, para columnas con diversas condiciones en los extremos.[32]

TABLE C-C2.2
Approximate Values of Effective Length Factor, *K*

Buckled shape of column is shown by dashed line.	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Theoretical *K* value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design value when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
End condition code	*Rotation fixed and translation fixed* *Rotation free and translation fixed* *Rotation fixed and translation free* *Rotation free and translation free*					

Para determinar K por medio de nomogramas se debe determinar los factores adicionales G_A, G_B.

[32] AISC; Manual of Steel Construction; 8va Ed.; pág. 5-124

$$G_{A,B} = \frac{\sum E_c I_c / L_c}{\sum E_v I_v / L_v} \quad \textbf{Ec. 2.44}$$

Donde:

- E: Modulo de elasticidad.
- I: Momento de inercia de la sección.
- L: Longitud del elemento.

Los subíndices A y B se refieren a las uniones en los extremos de la columna a ser considerada, los subíndices c, v se refieren a las conexiones de columna y viga respectivamente.

Para extremos de columnas apoyadas, pero no rígidamente conectadas a cimentaciones G es teóricamente infinito, pero si el extremo es tomado como articulación G puede ser tomado como 10. Si el diseño es tomado en el extremo como empotramiento G puede ser tomado como 1,0.

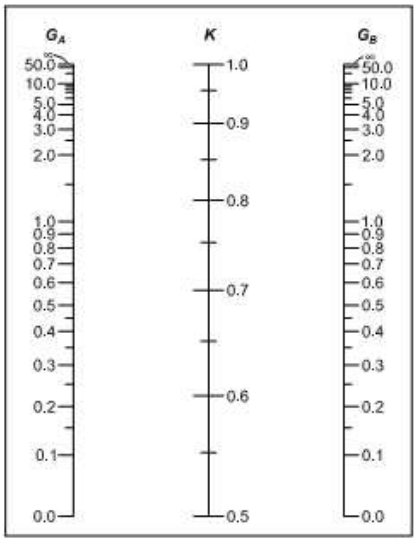


Figura 2.16. Nomograma para determinar las longitudes efectivas [33].

La determinación del esfuerzo permisible F_a para columnas sujetas a carga axial se basa en el tipo de falla como: pandeo lateral primario, elástico o inelástico, fluencia gradual debido a esfuerzos locales excesivos, pandeo local y por último pandeo torsional.

[33] AISC; Manual of Steel Construction; 8va Ed.; pág. 5-125

Para columnas esbeltas el pandeo elástico ocurre por lo general cuando f_{crit} es una fracción de la resistencia a la fluencia S_y. Para perfiles laminados de acero A36 esta fracción es usualmente menor que 0,5, y por lo tanto, para efectos de pandeo elástico:

$$f_{crit} \leq 0,5 \cdot S_y \quad \textbf{Ec. 2.45}$$

El valor más bajo de la relación de esbeltez KL/r para el que puede presentarse el pandeo elástico es $KL/r\ _c = C_c$, y que se define como:

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{S_y}} \quad \textbf{Ec. 2.46}$$

El esfuerzo crítico en esta condición es:

$$f_{crit} - S_y \left[1,0 - \frac{0,5 \ KL/r\ ^2}{C_c^{\ 2}} \right] \quad \textbf{Ec. 2.47}$$

En base a lo anteriormente expuesto existen dos condiciones para determinar el esfuerzo de diseño dependiendo de la relación de esbeltez:

2.16.1.1 Caso 1 $KL/r \leq C_c$

- $f_{crit} = S_y \left[1,0 - \frac{0,5 \ KL/r\ ^2}{C_c^{\ 2}} \right]$
- $FS = \frac{5}{3} + \frac{3}{8}\frac{KL/r}{C_c} - \frac{1}{8}\frac{KL/r\ ^3}{C_c^{\ 3}}$ **Ec. 2.48**
- $F_a = \frac{f_{crit}}{FS}$ **Ec. 2.49**

Este último es un factor de seguridad variable utilizado por la AISC desde 1963.

2.16.1.2 Caso 2 $KL/r > C_c$

- $f_{crit} = \dfrac{\pi^2 E}{KL/r^2}$ **Ec. 2.50**

Basado en la ecuación de Euler.

- $F_a = \dfrac{f_{crit}}{FS}$ **Ec. 2.51**

- $FS = \dfrac{23}{12} = 1,92$ **Ec. 2.52**

Basado en el uso de $KL/r = C_c$ del FS mencionado anteriormente.

2.16.2 CARGA EQUIVALENTE EN COLUMNAS

Es posible hacer una estimación preliminar de los requisitos de la sección, basados en el criterio de esfuerzos admisibles del AISC, mediante el cálculo de una carga equivalente de compresión axial P_{eq}, correspondiente a la combinación de compresión y flexión.

Cuando existen momentos flexionantes con respecto a ambos ejes x y y de una columna, la carga equivalente se convierte en:

$$P_{eq} = P + \alpha_x \frac{F_{ax}}{F_{bx}} B_x M_x + \alpha_y \frac{F_{ay}}{F_{by}} B_y M_y \quad \textbf{Ec. 2.53}$$

Donde:

- P: Carga axial.
- B_x, B_y: Factores de momentos.
- $F_{ax}/F_{bx}, F_{ay}/F_{by}$: Dependen de las relaciones de esbeltez.
- α_x, α_y: Factores de amplificación.

Además la dirección de los ejes x y y es la establecida en el manual de la AISC para la sección del perfil estructural.

Entonces suponiendo un valor de F_a, la sección requerida estimada se convierte en:

$$A = \frac{P_{eq}}{F_a} \quad \textbf{Ec. 2.54}$$

Puede seleccionarse la sección económica más próxima, y verificarla posteriormente bajo las cargas P, M_x, M_y combinadas.

Los valores de $B_x = \frac{A}{S_x}$ y de $B_y = \frac{A}{S_y}$ varían ampliamente para diferentes secciones tabuladas en el manual de la AISC, páginas 3-15 a 3-45.

Para perfiles tipo W puede usarse un valor de $B_x = 0,25$ y para $B_y = 0,75$. Considerando el material como un acero A36, se puede tomar como primera aproximación $F_{ax} = F_{ay} = 0,75$ y $\alpha_x = \alpha_y = 1$. Con lo que se tiene:

$$P_{eq} = P + 0,2 \cdot M_x + 0,6 \cdot M_y \quad \textbf{Ec. 2.55}$$

La ecuación anterior solo es una aproximación para perfiles tipo W.[34]

2.16.3 REQUISITOS DE DISEÑO PARA COLUMNAS

- $I_a = \frac{f_a}{F_a} \leq 1,0$ **Ec. 2.56**

Donde a su vez: $f_a = \frac{P}{A}$ **Ec. 2.57**

- $\frac{L}{r} \leq 200$ **Ec. 2.58**

2.17 VIGAS-COLUMNAS

Un elemento se puede decir que trabaja como viga-columna cuando está sometido a una combinación de cargas axiales y flexionantes. Estas situaciones

[34] BRESLER, LIN y SCALZI; Diseño de Estructuras en Acero; Limusa, Noriega Editores; 1997; pág.478.

se presentan en la construcción de marcos rígidos (es decir, las columnas soportan axialmente la carga del edificio, así como los momentos en los extremos de las vigas que conectan las mismas). En los edificios industriales se puede utilizar las ménsulas de las columnas para soportar la viga carrilera y, finalmente la carga de la grúa. La resultante excentricidad de la ménsula produce un momento flector además de las cargas axiales de la columna.

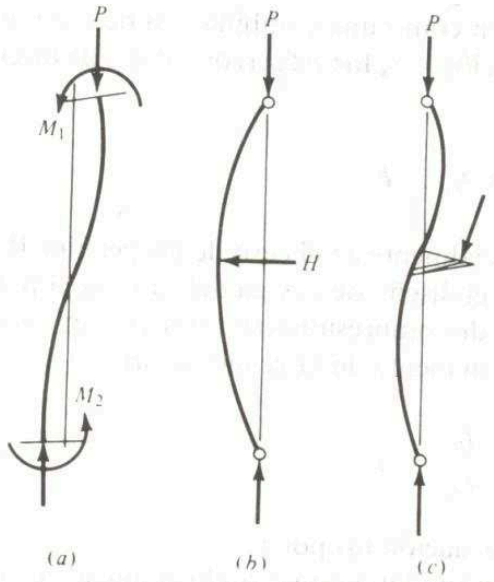


Figura 2.17. Cargas combinadas en columnas.

2.17.1 CÁLCULO DE ESFUERZOS

2.17.1.1 Caso 1

Tracción + Flexión respecto al eje fuerte.

Se debe cumplir que:

$$\frac{f_t}{F_t} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1 \quad \textbf{Ec. 2.59}$$

Donde:

- $f_t = \frac{P_t}{A}$ **Ec. 2.60**
- $F_t = 0,6 \cdot S_y$ **Ec. 2.61**
- $f_b = \frac{M}{S_x}$ **Ec. 2.62**
- F_b : Sale de los análisis anteriores en vigas.

2.17.1.2 Caso 2

Compresión + Flexión respecto al eje fuerte.

Este es un caso crítico porque las dos cargas son desestabilizadoras. De manera general el diseño es aceptable cuando se cumple lo siguiente:

$$\frac{f_a}{F_a}+\frac{f_b}{F_b}\leq 1 \quad \textbf{Ec. 2.63}$$

Además existen diferentes casos de análisis dependiendo del índice de trabajo de compresión.

2.17.1.2.1 Caso 2.1

$$\text{Cuando:} \quad \frac{f_a}{F_a}<0{,}15 \quad \rightarrow \quad \frac{f_a}{F_a}+\frac{f_b}{F_b}\leq 1{,}0 \quad \textbf{Ec. 2.64}$$

Y el esfuerzo admisible puede ser calculado por:

$$F_a=\frac{12\pi^2 E}{23\lambda^2} \quad \textbf{Ec. 2.65}$$

2.17.1.2.2 Caso 2.2

$$\text{Cuando:} \quad \frac{f_a}{F_a}>0{,}15 \quad \rightarrow \quad \frac{f_a}{F_a}+\alpha\frac{f_b}{F_b}\leq 1{,}0 \quad \textbf{Ec. 2.66}$$

α : Coeficiente de ampliación de Momento dado por:

- $$\alpha=\frac{C_m}{1-\dfrac{f_a}{F'_e}} \quad \textbf{Ec. 2.67}$$
- $$C_m=0{,}6-0{,}4\frac{M_1}{M_2} \quad \textbf{Ec. 2.68}$$
- $$f_a=\frac{P_c}{A} \quad \textbf{Ec. 2.69}$$
- $$F_e'=\frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad \textbf{Ec. 2.70}$$

2.18 DEFLEXIONES EN ESTRUCTURAS

Para todas las estructuras diseñadas de acuerdo con estas normas, debe documentarse en el diseño la deflexión máxima para los elementos que trabajan a flexión. Los criterios de deflexión deben considerar el AISC-Manual of Steel Construction, Commentary to Chapter L, Section L3 y lo listado en la **Tabla 2.10**.

La deflexión máxima permisible para estructuras y miembros debe estar de acuerdo con la siguiente tabla:

Tabla 2.10. Deflexiones máximas permisibles.

Caso	Máxima Deflexión permisible (d_{max})
Vigas portantes de piso y equipos (para la carga total)	L / 240; L = luz
Vigas portantes de cielo raso enlucido (para cargas vivas)	L / 360; L = luz
Vigas de techo y correas	L / 180; L = luz
Vigas carrileras	L / 750; L = luz
Brazos de grúa	L / 225; L = luz

Nota: Se acoge estas recomendaciones, a menos que exista otra especificación del fabricante de la grúa.[35]

[35] www.cimepi.com/admcontenidos/archivos_links/docu_152.doc.

2.19 CIMENTACIÓN

Con respecto a la cimentación se combina una serie de cálculos técnicos y recomendaciones dimensionales de los calculistas estructurales.

En la siguiente figura se muestra un bosquejo a corte de la cimentación.

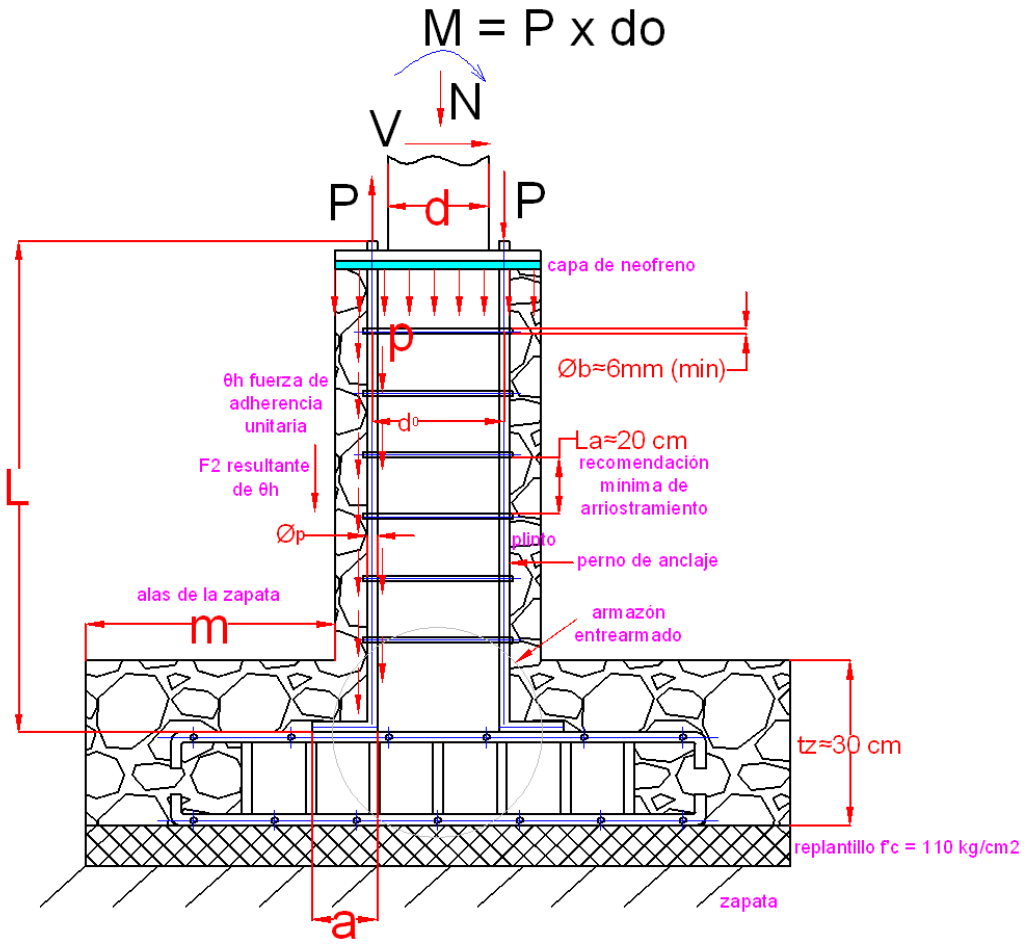


Figura 2.18. Esquema en corte de la cimentación.

Figura 2.19. Fuerzas compresivas en el ala del perno de anclaje.

Se pueden notar los componentes básicos de la cimentación. Los pernos de anclaje son barras circulares de acero de gran longitud que llegan hasta cerca de la base, donde están acoplados a una armazón arreostrada de barras circulares

donde se asienta el cimiento. Estos pernos se encuentran a su vez arreostrados por barras circulares de acero en su descenso por el cimiento.

El replantillo separa la zapata del cimiento y constituye una base que permite absorber los esfuerzos debidos a la presión del mismo.

Entre la placa base y el cimiento existe una capa de neofreno que permite una deformación uniforme de la cimentación, evitando así esfuerzos desuniformes en los extremos de la placa base.

Los pernos de anclaje tienen dos fuerzas actuantes, parámetros vitales del diseño: una serie de fuerzas de adherencia unitarias entre el hormigón y la superficie del perno y fuerzas unitarias de compresión en el ala del perno que son resultado del peso del hormigón sobre el ala.

Con respecto a las **Figuras 2.18** y **2.19**, es importante anotar los elementos de diseño de la cimentación:

- Plinto: Es la cubierta de hormigón en todo el volumen de la cimentación
- Zapata: Ubicada en la base, es el asiento del cimiento
- Perno de anclaje: Es el acople entre la placa base y el hormigón del cimiento, trabaja tanto a compresión debido al peso de la estructura y además tiene que soportar las fuerzas de adherencia del hormigón.
- Armazón entrearmado: Asentado sobre el replantillo, constituye la base en donde descansan los pernos de anclaje arreostrados.
- L : Longitud del perno de anclaje
- ϕ_p : Diámetro del perno de anclaje
- m : Longitud del ala de la zapata (2 alas)
- a : Longitud del ala del perno de anclaje
- d : Longitud transversal de la columna anclada
- d_0 : Longitud de las barras de arreostramiento lateral entre los pernos de anclaje.
- L_a : Longitud de arreostramiento de las barras soldadas a los pernos de anclaje
- tz : ancho de la base de la cimentación

- p: presión ejercida por el peso de la columna en la placa base transmitida a la cimentación
- P: Fuerzas reaccionantes en los pernos de anclaje debido al asentamiento de la columna en la placa.
- fa: Fuerzas unitarias de compresión en el ala del perno
- θ_h: Fuerzas unitarias de adherencia entre el perno y el hormigón

Con respecto al armazón de estabilidad de la cimentación, existen recomendaciones dadas por los ingenieros estructurales que pueden ser tomadas en cuenta:

- El diámetro de las barras de arreostramiento entre los pernos de anclaje se recomienda sea mínimo de 6 mm.
- Para la longitud entre cada barra de arreostramiento de los pernos de anclaje se recomienda un valor de 20 cm.
- El ancho de la base de la cimentación (tz) se recomienda sea un mínimo de 30 cm
- El valor de a se recomienda sea menor o igual al 5% de la longitud de trabajo del perno de anclaje L

2.19.1 FUERZA ACTUANTE EN CADA PERNO DE ANCLAJE

Se tienen dos opciones de diseño: con 4 y 8 pernos de anclaje.

2.19.1.1 4 pernos de anclaje

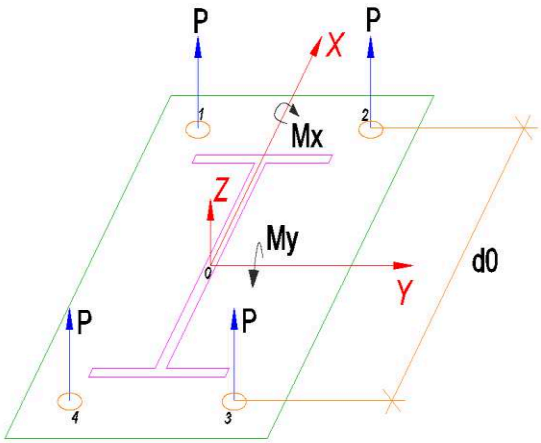


Figura 2.20. Fuerzas actuantes y momentos resultantes para 4 pernos (corte en la columna principal)

Considerando el diseño con 4 pernos de anclaje (mínimo), y producto del diagrama de cuerpo libre, se realiza una sumatoria de momentos en Y:

$$M_y = 2 \cdot P \cdot d_0 \quad \text{ó} \quad P = \frac{M_y}{2 \cdot d_0} \qquad \textbf{Ec. 2.71}$$

Donde el momento M_y se lo analiza previamente tras el resultado de la flexo-compresión de las columnas base

2.19.1.2 8 pernos de anclaje

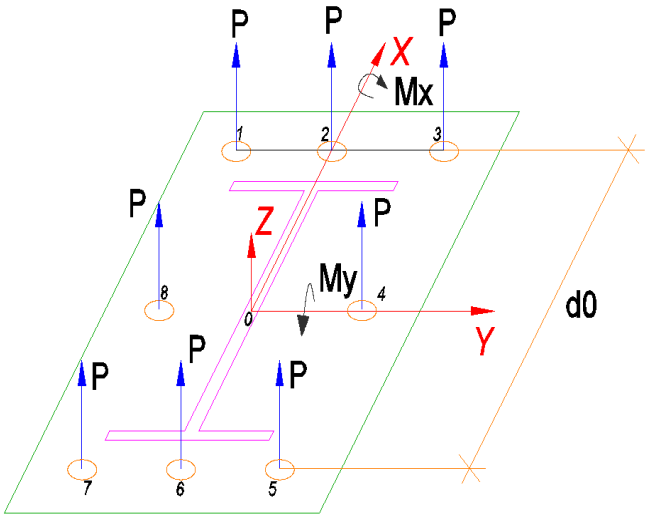


Figura 2.21. Fuerzas actuantes y momentos resultantes para 8 pernos (corte en la columna principal)

En este caso:

$$M_y = 6 \cdot P \cdot d_0 \quad \text{ó} \quad P = \frac{M_y}{6 \cdot d_0} \qquad \textbf{Ec. 2.72}$$

2.19.2 DIÁMETRO DEL PERNO DE ANCLAJE

El perno de anclaje en su parte superior se encuentra ensamblado estáticamente a la placa base. Por el lado inferior como se indicó previamente existe un conjunto de fuerzas compresivas en el ala del perno. Esto hace que la longitud de trabajo L del perno trabaje a tracción.

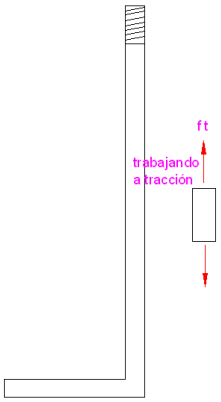


Figura 2.22. Perno de anclaje, un elemento sometido a tracción.

Por lo tanto siendo:

- f_t : el esfuerzo a tracción con el que trabaja el perno de anclaje
- F_t : el esfuerzo permisible de tracción para el acero estructural
- S_y : el esfuerzo de fluencia del acero

Se tiene que:

$$f_t \leq F_t$$

$$F_t = \frac{S_y}{F.S}$$

Siendo $F.S = 1,66$ el factor de seguridad mínimo para el cálculo estructural en el análisis de tensión, se tiene que:

$$F_t = 0,6 \times S_y \quad \textbf{Ec. 2.73}$$

Con respecto al material del perno de anclaje se tienen dos opciones constructivas:

- Varilla roscada ISO 8.8 con $S_y = 64 \ {kg}/{mm^2}$ y $S_{ut} = 80 \ {kg}/{mm^2}$
- Varilla corrugada según la norma INEN102 Grado A42, que es la usada ampliamente en el país. En el ANEXO 5 se puede observar la resistencia a la tracción que presenta esta varilla de acuerdo al diámetro de la misma. Los datos se obtienen de la empresa fabricante de varillas de hierro estructural UNIFER.[36]

[36] http://www.grupounifer.com/index.php?option=com_content&task=view&id=14&Itemid=30

Finalmente, el esfuerzo a tracción con el que trabaja el perno de anclaje viene dado en función de la carga P resultante en el perno y el área transversal del mismo:

$$f_t = \frac{P}{\frac{\pi \cdot \phi_p{}^2}{4}} \quad \textbf{Ec. 2.74}$$

Y se debe comprobar que:

$$f_t \leq F_t \quad \textbf{Ec. 2.75}$$

2.19.3 LONGITUD EFECTIVA DEL PERNO DE ANCLAJE

Se plantea el diagrama del cuerpo libre de las fuerzas longitudinales actuantes en el perno de anclaje:

$$\sum F_L = F1 + F2$$

Donde:

- $\sum F_L$, es la sumatoria de las fuerzas longitudinales actuantes en el perno
- $F1$, es la fuerza resultante de compresión en el ala del perno (resultante de las fuerzas unitarias de compresión en el perno fa)
- $F2$, es la fuerza resultante de adherencia entre la superficie del perno con longitud L y el hormigón (resultante de las θ_h)

Establecido este equilibrio de fuerzas se puede llegar a plantear la siguiente ecuación en función de los parámetros funcionales de diseño:

$$\frac{M}{d_0} = fa \cdot a \cdot \phi_p + \theta_h \cdot \pi \cdot \phi_p \cdot L$$

En esta ecuación se fijan las siguientes incógnitas, que definen el diseño del perno de anclaje: a , ϕ_p , L

Tanto la fuerza unitaria de compresión en el ala del perno como la fuerza unitaria de adherencia entre el perno y el hormigón tienen los siguientes límites establecidos en el cálculo estructural:

$$fa \leq F'c$$

Y

$$\theta_h \leq F'H$$

Donde:

- $F'c$ es el esfuerzo admisible del hormigón a determinar
- $F'H$ es el esfuerzo de adherencia admisible del hormigón

El esfuerzo de adherencia depende del tamaño del resalte de las corrugas del perno de anclaje. De esta manera se tiene el factor de adherencia tomado de la siguiente tabla en función del diámetro del perno.

Tabla 2.11. Adherencia del hormigón en función del diámetro del perno.

d (mm)	≤ 6	8	10	12-16	20-40
f_R	≥ 0.039	≥ 0.045	≥ 0.052	≥ 0.056	≥ 0.056

Fuente: "Instrucción de Hormigón Estructural" (EHE-08)

Y por tanto su valor viene determinado multiplicando el factor de adherencia por el esfuerzo admisible del hormigón $F'c$

$$F'H = fr \times F'c$$

Se establece ahora la relación de esfuerzos y factor de seguridad:

$$F'c = \frac{f'c}{F.S}$$

Donde:

- $f'c$ es la resistencia última del hormigón $210\ {kg}/{cm^2}$

Las recomendaciones estructurales dictan que:

$$F.S \geq 4,0$$

Finalmente, volviendo al planteamiento de la ecuación, conocidos el diámetro del perno ϕ_p y la fuerza resultante en el perno P, además teniendo en cuenta que según la recomendación estructural citada previamente, el ala del perno a es

menor o igual al 5% de la longitud efectiva, se plantea entonces la siguiente relación abreviada:

$$P = F'c \times a \times \phi_p + F'H \times \pi \times \phi_p \times L$$

ó

$$P = \frac{f'c}{4} \times \ 0.05L \ \times \phi_p + fr \times \frac{f'c}{4} \times \pi \times \phi_p \times L$$

Expresión de la cual se puede despejar L.

$$L = \frac{4P}{f'c \times \phi_p \times \ 0,05 + \pi \times fr} \quad \textbf{Ec. 2.76}$$

2.19.4 PLACA BASE

El diseño de la placa base se lo realiza en primer lugar tomando en cuenta las dimensiones del perfil de la columna que va soportada en la misma.

Teniendo la placa base dimensiones superiores al perfil el flanco sobrante de la placa (ala de la placa) tiende a flexionarse producto de la fuerza aplicada por la columna en la placa. Esta ala, es el parámetro crítico que debe tomarse en cuenta con el fin de determinar el espesor de la placa, cuyo cálculo define las dimensiones de la misma.

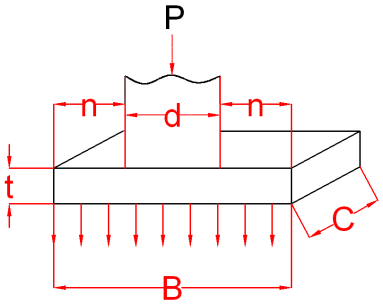


Figura 2.23. Esquema dimensional de la placa base en corte.

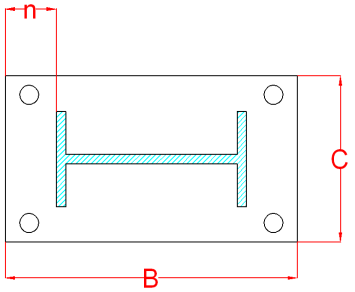


Figura 2.24. Vista superior del esquema.

Siendo:

- $B\ y\ C$: las dimensiones de la placa
- t : el espesor de la placa
- d : el espaciamiento del perfil columna
- n : la longitud del ala

Para reducir este pandeo se coloca la placa de neofreno de la cual se habló anteriormente. Esta absorbe el peso y demás fuerzas generadas por la columna y por lo tanto tiene la función de crear una deformación uniforme.

El diseño de la placa base se lo realiza considerando a la placa como una viga de ancho unitario. Por tanto se considera que $C = 1,0$

Se muestra en la siguiente figura el pandeo generado en el ala de la placa base, y el diagrama de momentos que muestra una deformación uniforme (considerando la inclusión de la placa de neofreno).

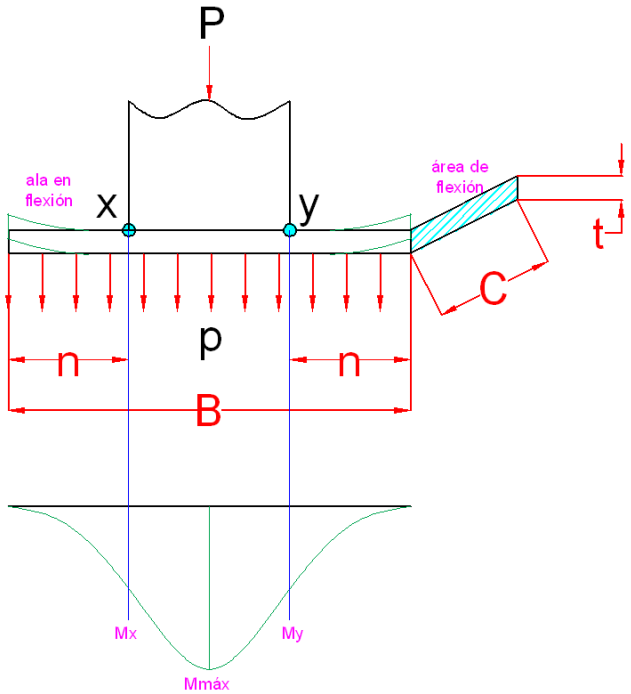


Figura 2.25. Pandeo en el ala de la placa base y diagrama de momentos generado.

Siendo p, la presión ejercida por la carga P correspondiente a la columna principal y distribuida en el largo B de la placa

$$p = \frac{P}{B}$$

Considerando el área de flexión de la placa su momento de inercia es:

$$I = \frac{C \cdot t^3}{12}$$

Pero como se consideró que $C = 1.0$

$$I = \frac{t^3}{12}$$

Y la distancia desde el eje centroidal a la posición máxima flexionate C' es $t/2$

Por tanto se debe determinar el esfuerzo real de flexión fb:

$$fb = \frac{M \times C'}{I} \leq Fb$$

Siendo:

- F_b : el esfuerzo admisible a flexión
- M: el momento que genera la flexión de las alas es decir M_A o M_B, pero considerando la aplicación de la capa de neofreno y por tanto una deformación uniforme, $M_A = M_B = M$

Del equilibrio de momentos y con la carga distribuida p, se tiene que:

$$M = \frac{p \cdot n \cdot n}{2} = \frac{p \cdot n^2}{2}$$

Finalmente, el esfuerzo real a flexión se determina:

$$fb = \frac{\frac{p \cdot n^2}{2} \times \frac{t}{2}}{\frac{t^3}{12}} = \frac{3 \cdot p \cdot n^2}{t^2} \leq Fb$$

Y el esfuerzo admisible a flexión Fb en aras del cálculo estructural ordena que:

$$Fb = \frac{S_y}{F.S}$$

Siendo $F.S$ el factor de seguridad, que como mínimo para el diseño estructural es de 1.66

Por tanto:

$$Fb = 0,6 \times S_y$$

De esta manera, se despeja de la relación del esfuerzo real a flexión el espesor de placa t:

$$t = \sqrt{\frac{3 \cdot p \cdot n^2}{Fb}} = \sqrt{\frac{3 \cdot p \cdot n^2}{0,6 \times S_y}} \qquad \textbf{Ec. 2.77}$$

Donde:

- p debe ser como mínimo el esfuerzo de compresión del hormigón ya que si se excede este valor se está atentando contra el diseño de la cimentación, por tanto:

$$p = F'c$$

Siendo $F'c$ el esfuerzo admisible del hormigón determinado en el cálculo de las cimentaciones.

- S_y es el esfuerzo de fluencia del acero de la placa base (que como se mencionará en el capítulo 3, será de acero estructural A36, es decir 36 ksi).

De esta manera dependiendo del valor asumido de n, se tiene un espesor de placa que cumpla con un diseño seguro de la misma. Por lo tanto se debe asumir un valor que permita la obtención de un espesor real que se pueda obtener en el mercado, y no uno dimensionalmente irreal.

Con estas consideraciones se tiene la ecuación de diseño para el espesor de la placa base:

$$t = \sqrt{\frac{1,25 \times f'c \times n^2}{S_y}} \qquad \textbf{Ec. 2.78}$$

2.19.5 GEOMETRÍA DE LAS PERFORACIONES DE LA PLACA BASE

Dado que una incorrecta ubicación del perno de anclaje en la placa base produciría un aumento considerable en los concentradores de esfuerzos, varias recomendaciones estructurales han surgido, de manera que el diseñador pueda tener cierto criterio para el diseño de placas base.

Considerando la ubicación de 8 pernos de anclaje, en la siguiente figura se muestra la simbología usada en el diseño:

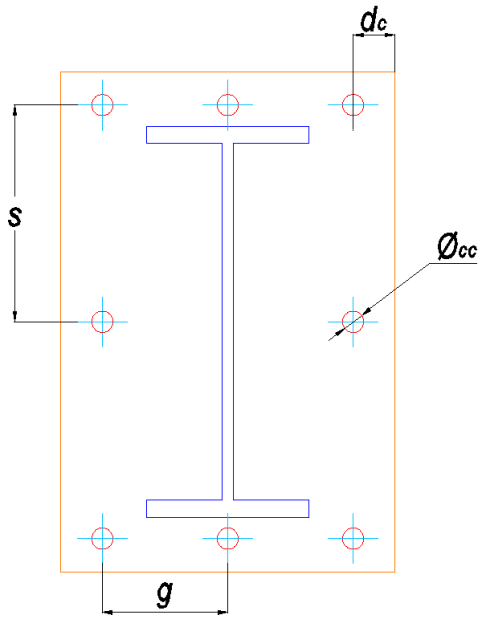


Figura 2.26. Simbología geométrica de la placa base para 8 pernos de anclaje

Donde:

- d_c es la distancia de canto
- s es el paso
- ϕ_{cc} es el diámetro del agujero de la placa
- g es el gramil

Las recomendaciones estructurales establecen las siguientes relaciones para una adecuada geometría y ubicación de las perforaciones de la placa base:

$$d_c \geq 1,5 \cdot \phi_{cc} \qquad \textbf{Ec. 2.79}$$

$$g \geq 2 \cdot \phi_{cc} \qquad \textbf{Ec. 2.80}$$

$$s \geq 2 \cdot \phi_{cc} \qquad \textbf{Ec. 2.81}$$

$$\phi_{cc} = \phi_p + 1/8'' \qquad \textbf{Ec. 2.82}$$

2.19.6 LONGITUD TOTAL DEL PERNO DE ANCLAJE

Determinada la placa base de diseño, y la longitud efectiva del perno de anclaje, la longitud total del perno se determina:

$$L_T = L_{efectiva} + e_{placa\ base} + L_{rosca} \quad \textbf{Ec. 2.83}$$

Siendo:

- L_T la longitud total del perno de anclaje
- $L_{efectiva}$ la longitud efectiva del perno de anclaje
- e_{placa} es el espesor de la placa base, denominado t en la sección 2.19.4

2.19.7 CÁLCULO DEL ÁREA DE LA ZAPATA

Como se mencionó anteriormente la zapata es el asiento del cimiento. Sobre ella descansa la cimentación cuyo peso ejerce una presión sobre la misma.

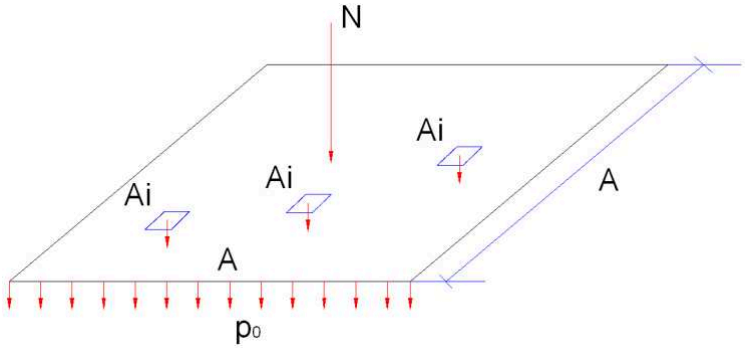


Figura 2.27. Esquema gráfico de la cimentación

Donde:

- A : el área a calcular de la zapata
- N : la resultante de la presión p_0 producto del peso de la cimentación sobre la zapata.

Se tiene por tanto que:

$$N = \sum p_{0\ i} \times A_i$$

Donde:

- A_i : son las áreas unitarias proporcionales a las presiones unitarias p_{0i}

Pero de manera crítica N es también la carga de compresión de la columna principal que por acción y reacción se aplica sobre la cimentación, siendo entonces la carga máxima soportada por la zapata.

Por tanto:

$$p_0 = \frac{N}{A^2} \leq F's \quad \textbf{Ec. 2.84}$$

Donde

- $F's$: es el esfuerzo permisible del suelo que se encuentra en función del tipo de suelo a tratar. Para lo cual se tiene la siguiente tabla referencial:

Tabla 2.12. Esfuerzo admisible del suelo [37]

Tabla D.25. Presiones admisibles a efectos orientativos

Terreno	Tipos y condiciones	Presión admisisible [Mpa]	Observaciones
Rocas	Rocas ígneas y metamórficas sanas (1) (Granito, diorita, basalto, gneis)	10	Para los valores apuntados se supone que la cimentación se sitúa sobre roca no meteorizada
	Rocas metamórficas foliadas sanas (1), (2) (Esquistos, pizarras)	3	
	Rocas sedimentarias sanas (1), (2) Pizarras cementadas, limolitas, areniscas, calizas sin karstificar, conglomerados cementados	1 a 4	
	Rocas arcillosas sanas (2), (4)	0,5 a 1	
	Rocas diaclasadas de cualquier tipo con espaciamiento de discontinuidades superior a 0,30m, excepto rocas arcillosas	1	
	Calizas, areniscas y rocas pizarrosas con pequeño espaciamiento de los planos de estratificación (3)	-	
	Rocas muy diaclasadas o meteorizadas (3)	-	
Suelos granulares (% finos inferior al 35% en peso)	Gravas y mezclas de arena y grava, muy densas	>0,6	Para anchos de cimentación (B) mayor o igual a 1 m y nivel freático situado a una profundidad mayor al ancho de la cimentación (B) por debajo de ésta
	Gravas y mezclas de grava y arena, medianamente densas a densas	0,2 a 0,6	
	Gravas y mezclas de arena y grava, sueltas	<0,2	
	Arena muy densa	>0,3	
	Arena medianamente densa	0,1 a 0,3	
	Arena suelta	<0,1	
Suelos finos (% de finos superior al 35% en peso)	Arcillas duras	0,3 a 0,6	Los suelos finos normalmente consolidados y ligeramente sobreconsolidados en los que sean de esperar asientos de consolidación serán objeto de un estudio especial. Los suelos arcillosos potencialmente expansivos serán objeto de un estudio especial
	Arcillas muy firmes	0,15 a 0,3	
	Arcillas firmes	0,075 a 0,15	
	Arcillas y limos blandos	<0,075	
	Arcillas y limos muy blandos		
Suelos orgánicos		Estudio especial	
Rellenos		Estudio especial	

(1) Los valores indicados serán aplicables para estratificación o foliación subhorizontal. Los macizos rocosos con discontinuidades inclinadas, especialmente en las cercanías de taludes, deben ser objeto de análisis especial.

(2) Se admiten pequeñas discontinuidades con espaciamiento superior a 1 m.

[37] http://www.uned.es/dpto -icf/mecanica_del_suelo_y_cimentaciones/ images/mecansueloy cimentacionescap_4.pdf

Con respecto al tipo de suelo para el análisis, se sabe que en el Ecuador se considera un tipo de suelo limoso en la sierra y arenoso para la costa y el oriente. De acuerdo a la tabla 2.12 expuesta anteriormente, la clasificación a la que se le podría atribuir el tipo de suelo de análisis para nuestro país sería al de “arcillas y lomos muy blandos” teniendo una presión admisible de 0,075 (MPa) ó 10,9 (psi)

2.20 PLACAS TAPA Y MÉNSULAS

Las placas tapa constituyen placas de acero que establecen la conexión entre una columna y una viga, una columna y varias vigas ó también entre dos columnas ó dos vigas.

Las ménsulas son elementos de construcción que rigidizan la conexión del perfil con la placa tapa. El uso de las ménsulas permite mitigar cargas excéntricas con respecto al centro de la columna. Algunas recomendaciones estructurales dictan que para cargas ligeras de hasta 16 toneladas, puede ser suficiente utilizar como ménsula un ángulo de asiento sin atiesar, remachado o soldado.

En la siguiente figura se muestra un ejemplo de una de las placas tapa que tendrá que ser analizada en la realización de este proyecto:

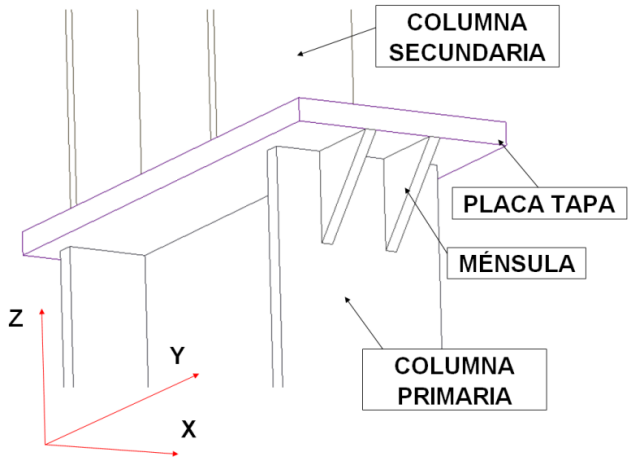


Figura 2.28. Conjunto placa tapa y ménsulas de conexión para las columnas secundaria y primaria

El objetivo de mostrar este ejemplo es que a través de este se pueda establecer la ecuación referencial de diseño del conjunto placa tapa – ménsula.

Ya hasta este punto con los cálculos efectuados (como se verá en el capítulo 4 con la ayuda del SAP 2000) se conocerán los momentos flectores, las fuerzas axiales y los cortantes máximos en cada punto de unión.

El elemento de diseño es el momento flector máximo, y la sección de diseño es la sección crítica, que en el ejemplo de la **Figura 2.28** es la sección donde está contenida la placa y la ménsula. Se muestra dicha sección en la siguiente figura:

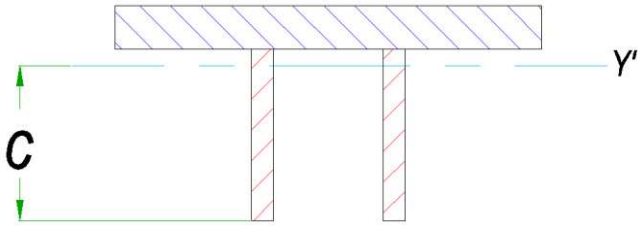


Figura 2.29. Sección crítica de diseño

En la figura anterior se expone la sección crítica de diseño, su eje centroidal y la distancia crítica de flexión.

El cálculo, entonces es a flexión y se deberá comprobar que:

$$f_{bp} = \frac{M_y \cdot c}{I} \leq F_{bp} \quad \textbf{Ec. 2.85}$$

Donde:

- f_{bp} es el esfuerzo real a flexión del conjunto placa tapa – ménsula
- M_y es el momento flector máximo en el punto de conexión que se considera constante en todo el entorno de la placa
- c es la distancia crítica de flexión con respecto al eje centroidal
- I es el momento de inercia de la sección crítica con respecto a su eje centroidal de análisis en este caso el Y'
- F_{bp} es el esfuerzo permisible a flexión. Con respecto a este parámetro no se tiene un referente bibliográfico que se pueda aplicar, pero del análisis de flexión en vigas se observa que una relación fuertemente usada para este parámetro asume que $F_{bp} \approx 0,6 \cdot S_y$

De la anterior ecuación se tiene entonces:

$$f_{bp} = \frac{M_y \cdot c}{I} \leq 0,6 \cdot S_y \quad \textbf{Ec. 2.86}$$

La ecuación de diseño se describe entonces de la siguiente manera:

$$f_{bp} < F_{bp}$$

ó

$$I_{bp} = \frac{f_{bp}}{F_{bp}} \leq 1,0 \qquad \text{Ec. 2.87}$$

2.20.1 GEOMETRÍA DE LAS MÉNSULAS BASE

Con respecto a las ménsulas base, cierta teoría se ha desarrollado en aras de definir su geometría. Dependiendo de la altura de la ménsula se puede tener tres tipos de apoyo: empotramiento, articulación o híbrido (empotramiento + articulación).

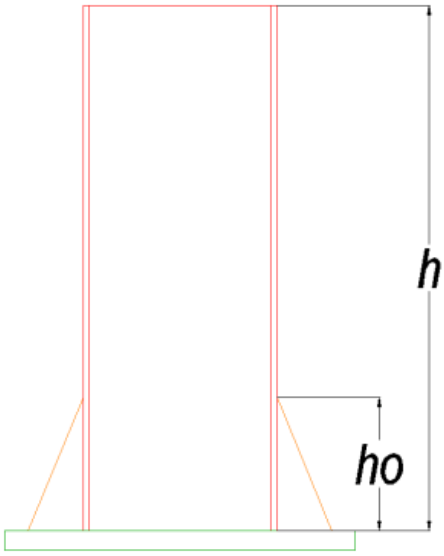


Figura 2.30. Columna y ménsulas base

En la anterior figura se puede apreciar una vista frontal de una columna de altura h conectada a ménsulas de altura ho.

Relaciones empíricas se han desarrollado con el fin de determinar la relación h/ho que permita tener un tipo de apoyo específico.

Se tiene así:

Tabla 2.13. Relaciones empíricas para el tipo de apoyo deseado

h/ho	> 50	Articulación
	40 – 50	Apoyo híbrido
	< 40	Empotramiento

2.21 CONEXIONES SOLDADAS

La ecuación imperante para el diseño de juntas soldadas establece que:

$$f_{soldadura} \leq F_{soldadura}$$

ó

$$I_{soldadura} = \frac{f_{soldadura}}{F_{soldadura}} \leq 1,0 \qquad \text{Ec. 2.88}$$

Donde:

- $f_{soldadura}$ es el esfuerzo real de la soldadura y depende principalmente del tipo de soldadura y del tipo de esfuerzo que sobre esta se ejerce.
- $F_{soldadura}$ es el esfuerzo permisible de la soldadura

Para el presente proyecto, existen dos tipos de solicitaciones de las juntas soldadas, a flexión y a tensión.

2.21.1 JUNTAS SOLDADAS A FLEXIÓN

Aquí el parámetro crítico de diseño es el momento flector y el tipo de material de aporte que se empleará en la conexión. Si dos tipos de material de aporte son pensados en usar debido a que se planea más de una pasada, el material de aporte de menor resistencia es el que se debe usar para el cálculo.

Para la definición de la ecuación de cálculo, al igual que en la sección anterior, se utilizara un ejemplo de conexión soldada a utilizar en la presente obra:

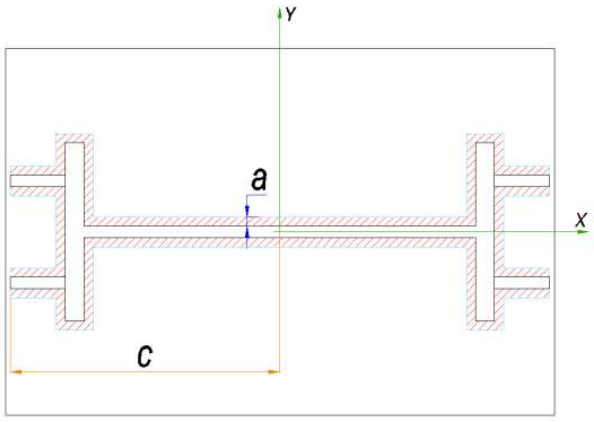


Figura 2.31. Conexión soldada en placa base con un ancho de soldadura a

En la anterior figura se puede apreciar una conexión soldada de placa base con el perfil de la columna y las ménsulas base que van ligadas para su reforzamiento.

El cordón tiene un ancho a, y los ejes mostrados son los ejes inerciales de la sección soldada, por tanto c es la distancia crítica de flexión desde el centro de inercia a la posición más distante de la sección.

El procedimiento de cálculo es a flexión, y establece que:

$$f_{bs} = \frac{M \cdot c}{I} \quad \textbf{Ec. 2.89}$$

Donde:

- f_{bs} es el esfuerzo real a flexión de la soldadura
- M_y es el momento flector máximo en el punto de conexión, que se considera constante en todo el entorno de la soldadura
- c es la distancia crítica de flexión con respecto al eje centroidal
- I es el momento de inercia centroidal de la sección soldada

2.21.2 JUNTAS SOLDADAS A TENSIÓN

En este caso, más sencillo de analizar, el esfuerzo real de la soldadura corresponde a:

$$f_{ts} = \frac{P}{A_s} \quad \textbf{Ec. 2.90}$$

Donde:

- P_t es la fuerza de tensión en la junta soldada
- A_s es el área de la sección soldada

2.21.3 ESFUERZO PERMISIBLE DE LA SOLDADURA

Con respecto a este parámetro la AISC dice lo siguiente:

$$F_{soldadura} = \frac{S_y}{F.S} \quad \textbf{Ec. 2.91}$$

Donde:

- S_y es el esfuerzo de fluencia del material de aporte, de menor resistencia.
- $F.S$ es el factor de seguridad mínimo para conexiones soldadas, establecido por la AWS D1.1 como un valor de 2,2

Para el presente proyecto se establecen dos casos de análisis para el esfuerzo permisible de la soldadura:

- Esfuerzo permisible de la soldadura a filete, y
- Esfuerzo permisible de la soldadura a tope en solicitación mecánica de tracción.

2.21.3.1 Soldadura a filete

Para la junta soldada a filete se establece el siguiente precepto estructural de diseño: “el esfuerzo permisible de la soldadura a filete debe determinarse bajo la suposición de solicitación mecánica a corte”.

En consideración a este precepto se establece que el esfuerzo de fluencia a corte de la soldadura es igual al esfuerzo de fluencia de la soldadura a tensión por un factor experimental.

$$S_y\ \ corte\ = k \cdot S_y\ \ tensión \quad \textbf{Ec. 2.92}$$

Pero el esfuerzo de fluencia a tensión es igual a los ¾ del esfuerzo último a tracción, teniendo de esta manera:

$$S_y\ \ corte\ = k \cdot {}^{3}\!/_{4} \cdot S_{ut} \quad \textbf{Ec. 2.93}$$

Ahora bien, el factor experimental k para el análisis de juntas soldadas en filete en estructuras metálicas se ha establecido en un valor de 0,6

Finalmente se tiene la relación para el esfuerzo de fluencia a corte:

$$S_y\ \ corte\ = 0,6 \cdot 0,75 \cdot S_{ut} \rightarrow S_y\ \ corte\ = 0,45 \cdot S_{ut} \quad \textbf{Ec. 2.94}$$

El esfuerzo permisible para las juntas en filete es entonces:

$$F_{soldadura} = 0,205 \cdot S_{ut} \quad \textbf{Ec. 2.95}$$

2.21.3.2 Soldadura a tope en tracción

En este caso el esfuerzo de fluencia de la soldadura corresponde a:

$$S_y\ \ tensión\ = 0,75 \cdot S_{ut} \quad \textbf{Ec. 2.96}$$

Y el esfuerzo permisible de la soldadura es entonces:

$$F_{soldadura} = 0,341 \cdot S_{ut} \quad \textbf{Ec. 2.97}$$

2.22 CÁLCULO DE ELEMENTOS ROSCADOS

En el diseño de esta obra se perciben 2 conexiones roscadas:

- Establecidos los pernos de anclaje, y la placa base con su geometría, se debe establecer la dimensión de la rosca para su acople final.
- El puente grúa es un conjunto mecánico de fácil desacople, por lo que la conexión entre la viga de carga y los carros testeros debe ser empernada.

Ambos casos como se verá corresponden al cálculo de conexión roscada en tensión. Al respecto, las normas ecuatorianas y la AISC han establecido los parámetros de diseño de las conexiones roscadas en el diseño estructural. Se perciben 2 normas de aplicación en el Ecuador, la ISO 8.8 y la ASTM A325. El cálculo de una conexión roscada en tensión obedece a la siguiente relación:

$$\sigma_t = \frac{F}{A_{esf}} \leq \sigma_{perm} \quad \textbf{Ec. 2.98}$$

Donde:

- σ_t es el esfuerzo real a tensión en la conexión roscada
- F es la fuerza actuante en cada conexión
- A_{esf} es el área de esfuerzo de la rosca cuyo valor está tabulado en la página 4-141 de la AISC para los diferentes valores del diámetro nominal de rosca.
- σ_{perm} es el esfuerzo permisible en la conexión roscada que corresponde a la siguiente relación:

$$\sigma_{perm} = \frac{S_{yp}}{F.S} \quad \textbf{Ec. 2.99}$$

Donde:

- S_{yp} es el esfuerzo de fluencia del elemento roscado
- $F.S$ es el factor de seguridad, que para elementos roscados tiene un valor de 2,0

El esfuerzo de fluencia de la conexión roscada viene dado según la norma aplicada:

Tabla 2.14. Esfuerzo permisible de fluencia de elementos roscados según la norma de aplicación

S_{yp}	42 kg/mm^2	ASTM A325
	64 kg/mm^2	ISO 8.8

En general los proyectistas de estructuras metálicas en el país, hacen uso de la norma ASTM A325 para el diseño, por tanto se toma en cuenta este valor para la realización de la presente obra.

Finalmente, la ecuación de diseño queda de la siguiente manera:

$$\sigma_t = \frac{F}{A_{esf}} \leq 42 \ {}^{kg}\!/_{mm^2} \quad \text{ó} \quad 59,738 \ ksi \qquad \textbf{Ec. 2.100}$$

CAPÍTULO 3
REQUERIMIENTOS FUNCIONALES

3.1 INTRODUCCIÓN

Una vez que se han detallado todos los aspectos técnicos y teóricos implícitos en la construcción de un puente grúa es indispensable dar una justificación ingenieril que permita dar una explicación detallada de los parámetros constructivos con los que se realizará el diseño de la nave industrial.

Dichos aspectos están relacionados con la justificación de la selección de la carga del puente grúa y la selección de las características constructivas del mismo.

Es por eso que por medio de matrices de selección ingenieril y mediante el empleo de la estadística se llevará a cabo la justificación de estos parámetros antes de proseguir al capítulo cumbre de esta obra correspondiente a los cálculos.

3.2 JUSTIFICACIÓN DE LA CARGA DE 5 TONELADAS

Como se ha mencionado anteriormente la industria metalmecánica en el país es amplia. No sería correcto por tanto generalizar la industria metalmecánica como una sola, y es indispensable conocer esto puesto que los requerimientos funcionales de un edificio industrial van a ser mayores si la industria es a su vez grande, y menores si hablamos de la pequeña y mediana industria.

Es por este motivo que se debe de analizar un alcance para el presente proyecto, lo cual se podrá llevar a cabo analizando una pequeña muestra de las industrias metalmecánicas en el país y según esto detallar hacia donde se quiere llegar a plantear el diseño.

La empresa FENIX INGENIERÍA es una de las empresas líder en la fabricación y montaje de puentes grúa para naves industriales en el país. Dicha empresa ha tenido una serie de clientes reconocidos por su trabajo en el sector ingenieril que han hecho uso de sus puentes grúa para algún tipo de trabajo relacionado con la ingeniería mecánica, en alguna de sus ramas. La base de datos de sus clientes se encuentra abiertamente expuesta en el internet para conocimiento del público en general. En ella se puede encontrar un listado de 26 empresas del ámbito ingenieril en todo el país, donde se han instalado o se está instalando un puente

grúa para operaciones mecánicas. Dicha base de datos contiene información tal como el tipo de polipasto para el izaje de la carga, el tipo de puente grúa según el número de vigas, la marca, la ubicación de la industria, el número de unidades instaladas en el edificio industrial y lo más importante la capacidad para la cual ha sido instalado el equipo.

Se presenta a continuación dicho listado con la información detallada anteriormente:

Tabla 3.1. Ejemplos de industrias ecuatorianas que utilizan sistema de izaje tipo puente grúa [38]

Ítem	Empresa	Equipo	Capacidad	Nº Unid.	Marca	Ubicación
1	Schlumberger Surenco S.A. División Well Services	Polipasto eléctrico monorriel a cable	3 TON	1	GH/España	El Coca
2	Schlumberger Surenco S.A. División D&M	Polipasto eléctrico monorriel a cadena	2 TON	2	GIS/Suiza	El Coca
3	Schlumberger Surenco S.A. División Artificial Lift	Polipasto eléctrico monorriel a cadena	1 TON	2	GIS/Suiza	El Coca
4	Hallibuton División Sperry-Sun	Polipasto eléctrico monorriel a cable	5 TON	1	GH/España	El Coca
5	Halliburton División HCT	Polipasto eléctrico monorriel a cadena	5 TON	1	GIS/Suiza	El Coca
6	Halliburton División Logging	Polipasto eléctrico monorriel a cadena	1 TON	2	GIS/Suiza	El Coca
7	Baker Hughes División B.O.T	Polipasto eléctrico monorriel a cadena	2 TON	1	GIS/Suiza	El Coca
8	Woodgroup del ecuador S.A.	Polipasto eléctrico monorriel a cable	10 TON	2	GH/España	Quito
9	Nabors Drilling Ecuador S.A.	Polipasto electric monorriel a cable	10 TON	1	GH/España	Quito

[38] http://www.fenixing.com/secciones/clientes.html

10	Proymec	Polipasto eléctrico monorriel a cadena	3 TON	1	GIS/Suiza	Quito
11	IPAC Acero S.A.	Polipasto eléctrico monorriel a cable	5 TON	1	GH/España	Ambato
12	Urazul / Petrobras	Polipasto eléctrico monorriel a cable	5 TON	1	GH/España	Bloque 18 Palo Azul
13	Urazul / Petrobras	Polipasto eléctrico monorriel a cable	5 TON	1	TEGA/Argentina	Bloque 18 Palo Azul
14	Urazul / Petrobras	Polipasto eléctrico monorriel a cable	5 TON	1	TEGA/Argentina	Bloque 18 Palo Azul
15	Hidalgo & Hidalgo Constructores	Polipasto eléctrico birriel a cable	10 TON	1	GH/España	Simbocal Chone
16	Weatherford Southamerica	Polipasto eléctrico monorriel a cadena	2 TON	4	GIS/Suiza	El Coca
17	Delta Delfini S.A.	Polipasto eléctrico birriel a cable	40 TON	1	GH/España	Guayaquil
18	Travez Hermanos S.A. (Grupo UNIFER)	Polipasto eléctrico monorriel a cable	5 TON	1	GH/España	Quito
19	DIPAC Manta	Polipasto eléctrico monorriel a cable	5 TON	1	GH/España	Sto. Domingo
20	Petrobras – Enintco	Polipasto eléctrico monorriel a cable	5 TON	1	GH/España	El Coca
21	DMC / Andes Petroleum	Polipasto eléctrico monorriel a cadena	5 TON	1	GIS/Suiza	Hormiguero C
22	Hidalgo & Hidalgo Constructores	Polipasto eléctrico birriel a cable	15 TON	1	GIS/Suiza	Guayaquil
23	IPAC / Quito	Polipasto eléctrico monorriel a cadena	10 TON	1	GH/España	Quito
24	IPAC / Quito	Polipasto eléctrico monorriel a cadena	5 TON	1	GH/España	Quito
25	Interagua / Guayaquil	Polipasto eléctrico monorriel a cable	10 TON	1	GH/España	Guayaquil
26	Baker Hughes - Ecuador	Polipasto eléctrico monorriel a cadena	5 TON	1	GIS/Suiza	El Coca

3.2.1 DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS ESTADÍSTICOS

Se realiza un ordenamiento de datos para las capacidades de los puentes grúa instalados en las 26 empresas citadas.

Siendo N (número de datos) = 26

Tabla 3.2. Agrupación y ordenamiento de los datos de la muestra

1	**2**	**3**	**4**	**5**
1	1	2	2	2
6	**7**	**8**	**9**	**10**
3	3	5	5	5
11	**12**	**13**	**14**	**15**
5	5	5	5	5
16	**17**	**18**	**19**	**20**
5	5	5	5	10
21	**22**	**23**	**24**	**25**
10	10	10	10	15
26				
40				

a) Se determina el rango R

$$R = \text{dato mayor} - \text{dato menor} \quad \textbf{Ec. 3.1}$$

$$R = 40 - 1 = 39$$

b) Se determina el número de clases $\#i$

- Según la ley de Slurges:

$$i = 1 + 3{,}322 \times \log\ N \quad \textbf{Ec. 3.2}$$

$$i = 1 + 3{,}322 \times \log\ 26 \ \rightarrow i = 5{,}701$$

- Según una regla empírica:

$$i = \sqrt{N} \quad \textbf{Ec. 3.3}$$

$$i = \sqrt{26} \rightarrow i = 5{,}099$$

Se escoge un número de clases de 6, ya que es mejor trabajar con un número par.

c) El ancho de clase A

$$A = \frac{R}{i} \quad \textbf{Ec. 3.4}$$

$$A = \frac{39}{6} \rightarrow A = 6,5$$

Se elige un ancho de clase de 6,5 para compensar el error por haber aproximado el número de clases a 6.

d) La precisión de los datos P

La precisión de los datos como se puede apreciar es de 1

El valor medio de la precisión se utiliza para construir la tabla de las fronteras de clase y ancho real.

$$\text{Valor medio de } P = {}^{1}\!/_{2} = 0,5 \quad \textbf{Ec. 3.5}$$

Con la obtención de estos valores se procede entonces a realizar la tabla de distribución de frecuencias, marca de clase (M.C) y códigos, teniendo en cuenta la siguiente simbología estadística:

- $L.C$: Límites de clase (Se los obtiene sumando al menor dato el ancho de clase, y para la segunda fila es el anterior más la precisión, y así consecutivamente)
- $L.I.C$: Límite inferior de clase
- $L.S.C$: Límite superior de clase
- $F.C$: Frecuencias de clase (Se las obtiene restando la mitad de la precisión al límite de clase inferior y sumándola al límite de clase superior)
- $F.I.C$: Frontera inferior de clase
- $F.S.C$: Frontera superior de clase
- $f.a.b$: Frecuencia absoluta (es el número de veces que los datos caen dentro de un rango establecido por una frontera inferior de clase y una frontera superior de clase)

- $f.rel$: Frecuencia relativa (se la determina a través de la frecuencia absoluta)
- $f.a.c\ \text{menos}$: Frecuencia acumulada menos que (se la determina sumando consecutivamente los valores de la frecuencia absoluta de cada frontera de clase)
- $f.a.c\ \text{más}$: Frecuencia acumulada más que (se la determina restando consecutivamente el valor total de la frecuencia absoluta para las frecuencias absolutas de cada frontera de clase)
- $f.a.c\ \text{menos rel}$: Frecuencia acumulada menos que relativa (valor porcentual determinado a través de la frecuencia acumulada menos que)
- $f.a.c\ \text{más rel}$: Frecuencia acumulada más que relativa (valor porcentual determinado a través de la frecuencia acumulada más que)
- $X\ M.C$: Marca de clase (corresponde al valor promedio de las fronteras de clase, o de los límites de clase)
- v: Código (sirve para determinar los valores de tendencia codificados, y se los pone a criterio fijando un valor central 0). Dicho criterio viene dado asignando el código central al intervalo de clase en donde caiga la mayor frecuencia absoluta, de ahí para arriba el código es negativo y para abajo es positivo.

Fijadas estas definiciones, se dispone en la siguiente tabla, la distribución de frecuencias, marca de clase (M.C) y códigos

Tabla 3.3. Distribución de frecuencias, marca de clase y códigos

L.C		F.C		f.a.b	f.rel	f.a.c		f.a.c relativa		X (M.C)	v
L.I.C	L.S.C	F.I.C	F.S.C			f.a.c (menos)	f.a.c (más)	f.a.c (menos rel.)	f.a.c (más rel.)		
1	7	0,5	7,5	19	73,08%	19	26	13,19%	68,42%	4	0
8	14	7,5	14,5	5	19,23%	24	7	16,67%	18,42%	11	1
15	21	14,5	21,5	1	3,85%	25	2	17,36%	5,26%	18	2
22	28	21,5	28,5	0	0,00%	25	1	17,36%	2,63%	25	3
29	35	28,5	35,5	0	0,00%	25	1	17,36%	2,63%	32	4
36	42	35,5	42,5	1	3,85%	26	1	18,06%	2,63%	39	5
SUMATORIA				**26**	**100,00%**	**144**	**38**	**100,00%**	**100,00%**		

Ya que nuestro interés se remonta al cálculo de los valores de tendencia central, más que los histogramas de datos, se calcula estos valores mediante el empleo de las fórmulas estadísticas para su correspondiente comparación, análisis y finalmente se establece la justificación de la selección planteada de 5 TON.

Es necesario conocer el ancho real de la distribución, que es el mismo en todos los intervalos:

e) El ancho real $\underline{c}$:

$$\underline{c} = F.S.C - F.I.C \quad \textbf{Ec. 3.6}$$

$$\underline{c} = 7,5 - 0,5 = 14,5 - 7,5 = 21,5 - 14,5 = ... = 7$$

3.2.2 MEDIDAS DE TENDENCIA CENTRAL

3.2.2.1 Media

Se tienen 3 valores con respecto a la media:

a) La media aritmética:

$$\bar{X} \ s.a \ = \frac{X_1 + X_2 + ... + X_N}{N} \quad \textbf{Ec. 3.7}$$

Donde:

- $X_1, X_2, ..., X_N$ son cada uno de los datos de carga tomados para el estudio
- N es el número total de datos

$$\bar{X}\ s.a\ = \frac{2\times1\ +\ 3\times2\ +\ 2\times3\ +\ 12\times5\ +\ 5\times10\ +\ 40}{26}$$

$$\bar{X}\ s.a\ = 6,538$$

b) La media aritmética de datos agrupados:

$$\bar{X}\ d.a\ = \frac{\sum_{i=1}^{N} \dot{X}_i \times f_i}{N} \quad \textbf{Ec. 3.8}$$

Donde:

- $\dot{X}_1, \dot{X}_2, ..., \dot{X}_N$ son las marcas de clase de cada intervalo
- $f_1, f_2, ..., f_N$ son las frecuencias de clase de cada intervalo

$$\bar{X}\ d.a\ = \frac{4\times19\ +\ 11\times5\ +\ 18\times1\ +\ 25\times0\ +\ 32\times0\ +\ 39\times1}{26}$$

$$\bar{X}\ d.a\ = 7,231$$

c) La media aritmética codificada:

$$\bar{X}\ cod\ = X_0 + w \times \frac{\sum v \times f}{N} \quad \textbf{Ec. 3.9}$$

Donde:

- X_0 representa la marca de clase a la que se le asignó el código 0
- v es el código asignado
- f es la frecuencia de clase
- w representa el ancho real de clase o $\bar{c}$

$$\bar{X}\ cod\ = 4 + 7 \times \frac{0\times19\ +\ 1\times5\ +\ 2\times1\ +\ 3\times0\ +\ 4\times0\ +\ 5\times1}{26}$$

$$\bar{X}\ cod\ = 7,231$$

3.2.2.2 Mediana

a) La mediana de datos no agrupados:

Como N, el número de datos es par $N = 26$

El dato $N/2 \rightarrow 26/2 = 13 \rightarrow 5$

El dato $N/2 + 1 = 14 \rightarrow 5$

El promedio de ambos datos $(5+5)/2 \rightarrow 5$

Por lo tanto la mediana de datos no agrupados es:

$$\bar{m}\ s.a\ = 5$$

b) La mediana a partir de datos agrupados:

$$\bar{m}\ d.a\ = \left(\frac{\frac{N+1}{2} - F + 1}{f_m} \right) \times w + L_m \qquad \textbf{Ec. 3.10}$$

Donde:

- N es el número total de elementos de la distribución
- F es la suma de todas las frecuencias absolutas de clase hasta la frecuencia mediana pero sin incluirla (de arriba hacia abajo)
- f_m es la frecuencia de la clase mediana
- w es el ancho del intervalo de clase (ancho real)
- L_m es la frontera inferior del intervalo de la clase mediana

El intervalo de clase mediana se lo establece empíricamente. Generalmente, es aquel intervalo central al que hemos asignado el código 0 (donde tenemos una mayor frecuencia absoluta), por lo tanto nuestro intervalo de clase mediana corresponde a las fronteras de clase: $0,5 - 7,5$

Por tanto:

$$\bar{m}\ d.a\ = \left(\frac{\frac{26+1}{2} - \ 0+1}{19} \right) \times 7 + 0,5$$

$$\bar{m}\ d.a\ = 5,105$$

3.2.2.3 Moda

a) La moda de datos no agrupados:

La moda de datos no agrupados es el dato que más se repite en el conjunto de datos analizados, por lo tanto este valor es el de 5 toneladas, pues este se repite 12 veces en nuestro conjunto de 26 datos, lo cual representa el $12/26 \times 100\% = 46,15\%$ del total de datos.

$$mo\ \ s.a\ = 5$$

b) La moda de datos agrupados:

$$mo\ \ d.a\ = Lmo + \left(\frac{d_1}{d_1 + d_2} \right) \times w \quad \textbf{Ec. 3.11}$$

Donde:

- Lmo es la frontera inferior de la clase modal
- d_1 es la frecuencia de la clase modal menos la frecuencia de la clase que se encuentra inmediatamente por debajo de ella (la anterior)
- d_2 es la frecuencia de la clase modal menos la frecuencia de la clase que se encuentra inmediatamente por encima de ella (la siguiente)
- w es el ancho del intervalo de la clase modal

Como criterio al igual que en la mediana de los datos agrupados, la clase modal corresponde al intervalo de datos donde se tiene la mayor frecuencia o donde cae el mayor número de observaciones de la muestra analizada. Por lo tanto la clase modal corresponde al intervalo con fronteras de clase $0,5 - 7,5$

Debido a que el intervalo de clase modal es el primero de la tabla, la frecuencia anterior a este no existe y corresponde al valor de 0, para el siguiente cálculo:

$$mo\ \ d.a\ = 0.5 + \left(\frac{19-0}{19-0\ +\ 19-5} \right) \times 7$$

$$mo\ \ d.a\ = 4,53$$

3.2.2.4 Análisis de resultados

Se presenta a continuación los resultados tabulados de las medidas de tendencia central:

Tabla 3.4. Resumen de resultados de medidas de tendencia central para las capacidades de los puentes grúa analizados

Medida de tendencia central	Símbolo	Valor
Media aritmética	$\bar{X}\ \ s.a$	6,538
Media aritmética de datos agrupados	$\bar{X}\ \ d.a$	7,231
Media aritmética codificada	$\bar{X}\ \ cod$	7,231
Mediana de datos no agrupados	$\bar{m}\ \ s.a$	5
Mediana de datos agrupados	$\bar{m}\ \ d.a$	5,105
Moda de datos no agrupados	$mo\ \ s.a$	5
Moda de datos agrupados	$mo\ \ d.a$	4,53

Del análisis estadístico se puede concluir:

- Aunque el valor de la media aritmética es un parámetro estadístico que involucra a todo el conjunto de datos, la muestra analizada de los edificios industriales que utilizan el sistema puente grúa contiene datos extremos no representativos de la muestra que atentan con el valor de la tendencia central que a simple vista es el de 5 toneladas de carga. Aún así existiendo valores extremos

no tan representativos de la tendencia central, el valor numérico de la media en sus tres formas (con datos no agrupados, agrupados y codificados) caen en un rango de 5 ±2.5

- La mediana y la moda son de mayor utilidad pues no se ven afectadas por valores extremos no representativos del conjunto de datos. Su cálculo nos indica que el valor central a donde se debería orientar la selección de la carga nominal del puente grúa es hacia las 5 toneladas.
- Aunque el estudio estadístico nos señala que la selección de la capacidad del puente grúa debe ser de 5 toneladas. Esta selección debe tener un análisis más profundo desde el punto de vista ingenieril.

3.2.3 CONCLUSIÓN SOBRE LA CAPACIDAD DE DISEÑO

Como se ha mencionado anteriormente las necesidades de la industria metalmecánica no pueden ser generalizadas de una manera totalitaria, pues la industria metalmecánica es grande y diversa dado el sin número de operaciones ingenieriles que dentro de esta pueden llevarse a cabo. Dos ejemplos concretos de este tipo de industrias en nuestro país nos pueden ayudar a explicar este concepto.

Una de las industrias metalmecánicas de mayor reconocimiento en nuestro país es NOVACERO. Esta empresa se dedica al procesamiento del acero para la producción de palanquillas, para luego ser procesadas en materiales de construcción como láminas o varillas. Se ha consultado que esta empresa necesita del empleo de puentes grúa para el izaje de 80 toneladas de acero líquido. Este acero líquido se traslada en las denominadas “cucharas”, las cuales son levantadas por el puente grúa para ser llevadas a la máquina de colado continuo. NOVACERO es una industria grande en el país, de igual manera se tiene a ADELCA que realiza el mismo trabajo que NOVACERO, y cuyos puentes grúa son igualmente de gran capacidad pues el trabajo que se realiza en una siderúrgica así lo dicta.

Se nombra entonces a este tipo de industrias como metalmecánicas de “gran capacidad” dada la demanda que tienen que cubrir.

Sin embargo, el sector de la metalmecánica no es muy explotado en el país y la existencia de industrias de gran capacidad no es tan alta. De hecho NOVACERO

es una industria relativamente nueva que apareció a partir de 1973 en nuestro país.

Ahora bien, se puede mencionar otra clasificación de la industria metalmecánica, la industria pequeña y mediana que como se ha observado está teniendo un gran emprendimiento en nuestro país y corresponde a un sector productivo de pequeños empresarios.

Tenemos así el caso de STEEL FLEX una industria mediana que se dedica a la fabricación de rollos y varillas de acero mediante el empleo de máquinas estribadoras y que utilizan el puente grúa para la movilidad de la carga y almacenamiento de sus productos. Los mismos fabricantes de puentes grúa como las empresas MECASER o INGEMED STEEL CRANES utilizan estos elementos de izaje para la construcción de sus equipos. Tenemos también la empresa ROAD BUILDERS que se dedica a la fabricación de estructuras metálicas y donde el uso del puente grúa no excede una capacidad más allá de las 5 toneladas, pues tan solo se lo emplea para la movilidad de perfiles estructurales y prefabricados.

En definitiva, es la mediana y pequeña industria metalmecánica la que requiere la atención del presente proyecto. Es este sector, el que está en amplio crecimiento y todo profesional de esta rama sabe que este es un hecho. Tan bien se pudo observar según la base de datos de la empresa FENIX INGENIERÍA que la instalación de los puentes grúa se los ha hecho más para 5 toneladas de capacidad, es decir donde los requerimientos no son tan bastos, en otras palabras donde la industria no es tan grande. Finalmente, la presente obra proyectará el diseño de la nave industrial y del puente grúa para la pequeña y mediana industria metalmecánica, donde como se ha podido observar el requerimiento de carga para el izaje y transporte, no excede las 5 toneladas.

3.3 TIPOLOGÍA Y PARÁMETROS CONSTRUCTIVOS DE LA NAVE INDUSTRIAL

Se definen ahora algunos parámetros de diseño que serán la base para los futuros cálculos que justifiquen la definición de la nave industrial.

Dichos parámetros son determinados por medio de MATRICES DE DOBLE ENTRADA que se basan en el análisis de alternativas a través de la ponderación

establecida por criterios de selección. Para el presente caso, dichos criterios vienen a ser criterios de diseño ingenieril. Por supuesto que esta herramienta de selección será utilizada cuando sea estrictamente necesario, es decir, donde la solución óptima de diseño no esté a simple vista.

3.3.1 CRITERIOS DE DISEÑO INGENIERIL PARA EL ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS

Entre tantos, se puede enumerar los siguientes criterios de mayor relevancia y que se aplican para el presente caso:

- Seguridad: Todo diseño ingenieril debe ser seguro, sobre todo aquel diseño en el que se pone en juego el bienestar humano de operarios y trabajadores de planta.
- Costo: En todo diseño, la economía juega un papel importante. Este parámetro es de gran relevancia, sobre todo ahora que se ha definido que el alcance del proyecto está enfocado a pequeños y medianos empresarios cuyo interés está en un proyecto de gran factibilidad económica.
- Mantenimiento: Todo diseño ingenieril en el futuro tiene que ser pensado en la ingeniería de mantenimiento que este pueda requerir. El mantenimiento debe mostrar facilidad, posibilidad económica, y una frecuencia no tan grande. El mantenimiento es un parámetro inevitable en la vida ingenieril y un costo que toda empresa debe afrontar. Es por eso que todo diseño debe enfocarse a un mantenimiento que no represente un cuantioso gasto para la empresa.
- Montaje: Un diseño con gran dificultad en el montaje recae en un diseño caro, y a veces con riesgos para el personal que realiza esta acción. El diseño debe ser pensado para un montaje ágil y sin tanta complejidad.
- Fabricación: En caso de que parte del diseño o su totalidad requiera de la fabricación de elementos para su construcción, esta debe evitar complejidades que eleven el precio de la obra y muchas veces de manera innecesaria.
- Funcionalidad: Ante todo el diseño debe estar enfocado a cumplir los requerimientos para los cuales fue pensado. No siempre un diseño económico es funcional y viceversa. Muchas veces también sin importar la alternativa, la funcionalidad que ofrece cada una de las opciones es la misma.

Estos son pues los criterios de selección más relevantes, para algunos casos. Pueda que sea necesario agregar otros parámetros que permitan tener una idea más clara de la selección, así como también habrá casos en los que se requiera prescindir de algún parámetro citado.

Lo que se hará en secciones posteriores será evaluar dos o más opciones de diseño aplicables según sea el caso, calificar cada alternativa según el criterio establecido del 1 al 10, establecer valores porcentuales y multiplicar las matrices resultantes, de manera que se pueda obtener una ponderación que permita cuantificar cual alternativa es la más acertada.

3.3.2 LUZ Y ANCHO DE LA NAVE INDUSTRIAL

El espacio de trabajo dentro de un edificio industrial destinado al trabajo ingenieril debe ser amplio. Ya se ha dicho que el alcance del proyecto se destina a la mediana y pequeña industria metalmecánica por lo que el tamaño del edificio no será de grandes dimensiones.

El edificio que se propone no excederá un límite de más de 15 trabajadores en sus instalaciones. Ejemplos de puentes grúa para el izaje en operaciones ingenieriles de pequeño y gran tamaño son:

<u>En Schlumberger (en el Coca, industria petrolera):</u>

Se utilizan 3 puentes grúa:

- 1 monorriel de 5 toneladas con 30 metros de luz y 50 metros de largo a control remoto.

Figura 3.1. Puente grúa de 5 toneladas en Schlumberger – El Coca

Dando un área de trabajo de: $30 \times 50 = 1500 m^2$

Esta nave se la utiliza para el izaje y transporte de las herramientas d&m o herramientas de perforación direccional.

- 1 puente grúa monorriel de 3 toneladas con 10 metros de luz y 30 metros de largo a control remoto.

Figura 3.2. Puente grúa de 3 toneladas en Schlumberger – El Coca

Dando un área de trabajo de $10 \times 30 = 300 m^2$

Este puente grúa se lo emplea en el izaje y almacenamiento de sacos de cemento de 1 tonelada cada uno, que son los que se colocan en una bandeja para luego ser bombeados a los silos y ahí almacenarlos. La línea de cemento se la denomina “well services”.

- 1 puente grúa monorriel de 2 toneladas, 21 metros de luz y 40 metros de largo a control remoto

Figura 3.3. Puente grúa de 2 toneladas en Schlumberger – El Coca

Dando un área de trabajo de $21 \times 40 = 840 m^2$

Finalmente esta nave industrial se la emplea para el izaje y transporte de la línea de “completions” donde se manipula y arma las herramientas de completación de los pozos.

En Petrobras: (industria petrolera)

- 1 puente grúa monorriel de 5 toneladas con 21 metros de luz y 42 metros de largo

Figura 3.4. Puente grúa de 5 toneladas en Petrobras

Dando un área de trabajo de $21 \times 42 = 882 m^2$

La empresa Road Builders (empresa de diseño de estructuras metálicas)

- 1 puente grúa monorriel de 5 toneladas de capacidad, 20 metros de luz y 40 metros de largo

Dando un área de trabajo de $20 \times 40 = 800 m^2$

El puente grúa se lo empleará en esta industria (pues su proceso de construcción está en vigencia) para el izaje y transporte de perfiles estructurales de manera que puedan ser procesados para su apilamiento y procesamiento para la posterior conformación de módulos estructurales que luego serán ensamblados.

La empresa Steel Flex (producción y almacenaje de rollos y varillas de acero)

- 1 puente grúa monorriel de 5 toneladas, de 28 metros de luz, 30 de ancho.

Dando un área de trabajo $28 \times 30 = 840 m^2$

Como se ha mencionado antes en esta empresa el puente grúa se lo emplea para el izaje y transporte de rollos y varillas de acero para su procesamiento dentro de las máquinas estribadoras y su posterior apilamiento.

3.3.2.1 Selección de la luz y ancho para la nave industrial

De los ejemplos observados se puede observar que el área de trabajo de una nave industrial para la pequeña y mediana industria metalmecánica está en el orden de los 300 a 1500 m^2 de área con una tendencia central en los 800 m^2, que como se ha podido observar de acuerdo a las visitas técnicas realizadas permite una distribución adecuada de la planta y una eficiente organización del espacio para los trabajos de izaje.

Con el fin de proponer un diseño estético y simétrico se propone entonces una nave industrial de 20 metros de luz y 36 metros de largo con una tentativa de poder organizar este largo en 7 pórticos de 6 metros de separación cada uno.

No se tiene una regla que establezca una distancia máxima entre pórticos para el diseño de un edificio industrial sin embargo este valor oscila entre 4 y 8 metros por asunto de estética y economicidad, puesto que un menor número de pórticos volvería más inestable y riesgosa a la estructura, en cambio un mayor número de pórticos la haría mucho más estable pero implicaría más costo. Por tanto la hipótesis realizada sobre el número de pórticos para nuestro diseño tendrá que ser comprobada por efectos del cálculo, verificando su resistencia en la estructura total.

Esta propuesta nos da un área de trabajo de $20 \times 36 = 720 m^2$ que se encuentra comprendido dentro de los valores analizados anteriormente.

3.3.3 TIPO DE PÓRTICO

3.3.3.1 Tipo de sección del pórtico

En primer lugar se debe definir si se diseñará un pórtico de sección transversal constante o uno de sección transversal variable. Teniendo por tanto 2 alternativas:

A. Pórtico de sección transversal constante
B. Pórtico de sección transversal variable

Los criterios de evaluación más pertinentes para este caso (de los que ya se habló anteriormente) son: costo, fabricación, funcionalidad, mantenimiento, montaje y seguridad.

Se asigna un valor de ponderación a cada criterio según su relevancia y se explica su trascendencia en cada alternativa:

I. Costo (30%): Se enfatiza en un diseño económico puesto que la población a la que va dirigida es a la pequeña y mediana industria metalmecánica. Es más económico el diseño de un pórtico de sección constante pues se economiza en la cantidad de material.

II. Funcionalidad (25%): Es importante que toda obra ingenieril muestre un alto grado de funcionalidad, ya que la falta de funcionalidad sacrifica tiempo y por tanto dinero dentro de la industria, lo cual no es conveniente para un nuevo empresario que desee incurrir en el mundo de la industria metalmecánica. Es mayor en poca proporción en el pórtico de sección variable pues este se diseña específicamente para el soporte de grandes momentos en los lugares donde la sección es grande.

III. Seguridad (20%): Es un diseño que se dispone al servicio del trabajo de mano de obra, por tanto su estructura debe ser segura para resguardar el bienestar de los empleados que trabajaran en la instalación. Debido a su funcionalidad, por soportar mejor los grandes momentos, el pórtico de sección variable es mejor en este aspecto.

IV. Fabricación (10%): Si es más difícil de fabricar se eleva el costo de la obra lo cual no es conveniente. El pórtico de sección constante es mucho más factible, pues la fabricación de sus elementos es sencilla y no requiere un alto grado de complejidad.

V. Montaje (10%): Al igual que con la fabricación si el montaje es complejo, la obra será más cara. El montaje es más sencillo en el pórtico de sección constante pues este minimiza el número de elementos para su construcción.

VI. Mantenimiento (5%): No es un aspecto tan impactante para la selección del pórtico. Se lo puede considerar de igual peso en los dos tipos de pórticos.

Se establece entonces la matriz de doble entrada calificando las alternativas con cada uno de los criterios enunciados:

Tabla 3.5. Matriz de doble entrada para establecer la sección del pórtico

ALT / CRIT	I	II	III	IV	V	VI	POND	
A	9	7	6	9	8	7	30	I
B	6	8	8	5	6	7	25	II
							20	III
							10	IV
							10	V
							5	VI
TOTAL	**15**	**15**	**14**	**14**	**14**	**14**	**100**	

Se establecen ahora los valores porcentuales para establecer las 2 matrices que definirán el valor de cada alternativa con respecto a cada criterio.

Tabla 3.6. Matriz de doble entrada porcentual para establecer la sección del pórtico

ALT / CRIT	I	II	III	IV	V	VI	POND	
A	0,600	0,467	0,400	0,600	0,533	0,467	0,3	I
B	0,400	0,533	0,533	0,333	0,400	0,467	0,25	II
							0,2	III
							0,1	IV
							0,1	V
							0,05	VI

Se realiza una multiplicación de matrices con el fin de determinar la alternativa ganadora.

Tabla 3.7. Resultado numérico final de la sección ideal del pórtico

RESULTADO	
A =	**0,5133**
B =	**0,4567**

Se puede observar que un pórtico de sección transversal constante es más conveniente para el diseño de la presente nave industrial. Los criterios de selección favorecieron a su elección.

3.3.3.2 Selección de la geometría del pórtico

Anteriormente se ha llegado a establecer que el pórtico característico de diseño corresponde a uno de sección transversal constante. No obstante, dentro de esta clasificación como ya se observó anteriormente en la parte teórica existen 4 tipos de geometría:

- Pórticos simétricos rectangulares
- Pórticos trapezoidales simétricos
- Pórticos simétricos de 2 vertientes
- Pórticos parabólicos simétricos

Sin la necesidad de recurrir a una matriz de doble entrada la solución más conveniente para la selección de entre estas alternativas es el uso de un pórtico simétrico de 2 vertientes, cuyo cálculo debe asegurarse y aproximarse lo más posible a un caso de apoyos fijos (para lo cual se usan rigidizadores en la base, procurando que los momentos generados en estos puntos sean aproximadamente 0).

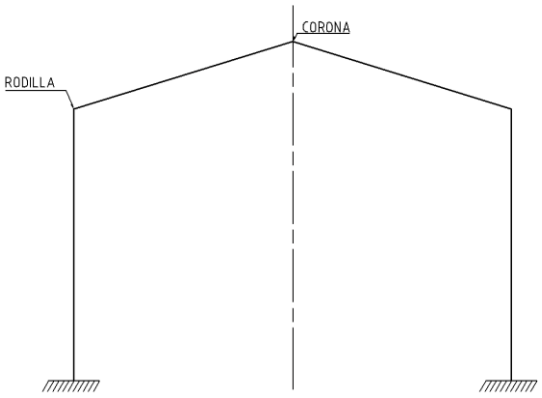


Figura 1.15. Pórtico simétrico de 2 vertientes de sección transversal constante con apoyos fijos

La explicación de dicha selección es lógica:

- La nave industrial es un galpón ubicado en un terreno situado dentro de una zona establecida como parque industrial, donde es permitida la operación de este tipo de naves.
- Tanto un pórtico simétrico rectangular como un pórtico trapezoidal simétrico tienen vigas horizontales en su parte superior que resultan ser inconvenientes para la operación en campo, ya que este aspecto geométrico que caracteriza

a estos 2 pórticos tiene la desventaja de retener agua en caso de lluvia acelerando así el proceso de corrosión. Además resulta peligroso en caso de caída de granizo, pues retendría el peso de este y tendría el peligro de fallar inminentemente.

- Con el pórtico simétrico de 2 vertientes se tiene una disposición de vigas trabes inclinadas que no permiten la retención de agua de lluvia ni mucho menos de granizo.
- Debido a que se da la operación de un puente grúa en la nave industrial, se necesita que los elementos laterales de la nave sean columnas verticales que absorban toda la carga a compresión, por lo que sería contraproducente y tocaría maximizar las dimensiones de la nave si se utiliza un pórtico trapezoidal donde los elementos laterales no están diseñados para aguantar la máxima carga a compresión ya que su inclinación los obliga a ser determinados como miembros a gran flexo-compresión. Además, el pórtico trapezoidal reduce la luz de trabajo en el edificio lo cual no es conveniente pues dentro de una industria ingenieril se debe aprovechar todo el espacio posible de trabajo.
- Un pórtico parabólico tendría la misma funcionalidad que un pórtico simétrico de 2 vertientes, (ya que de igual manera su geometría evita los problemas de lluvia y granizo que tenían los pórticos simétrico rectangular y trapezoidal) pero su mismo diseño parabólico implica un gasto innecesario en su construcción, que no genera un aumento en la funcionalidad del edificio.
- Por estas razones citadas se concluye que el pórtico simétrico de 2 vertientes es el más adecuado para el diseño de un edificio industrial destinado a operaciones de trabajo de tipo ingenieril.

3.3.4 TIPO DE PERFIL PARA LAS COLUMNAS

Para el diseño de las columnas se tienen 2 opciones que se podrían tomar en cuenta:

A. Perfil W
B. Celosía armada (2 perfiles C con placas arriostradas)

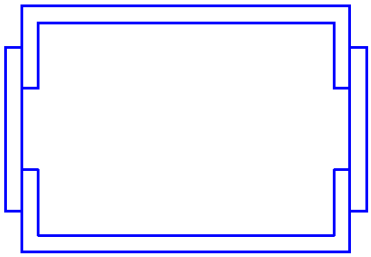


Figura 3.5. Celosía armada

Los criterios de selección, su ponderación y relevancia se establecen a continuación:

I. Costo (30%): Ante todo debido al enfoque del proyecto, debe prevalecer la economicidad del mismo. La celosía armada es más cara debido al mayor número de materiales empleados.

II. Seguridad (25%): Al tener mejor propiedades de perfil (mayor momento de inercia), la celosía armada da una mayor estabilidad a la estructura y mayor seguridad a los trabajadores de la nave industrial.

III. Mayor peligro a la corrosión (15%): El perfil W es perfectamente visible en todos sus flancos mientras que en la celosía armada los dos perfiles C pueden corroerse por dentro, y el acceso a esta zona está restringida por las placas arreostradas que impiden la visibilidad de este efecto y estorbarían para el mantenimiento.

IV. Funcionalidad (15%): Aproximadamente con las mismas dimensiones se obtiene un mayor momento de inercia con la celosía armada, por lo que las propiedades de resistencia y de funcionalidad de la estructura son mayores con este tipo de perfil. Aunque como solo se trata de 5 toneladas no se justifica el uso de este perfil por más que presente una mayor funcionalidad.

V. Fabricación (10%): Obviamente, la fabricación de la celosía armada es más compleja y lleva más tiempo y dinero, mientras que el perfil W ya solo viene para ponerlo directamente en la estructura.

VI. Montaje (5%): Este parámetro está relacionado tanto con el costo como con la fabricación y es más complejo para la celosía armada.

De igual manera se expresa la matriz de doble entrada:

Tabla 3.8. Matriz de doble entrada para establecer el tipo de perfil de las columnas

ALT / CRIT	I	II	III	IV	V	VI	POND	
A	8	6	9	6	9	8	30	I
B	5	8	5	9	4	6	25	II
							15	III
							15	IV
							10	V
							5	VI
TOTAL	**13**	**14**	**14**	**15**	**13**	**14**	**100**	

Se expresan las dos matrices porcentuales:

Tabla 3.9. Matriz de doble entrada porcentual para establecer el tipo de perfil de las columnas

ALT / CRIT	I	II	III	IV	V	VI	POND	
A	0,533	0,400	0,600	0,400	0,600	0,533	0,3	I
B	0,333	0,533	0,333	0,600	0,267	0,400	0,25	II
							0,15	III
							0,15	IV
							0,1	V
							0,05	VI

Y finalmente se observa el resultado final y la alternativa ganadora:

Tabla 3.10. Resultado numérico final del perfil ideal para las columnas

RESULTADO	
A =	**0,4967**
B =	**0,4200**

Finalmente por selección, se ha determinado que en el presente diseño conviene el uso de perfiles W para las columnas.

3.3.5 TIPO DE PERFIL DE LAS VIGAS TRABE INCLINADAS

De manera que se pueda establecer una estética en el diseño del pórtico, se establece que las vigas trabe inclinadas que conforman la geometría del pórtico simétrico de 2 vertientes deben ser también perfiles W.

Se generaliza por consiguiente el uso del perfil W para el diseño completo de cada uno de los pórticos que constituirán la nave industrial.

3.3.6 TIPO DE PERFIL DE LAS VIGAS CARRILERAS

Las vigas carrileras se encuentran montadas en un punto superior entre las columnas y las vigas trabe. Sobre estas se desplazan los carros testeros que permiten el guiado del puente grúa a lo largo de la nave industrial.

De recomendaciones de los fabricantes se ha determinado que el perfil usado para este elemento es del tipo W.

El perfil W es un producto laminado cuya sección normalizada tiene forma de doble T también llamado I. Su diferencia principal del perfil IPN es que las caras exteriores e interiores de las alas son paralelas entre si y perpendiculares al alma.[39]

Se puede apreciar en la siguiente figura la viga carrilera con perfil W en un puente grúa de la casa DEMAG.

Figura 3.6. Viga carrilera de un puente grúa de la casa DEMAG

[39] http://es.wikipedia.org/wiki/Perfil_IPE

3.3.7 TIPO DE PERFIL DE LAS CORREAS DEL TECHO

Con el fin de asegurar la sujeción de los pórticos en la parte superior de la nave industrial, y también con el objetivo de sentar una base que permita colocar un techo metálico al galpón se colocan las denominadas correas de techo en el edificio. Estas generalmente son perfiles tipo C con la cara en C boca arriba, aunque también conviene usar secciones tipo S.

Los largueros como recomendación deben equidistar de 2 a 6 pies (0,6 a 1,8 m) entre sí, dependiendo de las condiciones carga.

Por facilidad de disposición en el mercado de nuestro país conviene usar largueros de techo con perfil tipo C.

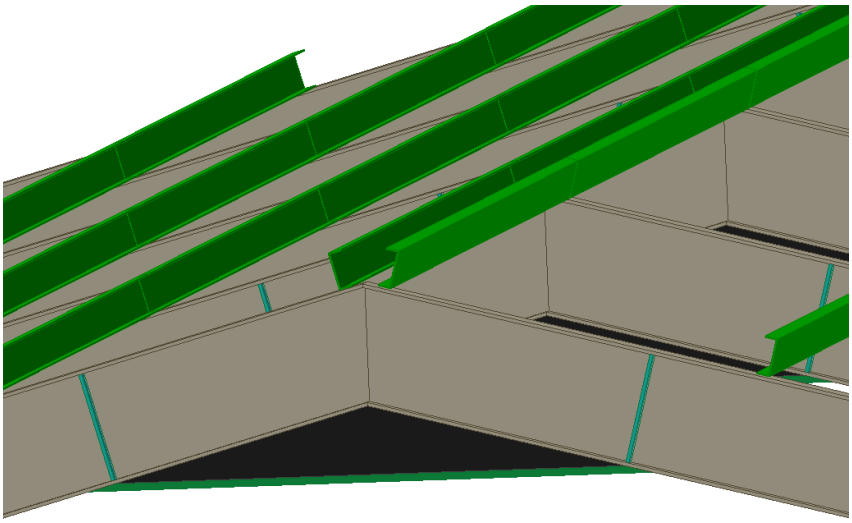


Figura 3.7. Disposición de los canales de correa tipo C en un galpón industrial

3.3.8 FORRO METALÍCO PARA EL TECHO

La opción más adecuada para la elección de este parámetro es la proporcionada por la empresa NOVACERO.

Duratecho es un producto de NOVACERO que se emplea para el recubrimiento de techos metálicos en galpones industriales. Fabricado en galvalume, es una cubierta de acero de 0,25 y 0,30 mm de espesor, revestido con una aleación de aluminio zinc, que garantiza un techo resistente, impermeable y durable. Este producto mantiene un ambiente fresco, previene la adherencia de hongos, no se oxida ni quiebra y tiene una gran facilidad de transporte e instalación.

Viene en 6 longitudes estándar: 1,80 - 2,40 - 3,00 - 3,60 - 4,20 y 4,80 metros.

Además se tienen 3 tipos de techo para su aplicación comercial:

- Duratecho clásico
- Duratecho económico y
- Duramil[40]

Se presentan los siguientes datos generales con respecto a los tres tipos de techo citados:

Tabla 3.11. Especificaciones de los tipos de Duratecho

	TIPO		
Características	**ECONÓMICO**	**CLÁSICO**	**DURAMIL**
Ancho total mm.	890	890	1177
Ancho útil mm.	856	856	1060
Espesor mm.	0.25	0.30	0.30
Peso kg/m^2	2.17	2.60	2.57
Altura de cresta	18 mm		
Longitudes (m)	1,80 – 2,40 – 3,00 – 3,60 – 4,20 – 4,80		

Figura 3.8. Tipos de Duratecho en el mercado

Generalmente según el fabricante, el techo de mayor acogida para la aplicación industrial en el país es el Duratecho económico. Como se sabe el presente proyecto tiene por objetivo priorizar en la economía del diseño, por lo que se considera la recomendación del fabricante y se decide que el panel Duratecho económico es el más ideal para el diseño. Además de su economicidad, según sus características, el Duratecho económico presenta el menor peso en kilogramo por metro cuadrado, lo cual es conveniente para fines de diseño.

40 http://www.novacero.com/ws/novacero/novacero.nsf/paginasc/56183406A14601558825715D00837E75?OpenDocument

3.3.9 INCLINACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Definidos el tipo de pórtico como uno de sección transversal constante de 2 vertientes, se debe establecer la inclinación de las vigas trabe.

Para esto puede hacerse uso del manual de arquitectura de Neufert[41], donde se establece que para la construcción de edificios industriales, con pórtico de 2 vertientes de 15 a 30 metros de luz se debe usar una inclinación de 10 a 30%. En otras palabras se establece una inclinación permisible de 5,7 a 16,7 grados.

Para el presente proyecto, se selecciona una inclinación del pórtico de 15 grados o del 26,8%.

3.4 TIPOLOGÍA Y PARÁMETROS DE DISEÑO DEL PUENTE GRUA

En esta sección una vez más se hará uso de la matriz de doble entrada y de los criterios ingenieriles de selección, en caso de ser necesario, con el fin de poder buscar una solución adecuada para el diseño.

Elementos constitutivos del puente como lo son los carros testeros, el polipasto y el cableado eléctrico son elementos que se obtendrán de casas comerciales.

Por tanto el diseño del puente grúa en la presente obra estará basado en el cálculo y dimensionamiento de la viga de carga y las vigas carrileras.

3.4.1 CLASIFICACIÓN DEL PUENTE GRÚA SEGÚN LA NORMA FEM

El alcance del proyecto se ha llegado a definirlo como un diseño orientado a la pequeña y mediana industria metalmecánica. Bajo esta consideración, se concibe la idea de que la aplicación industrial es de poca carga para el trabajo (ya se ha definido que será de 5 toneladas), ya sea este de taller y almacenaje, o ambos, por lo que el puente grúa correspondiente al presente diseño, está catalogado en el grupo II – III dentro de la norma FEM (Federación Europea de la Manutención).

[41] NEUFERT; El arte de proyectar en arquitectura; pág. 343

3.4.2 CLASIFICACIÓN DEL PUENTE GRÚA SEGÚN LA NORMA BRITÁNICA BS 2573

De igual manera, el empleo del puente grúa a diseñar está orientado a una aplicación del tipo fabrica-bodega por lo que dentro de esta clasificación se cataloga al puente grúa a diseñar dentro de la clase 2, que estipula los siguientes aspectos técnicos del diseño:

- Tipo de servicio medio
- Un aproximado de 2000 horas de utilización al año

3.4.3 NÚMERO DE PUENTES GRÚA A INSTALAR

Cuando se trata de una nave industrial de grandes dimensiones como en una siderúrgica se necesita el empleo de 2 o más puentes grúa dependiendo de la necesidad. Para el presente caso, se diseña un edificio industrial de medianas proporciones. Como ya se determinó en la sección anterior correspondiente a la selección de la luz y el ancho del edificio estructural, las dimensiones escogidas para el diseño del edificio son: 20 metros de luz y 36 metros de largo. Más de un puente grúa aparte de ser innecesario aumenta el costo sin justificación aparente. Por otro lado, la velocidad del puente grúa es un parámetro que se define según requerimiento del cliente.

Para 5 toneladas y 20 metros de luz utilizando la página de diseño de puentes grúa de la DEMAG[42], se recomienda una velocidad de desplazamiento transversal del puente en el rango de 5 a 30 metros por minuto, teniendo así una velocidad media de 17 metros por minuto. Considerando el recorrido a través del largo de la estructura (36 metros), este se lo realizaría en aproximadamente 2 minutos.

La única manera de justificar el uso de otro puente grúa sería que este tiempo de recorrido fuese muy largo, lo cual no es así.

Se elige por tanto la instalación de 1 unidad tipo puente grúa en la nave industrial.

---

42 http://cranedesigner.demagcranes.com/CD/content/katze.jsp?SessionID=DB539F979D7AF751F1EBE89578F00159&CurLink=Katze_KM_1&SortID=1&Schicht=1

3.4.4 NÚMERO DE VIGAS PARA EL DISEÑO DEL PUENTE GRÚA

Para el acople dentro del edificio industrial se tienen 2 alternativas:

A. Puente grúa monorriel (1 viga en suspensión), con las siguientes características de aplicación (recomendaciones de los fabricantes):
   - Para capacidades de 1 a 25 toneladas
   - Aprovechan toda la altura disponible del local
   - Efectivas en luces no tan grandes

B. Puente grúa birriel (2 vigas en suspensión):
   - Para grandes capacidades, hasta 100 toneladas
   - Para naves de luz media o grande

3.4.4.1 Criterios de selección, ponderación y justificación

I. Costo (40%): Se tiene un mayor costo obviamente en el puente grúa birriel, cuyo uso se justificaría en caso del diseño de una nave industrial de grandes dimensiones y gran capacidad, que en esto caso no es así.

II. Funcionalidad (30%): Ambos tipos de grúa tienen gran funcionalidad pero para la presente obra, el puente grúa monorriel es más funcional a las necesidades de la nave industrial, pues esta no es de grandes dimensiones y sería un desperdicio usar un puente grúa birriel para las dimensiones del edificio planteadas.

III. Montaje (15%): Por su sencillez el montaje es más sencillo en torno a la implantación del puente grúa monorriel.

IV. Mantenimiento (15%): Por su menor número de partes constitutivas este aspecto es mejor en torno al puente grúa monorriel

Elaboración de la matriz de doble entrada:

Tabla 3.12. Matriz de doble entrada para establecer el número de vigas de carga

ALT / CRIT	I	II	III	IV	POND	
A	8	9	8	8	40	I
B	6	7	7	6	30	II
					15	III
					15	IV
TOTAL	**14**	**16**	**15**	**14**	**100**	

Obtención de las dos matrices porcentuales:

Tabla 3.13. Matriz de doble entrada porcentual para establecer el número de vigas de carga

ALT / CRIT	I	II	III	IV	POND	
A	0,533	0,600	0,533	0,533	0,4	I
B	0,400	0,467	0,467	0,400	0,3	II
					0,15	III
					0,15	IV

Resultado numérico y alternativa ganadora:

Tabla 3.14. Resultado numérico final para la selección del número de vigas de carga

RESULTADO	
A =	**0,5533**
B =	**0,4300**

Finalmente la ponderación dada por criterios ingenieriles dicta que la mejor solución para el diseño, es el empleo de un puente grúa monorriel.

Por el momento no se podría dar una selección de si el diseño del puente grúa monorriel se basará en el empleo de viga simple o viga compuesta, pues esto se determinará mediante el cálculo y las disponibilidades del mercado en cuanto a estos elementos.

3.4.5 MANDO DEL PUENTE GRÚA

Se tienen dos alternativas de diseño:

A. Mando a control remoto
B. Cabina de mando desde el puente grúa

3.4.5.1 Criterios de selección, ponderación y justificación

I. Costo (35%): La instalación de una cabina de mando exige un mayor costo en el diseño por varios motivos: el diseño en sí de la cabina en el puente, el equipo de mando manual que agranda el dimensionamiento, y también la inclusión de un operario que pueda manejar el puente.

II. Seguridad (30%): Se tiene una mejor visión de la planta y por ende una mayor precaución con el manejo por control remoto que dentro de una cabina a cierta altura que dificulta la visión de la planta.
III. Eficiencia (20%): Aspecto relacionado con la funcionalidad puesto que si una alternativa es más funcional, por consiguiente será más eficiente en el diseño. Obviamente, el empleo de un mando a control remoto (ligero y portátil) es más eficiente para el trabajo dentro de la planta.
IV. Montaje (15%): Es más fácil la implementación de un sistema de control por mando que la implantación de una cabina para mando manual.

Se establece la matriz de doble entrada con sus respectivas ponderaciones según las justificaciones citadas:

Tabla 3.15. Matriz de doble entrada para establecer el tipo de mando del puente grúa

ALT / CRIT	I	II	III	IV	POND	
A	8	8	9	8	35	I
B	4	5	7	4	30	II
					20	III
					15	IV
TOTAL	**12**	**13**	**16**	**12**	**100**	

Se establecen las dos matrices de valores porcentuales:

Tabla 3.16. Matriz de doble entrada porcentual para establecer el tipo de mando del puente grúa

ALT / CRIT	I	II	III	IV	POND	
A	0,533	0,533	0,600	0,533	0,35	I
B	0,267	0,333	0,467	0,267	0,3	II
					0,2	III
					0,15	IV

Finalmente, se establecen los valores de cada alternativa y se expone la alternativa ganadora:

Tabla 3.17. Resultado numérico final para la selección del tipo de mando del puente grúa

RESULTADO	
A =	0,5433
B =	0,3167

Como era de esperarse, en el presente diseño conviene la implementación de un guiado del puente grúa por control remoto debido a las numerosas ventajas que representa para el trabajo dentro de la industria.

3.4.6 TIPO DE POLIPASTO PARA EL IZAJE

Como se revisó anteriormente en la teoría sobre las partes constitutivas del puente grúa se tienen 3 tipos de polipasto para el izaje:

- Polipasto de accionamiento manual
- Polipasto de palanca
- Polipasto eléctrico por cable

Las dos primeras corresponden a un mecanismo de izaje manual, el primero aplicando esfuerzo a una cadena de maniobra y el segundo aplicando esfuerzo sobre una palanca. Dichas alternativas atentan con la elección del mando a control remoto que se seleccionó también en aras a la automatización del mecanismo, por lo que necesariamente se debe optar por el polipasto eléctrico por cable que se acopla a los requerimientos del mando seleccionado.

3.5 SELECCIÓN DEL ACERO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL

Como se ha propuesto el diseño concerniente a nuestra obra es enteramente en acero, a excepción de las cimentaciones donde se debe utilizar a más de los estribos de acero, hormigón estructural.

Por tanto una vez que se ha hablado del acero y de sus propiedades, que hoy en día lo han convertido en uno de los materiales líder en la industria de la construcción, es necesario especificar el tipo de acero con el que se propone el diseño.

3.5.1 MATERIAL DE LOS PERFILES ESTRUCTURALES

El material que se elige para los perfiles estructurales puede ser:

- Acero ASTM A572 grado 50 (esfuerzo de fluencia de 50 ksi), o acero de baja aleación y alta resistencia recomendado principalmente para estructuras remachadas, atornilladas o soldadas. Estos aceros tienen mucha mayor resistencia a la corrosión que los simples aceros al carbón.
- Acero ASTM A588 grado 50 (esfuerzo de fluencia de 50 ksi), que comparte las mismas propiedades que el acero A572 como un acero de baja aleación y alta resistencia. Además de contener carbono y manganeso, la resistencia de este tipo de aceros se debe a que usan elementos de aleación como el culombio, el vanadio, el cromo, el silicio, el cobre, el níquel, entre otros. La empresa NOVACERO utiliza este tipo de acero para la construcción de puentes metálicos.[43]
- Acero ASTM A36 que también se utiliza para la fabricación de perfiles en caliente. Dentro de la edificación de galpones industriales puede plantarse el uso de este perfil para elementos que no estén sometidos a grandes esfuerzos.

Debido a su amplio uso de aplicación en la construcción de estructuras metálicas en el país, y a recomendaciones de casas fabricantes se decide utilizar el acero ASTM A572 para todo lo que concierna a perfilería tipo W que se ha planteado para este proyecto.

Se decide también implementar el uso del acero ASTM A36 para las correas tipo C del techo, que son elementos estructurales de pequeña dimensión comparados con los demás elementos de la nave industrial. Además los esfuerzos ejercidos sobre las correas no son tan amplios comparados con los ejercidos en las columnas, las trabes o las vigas de carga y carrileras.

43

– http://www.novacero.com/ws/novacero/novacero.nsf/paginast/E2351403AA446C0E8825715E00008C69?OpenDocument

– http://www.pemex.com/files/content/NRF-175%2004Sep07.pdf

3.5.2 MATERIAL DE LOS ELEMENTOS DE ACOPLE (PLACAS, MÉNSULAS, RIGIDIZADORES)

El diseño de la nave industrial estará complementado con la inclusión de elementos rigidizadores en las bases, ménsulas (para asegurar la estabilidad de los acoples y uniones), placas base (que se analizará en las cimentaciones) y placas tapa (para la unión entre elementos estructurales cuando sea necesario). Algunas ménsulas que servirán para reforzar el acople entre dos elementos estructurales del pórtico podrán fabricarse extrayendo una sección del mismo perfil al que están ancladas (ASTM A572 grado 50).

Los otros elementos tales como rigidizadores base, placas base y demás ménsulas se los obtendrá de planchones de acero ASTM A36 debidamente cortados para su fabricación.

3.5.3 MATERIAL DE LAS CIMENTACIONES

El diseño de la cimentación se lo abarcará más adelante con mayor detalle, pero por ahora se puede decir que para su diseño se utiliza principalmente una combinación de hormigón estructural, un armazón o esqueleto de la zapata y los pernos de anclaje sujetos a las placas base.

3.5.4 MATERIAL DE APORTE (SOLDADURAS)

Una de las opciones de diseño mayormente usadas para las conexiónes soldadas, es el uso de los electrodos, E6010 para el pase de raíz, y E7018 para los pases siguientes. El E6010 es un electrodo celulósico de gran penetración, especial para posición vertical ascendente e ideal para la soldadura de aceros al carbono.[44] Uno de los materiales ampliamente usados en la construcción de estructuras metálicas es el electrodo E7018 o electrodo con polvo de hierro de bajo hidrógeno, para todas las posiciones. Este es un electrodo de alto rendimiento, que se lo usa para diversas aplicaciones que incluyen: la unión de aceros difíciles, maquinaria pesada, estructuras, calderas, grúas, tuberías, plataformas, tanques y para la fabricación y reparación de tanques.[45]

---

[44] http://es.scribd.com/doc/48058335/E6010

[45] http://www.solfumex.com/spanish/products/Electrodos_bajo_hidrogeno/Bajo_hidrogeno.asp

CAPÍTULO 4
PARÁMETROS DE DISEÑO

4.1 INTRODUCCIÓN

Antes de entrar al análisis de este capítulo se debe tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- El diseño no es un análisis exacto como lo es el cálculo, se basa en una serie de iteraciones, suposiciones y consideraciones que deben ser comprobadas en la posterioridad.
- Las suposiciones y consideraciones que se tomarán en cuenta se basan en parámetros aproximados resultantes de consultas bibliográficas y técnicas que permitan aproximar dichas consideraciones y suposiciones a valores lo más reales posibles.
- Con el fin de que estas suposiciones sean válidas, por ejemplo para estimar el peso de un puente grúa de 5 toneladas de capacidad, se consultará a la empresa MECASER los datos de un puente grúa de 5 toneladas monorriel de 20 metros de luz. (ANEXO 6).
- El procedimiento de diseño seleccionado para la presente obra es una combinación del cálculo manual y el computarizado mediante el uso del paquete informático SAP2000. Para el diseño de algunos elementos como se verá en este capítulo, se parte del cálculo manual y se realiza una verificación con el SAP2000. En algunos casos para evitar la incertidumbre del planteamiento inicial del proceso de diseño se opta por una alternativa propuesta primero en el SAP 2000, la cual posteriormente será verificada mediante el cálculo manual.

4.2 DIMENSIONAMIENTO DEL EDIFICIO INDUSTRIAL

Tomando en cuenta los aspectos estructurales y dimensionales de selección discutidos en el capítulo 3, a continuación se propone el esquema general del pórtico característico de la nave industrial, orientado a la industria metalmecánica de pequeña y mediana capacidad en el Ecuador.

Tabla 4.1. Características de la nave industrial.

Nave industrial	
Ítem	**Característica**
Capacidad del puente grúa	5 ton
Tipo de pórtico	2 aguas; sección constante
Luz del pórtico	20 m
Ancho entre pórticos	6 m
Gradiente	15 °
# de pórticos	7
Longitud de la nave industrial	36 m
Perfilería para columnas y vigas	W laminadas en caliente A572 grado 50
Largueros de techo	Perfiles C A36
Placas, ménsulas	Pueden ser: cortadas de planchones A36 o de los perfiles que forman las uniones
Forro metálico de techo	Duratecho económico o equivalente
Material de aporte para primer pase	E6010
Material aporte para pases siguientes y relleno	E7018

Tabla 4.2. Características del puente grúa.

Puente grúa		
Ítem	**Característica**	**Observación**
Tipo	Puente grúa monorriel	-
Carga nominal	5 ton	-
Horas de servicio	2000 h/año	Según norma Británica BS 2573
# de puentes grúa en la nave	1	-
Velocidad de traslación	0.3 m/s	Recomendado por DEMAG
Tipo de mando	Control remoto	-
Tipo de polipasto	Eléctrico por cable	-

4.3 ESQUEMAS GENERALES DE LA ESTRUCTURA TIPO PUENTE GRÚA A DISEÑAR.

En primer lugar, conforme a las medidas básicas establecidas anteriormente, se establece un esquema general que representa los elementos principales básicos para el diseño de la nave industrial:

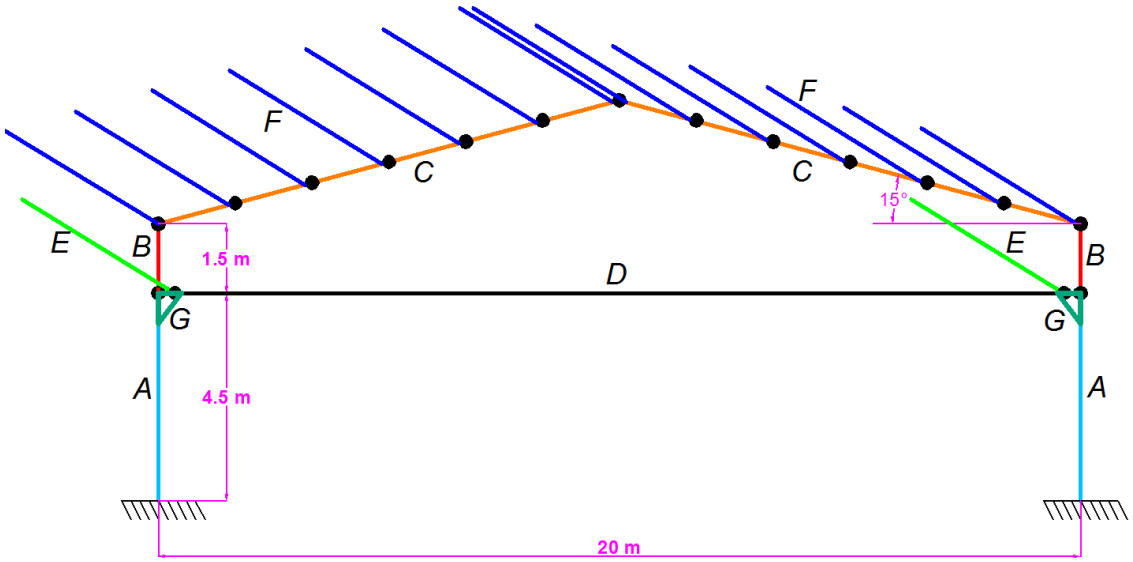


Figura 4.1. Esquema general de la nave industrial tipo puente grúa

Donde:

- A: es la columna primaria
- B: es la columna secundaria
- C: es el trabe inclinado de conexión
- D: es la viga de carga
- E: es la viga carrilera
- F: son los canales de correa tipo C
- G: es la ménsula de sujeción de la viga carrilera y permite la conexión rígida entre los elementos A, B y E.

Este esquema general será utilizado para los fines de cálculo de la nave, es decir, se considera la geometría establecida en el esquema.

Sin embargo, cuando el diseño sea ya finalmente establecido, existen otros detalles que no están incluidos en este esquema general, y que deben ser ya sea diseñados o seleccionados.

En la siguiente figura se muestra un esquema de la nave industrial que según los parámetros técnicos establecidos en el capítulo 3 y que se desean llegar a establecer:

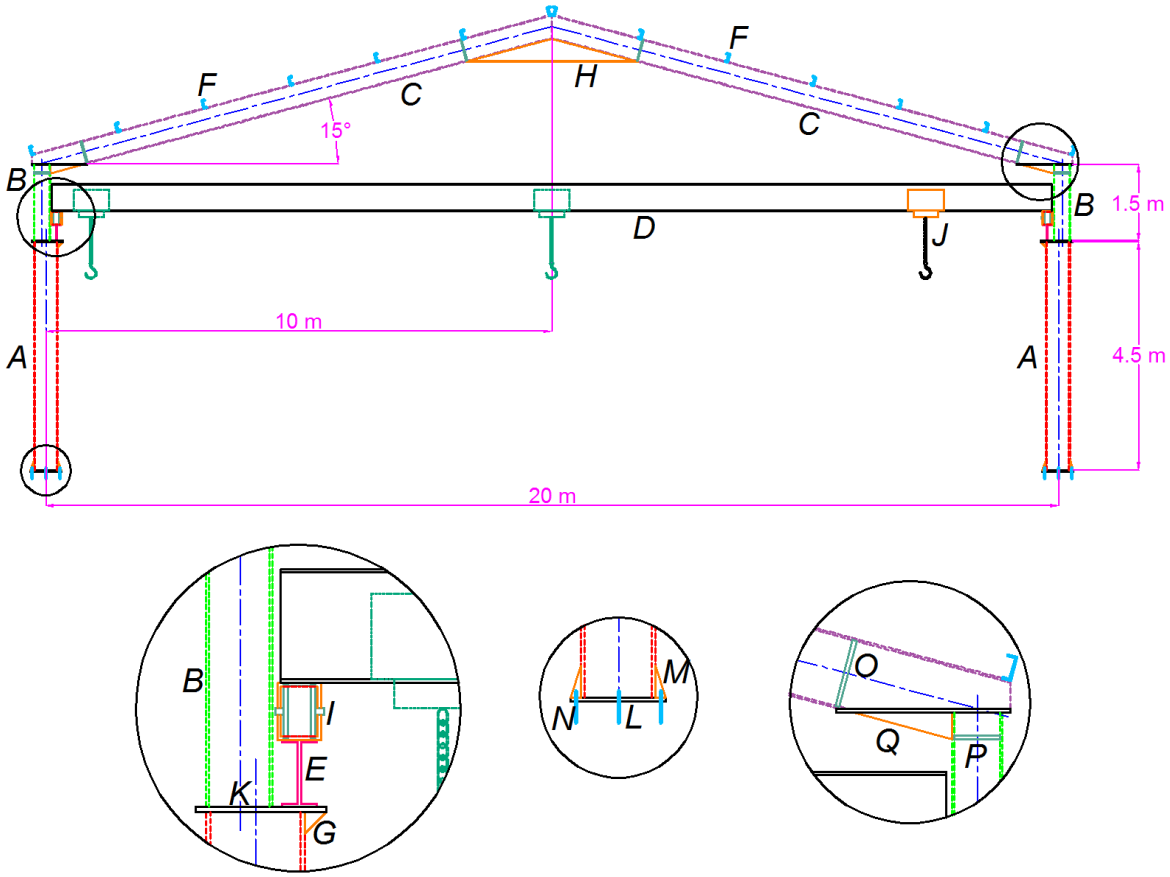


Figura 4.2. Esquema detallado de la nave industrial tipo puente grúa a diseñar

En esta figura se puede observar que para llegar a establecer el diseño representado en el esquema general, deben llegar a ser establecidos otros detalles que permitan llegar a constituir el diseño.

Se tienen así los siguientes elementos que no estuvieron presentes en el planteamiento del esquema general:

- H: Placa triangular soportante entre las 2 trabes
- I: Esquema de la viga testera con ruedas
- J: Sistema polipasto de carga
- K: Placa tapa entre columna primaria y columna secundaria
- L: Placa base entre cimentación y columna primaria
- M: Ménsula base entre placa base primaria y columna primaria
- N: Perno de anclaje
- O: Rigidizador de trabe
- P: Rigidizador de columna secundaria
- Q: Soporte triangular entre trabe y columna secundaria

4.4 ACELERACIÓN DE LA GRAVEDAD

Para el traslado de valores másicos a cargas, se considera el valor promedio de la aceleración de la gravedad de $9,8\ {}^{m}/_{s^2}$, debido a la localización de nuestro país.

4.5 DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS ACTUANTES

Antes de la determinación de las cargas actuantes, es necesario definir lo que es el ancho colaborante.

Se define como ancho colaborante a la longitud compartida entre dos pórticos adyacentes, representado así:

Figura 4.3. Especificación del ancho colaborante para el análisis del pórtico

4.5.1 CARGAS ESTÁTICAS

4.5.1.1 Carga de peso propio W_{pp}

Siendo la carga de peso propio una carga inherente a la construcción de la estructura y permanente en ella todo momento, como ya se indico en el capítulo 2 esta carga corresponde a los siguientes parámetros:

- Peso de los perfiles del pórtico
- Peso de las correas de techo
- Peso de las vigas carrileras
- Peso del techo.

Se excluyen las 5 toneladas de capacidad del puente grúa, pues esta carga no es una carga estática permanente, que siempre va a estar presente en el diseño del puente. Los accesorios tales como placas, ménsulas o atiesadores, al ser muy difícil definir su geometría en esta primera instancia del diseño se establece que el peso de todos estos elementos es despreciable comparado con el peso de los perfiles que forman el diseño del pórtico. No está presente también el peso del

puente grúa sin carga, pues su definición está desarrollada en las cargas actuantes del puente grúa.

4.5.1.1.1 Peso de los perfiles estructurales que conforman el pórtico W_p

La estimación de este parámetro exige las siguientes condiciones:

- Se desconoce a ciencia cierta en estas instancias del diseño las dimensiones de los perfiles que se van a usar para la conformación del pórtico.
- Un perfil base debe seleccionarse como parámetro de diseño con el fin de estimar el peso del pórtico.
- Un perfil intermedio de la lista ofrecida por la AISC debe ser seleccionado, y el tipo de perfil ideal como ya se sabe corresponde al tipo W.
- Como se puede apreciar de la lista de los perfiles W en el manual de la AISC (8va Ed.), este rango va desde perfiles W36X300 a W4X13, se elige por tanto un perfil W18X71 en primera instancia para la estimación del peso del pórtico.
- Las medidas establecidas en el esquema general son la base para este cálculo.
- El verdadero perfil de diseño se lo determinará más adelante en el proceso de cálculo de la estructura.

De acuerdo a estas consideraciones:

Un perfil W18X71 tiene un peso de $71\ {}^{lbf}\!/_{ft}$ y las longitudes de los elementos del pórtico de acuerdo con el esquema general propuesto corresponden a los siguientes valores:

Tabla 4.3. Longitud de los elementos del pórtico

Elemento	Longitud (mm)
A	4500
B	1500
C	10000/cos15 = 10352,762 mm

Considerando que cada uno de estos elementos se repite 2 veces para la conformación del pórtico, el perímetro del pórtico tipo es:

$$L = 2\times\ 4500 + 1500 + 10352,762\ \ mm$$

$$L = 32705,524mm = 107,301ft$$

El peso estimado de los perfiles del pórtico es por tanto:

$$W_p = 107,302 \ \ ft \ \times 71 \ \ {}^{lbf}\!/_{ft}$$

$$\rightarrow W_p = 33,89 \ \ kN \ \ = 7,62 \ \ kip$$

4.5.1.1.2 Peso de las correas de techo W_b

La estimación de este parámetro exige las siguientes condiciones:

- Como se ha acordado los canales en C son los ideales para el diseño de este elemento.
- De manera crítica se considera un perfil C 150X50X6. La comprobación, o uso de un perfil más liviano se justificará en el diseño de estos elementos.

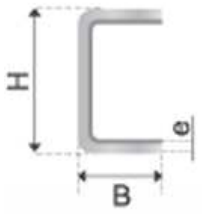


Figura 4.4. Geometría del perfil C que se quiere usar (H=150, B=50, e=6)

Del catálogo de IPAC[46] se obtiene que el peso en kg por 6 metros de longitud para este perfil es de 66,36. Por tanto el peso lineal de este perfil es de:

$$11,06 \ \ {}^{kg}\!/_{m}$$

El peso muerto de las correas de techo en el pórtico puede interpretarse mediante la siguiente expresión:

$$W_b = N \times 11,06 \ \ {}^{kg}\!/_{m} \times A_c \quad \textbf{Ec. 4.1}$$

Donde:

- W_b es el peso muerto de las correas de techo
- N es el número de correas de techo
- A_c es el ancho colaborante de diseño (que es de 6 metros).

[46] http://www.ipac-acero.com/ipac/pfen002.html

De igual manera el número de correas de techo, es un parámetro que debe diseñarse. Sin embargo con el fin de obtener un valor crítico para el diseño del pórtico, se asume que 20 correas de techo van a ser colocadas, 10 en cada lado. Posteriormente, en el diseño de este elemento se justifica la validez de esta suposición o el verdadero número de correas de techo a colocar.

Con estos antecedentes, se determina entonces el peso muerto crítico de las correas de techo:

$$W_b = 20 \times 11,06 \times 6 \ \ kg \ \ = 1327,2 \ \ kg$$

$$W_b = 13,01 \ \ kN \ \ = 2,92 \ \ kip$$

4.5.1.1.3 Peso de las vigas carrileras W_c

Al igual que la estimación del peso de los perfiles que conforman el pórtico, se determina que para la viga carrilera, se usa un perfil promedio W18X71.

Cabe recalcar que esto se asume en primera instancia de manera crítica para el cálculo de las cargas, y el perfil verdadero para este elemento se lo determinará luego, una vez hecho el diseño.

Como son 2 vigas carrileras a cada lado y ya que el peso de este elemento en el pórtico viene afectado por el ancho colaborante, por tanto:

$$W_c = 2 \times 71 \ {}^{lbf}\!/_{ft} \ \times 6m \times {}^{ft}\!/_{0,3048m}$$

$$W_c = 12,43 \ \ kN \ \ = 2,80 \ \ kip$$

4.5.1.1.4 Peso del techo o forro metálico W_r

Siendo “duratecho” uno de los recursos ampliamente usados para el diseño del forro metálico de un galpón industrial y basándonos en los datos de NOVACERO:

Figura 4.5. Propiedades del “duratecho”

Se elige un techo de tipo económico, que de acuerdo a la información de la figura previa tiene un peso por unidad de área de:

$$W_r' = 2{,}17 \ {kg}/{m^2}$$

Considerando el uso de 2 forros metálicos en cada lado, el ancho colaborante y la longitud de las vigas trabe inclinadas:

$$W_r = 2 \times \left(2{,}17 \ {kg}/{m^2} \ \times 10{,}353 m \times 6 m \right)$$

$$W_r = 2{,}64 \ \ kN \ \ = 0{,}59 \ \ kip$$

4.5.1.2 Cálculo de la carga de peso propio W_{pp}

Definidos los parámetros citados anteriormente, se tiene que:

$$W_{pp} = W_p + W_b + W_c + W_r \quad \textbf{Ec. 4.2}$$

$$W_{pp} = 33{,}89 + 13{,}01 + 12{,}43 + 2{,}64 \ \ kN$$

$$W_{pp} = 61{,}97 \ \ kN \ \ = 13{,}93 \ \ kip$$

4.5.1.3 Cálculo de la carga de seguridad W_s

Basándose en la recomendación de la tesis de Javier Aguilar y Javier Cruz, “Desarrollo de la Ingeniería Básica y de Detalle para la Construcción de la Casa de Máquinas para el Oleoducto de Crudos Pesados (OCP)”, se tiene que:

$$W_s = 0{,}3 \times W_{pp} \quad \textbf{Ec. 2.2}$$

$$W_s = 0{,}3 \times 61{,}97 \ \ kN$$

$$W_s = 18{,}59 \ \ kN \ \ = 4{,}18 \ \ kip$$

4.5.1.4 Carga muerta total D

Definida como la suma entre la carga de peso propio y la carga de seguridad, su valor es:

$$D = W_{pp} + W_s \quad \textbf{Ec. 2.1}$$

$$D = 13,93 + 4,18 \ \ kip$$

$$D = 80,54 \ \ kN \ \ = 18,11 \ \ kip$$

4.5.2 CARGAS DINÁMICAS

4.5.2.1 Carga viva de piso o carga por ocupación L

Como nuestro caso se trata del diseño de una nave industrial, y tanto el manejo de los materiales como el trabajo de los obreros se disponen en el suelo, no existen pisos donde se pueda hablar de ocupación. Por tanto, esta carga no se toma en cuenta para el análisis de la estructura, y su valor es nulo.

4.5.2.2 Carga viva de cubierta L_r

Es necesaria la consideración de esta carga. Con respecto a esta, se tiene una condición crítica que puede considerarse para el diseño. Esta condición consiste en que cuando se está realizando el montaje de la estructura, existen por personas en el techo realizando el montaje de la nave.

Considerando que un máximo de 7 personas se podrían encontrar en el techo de la nave realizando el montaje de la misma, que estas personas se encuentran distribuidas a lo largo del ancho colaborante de 6 metros, y que cada persona tiene un peso promedio de 80 kg, por tanto:

$$L_r = 80 \ \ kg \ \times 7$$

$$L_r = 5,49 \ \ kN \ \ = 1,23 \ \ kip$$

4.5.2.3 Carga de viento W_v

Como se mencionó previamente en la definición de las cargas, la carga de viento cumple con la siguiente relación:

$$W_v = C_e \cdot C_q \cdot q_s \cdot I_w \quad \textbf{Ec. 2.4}$$

Con respecto a la definición y cálculo de esta carga se toman en cuenta las siguientes consideraciones:

- Se escoge el método 1 de la UBC 97, ya que este es el recomendado para las estructuras a 2 aguas.
- Se escoge el tipo de exposición D, ya que el diseño propuesto no toma en cuenta un lugar específico para la localización de la nave industrial, y por tanto se deben considerar los mayores criterios de seguridad posibles.
- La velocidad del viento más alta registrada por el INAMHI (Instituto Nacional de Metrología e Hidrología) es de $20\,{}^{m}\!/\!_{s}$ ó $45mph$, como se muestra en el ANEXO 2. Por tanto:

$$q_s = 0,06371 \times 20^2 = 25,484\ {}^{kg}\!/\!_{m^2} = 0,25\ {}^{kN}\!/\!_{m^2} \qquad \textbf{Ec. 2.5}$$

- Se tiene una altura promedio del pórtico de:

$$4,5 + 1,5 + tg15 \times 10\ \ m = 8,679m \approx 9m\ \ 29,53ft$$

Por lo tanto de la tabla 16-G del ANEXO 1 se tiene que:

$$C_e = 1,54$$

- Los coeficientes de presión C_q, dados por la tabla 16-H del ANEXO 1 son:
  - 0,8 para presión en paredes
  - 0,5 para succión en paredes
  - 0,7 para succión en el techo
- El factor de importancia, dado de la tabla 16-K del ANEXO 1, es:

$$I_w = 1,15$$

Con los parámetros citados anteriormente se determina la presión de diseño del viento para cada uno de los elementos de la estructura, tal y como lo indica el método 1 de cálculo. Se tiene en consideración la siguiente figura esquemática del pórtico:

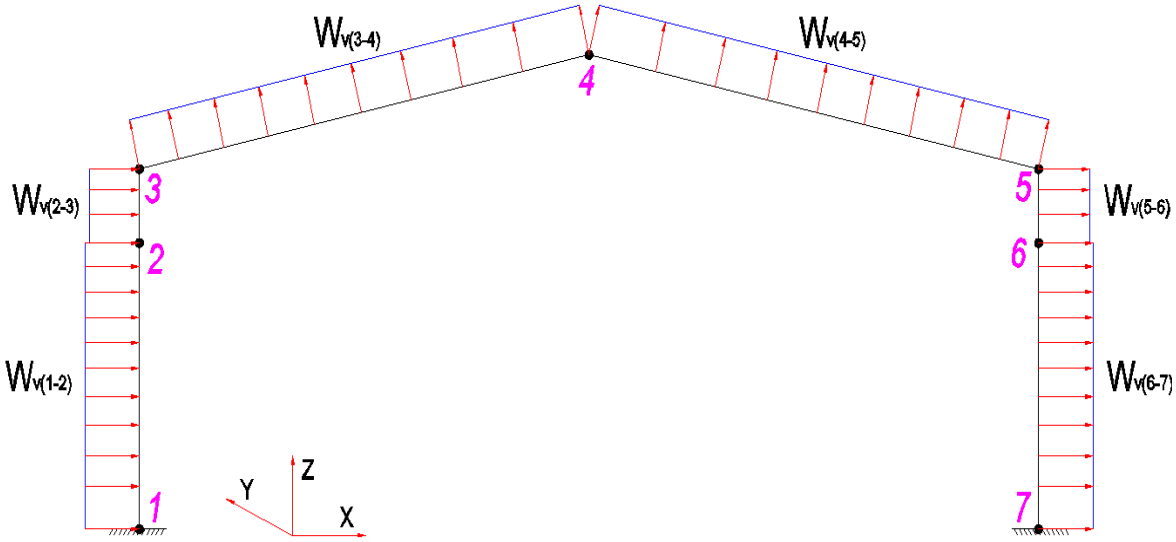


Figura 4.6. Aplicación de las cargas de viento en el pórtico, en succión y presión.

En la figura anterior se puede observar la disposición de la carga de viento en el pórtico tal y como se mencionó en el capítulo 2, en la **Figura 2.9** . Se considera por tanto succión en vigas trabe, y tanto presión como succión en las paredes laterales.

4.5.2.3.1 Para 1-2 y 2-3

Para estos elementos se considera un coeficiente de presión en paredes de 0,8

$$W_{v\,1-2} = W_{v\,2-3} = 1,54 \cdot 0,8 \cdot 0,25, \cdot 1,15 \ {}^{kN}/_{m^2} \qquad \textbf{Ec. 2.4}$$

$$W_{v\,1-2} = W_{v\,2-3} = 0,354 \ {}^{kN}/_{m^2}$$

Este resultado es afectado por la distancia del ancho colaborante considerada de 6 metros. De esta manera se puede obtener la carga distribuida de viento.

$$W_{v\,1-2}' = W_{v\,2-3}' = 0,354 \ {}^{kN}/_{m^2} \times 6m$$

$$W_{v\,1-2}' = W_{v\,2-3}' = 2,13 \ {}^{kN}/_{m} = 1,21 \times 10^{-2} \ {}^{kip}/_{in}$$

4.5.2.3.2 Para 3-4 y 4-5

Para estos elementos se considera un coeficiente de succión en techo de 0,7

$$W_{v\ 3-4} = W_{v\ 4-5} = 1,54 \cdot 0,7 \cdot 0,25, \cdot 1,15 \ {kN}/{m^2} \qquad \textbf{Ec. 2.4}$$

$$W_{v\ 3-4} = W_{v\ 4-5} = 0,31 \ {kN}/{m^2}$$

$$W_{v\ 3-4}' = W_{v\ 4-5}' = 0,31 \ {kN}/{m^2} \times 6m$$

$$W_{v\ 3-4}' = W_{v\ 4-5}' = 1,86 \ {kN}/{m} = 1,06 \times 10^{-2} \ {kip}/{in}$$

4.5.2.3.3 Para 5-6 y 6-7

Para estos elementos se considera un coeficiente de succión en paredes de 0,5

$$W_{v\ 5-6} = W_{v\ 6-7} = 1,54 \cdot 0,5 \cdot 0,25, \cdot 1,15 \ {kN}/{m^2} \qquad \textbf{Ec. 2.4}$$

$$W_{v\ 5-6} = W_{v\ 6-7} = 0,221 \ {kN}/{m^2}$$

$$W_{v\ 5-6}' = W_{v\ 6-7}' = 0,221 \ {kN}/{m^2} \times 6m$$

$$W_{v\ 5-6}' = W_{v\ 6-7}' = 1,33 \ {kN}/{m} = 7,58 \times 10^{-3} \ {kip}/{in}$$

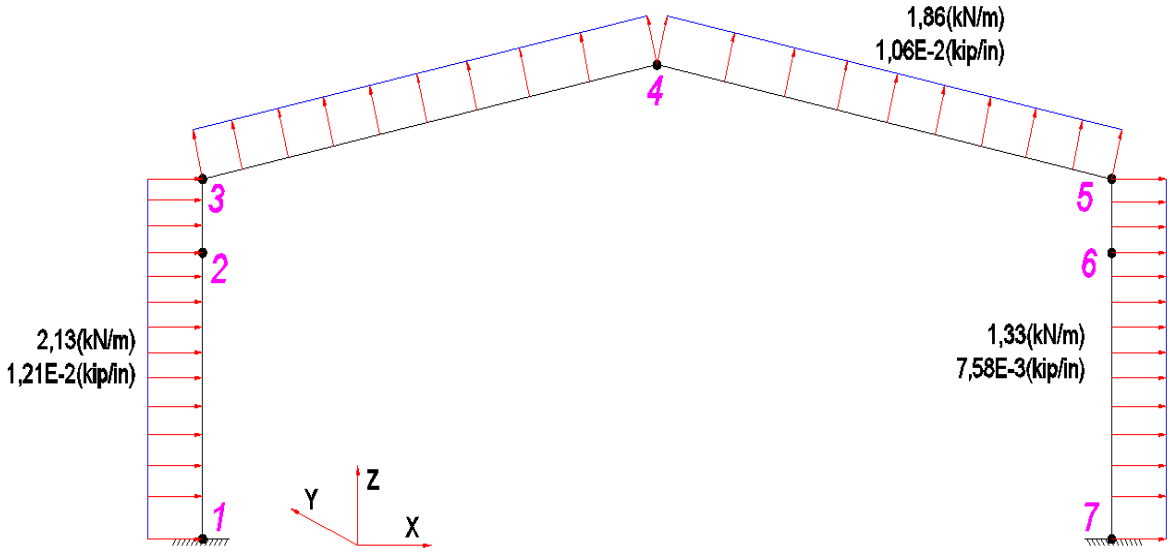


Figura 4.7. Representación de la carga de viento en la nave industrial

4.5.2.4 Carga de sismo W_{ss}

Para la determinación de la carga de sismo se aplica lo señalado el código ecuatoriano de la construcción (CEC), la secuencia de cálculo detallada en el capítulo 2 y las tablas de resumen que se muestran en el ANEXO 3, a continuación se detalla el cálculo de este parámetro:

$$\%V = \left(\frac{Z \times I \times C}{R \times \phi_P \times \phi_E} \right) \quad \textbf{Ec. 2.7}$$

Donde:

- $\%V$ es el factor de amplificación de sismo
- Z es el factor de zona sísmica, correspondiente a un valor de 0,4 debido a que en la sierra, más específicamente en Quito se tiene una zona de alto riesgo sísmico (como se lo puede comprobar en la tabla 1, del CEC, ANEXO 3)
- I es el factor de importancia, correspondiente a un valor de 1,0 ya que la tipología de nuestra estructura no se encuentra especificada en el listado de la norma (tabla 4, CEC, ANEXO 3)
- C es el factor de conducción de onda del suelo, correspondiente a la siguiente fórmula:

$$C = \frac{1,25 \times S^S}{T} \quad \textbf{Ec. 2.8}$$

Donde a su vez:

- S es el coeficiente del suelo correspondiente a un valor crítico de 1,2 correspondiente a la serranía en general que cuenta con un suelo de tipo Congagua, que se lo puede clasificar como un suelo tipo intermedio.
- T es el período de vibración, donde basándose en el método 1 propuesto por el CEC:

$$T = C_T \times h_n^{3/4} \quad \textbf{Ec. 2.11}$$

Siendo:

- h_n la altura básica de la edificación medida desde la base. Este parámetro fue previamente determinado para el cálculo de la carga de viento, dando un valor de 8,679 metros.

- C_T es una constante cuyo valor corresponde a 0,09 para pórticos de acero

Por tanto:

$$T = 0,09 \times 8,679^{0,75} = 0,46$$

$$C = \frac{1,25 \times 1,2^{1,2}}{0,46} = 3,382$$

- R es el factor de reducción de la respuesta estructural, correspondiendo a un valor de 7 como la indica la tabla 7, del CEC, ubicado en el ANEXO 3.
- ϕ_P es el coeficiente de configuración estructural de la planta, definiéndose como:

$$\phi_P = \phi_{PA} \times \phi_{PB} \quad \textbf{Ec. 2.9}$$

Donde:

- ϕ_{PA} es el mínimo valor de ϕ_{Pi} dado en la tabla 5 del CEC. Para el presente caso $\phi_{PA} = 1,0$ ya que al estar en la etapa de diseño, idealmente se trata de evitar las irregularidades de planta. Este parámetro se consideraría cuando se está analizando una estructura previamente construida con el análisis constructivo ya realizado que permita detallar los tipos de irregularidades existentes.
- $\phi_{PB} = 1,0$ de igual manera ya que al estar en la etapa de diseño se procura evitar la existencia de irregularidades de planta en la configuración de la estructura.

Por tanto:

$$\phi_P = 1,0$$

- ϕ_E es el coeficiente de configuración estructural en elevación (dado en la tabla 6 del CEC, ANEXO 3). Se define:

$$\phi_E = \phi_{EA} + \phi_{EB} + \phi_{EC} \quad \textbf{Ec. 2.10}$$

Por tanto:

- $\phi_E = 1,0$ de igual manera porque al estar en la etapa de diseño no se pueden definir irregularidades, en este caso de elevación para la estructura propuesta.

De esta manera, el corte basal viene a ser:

$$\%V = \left(\frac{0,4 \times 1,0 \times 3,382}{7 \times 1,0 \times 1,0} \right) = 0,193$$

La carga de sismo resultante es entonces el cortante basal de diseño por la carga de peso propio determinada anteriormente:

$$W_{ss} = \%V \times W_{pp} \quad \textbf{Ec. 2.6}$$

$$W_{ss} = 0,193 \times 61,97 \ \ kN$$

$$W_{ss} = 11,98 \ \ kN \ \ = 2,69 \ \ kip$$

La carga de sismo para nuestro caso debe estar aplicada en la denominada rodilla del pórtico, lugar en donde la aplicación de esta carga puede causar la desestabilización de la estructura. Para un edificio estructural la carga de sismo se aplica en cada piso del edificio. Se muestra en la siguiente figura el valor y la aplicación de la carga:

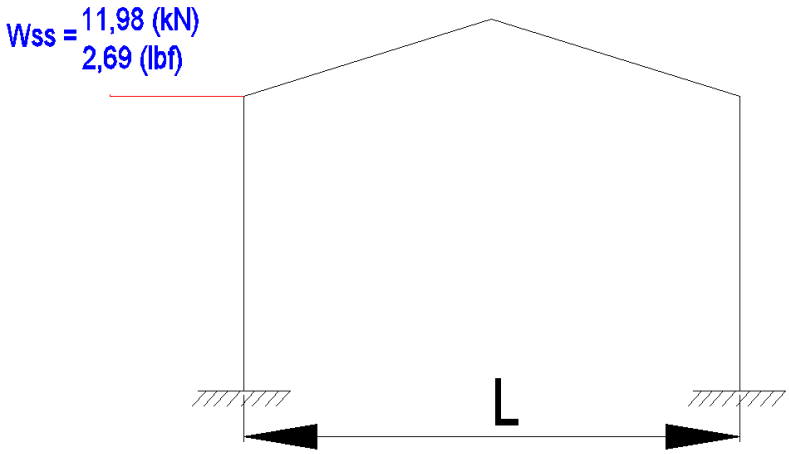


Figura 4.8. Esquematización de la carga de sismo para el diseño

4.5.2.5 Definición de la altura de acumulación h

Antes de proseguir con la definición de las 2 últimas cargas correspondientes a las de granizo y de ceniza volcánica, hay un parámetro que debe ser definido y es de suma importancia pues una mala elección del mismo daría como resultado un sobredimensionamiento de la estructura, se habla entonces de la altura de acumulación.

Como se recordará de las propiedades del “duratecho”, el forro metálico que se considera para el diseño del galpón, se tiene una altura de la cresta de 18 mm. En

la siguiente figura se muestra una representación esquemática de la geometría del forro metálico.

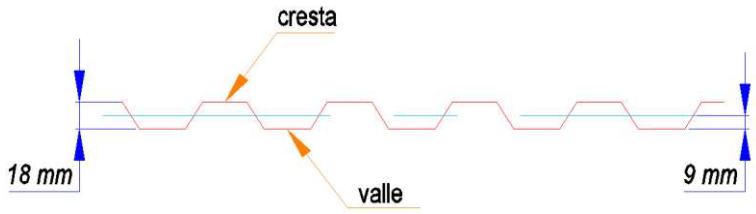


Figura 4.9. Geometría del forro metálico

Por tanto el granizo y la ceniza volcánica (en caso de que se presenten los fenómenos naturales que den origen a estas cargas), van a acumularse en los denominados “valles” del forro metálico. Sin embargo, dada la geometría del forro, tomar en cuenta la altura de cresta como la altura de acumulación recaería en un sobredimensionamiento de la estructura pues es la altura media la que más se acerca a la realidad considerando que no existe una acumulación de granizo o ceniza en las crestas del forro. Por tanto, la altura de acumulación es aproximadamente de 9 mm, la mitad de la altura de cresta, pero por dar una mayor seguridad se dice que la altura de acumulación para el cálculo de la carga de granizo y de ceniza será de 1 cm.

4.5.2.6 Carga de granizo S

Obedeciendo a la ecuación:

$$S = \ Peso\,específico\,del\,granizo \ \times \ Altura\,de\,acumulación \ \times A_c \qquad \textbf{Ec. 2.12}$$

Además, se recordará que el peso específico del granizo se estimó en 1000 kgf/m^3

La carga de granizo es entonces:

$$S = 1000 \times {}^{1}\!/_{100} \times 6 \ {}^{kg}\!/_{m}$$

$$S = 0,59 \ {}^{kN}\!/_{m} \ = 3,36 \times 10^{-3} \ {}^{kip}\!/_{in}$$

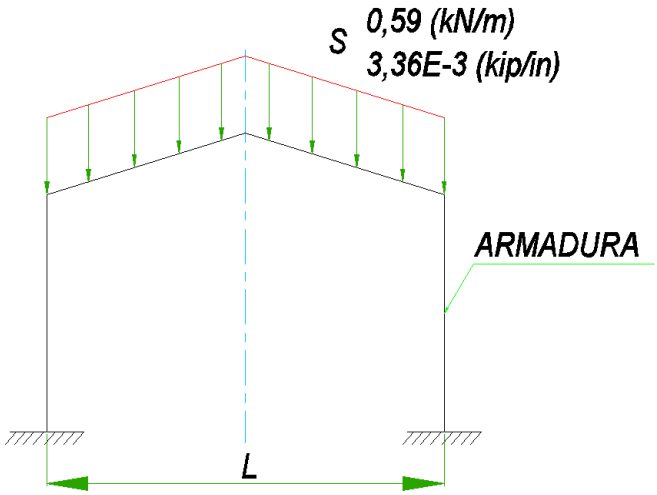


Figura 4.10. Representación de la carga de granizo en la cubierta

4.5.2.7 Carga de ceniza volcánica G

Obedeciendo a la ecuación:

$$G = \text{Peso específico de la ceniza} \times \text{Altura de acumulación} \times A_c \quad \textbf{Ec. 2.13}$$

Además, se recordará que el peso específico de la ceniza se estimó en 1500 kgf/m^3

La carga de ceniza es entonces:

$$G = 1500 \times {}^{1}\!/_{100} \times 6 \ {}^{kg}\!/_{m}$$

$$G = 0,88 \ {}^{kN}\!/_{m} = 5,04 \times 10^{-3} \ {}^{kip}\!/_{in}$$

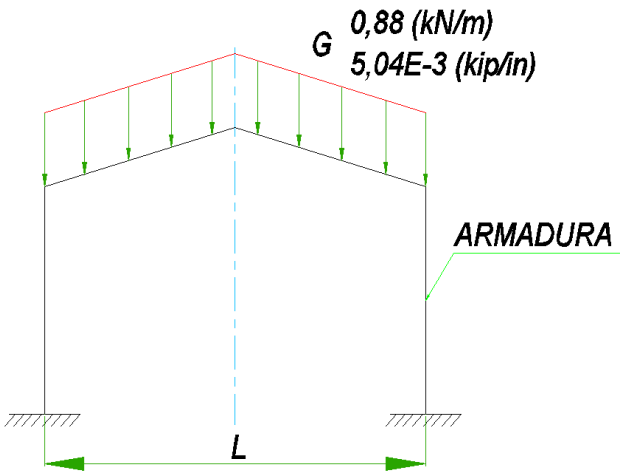


Figura 4.11. Representación de la carga de ceniza volcánica en la cubierta

4.5.3 CARGAS DEL PUENTE GRÚA

4.5.3.1 Carga de operación C_n

La carga del puente grúa, de 5 toneladas, fue justificada previamente según los requerimientos establecidos por el proyecto. Cabe recalcar que este valor es ahora inmutable debido a que un cambio en el mismo no solo afecta los cambios estructurales sino el diseño y todos los parámetros que conllevaron a la elección de este dato.

La carga de operación se refiere entonces a la capacidad del puente grúa, y de manera adicional a una carga de seguridad en caso de sobrecarga, que se la puede asumir como en un 30% (según recomendaciones estructurales) de la carga nominal, para fines de cálculo.

Por tanto:

$$C_n = 5000 + 0,3 \times 5000 \quad kg$$

$$C_n = 63,7 \ kN \ = 14,32 \ kip$$

4.5.3.2 Impacto vertical C_i

Como se indicó previamente esta carga es resultado del impacto de las ruedas de los carros testeros sobre el carril superior de la viga carrilera. Por tanto, como se verá más adelante este parámetro es de vital importancia para el diseño de la viga carrilera. Tomando en consideración los factores citados en la **Tabla 2.7** para una grúa operada a control remoto se tiene la correlación existente entre el impacto vertical y la carga nominal:

$$C_i = 10\% C_n \quad \textbf{Ec. 4.3}$$

$$C_i = 0,1 \times 6500 \ kg$$

$$C_i = 6,37 \ kN \ = 1,43 \ kip$$

4.5.3.3 Peso del puente grúa sin carga $W_{P.G}$

La estimación de este parámetro se lo realiza en primera instancia tomando en cuenta los datos de un puente grúa monorriel de 5 toneladas de capacidad para 20 metros de luz que la empresa MECASER tiene en stock.

Dicha información es de gran ayuda porque brinda la posibilidad de realizar un análisis más cercano a la realidad. En la siguiente tabla se menciona la carga de cada uno de los accesorios.

Tabla 4.4. Accesorios del puente grúa.

Accesorio	Unidades	kg
Carro testero	2	344
Viga puente o viga de carga	1	3012
Mecanismo de traslación de la grúa	1	630
Parte eléctrica/acoplados	1	235
Total		4221

Siendo este peso referencial, se debe entonces aplicar un factor de seguridad en vista de que el perfil de la viga de carga será determinado luego, y el peso del mismo podría variar considerablemente. Además se debe considerar el peso de la soldadura para el anclaje de todos los elementos. Si se considera un factor de compensación de 1,4:

$$W_{P.G} = 1,4 \times 4221 \ \ kg \ \ \rightarrow W_{P.G} = 5909,4 \ \ kg \ \ \approx 6000 \ \ kg$$

Por tanto:

$$W_{P.G} = 58,80 \ \ kN \ \ = 13,22 \ \ kip$$

4.5.3.4 Carga vertical de diseño para la viga carrilera C_{vs}

Se define este parámetro como la sumatoria de las cargas verticales que actúan directamente sobre el puente grúa.

Estas cargas son:

- La carga de operación del puente grúa C_n
- La carga del peso propio del puente grúa $W_{P.G}$
- El impacto vertical C_i

$$C_{vs} = C_n + W_{P.G} + C_i \quad \textbf{Ec. 4.4}$$

$$C_{vs} = \ 63,7 + 58,8 + 6,37 \quad kN$$

$$C_{vs} = 128,87 \ \ kN \ \ = 28,97 \ \ kip$$

Ahora bien, la carga vertical afecta a la viga carrilera tomando en cuenta la posición del polipasto en la viga de carga.

4.5.3.4.1 Cuando el polipasto está en posición central

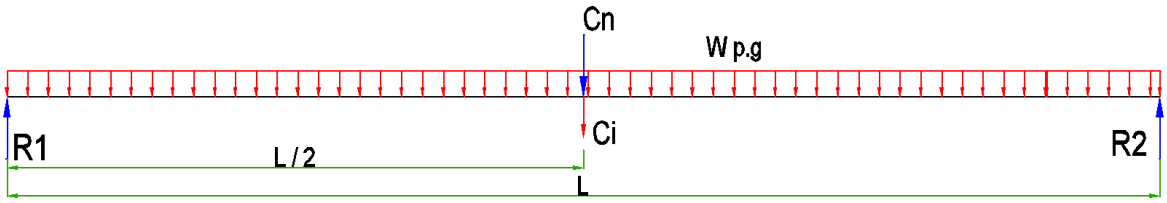


Figura 4.12. Cargas verticales cuando el polipasto ejerce la carga en posición central

En este caso R1 y R2 son iguales y son las cargas verticales que por acción y reacción se aplican sobre la viga carrilera.

$$R1 = R2 = \frac{C_n + C_i + W_{P.G}}{2} = 64,44 \ \ kN \ \ = 14,49 \ \ kip$$

En este caso como los dos carros testeros soportan la carga, y debido a que cada carro testero se compone de 2 ruedas extremas, la carga en cada rueda es:

$$C_{rueda} = \frac{64,44}{2} \ \ kN \ \ = \frac{14,49}{2} \ \ kip$$

$$C_{rueda} = 32,22 \ \ kN \ \ = 7,24 \ \ kip$$

4.5.3.4.2 Cuando el polipasto está en posición extrema

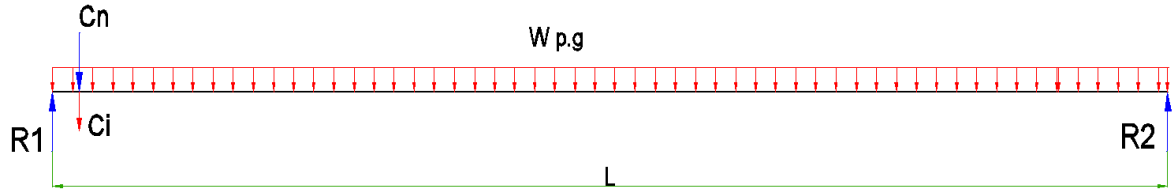


Figura 4.13. Cargas verticales cuando el polipasto ejerce la carga en posición extrema

En este caso R1 es la carga crítica que actúa en la viga carrilera, y es igual a:

$$R1 = C_n + {W_{P.G}}/{2} + C_i = 99,47 \ \ kN \ \ = 22,36 \ \ kip$$

R2 de manera aproximada, considerando que C_n y C_i se aplican directamente en el extremo de R1, resultaría:

$$R2 = {W_{P.G}}/{2} = 29,40 \ \ kN \ \ = 6,61 \ \ kip$$

En este caso la carga crítica en la rueda viene dada por R1. Además, en este caso R1 es soportada por las 2 ruedas del carro testero, entonces la carga crítica de la rueda viene a ser:

$$C_{rueda} = \frac{99,47}{2} \ \ kN \ \ = \frac{22,36}{2} \ \ lbf$$

$$C_{rueda} = 49,74 \ \ kN \ \ = 11,18 \ \ kip$$

4.5.3.5 Empuje lateral C_{ss}

Considerando los factores que se recomiendan en la **Tabla 2.7**, se tiene por tanto la correlación entre el empuje lateral y la carga vertical de diseño para la viga de carga:

$$C_{ss} = 10\% C_{vs} \quad \textbf{Ec. 4.5}$$

Considerando la carga crítica vertical para el diseño de la viga de carga determinada anteriormente:

$$C_{ss} = 0,1 \times 128,87 \ \ kN$$

$$C_{ss} = 12,89 \ \ kN \ \ = 2,90 \ \ kip$$

La ubicación de la carga de empuje lateral requiere que tanto la dimensión del riel como el perfil de la viga carrilera sean conocidos. La viga carrilera, como se observa es el primer parámetro a determinar, y su diseño se presentará más adelante.

Como se puede observar en la **Figura 2.13** que se repite a continuación, se expone la aplicación de la carga de empuje lateral en el riel (a) y en el patín de la viga carrilera pero recalculada como una carga efectiva (b)

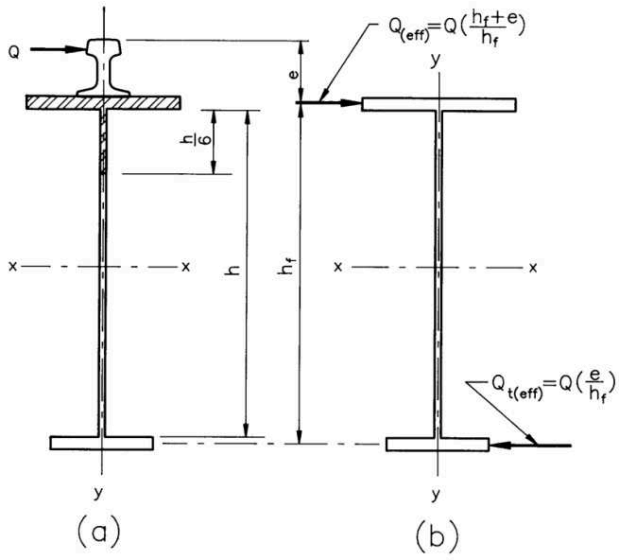


Figura 2.13. Empuje lateral efectivo y área efectiva resistente en vigas de sección abierta.

4.5.3.6 Empuje axial C_{is}

Se ha mencionado previamente que el empuje axial está relacionado con la carga que soporta la rueda conductora. Previamente, para las dos posiciones del polipasto analizadas (en el medio y al extremo), se determinó la carga sobre la rueda conductora, resultando una carga crítica de $49,74\ kN\ = 11,18\ kip$ cuando el polipasto está ubicado en uno de los extremos. Por tanto:

$$C_{is} = 10\% C_{rueda} \quad \textbf{Ec. 4.6}$$

$$C_{is} = 0,1 \times 49,735\ kN$$

$$C_{is} = 4,97\ kN\ = 1,12\ kip$$

4.5.3.7 Carga de impacto en los fines de carrera C_{bs}

Se la define como una fuerza longitudinal ejercida en la viga carrilera por el movimiento del puente grúa, debido a los choques cuando todo el puente en conjunto llega a sus fines de carrera. Para esta carga se toma en cuenta el peso del puente grúa sin carga, además, se usa el factor de impacto como máquina pesada (**Tabla 2.6**), teniendo entonces:

$$C_{bs} = 1,5 \times \text{Capacidad P.G} \quad \textbf{Ec. 4.7}$$

$$C_{bs} = 1,5 \times 5000kg$$

$$C_{bs} = 73,50\ kN\ = 16,52\ kip$$

4.6 RESUMEN DE LAS CARGAS QUE RIGEN EL DISEÑO DEL PUENTE GRÚA

Tabla 4.5. Cargas actuantes para el diseño de la nave industrial

CARGAS DE DISEÑO DE LA NAVE INDUSTRIAL TIPO PUENTE GRÚA				
CARGAS EN EL PÓRTICO				
TIPO DE CARGA	**SIMOBOLOGÍA**	**kN**	**kip**	**kgf**
Carga de peso propio	W_{pp}	61,97	13,93	6319,18
Carga muerta total	D	80,54	18,11	8212,79
Carga viva de piso o carga por ocupación	L	0,00	0,00	0,00
Carga viva de cubierta	L_r	5,49	1,23	559,82
Carga de sismo	W_{ss}	11,98	2,69	1221,62
	SIMOBOLOGÍA	**kN/m**	**kip/in**	**kgf/m**
Carga de granizo	S	0,59	3,36E-3	60,16
Carga de ceniza volcánica	G	0,88	5,04E-3	89,74
Cargas de viento	$W_{v\ 1-2} = W_{v\ 2-3}$	2.13	1.21E-2	217,20
	$W_{v\ 3-4} = W_{v\ 4-5}$	1,86	1,06E-2	189,67
	$W_{v\ 5-6} = W_{v\ 6-7}$	1,33	7,58E-3	135,62
CARGAS DEL PUENTE GRÚA				
TIPO DE CARGA	**SIMOBOLOGÍA**	**kN**	**kip**	**kgf**
Carga de operación	C_n	63,70	14,32	6495,59
Impacto vertical	C_i	6,37	1,43	649,56
Carga vertical de diseño para la viga carrilera (máx)	C_{vs}	128.87	28,97	13141,08
Carga vertical en las ruedas (máx)	C_{rueda}	49,74	11,18	5072,07
Empuje lateral	C_{ss}	12,89	2,90	1314,41
Empuje axial	C_{is}	4,97	1,12	506,80
Carga de impacto en los fines de carrera	C_{bs}	73,50	16,52	7494,91

CAPÍTULO 5
INGENIERÍA DE DETALLE

5.1 INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo, tomando en cuenta los parámetros de diseño determinados en el capítulo 4, se realiza el diseño estructural de los componentes de la nave industrial. Se hace uso de la teoría y ecuaciones expuestas en el capítulo 2 para este fin. Se define en primer lugar la perfilería a usar, buscando aquellos elementos que presenten un índice de trabajo seguro para la construcción, pero que de manera adicional no sobredimensionen a la estructura elevando su costo. Se realiza el diseño de las cimentaciones y placas base con el fin de asegurar la estabilidad estática de la nave. Los elementos de conexión tales como placas tapa y ménsulas son determinados en función de su sección crítica que asegure un acople estructuralmente aceptable de los elementos constituyentes de la nave industrial. Finalmente, se desarrolla también el diseño de las conexiones soldadas y roscadas que permitan establecer la estabilidad y funcionalidad de la nave industrial. Lo interesante de este capítulo se fundamenta en el análisis del diseño mediante el uso de paquetes informáticos tales como el SAP2000 y el AutoCAD, combinados con el desarrollo del cálculo manual, con el fin de esquematizar un proceso de cálculo y diseño eficiente y veraz.

5.2 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES AJENOS AL PÓRTICO DE 2 AGUAS

5.2.1 DISEÑO DE LA VIGA CARRILERA

5.2.1.1 Consideraciones de diseño

Para el diseño de este elemento se deben realizar las siguientes consideraciones basadas en necesidades de fácil construcción y montaje, entre otras:

- Como se desconoce el perfil, para incluir el peso propio de la viga en el cálculo, se considera en primera instancia que se trata de un perfil W18X71 por las razones explicadas anteriormente (esto solo para tener un dato referencial de diseño, y gracias a este poder determinar el perfil resultante que debe de ser igual a este o de menor dimensión).

- Como son 7 pórticos los que definen la configuración de la nave entonces se consideran 6 vigas carrileras de 12 metros cada una, es decir 3 a cada lado de la nave.
- El diseño de la viga carrilera se divide en dos partes, por un lado se tiene el diseño a flexión por las cargas verticales del puente grúa, mientras que por otro lado también es necesario el diseño a cortante.
- Las vigas carrileras se apoyan en cada pórtico por medio de las ménsulas, de hecho van soldadas a ellas. En la etapa de diseño se debe considerar un apoyo tipo vertical.
- El material es un acero ASTM A572 Gr. 50

5.2.1.2 Cargas actuantes

5.2.1.2.1 Peso propio de la viga carrilera

Considerando un perfil W18X71:

$$W_1 = 71\frac{lbf}{ft} \times 6m \times \frac{0,3048\,ft}{1m}$$

$$W_1 = 0,58\ \ kN\ \ = 0,13\ \ kip$$

Dicha carga se convierte en distribuida tomando en cuenta la longitud de 6 metros considerada para la viga carrilera:

$$W_1' = 9,67 \times 10^{-2}\ \ {kN}/{m}\ \ = 5,50 \times 10^{-4}\ \ {kip}/{in}$$

5.2.1.2.2 Influencia de la carga vertical de diseño C_{vs}

En el análisis de la carga vertical de diseño C_{vs} se determinaron las reacciones extremas que se producen tanto en el posicionamiento central como en el extremo de la viga de carga. Cada una de estas reacciones es aplicada a los carros testeros, consecuentemente a las ruedas y por ende a la viga de carga. En primer lugar se observa que la reacción máxima se obtiene cuando el polipasto está en posición extrema, es decir bien cercano a los carros testeros. Esto dio una reacción crítica de $R1 = 99,47\ \ kN\ \ = 22,36\ \ kip$, la cual se aplica en el centro del carro testero, dando una reacción crítica en las ruedas de $49,74\ \ kN\ \ = 11,18\ \ kip$ (ya que el carro testero se compone de 2 ruedas

extremas). La viga carrilera por tanto debería diseñarse con la aplicación de las cargas de las ruedas en posición central para el caso de flexión máxima, sin embargo, debido a que se desconoce las dimensiones del carro testero, el problema no se lo puede plantear de esta manera. Se aplica entonces la reacción crítica en uno de los centros de la viga carrilera, ya que aunque no es un análisis real de lo que realmente sucede en este elemento, este análisis genera condiciones más críticas que permiten obtener un diseño más aceptable. Con condiciones más críticas se está hablando de un momento flector y valor de cortante más altos

5.2.1.3 Diagrama del cuerpo libre y resultados

Se muestra a continuación el diagrama del cuerpo libre planteado:

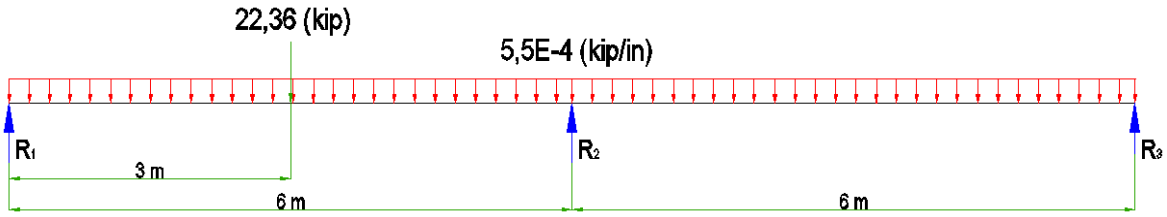


Figura 5.1. Diagrama del cuerpo libre de la viga carrilera

Con los datos planteados, se introduce la información en SAP2000 para obtener los siguientes resultados:

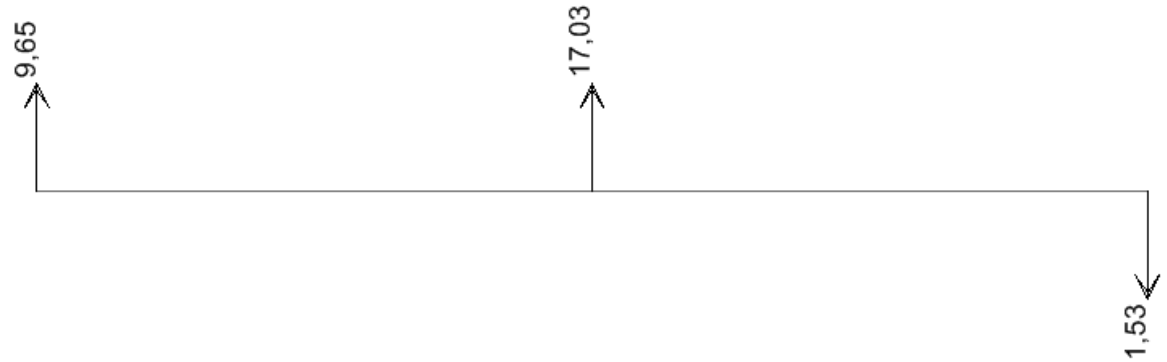


Figura 5.2. Reacciones resultantes (Kip)

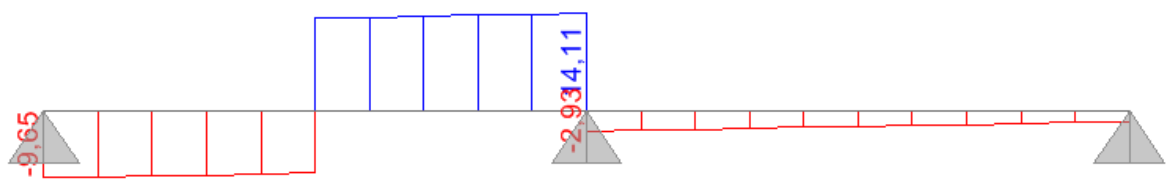


Figura 5.3. Diagrama de cortante de la viga carrilera (Kip)

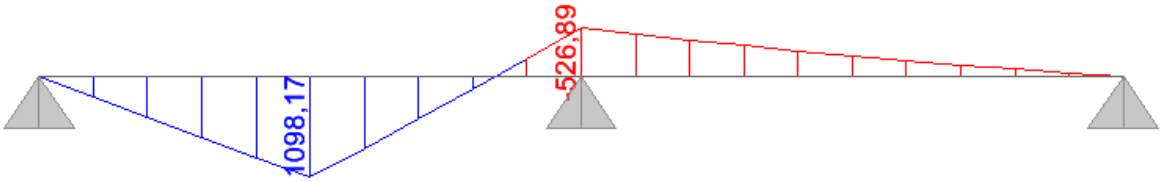


Figura 5.4. Diagrama de momento flector de la viga carrilera (Kip – in)

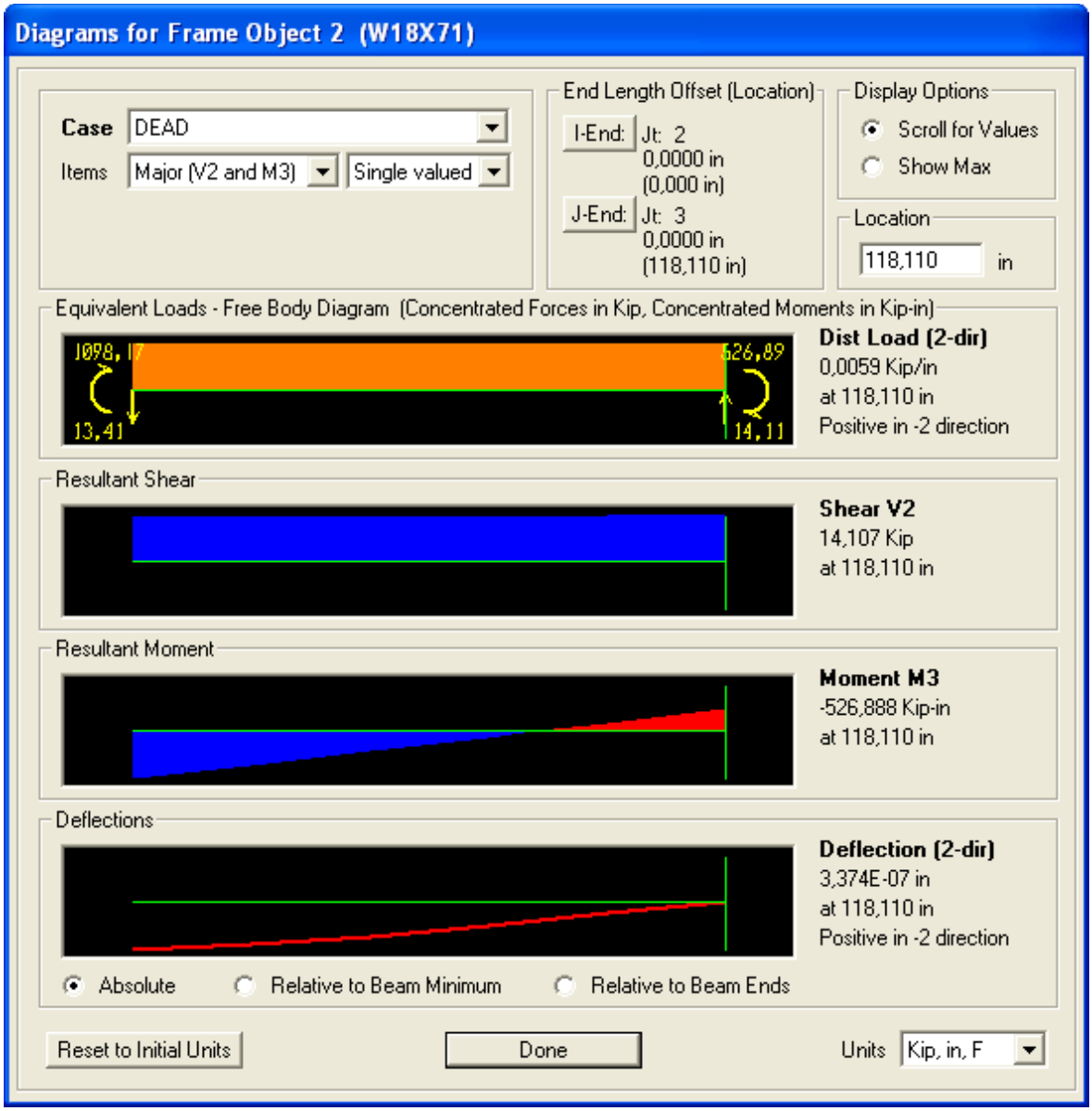


Figura 5.5. Resultados numéricos de los diagramas de cortante y momento flector para la sección 3 – 6 m en donde se registra el mayor valor del cortante

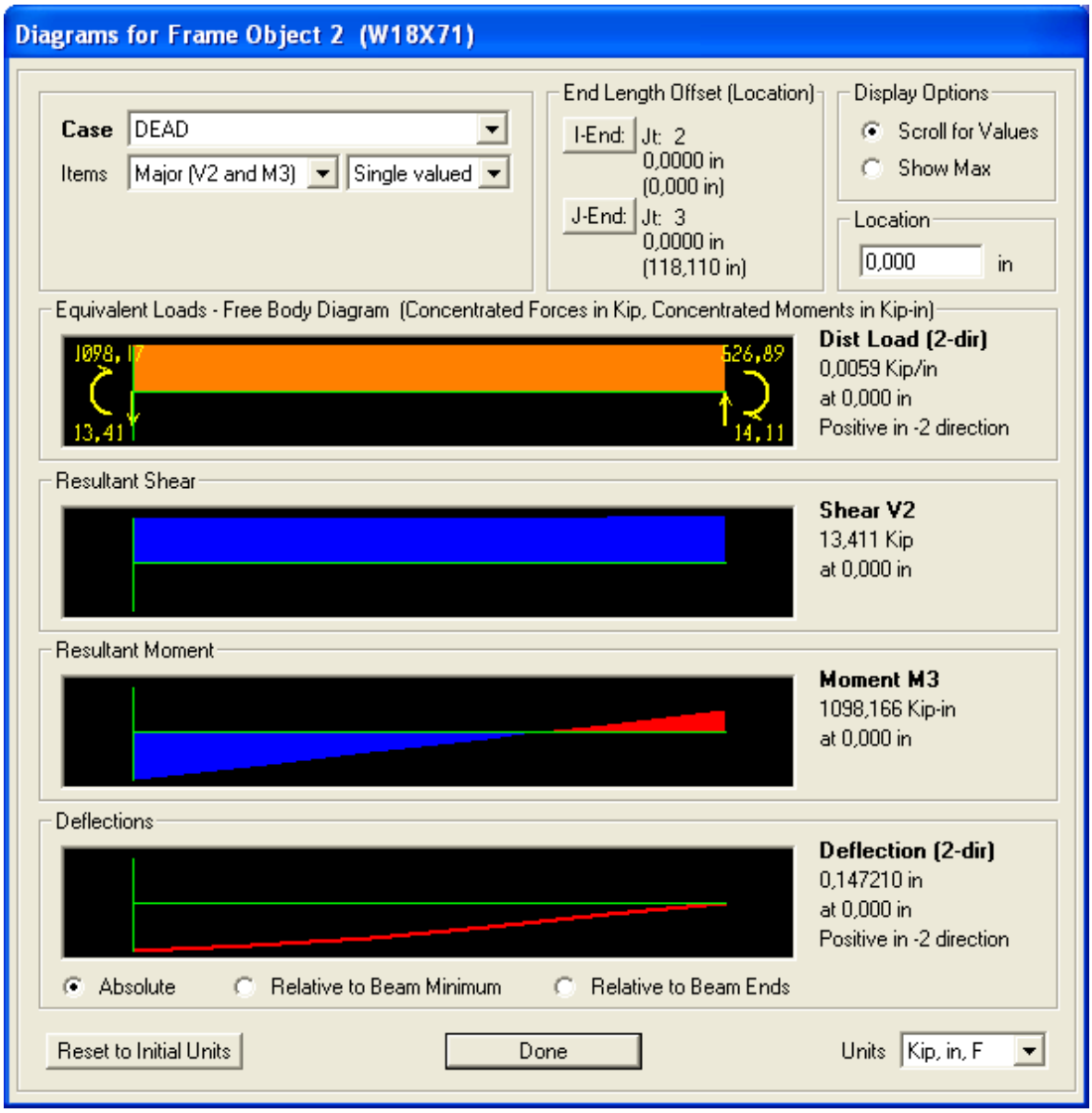


Figura 5.6. Resultados numéricos de los diagramas de cortante y momento flector para la sección 3 – 6 m en donde se registra el mayor valor del momento flector

Del programa, se obtienen los siguientes resultandos:

Tabla 5.1. Resumen de valores de cortante y momento flector para diferentes puntos de la viga de carga

	0 m	3 m	6 m	12m
V (kip)	-9,646	-8,949 [+13,411]	+14,107 [-2,927]	-1,534
M (kip - in)	0	+1098,166	-526,888	0

Nota: Los valores mostrados en corchetes son los cambios repentinos del cortante que hay en los puntos en la viga donde existe la aplicación de la carga o apoyos.

Por tanto, siendo los valores de diseño los máximos, se tiene que:

$$\left|M_{máx}\right| = 1098{,}166 \;\; kip - in$$

$$\left|V_{máx}\right| = 14{,}107 \;\; kip$$

Los valores máximos de momento flector y cortante registrados son por tanto los parámetros que se utilizan para el diseño.

5.2.1.4 Procedimiento de diseño

De primera mano el diseño de la viga carrilera corresponde al diseño de una viga simple. Esto es debido a que uno de los apoyos se considera fijo y la existencia de 2 articulaciones móviles. Si hubiese más de 2 articulaciones móviles se estaría hablando del caso de viga compuesta.

1. En primera instancia es necesario considerar un valor de esfuerzo permisible, para este caso:

$$F_b = 0{,}66 \cdot S_y \quad \textbf{Ec. 2.19}$$

2. El módulo de sección debe ser determinado tomando en cuenta que:

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

$$S_x = \frac{M}{0{,}66 S_y}$$

$$S_x = \frac{1098{,}166 \;\; kip - in}{0{,}66 \times 50 ksi} = 33{,}28 in^3$$

3. La selección debe basarse en la búsqueda de perfiles con módulos de sección superiores al determinado. En la siguiente tabla se muestran 4 posibles perfiles que podrían satisfacer la selección de la viga carrilera y se muestra también sus valores de longitud crítica y longitud última.

Tabla 5.2. Modulo de sección, longitudes última y crítica de los perfiles considerados

Perfil	Sxx (in^3)	Lc (in)	Lu (in)
W12 X 35	45,6	70,8	109,2
W14 X 38	54,6	73,2	99,6
W14 X 53	77,8	86,4	152,4
W18 X 40	68,4	64,8	70,8

Comparando los valores de longitud última con la longitud de la viga:

$$L = 12\ \ m\ \ = 472,44\ \ in$$

Por tanto en los 4 perfiles considerados: $L > L_u$

Este resultado indica que el diseño de la viga debe guiarse bajo la sección 2.15.5.3 caso 3 explicada anteriormente.

4. Cálculo del esfuerzo permisible

- Se determina ahora la esbeltez a flexión para cada perfil mencionado:

$$\lambda_f = \frac{L}{r_t} \quad \textbf{Ec. 2.26}$$

Tabla 5.3. Esbeltez a flexión de los perfiles considerados

	W12 X 35	W14 X 38	W14 X 53	W18 X 40
$r_t\ \ in$	1,74	1,77	2,15	1,52
λ_f	271,5	266,9	219,7	310,8

- Se determina el factor de gradiente de momentos.

$$C_b = 1,75 + 1,05\left(\frac{M_1}{M_2}\right) + 0,3\left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2 \leq 2,3 \quad \textbf{Ec. 2.29}$$

Siendo $M_1 = M_2 = 0$, el valor recomendado en este caso es de $C_b = 1,75$

- Se determinan ahora los límites inferior y superior del factor de esbeltez:

$$L_i = \sqrt{\frac{102 \times 10^3 C_b}{S_y}} \quad \textbf{Ec. 2.28} \quad \rightarrow L_i = 59,749$$

$$L_s = \sqrt{\frac{510 \times 10^3 C_b}{S_y}} \quad \textbf{Ec. 2.31} \quad \rightarrow L_s = 133,604$$

Con respecto a los perfiles considerados se tiene que $\lambda_f > L_s$

Por tanto:

De acuerdo con lo explicado en la sección 2.15.5.3.3 se debe aplicar el caso 3.3 para determinar el esfuerzo permisible a flexión en el diseño de viga simple:

$$F_b = \frac{12 \times 10^3 C_b}{L\left(\frac{d}{A_f}\right)} \quad \textbf{Ec. 2.34}$$

En la siguiente tabla se muestran las propiedades geométricas de los perfiles.

Tabla 5.4. Propiedades geométricas de los perfiles considerados para la viga carrilera

	W12 X 35	W14 X 38	W14 X 53	W18 X 40
$d \ \ in$	12,50	14,10	13,92	17,90
$b_f \ \ in$	6,560	6,770	8,060	6,015
$t_f \ \ in$	0,520	0,515	0,660	0,525
$A_f \ \ in^2$	3,411	3,487	5,320	3,158

- Los esfuerzos admisibles serán entonces:

Tabla 5.5. Valores del esfuerzo admisible para los perfiles considerados en el diseño de la viga carrilera

	W12 X 35	W14 X 38	W14 X 53	W18 X 40
F_b	12,130	10,991	16,987	7,842

5. Cálculo del esfuerzo real

Con cada módulo de sección y el momento flector de diseño, los esfuerzos reales son:

Tabla 5.6. Valores de esfuerzo real para los perfiles considerados en el diseño de la viga carrilera.

	W12 X 35	W14 X 38	W14 X 53	W18 X 40
$f_b = \frac{M_{máx}}{S_x}$	24,083	20,113	14,115	16,055

6. Finalmente, se determinan los índices de trabajo correspondientes:

$$I_b = \frac{f_b}{F_b} \leq 1,0 \quad \textbf{Ec. 2.25}$$

Tabla 5.7. Valores del índice de trabajo para los perfiles considerados en el diseño de la viga carrilera.

$I_b = \frac{f_b}{F_b}$	W12 X 35	W14 X 38	W14 X 53	W18 X 40
	1,985	1,830	0,831	2,047
	NO PASA	NO PASA	PASA	NO PASA

7. Selección del perfil

De los perfiles seleccionados para el análisis se puede concluir que el perfil W14X53 cumple con los requerimientos necesarios para funcionar como viga carrilera.

Aunque la solicitación más crítica de la viga se da en flexión y por lo tanto el parámetro crítico de diseño es el momento flector, no está de más determinar el índice de trabajo para cortante.

8. Análisis a corte para el perfil seleccionado W14X53

Tabla 5.8. Análisis a corte de la sección para la viga carrilera

Perfil	W14X53	
V	14,107	***kip***
d	13,920	***in***
t_w	0,370	***in***
$f_v = \frac{V}{dt_w}$ **Ec. 2.35**	2,739	***ksi***
$F_v = 0,4 \cdot S_y$ **Ec. 2.37**	20,000	***ksi***
$I_v = \frac{f_v}{F_v} \leq 1,0$ **Ec. 2.38**	0,137	

Como se puede observar, el perfil seleccionado pasa sin mayor complicación.

9. Comprobación de la deflexión

En esta sección se debe verificar lo mencionado en la **Tabla 2.10**. La deflexión máxima permisible, para vigas carrileras es:

$$d_{máx} \leq \frac{L}{750}$$

Con el SAP2000, y utilizando el perfil W14X53, se obtiene la deflexión máxima en el elemento:

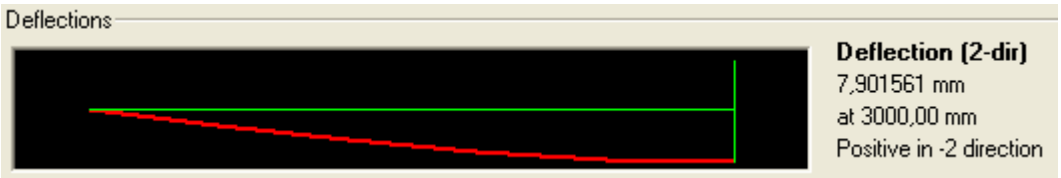


Figura 5.7. Deflexión máxima en la viga

Se tiene de esta manera una deflexión máxima de 7,9 mm a los 3 metros, por tanto:

$$7,9mm \leq \frac{12000mm}{750}$$

$$7,9mm \leq 16mm$$

Por tanto pasa.

5.2.2 DISEÑO DE LA VIGA DE CARGA

5.2.2.1 Consideraciones de diseño

El diseño de la viga de carga debe llevarse a cabo definiendo la condición crítica de que el polipasto de carga debe estar ubicado en el centro de la luz.

Los parámetros implícitos para el diseño de este elemento son:

- El material se considera también un acero ASTM A572 grado 50.
- El peso del puente grúa sin carga fue estipulado tomando en consideración el peso de un puente grúa de 5 toneladas de capacidad de la empresa MECASER, que para fines de cálculo y por motivos de seguridad fue aumentado para el cálculo de las cargas de diseño. El peso aumentado del puente grúa se usa también en esta sección para el diseño de la viga de carga.

5.2.2.2 Cargas actuantes

5.2.2.2.1 Peso del puente grúa sin carga $W_{P.G}$

Se recordará de la información proporcionada por MECASER con respecto a los pesos de los elementos un puente grúa de 5 toneladas:

Tabla 4.4. Accesorios del puente grúa.

Accesorio	Unidades	kg
carro testero	2	344
viga puente o viga de carga	1	3012
Mecanismo de traslación de la grúa	1	630
Parte eléctrica/acoplados	1	235
Total		4221

Del análisis de la carga de peso propio, se recordará que por motivos de seguridad, este valor se le aumentó a 6000 kg, justamente por el desconocimiento del perfil para la viga de carga.

Este valor transformado corresponde entonces a:

$$W_{P.G} = 58,80 \ kN \ = 13,22 \ kip$$

Sin embargo esta carga viene a ser distribuida a lo largo de la luz, por tanto, para 20 metros, o 787,402 pulgadas:

$$W_{P.G} = 2,94 \ {kN}/{m} \ = 1,68 \times 10^{-2} \ {kip}/{in}$$

5.2.2.2.2 Carga de operación del puente grúa C_n

En el centro de la luz como ya se indicó anteriormente se tiene la carga de operación, calculada previamente:

$$C_n = 63,7 \ kN \ = 14,32 \ kip$$

5.2.2.2.3 Carga de impacto vertical del puente grúa C_i

En el centro se tiene también la carga de impacto vertical que se define como la carga resultante para vencer la inercia de carga, y corresponde como ya se observó al 10% de la carga nominal. Como se recordará:

$$C_i = 10\% C_n \quad \textbf{Ec. 4.3}$$

$$C_i = 0,1 \times 6500 kg$$

$$C_i = 6,37 \ kN \ = 1,43 \ kip$$

5.2.2.3 Diagrama del cuerpo libre y resultados

Se define ahora el diagrama del cuerpo libre correspondiente:

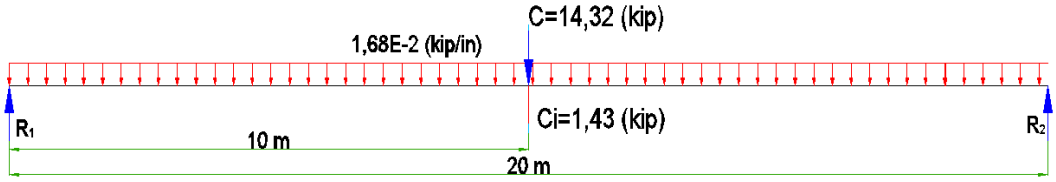


Figura 5.8. Diagrama del cuerpo libre de la viga de carga

Con los datos planteados, se introduce la información en SAP2000 para obtener los siguientes resultados:

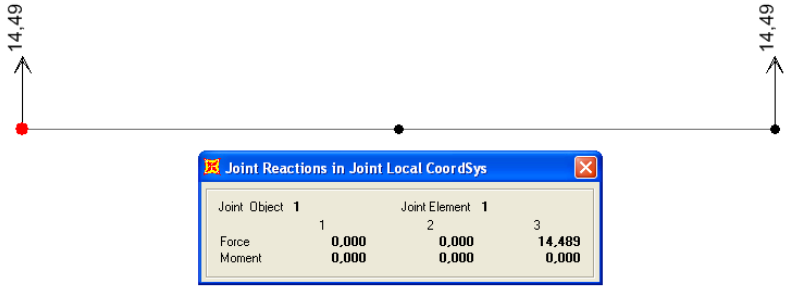


Figura 5.9. Reacciones resultantes (Kip) y momentos de empotramiento en (kip-in)

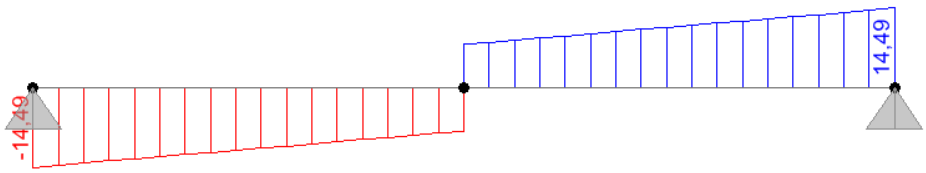


Figura 5.10. Diagrama de cortante de la viga carrilera (Kip)

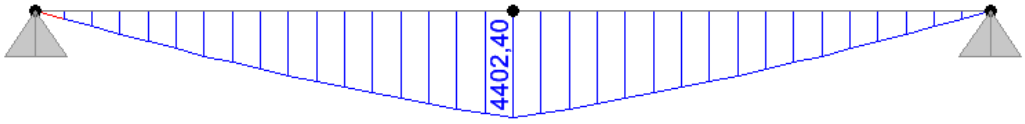


Figura 5.11. Diagrama de momento flector de la viga carrilera (Kip-in)

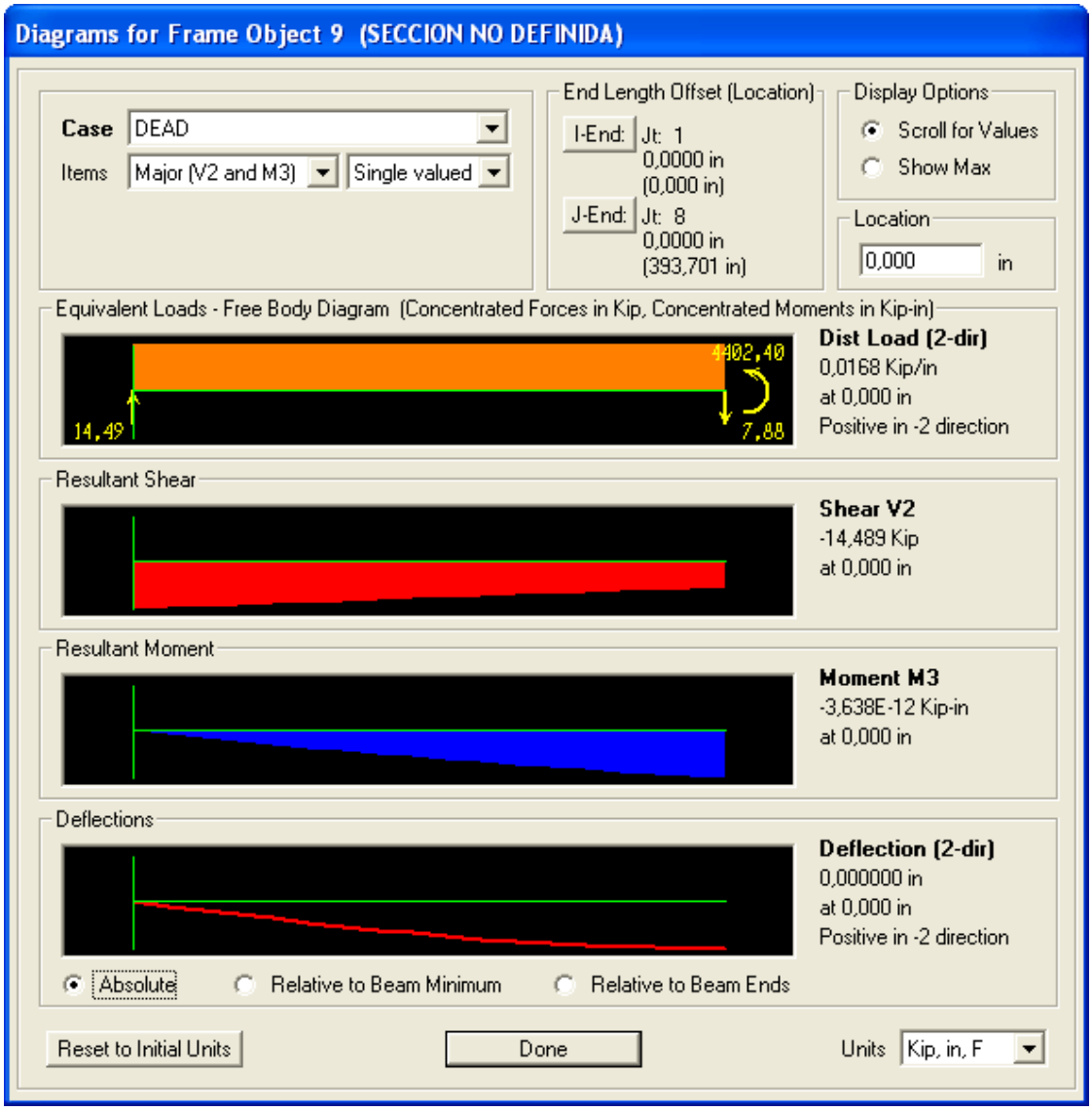


Figura 5.12. Resultados numéricos de los diagramas de cortante y momento flector para la sección 0 – 10 m donde se registra el mayor valor del cortante

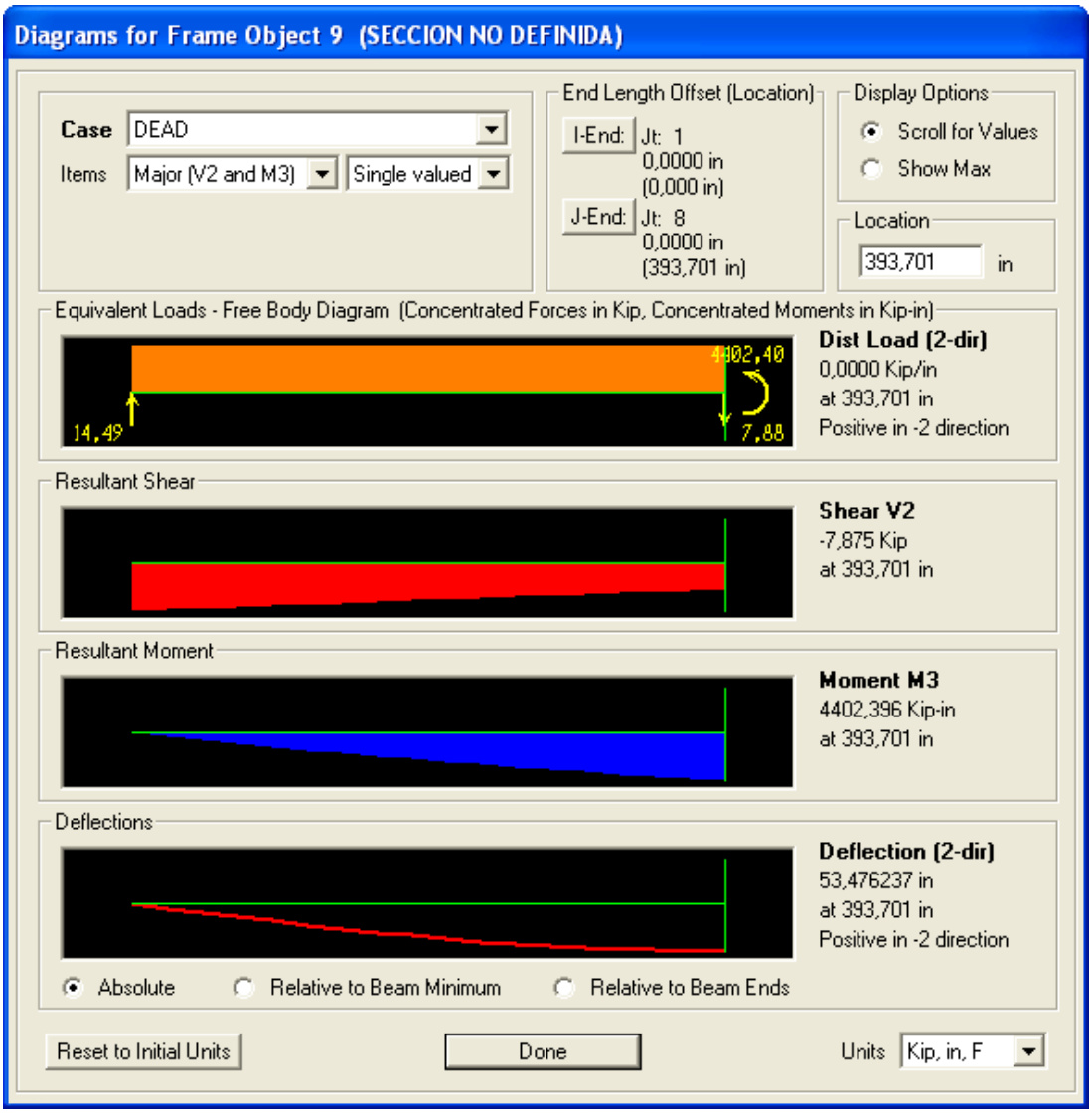


Figura 5.13. Resultados numéricos de los diagramas de cortante y momento flector para la sección 0 – 10 m donde se registra el mayor valor del momento flector

Del programa, se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 5.9. Resumen de los valores de cortante y momento flector para diferentes puntos de la viga de carga

	0 m	10 m	20 m
V (kip)	-14,489	-7,875 [+7,875]	+14,489
M (kip - in)	0	+4402,396	0

Nota: Los valores mostrados en corchetes son los cambios repentinos del cortante que hay en los puntos en la viga donde existe la aplicación de la carga o apoyos.

Por tanto, siendo los valores de diseño los máximos, se tiene que:

$$|M_{máx}| = 4402,396 \ \ kip - in$$

$$|V_{máx}| = 14,489 \ \ kip$$

Los valores máximos de momento flector y cortante registrados son por tanto los parámetros que se utilizan para el diseño.

5.2.2.4 Procedimiento de diseño

Se considera el diseño de una viga simple

1. En primera instancia es necesario considerar un valor de esfuerzo permisible, para este caso:

$$F_b = 0,66 S_y \quad \textbf{Ec. 2.19}$$

2. El módulo de sección debe ser determinado tomando en cuenta que:

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

$$S_x = \frac{M}{0,66 S_y}$$

$$S_x = \frac{4402,396 \ \ kip - in}{0,66 \times 50 ksi} = 133,406 in^3$$

3. Como se explicó anteriormente, la selección se basa en la búsqueda de perfiles con módulos de sección superiores al determinado.

Tabla 5.10. Posibles perfiles a elegir, modulo de la sección, longitud crítica y última.

Perfil	Sxx (in^3)	Lc (ft)	Lu (ft)
W18 X 119	231,0	10,1	21,0
W21 X 147	329,0	11,2	21,8
W21 X 132	295,0	11,1	19,6
W14 X 120	190,0	13,1	31,7

Comparando los valores de longitud última con la longitud de la viga:

$$L = 20\ m\ = 787,402\ in$$

Por tanto: $L > L_u$

Este resultado indica que el diseño de la viga debe guiarse bajo la sección 2.15.5.3 caso 3

4. Cálculo del esfuerzo permisible

- Se determina ahora la esbeltez a flexión para cada perfil mencionado:

$$\lambda_f = \frac{L}{r_t} \quad \textbf{Ec. 2.26}$$

Tabla 5.11. Esbeltez a flexión de los perfiles considerados

	W18 X 119	W21 X 147	W21 X 132	W14 X 120
$r_t\ \ in$	3,02	3,34	3,31	4,04
λ_f	260,7	235,7	237,9	194,9

- Se determina el factor de gradiente de momentos:

$$C_b = 1,75 + 1,05\left(\frac{M_1}{M_2}\right) + 0,3\left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2 \leq 2,3 \quad \textbf{Ec. 2.29}$$

Siendo $M_1 = M_2 = 0,\ C_b = 1,75$

- Se determinan ahora los límites inferior y superior del factor de esbeltez:

$$L_i = \sqrt{\frac{102 \times 10^3 C_b}{S_y}} \rightarrow L_i = 59,749 \quad \textbf{Ec. 2.28}$$

$$L_s = \sqrt{\frac{510 \times 10^3 C_b}{S_y}} \rightarrow L_s = 133,604 \quad \textbf{Ec. 2.31}$$

- Con respecto a los perfiles considerados se tiene que $\lambda_f > L_s$

De acuerdo con lo explicado en la sección 2.15.5.3, se debe aplicar el caso 3.3 para determinar el esfuerzo permisible a flexión en el diseño de viga simple:

$$F_b = \frac{12 \times 10^3 C_b}{L\left(\frac{d}{A_f}\right)} \quad \textbf{Ec. 2.34}$$

En la siguiente tabla se muestran las propiedades de cada perfil seleccionado.

Tabla 5.12. Altura, ancho y espesor del patín de los perfiles seleccionados.

	W18 X 119	W21 X 147	W21 X 132	W14 X 120
$d \ \ in$	18,97	22,06	21,83	14,48
$b_f \ \ in$	11,265	12,510	12,440	14,670
$t_f \ \ in$	1,060	1,150	1,035	0,940
$A_f \ \ in^2$	11,941	14,387	12,875	13,790

- Los esfuerzos admisibles serán entonces:

Tabla 5.13. Valores de esfuerzo admisible para los perfiles considerados en el diseño de la viga de carga

	W18 X 119	W21 X 147	W21 X 132	W14 X 120
$F_b = \frac{12 \times 10^3 C_b}{L\left(\frac{d}{A_f}\right)}$	16,788	17,393	15,730	25,399

5. Cálculo del esfuerzo real

Con cada módulo de sección y el momento flector de diseño, los esfuerzos reales son:

Tabla 5.14. Valores de esfuerzo real para los perfiles considerados en el diseño de la viga de carga

	W18 X 119	W21 X 147	W21 X 132	W14 X 120
$f_b = \frac{M_{máx}}{S_x}$	19,058	13,381	14,923	23,171

6. Finalmente, se determinan los índices de trabajo correspondientes:

$$I_b = \frac{f_b}{F_b} \leq 1,0 \quad \textbf{Ec. 2.25}$$

Tabla 5.15. Valores del índice de trabajo para los perfiles considerados en el diseño de la viga de carga

$I_b = \frac{f_b}{F_b}$	W18 X 119	W21 X 147	W21 X 132	W14 X 120
	1,135	0,769	0,949	0,912
	NO PASA	PASA	PASA	PASA

7. Selección del perfil

De acuerdo a los resultados anteriores los perfiles W21X147, W21X132 y W14X120 pueden ser elegidos para la viga de carga. Sin embargo, se elige el perfil W14X120 pues además de tener un índice de trabajo aceptable, es el perfil más ligero de los 3, y siendo la viga de carga un elemento de gran luz, se debe de acortar los costos por el peso del material.

8. Análisis a corte para el perfil seleccionado W14X120

Tabla 5.16. Análisis del índice de trabajo a cortante para la viga de carga.

Perfil	W14x120	
V	14,489	***kip***
d	14,480	***in***
t_w	0,590	***in***
$f_v = \frac{V}{dt_w}$ **Ec. 2.35**	1,696	***ksi***
$F_v = 0,4 \cdot S_y$ **Ec. 2.37**	20,000	***ksi***
$I_v = \frac{f_v}{F_v} \leq 1,0$ **Ec. 2.38**	0,085	

Por tanto pasa.

9. Recálculo del peso del puente grúa sin carga

Para el cálculo del peso del puente grúa sin carga se tomó en cuenta el dato consultado en MECASER correspondiente al peso de los elementos constituyentes de un puente grúa monorriel de 5 toneladas.

Ahora que se dispone del perfil de la viga de carga, el peso del puente grúa sin carga se lo recalcula para confirmar que existe coherencia con los datos obtenidos hasta el momento.

El peso de la viga de carga será ahora:

$$W_{v.c} = 120\left(\frac{lbf}{ft}\right) \times 20m \times \frac{1\,ft}{0,3048m} = 7874,02\ \ lbf$$

$$\rightarrow W_{v.c} = 3571,63\ \ kg$$

Se recordará la **Tabla 4.4**, pero ahora se coloca el nuevo peso definitivo de la viga de carga y se calcula el verdadero valor del peso del puente grúa sin carga:

Tabla 5.17. Accesorios del puente grúa, con el peso modificado de la viga de carga

Accesorio	Unidades	kg
carro testero	2	344
viga puente o viga de carga	1	3574,63
Mecanismo de traslación de la grúa	1	630
Parte eléctrica/acoplados	1	235
Total		4780,63

Como se recordará se había subido por razones de seguridad el peso del puente grúa sin carga a 6000 kg, por lo que el nuevo valor calculado es menor que el estipulado en un inicio, por tanto los cálculos determinados son válidos.

5.2.2.5 Detalles constructivos

Con respecto a la viga de carga existe un detalle más que debe ser tomado en consideración. Como se ha observado la viga de carga es uno de los elementos de mayor dimensión en la construcción de la nave industrial. Su luz abarca 20 metros, y en el país, en la casa comercial IPAC, los perfiles se venden en 12 metros, por lo que la fabricación de este elemento debe realizarse uniendo tramos de perfiles. Se aclara este punto, pues los detalles de este diseño serán abarcados en el capítulo de las conexiones soldadas del presente proyecto, y en este se observarán las recomendaciones constructivas para la fabricación de la viga de carga.

5.2.3 DISEÑO DE LAS CORREAS DE TECHO

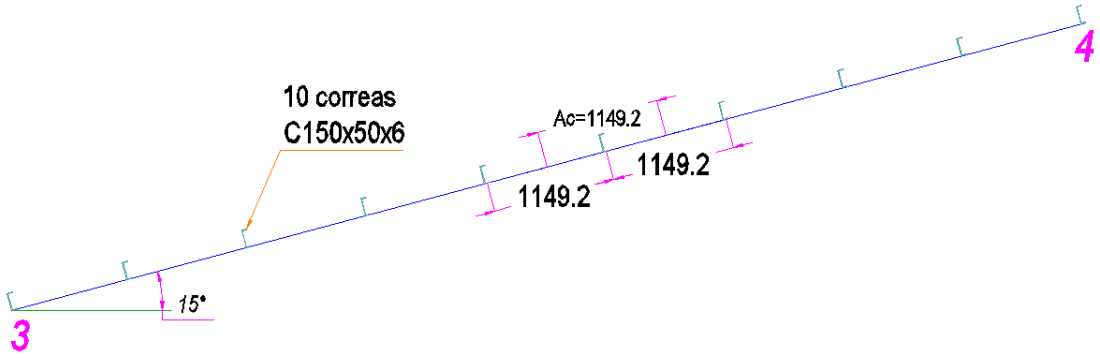
5.2.3.1 Consideraciones de diseño

- Como se había discutido anteriormente se planteó el diseño con un perfil tipo C. En un inicio se consideró un perfil C150X50X6 pero esto solo se hizo para obtener un dato referencial de la carga de peso propio. En esta sección se determinará si esta alternativa es válida o existe otra que se pueda tomar en consideración.
- Para el material de las correas, se plantea el uso de un acero ASTM A36.
- Se considerará el uso de correas que vayan ligadas de pórtico a pórtico, por tanto el largo de las correas es de 6 metros.

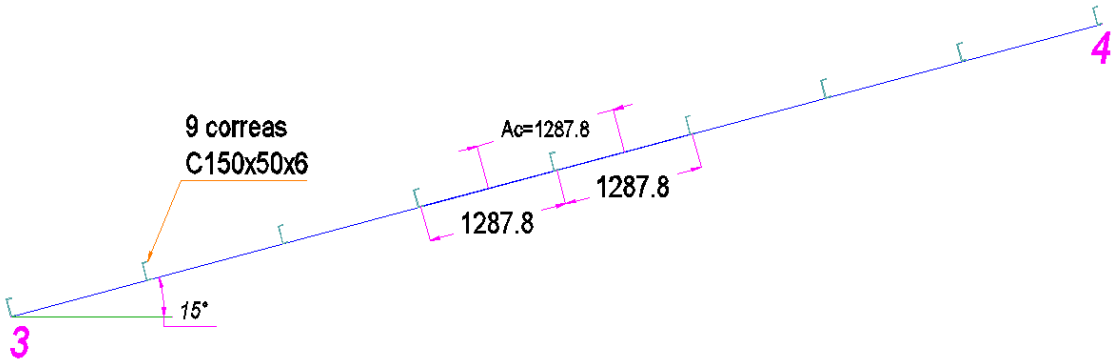
- Así mismo en un inició se estableció el uso de 20 correas, 10 en cada trabe. En esta sección se determinará si esta elección es correcta, o existe una alternativa más factible.

5.2.3.2 Ancho colaborante de diseño para las correas de techo

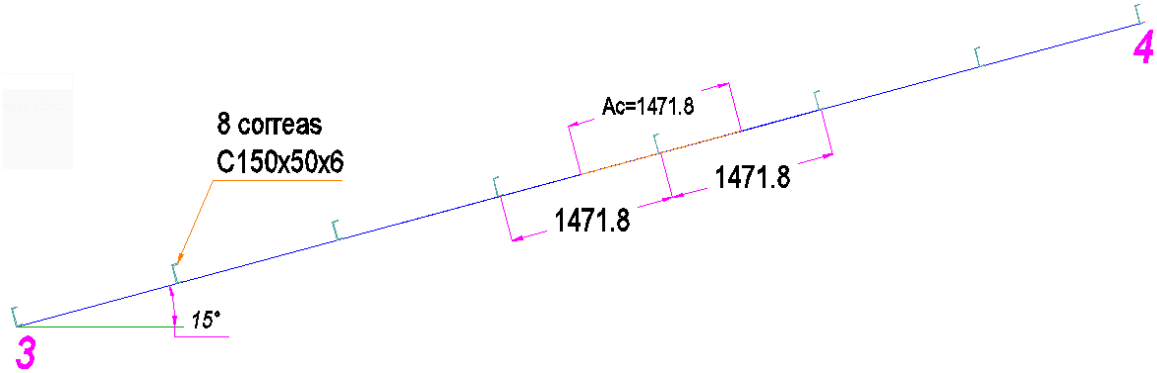
El ancho colaborante de diseño está en función del número de canales que se dispongan sobre cada trabe. En consecuencia, dependiendo del número de canales, en las siguientes figuras se muestra el valor del ancho colaborante de diseño para las correas del techo considerando su distribución simétrica en una trabe de 10,353 metros.



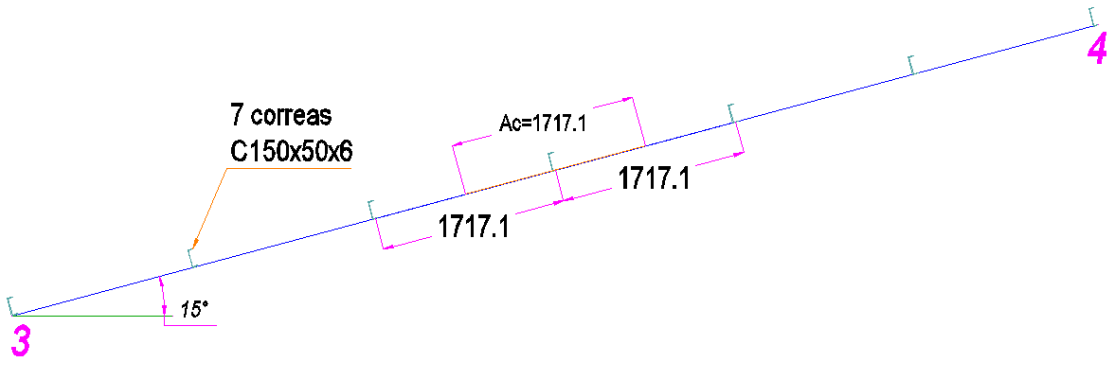
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 5.14. Ancho colaborante en función del número de canales c. (a) 10 correas distribuidas, (b) 9 correas distribuidas, (c) 8 correas distribuidas y (d) 7 correas distribuidas.

Finalmente, se observa que mientras más correas se tienen, mayor será el peso en la cubierta pero menor es el ancho colaborante de diseño, lo cual garantiza un menor índice de trabajo sobre la correa por la acumulación de granizo o ceniza. Debido a que en un principio 20 correas se consideraron para el cálculo de las cargas de diseño, en esta sección se podría elegir una alternativa más conveniente que sea aplicable en el diseño. Se puede elegir la distribución de 16 correas ya que se tiene un valor medio del peso de los canales sobre la cubierta y del ancho colaborante. Por tanto 16 canales C serán considerados en el diseño, 8 en cada trabe. Posteriormente se justifica con el cálculo la elección de este dato.

5.2.3.3 Cargas a considerar

Se debe establecer la combinación de carga de trabajo de las correas de techo.

Las correas de techo deberán de soportar el peso del forro metálico que sobre éstas se coloca. Además del forro las cargas vivas de granizo y de ceniza volcánica que se acumulan en el techo metálico, deben ser consideradas.

Finalmente una carga de seguridad debe ser planteada, ya que con esta se pretende justificar la presencia de personas en el techo de la nave cuando existan actividades de instalación, reparación y limpieza.

5.2.3.3.1 Peso propio de la correa

Se determinó anteriormente que para una correa C150x50x6, su peso por metro es de $11,06 \ {kg}/{m}$

Por tanto:

$$W_b' = 0,11 \ {kg}/{m} \ = 6,19 \times 10^{-4} \ {kip}/{in}$$

5.2.3.3.2 Peso del techo o forro metálico W_r

Se eligió “Duratecho económico” siendo este uno de los recursos más usados para este tipo de diseños. De la **Figura 3.8** se determinó que este techo metálico tiene un peso por unidad de área de:

$$W_r'' = 2,17 \ {kg}/{m^2}$$

Multiplicando este valor por el ancho colaborante de 1471,8 mm resultante del posicionamiento de 8 correas en cada trabe, se tiene entonces la carga distribuida del peso del techo metálico en la correa:

$$W_r' = 2,17 \ {kg}/{m^2} \ \times 1471,8mm \times \frac{1m}{1000mm} \rightarrow W_r' = 3,194 \ {kg}/{m}$$

$$W_r' = 3,13 \times 10^{-2} \ {kN}/{m} \ = 1,79 \times 10^{-4} \ {kip}/{in}$$

5.2.3.3.3 Carga de granizo S

Del análisis realizado previamente para el cálculo de esta carga se concluyeron los siguientes ítems:

- Se utiliza la densidad promedio del granizo de $1000 \ {kg}/{m^3}$
- La altura de acumulación del granizo es de 1 cm.

Se determina entonces, la carga distribuida de granizo en la correa de techo:

$$S' = 1000 \frac{kg}{m^3} \times \frac{1471,8}{1000} m \times \frac{1}{100} m \rightarrow 14,72 \ {kg}/{m} \qquad \textbf{Ec. 2.12}$$

$$S' = 0,14 \ {kN}/{m} \ = 8,24 \times 10^{-4} \ {kip}/{in}$$

5.2.3.3.4 Carga de ceniza volcánica G

Del análisis realizado previamente para el cálculo de esta carga se concluyeron los siguientes ítems:

- Se utiliza la densidad promedio de la ceniza volcánica de $1500 \, {kg}/{m^3}$
- La altura de acumulación de la ceniza en el techo es de 1 cm.

$$G' = 1500 \frac{kg}{m^3} \times \frac{1471,8}{1000} m \times \frac{1}{100} m \rightarrow 22,08 \ {kg}/{m} \quad \textbf{Ec. 2.13}$$

$$G' = 0,22 \ {kN}/{m} \ = 1,24 \times 10^{-3} \ {kip}/{in}$$

5.2.3.3.5 Carga de seguridad W_s

Debido a que las correas son el sostén del forro metálico, donde debido a los fenónomenos naturales de caída de ceniza y granizo, puede ocurrir el desplome de la estructura, se debe entonces añadir una seguridad extra en su diseño. Como se detalló anteriormente, la seguridad en el diseño estructural viene dada por el 30% del peso propio, que en este caso corresponde al peso propio de los canales C, y del forro metálico. Entonces:

$$W_s = 0,3 \times W_{pp} \quad \textbf{Ec. 2.2}$$

$$W_s' = 0,3 \times \ W_b' + W_r'$$

$$W_s' = 0,3 \times \ 0,11 + 3,13 \times 10^{-2} \ \ {kN}/{m}$$

$$W_s' = 4,24 \times 10^{-2} \ {kN}/{m} \ = 2,42 \times 10^{-4} \ {kip}/{in}$$

5.2.3.4 Combinación de cargas planteadas

En función de los anteriores ítems se pueden establecer 2 tipos de combinación de carga para validar el diseño de las correas de techo:

$$1) \ W_b' + W_r' + S' + W_s'$$

$$2) \ W_b' + W_r' + G' + W_s'$$

El techo puede estar acumulado ya sea de granizo o de ceniza, pero como se observó anteriormente, el peso distribuido de la ceniza volcánica es mayor a la del granizo en la correa de techo. Por lo tanto no es necesaria la emulación en SAP2000 de las 2 combinaciones para determinar que la segunda combinación (que toma en cuenta a la carga de ceniza volcánica) es la carga crítica mediante la cual debe basarse el diseño a flexión de la correa de techo.

Debido a que todas las cargas son distribuidas, la combinación de carga de diseño se puede expresar como una carga total equivalente:

$$CD = W_b' + W_r' + G' + W_s' \quad \textbf{Ec. 5.8}$$

$$CD = 0,11 + 3,13\times10^{-2} + 0,22 + 4,24\times10^{-2} \ \ kN/m$$

$$CD = 0,40 \ \ kN/m \ = 2,31\times10^{-3} \ \ kip/in$$

5.2.3.5 Propiedades estructurales del perfil C150X50X6 inclinado 15°

Al estar inclinada, la sección tiene diferentes propiedades en cuanto a la inercia se refiere, lo cual afecta al módulo de sección de diseño.

Las propiedades de inercia de la sección inclinada 15° se obtienen mediante la esquematización de la sección en el AutoCAD y la obtención de las propiedades mediante el comando “región properties” del mismo programa.

La información obtenida es la siguiente:

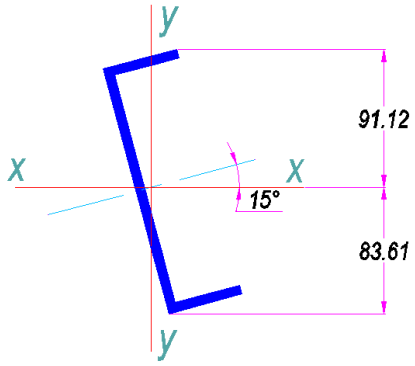


Figura 5.15. Distancia máxima desde el centroide a los extremos de la sección.

En la figura se puede observar c1 que es la distancia máxima desde el centroide hasta el punto máximo de compresión y c2 desde el centroide hasta el punto máximo de tensión. La distancia c de diseño es la máxima entre las 2, por tanto el

diseño a flexión está orientado a que la sección no falle a compresión en la región superior al eje centroidal X de flexión.

Del mismo programa se obtuvieron con respecto a los ejes mostrados en la **Figura 5.15**, los siguientes momentos de inercia:

$$I_{xx} = 5426278,24mm^4 = 13,037in^4$$

$$I_{yy} = 672263,06mm^4 = 1,615in^4$$

La inercia en x es la que nos interesa pues es en este eje donde ocurre el fleje, por tanto el módulo de sección de diseño es:

$$S_{xx} = \frac{I_{xx}}{c1} \quad \textbf{Ec. 5.9}$$

$$S_{xx} = \frac{13,037in^4}{91,12mm} \times \frac{25,4mm}{1in} \rightarrow S_{xx} = 3,634in^3$$

5.2.3.6 Diagrama del cuerpo libre y resultados

Se muestra en la siguiente figura el diagrama del cuerpo libre de una correa para su diseño, tomando en cuenta las consideraciones enunciadas anteriormente:

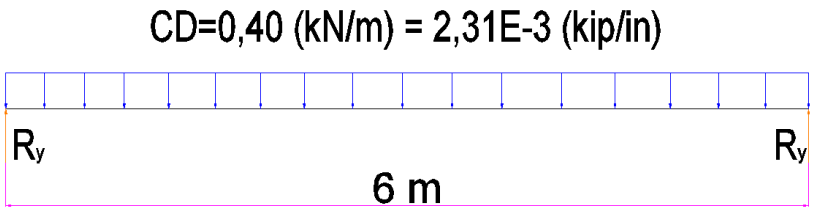


Figura 5.16. Diagrama del cuerpo libre de la correa de techo

Con este diagrama se introducen los datos en el SAP2000 y se obtienen los siguientes resultados, fijando las unidades en (lbf, in):

Figura 5.17. Reacciones en el elemento (kip)

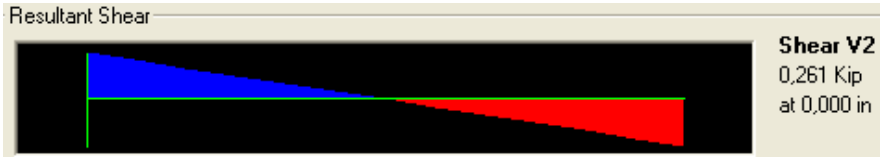


Figura 5.18. Diagrama de cortante y cortante máximo registrado (kip)

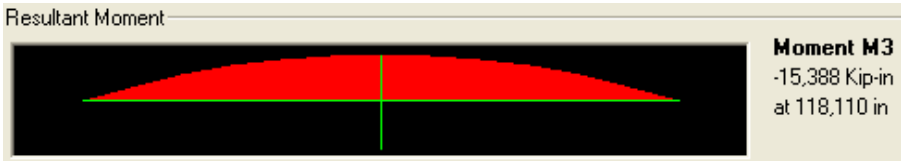


Figura 5.19. Diagrama de momento flector y momento flector máximo registrado (kip-in)

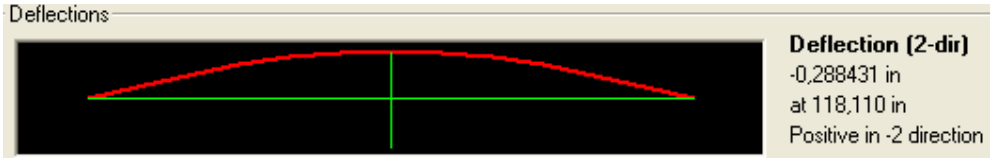


Figura 5.20. Deflexión máxima registrada (in)

Considerando el diseño de una viga simple

$$|M_{máx}| = 15,388 \ \ kip - in$$

$$|V_{máx}| = 0,261 \ \ kip$$

5.2.3.7 Procedimiento de diseño

1. En primera instancia es necesario considerar un valor de esfuerzo permisible, para este caso:

$$F_b = 0,66 S_y \quad \textbf{Ec. 2.19}$$

2. El módulo de sección debe ser determinado tomando en cuenta que:

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

$$S_x = \frac{M}{0,66 S_y}$$

$$S_x = \frac{15,388 \ \ kip - in}{0,66 \times 36 ksi} = 0,648 in^3$$

Siendo menor al módulo de sección de $3,634in^3$ determinado considerando la inclinación del perfil. Por tanto, en primera instancia el perfil se podría decir que pasa.

3. Con respecto al perfil C150X50X6 se determinan sus valores de longitud crítica y longitud última.

La simbología de la AISC dicta lo siguiente para los canales C:

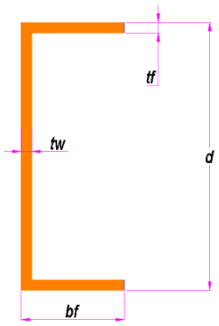


Figura 5.21. Simbología dimensional para los perfiles C según la AISC

Por lo tanto para el perfil en consideración de diseño:

- $d = 150mm = 5,905in$
- $b_f = 50mm = 2,362in$
- $t_w = t_f = 6mm = 0,236in$

Además, según lo especificado en las consideraciones de diseño:

$$S_y = 36ksi$$

Según lo discutido en el capítulo 2, se puede entonces determinar las distancias de apoyo lateral:

$$L_1 = \frac{76b_f}{12\sqrt{S_y}}\ ft \qquad L_2 = \frac{20000}{12 \cdot S_y \cdot {d}/{A_f}}\ ft \qquad \textbf{Ec. 2.22}$$

Por tanto:

$$L_1 = \frac{76 \times 2,362}{12\sqrt{36}}\ ft \qquad L_2 = \frac{20000}{12 \times 36 \times {5,905}/{2,362 \times 0,236}}\ ft$$

$$L_1 = 2,493 \ \ ft \qquad L_2 = 4,37 \ \ ft$$

$$L_c = 29,916 \ \ in \qquad L_u = 52,44 \ \ in$$

Ahora se comparan los valores de longitud última con la longitud de la correa:

$$L = 6m = 236,220in$$

Por tanto:

$$L > L_u$$

Este resultado indica que el diseño de la viga debe guiarse bajo la sección 2.15.5.3 caso 3

4. Cálculo del esfuerzo permisible

- Se determina ahora la esbeltez a flexión para cada perfil mencionado:

$$\lambda_f = \frac{L}{r_t} \quad \textbf{Ec. 2.26}$$

Como no se trata de un perfil normalizado en la AISC, y además debido a su inclinación, se determina el radio de giro mediante su ecuación (expuesta en el capítulo 2):

$$r_t = \sqrt{\frac{\frac{1}{2} I_{yy}}{A_f + \frac{1}{6} A_w}} \quad \textbf{Ec. 2.27}$$

Donde:

- I_{yy} : Momento de inercia respecto al eje yy.
- A_f : Área del alma de la sección.
- A_w : Área del patín de la sección.

$$r_t = \sqrt{\frac{\frac{1}{2} \times 1,615in^4}{2,362 \times 0,236 \ \ in^2 + \frac{1}{6} \ \ 5,905 \times 0,236 \ \ in^2}}$$

$$r_t = 1,011in$$

$$\rightarrow \lambda = \frac{236,220}{1,011} = 233,601$$

- Se determina el factor de gradiente de momentos.

$$C_b = 1,75 + 1,05\left(\frac{M_1}{M_2}\right) + 0,3\left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2 \leq 2,3 \quad \textbf{Ec. 2.29}$$

Siendo $M_1 = M_2 = 0,\ C_b = 1,75$

- Se determinan ahora los límites inferior y superior del factor de esbeltez:

$$L_i = \sqrt{\frac{102 \times 10^3 C_b}{S_y}} \rightarrow L_i = 70,415 \quad \textbf{Ec. 2.28}$$

$$L_s = \sqrt{\frac{510 \times 10^3 C_b}{S_y}} \rightarrow L_s = 157,454 \quad \textbf{Ec. 2.31}$$

- Con respecto a los perfiles considerados se tiene que $\lambda_f > L_s$

De acuerdo con lo explicado en la sección 2.15.5.2, se debe aplicar el caso 3.3 para determinar el esfuerzo permisible a flexión en el diseño de viga simple:

$$F_b = \frac{12 \times 10^3 C_b}{L\left(\frac{d}{A_f}\right)} \quad \textbf{Ec. 2.34}$$

Por tanto:

$$F_b = \frac{12x10^3 \times 1,75}{236,220\left(\frac{5,905}{2,362 \times 0,236}\right)} \rightarrow F_b = 8,392 \ \ ksi$$

5. Cálculo del esfuerzo real

$$f_b = \frac{M_{máx}}{S_x}$$

$$f_b = \frac{15,388 \ \ kip - in}{3,634 in^3} \rightarrow f_b = 4,23 \ \ ksi$$

6. Finalmente, se determinan los índices de trabajo correspondientes:

$$I_b = \frac{f_b}{F_b} \leq 1,0 \quad \textbf{Ec. 2.25}$$

$$I_b = \frac{4,23}{8,392} = 0,5 < 1,0$$

7. Análisis a corte para el perfil seleccionado C150X50X6

Tabla 5.18. Análisis del índice de trabajo a cortante para la viga de carga.

Perfil	C150X50X6	
V	0,261	**kip**
d	5,905	**in**
t_w	0,236	**in**
$f_v = \frac{V}{dt_w}$ **Ec. 2.35**	0,187	**ksi**
$F_v = 0,4 \cdot S_y$ **Ec. 2.37**	14,400	**ksi**
$I_v = \frac{f_v}{F_v} \leq 1,0$ **Ec. 2.38**	0,013	

Por tanto pasa.

8. Comprobación de la deflexión

En esta sección se debe verificar lo mencionado en la **Tabla 2.10**. La deflexión máxima permisible para vigas de techo y correas es:

$$d_{máx} \leq \frac{L}{180}$$

En donde L es la luz de la correa en este caso $6m$ ó $236,220in$

Por tanto la deflexión máxima permisible es de:

$$d_{máx} = \frac{236,220}{180} = 1,312in$$

Y como se recordará anteriormente de los resultados del SAP2000 se determinó la deflexión máxima registrada en el centro de la viga:

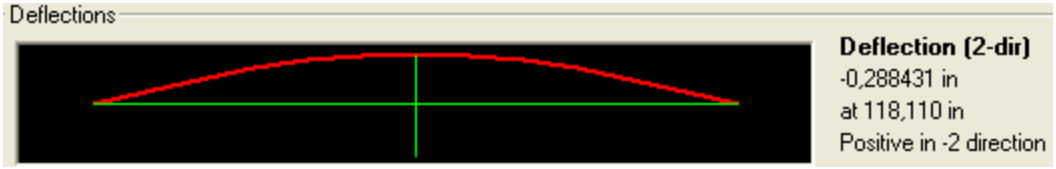


Figura 5.22. Deflexión máxima registrada (in)

Por tanto:

$$d = 0,29in < 1,312in$$

En conclusión, pasa.

En conclusión las correas del techo se diseñan con un perfil C150X50X6 adquirible en IPAC, con una distribución de 8 correas por trabe y de material ASTM A36.

5.3 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES PERTENECIENTES AL PÓRTICO DE 2 AGUAS

5.3.1 CONSIDERACIONES GENERALES DEL DISEÑO

Para el diseño del pórtico se contemplan las siguientes consideraciones:

- El material a considerar es el acero ASTM A572 grado 50.
- El cálculo del peso propio, como se vio anteriormente fue en base a la consideración de un perfil promedio W18x71.
- Para el diseño del pórtico, se considera que el puente grúa está alineado con el pórtico y que el polipasto se encuentra en posición extrema, ya que según lo observado anteriormente, en esta posición se obtiene la reacción más crítica de diseño.
- Con respecto al pórtico, desde el punto de vista estructural, los siguientes son los elementos a diseñar:
  - Columna primaria o principal (elemento A de la **Figura 4.1**)
  - Columna secundaria (elemento B de la **Figura 4.1**)
  - Viga trabe o de techo (elemento C de la **Figura 4.1**)

5.3.2 CARGAS DE DISEÑO DEL PÓRTICO CARACTERÍSTICO

A continuación se procede a detallar las cargas que conformaran el diseño de los elementos del pórtico característico.

5.3.2.1 Cargas generadas por el puente grúa $C_{P.G}$

A continuación se muestra un gráfico donde se plantean las reacciones generadas por el puente grúa cuando el polipasto está en posición extrema (definido ya anteriormente). Se considera también las dimensiones establecidas para el pórtico característico

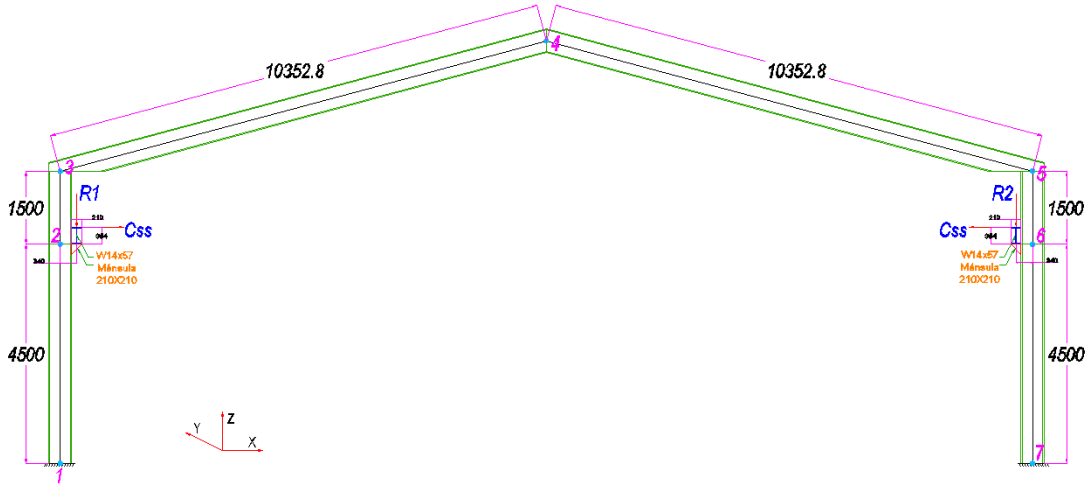


Figura 5.23. Reacciones verticales generadas por el puente grúa alineado en el pórtico y empuje lateral

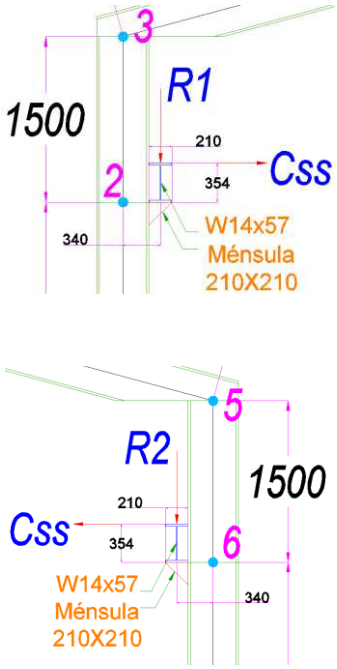


Figura 5.24. Detalles en las conexiones 2 y 6 de la figura anterior, donde se visualiza más claramente la aplicación de las cargas.

Como se observa en la figura anterior, las cargas del puente grúa generan 2 reacciones en la viga carrilera, las reacciones $R1$ y $R2$ que son las fuerzas verticales resultantes de la aplicación de la carga del puente grúa $W_{P.G}$, la carga nominal C_n y la carga de impacto vertical C_i. Mientras que la reacción C_{ss} es el empuje lateral en el extremo de la viga carrilera.

$$R1 = 99,47 \ \ kN \ \ = 22,36 \ \ kip$$

$$R2 = 29,4 \ \ kN \ \ = 6,61 \ \ kip$$

$$C_{ss} = 12,89 \ \ kN \ \ = 2,90 \ \ kip$$

Dichas cargas pueden ser trasladadas a los puntos 2 y 6 de unión entre la columna principal y la columna secundaria considerando los momentos resultantes que se generan por dicha traslación.

Para esto se realizan las siguientes consideraciones:

- En primera instancia se considera como se dijo en un inicio que tanto la columna principal como la secundaria se trata de una W18x71. La columna secundaria en realidad será una de menor sección al final y esto hará que la viga carrilera esté más cercana a la columna lo que disminuirá el momento generado por el traslado de las reacciones $R1$ y $R2$ a los puntos 2 y 6 respectivamente. Por tanto con esta consideración se maximizan las condiciones del diseño.
- Debido al ancho del patín de la viga carrilera, se considera la inclusión de una ménsula de 210X210 mm, y el posicionamiento de la viga carrilera situada en el centro de esta ménsula.
- De acuerdo al anterior punto y a las dimensiones de la viga carrilera se tienen las distancias que permiten realizar la traslación de las fuerzas a las juntas 2 y 6, que es lo que se definió en la **Figura 5.24**.

Los momentos generados en las juntas son entonces (considerando las dimensiones de la **Figura 5.24**)

- Para $R1$ aplicado en 2:

$$M1_{\ Y+} \ = 99,47 \times 340 \ \ kN - mm \ \ = 299,33 \ \ kip - in$$

- Para C_{ss} aplicado en 2:

$$M2_{\ Y+} = 12,89 \times 354 \ \ kN - mm \ \ = 40,39 \ \ kip - in$$

- Momento total en 2:

$$\rightarrow M_{A\ Y+} = 299,33 + 40,38 = 339,71 \ \ kip - in$$

- Para $R2$ aplicado en 6:

$$M3_{\ Y-} = 29,4 \times 340 \ \ kN - mm \ \ = 88,47 \ \ kip - in$$

- Para C_{ss} aplicado en 6:

$$M4_{\ Y-} = 12,89 \times 354 \ \ kN - mm \ \ = 40,39 \ \ kip - in$$

- Momento total en 6:

$$\rightarrow M_{B\ Y-} = 88,47 + 40,39 = 128,86 \ \ kip - in$$

Estas reacciones y momentos se los define como un nuevo estado de carga en el programa SAP2000, y estarán presentes en el análisis de las 14 combinaciones de carga definidas anteriormente

5.3.2.2 Carga muerta D

Anteriormente se definió la carga muerta de diseño como la carga de peso propio W_{pp} más la carga de seguridad W_s.

La carga de peso propio era a su vez la suma de los siguientes ítems:

$$W_{pp} = W_p + W_b + W_c + W_r \quad \textbf{Ec. 4.2}$$

- Peso de los perfiles estructurales que conforman el pórtico W_p
- Peso de las correas de techo W_b
- Peso de las vigas carrileras W_c
- Peso del techo o forro metálico W_r

Se determinó de esta manera el siguiente valor de carga muerta total:

$$D = 80,54 \ \ kN \ \ = 18,11 \ \ kip$$

No obstante, el peso de las correas de techo ha cambiado puesto que en un principio se suponía la inclusión de 10 correas en cada trabe, y luego se determinó que el número de correas podía reducirse a 8. Recordando del capítulo 4:

$$W_b = N \times 11,06 \ {}^{kg}\!/_{m} \times A_c \qquad \textbf{Ec. 4.1}$$

Siendo el ancho colaborate de 6 metros, y 16 el número total de correas:

$$W_b = 16 \times 11,06 \times 6 \ \ kg$$

$$W_b = 10,41 \ \ kN \ \ = 2,34 \ \ kip$$

Con este nuevo valor, la nueva carga muerta es de:

$$D = \ \ 33,89 + 10,41 + 12,43 + 2,64 \ \ \times 1,3 \ \ kN$$

$$\rightarrow \begin{cases} W_{pp} = 59,37 \ \ kN \ \ = 13,35 \ \ kip \\ W_s = 17,81 \ \ kN \ \ = 4,01 \ \ kip \\ D = 77,18 \ \ kN \ \ = 17,36 \ \ kip \end{cases}$$

La representación de la carga muerta en el diseño de un pórtico se lo hace de manera distribuida con respecto a la luz de la estructura, por tanto, siendo la luz 20 metros ó 787,4 pulgadas:

$$D = 3,86 \ \ {}^{kN}\!/_{m} \ \ = 2,20 \times 10^{-2} \ \ {}^{kip}\!/_{in}$$

Al cambiar la carga de peso propio, cambia también la carga de sismo:

$$W_{ss} = \%V \times W_{pp}$$

$$W_{ss} = 0,193 \times 59,37 \ \ kN$$

$$W_{ss} = 11,46 \ \ kN \ \ = 2,58 \ \ kip$$

5.3.2.2.1 Consideraciones para la definición de la carga muerta en SAP2000

En el SAP2000 se procederá a realizar el análisis del pórtico bidimensional, por lo que la carga muerta del programa solo tomará en cuenta a los 6 perfiles conformantes del pórtico. Entonces, los demás elementos anteriormente

mencionados, correas de techo, forro metálico, carga de seguridad, vigas carrileras deben ser definidos de acuerdo a las siguientes consideraciones:

- Las correas de techo y las vigas carrileras ejercerán cargas puntuales en los puntos de acción dentro del pórtico. Además, en el caso de las vigas carrileras, se deben considerar los momentos resultantes del traslado de la carga al punto de acción.
- El peso del forro metálico se lo representa distribuido en el las vigas trabe del techo del pórtico.
- Se definen de esta manera dos tipos de carga muerta, una primera D1 que considera el peso de los perfiles conformantes del pórtico bidimensional, y una D2 que considera las cargas resultantes de los elementos pertenecientes al pórtico que son afectados por el ancho colaborante.

5.3.2.2.2 Cálculos adicionales para la definición de la carga muerta en SAP2000

- Para las correas de techo, se considera 8 cargas puntuales en cada viga trabe. Es decir, se tienen 16 cargas en total. El peso total de las 16 correas de techo, como se determinó anteriormente es:

$$W_b = 10,41 \ \ kN \ \ = 2,34 \ \ kip$$

Considerando la distribución de 16 correas, entonces la carga puntual es de:

$$R_{b\ Z-} = 0,65 \ \ kN \ \ = 0,15 \ \ kip$$

- El peso de las 2 vigas carrileras en el pórtico, considerando el ancho colaborante de 6 metros, resultó de:

$$W_c = 12,43 \ \ kN \ \ = 2,80 \ \ kip$$

Esta carga total se divide para 2 y se aplica en las juntas 2 y 6 de la **Figura 5.24**, considerando los momentos generados:

$$R_{c-2\ Z-} = R_{c-6\ Z-} = 6,22 \ \ kN \ \ = 1,40 \ \ kip$$

$$M_{5(Y+)} = R_{c-2} \times 334,57mm \ \ ; \ \ M_{6(Y-)} = R_{c-6} \times 334,57mm$$

$$\rightarrow M_{5(Y+)} = 18,42 \ \ kip - in$$

$$\rightarrow M_{6(Y-)} = 18,42 \ \ kip - in$$

- El peso total del forro metálico considerando el ancho colaborante de 6 metros, era de:

$$W_r = 2,64 \ \ kN \ \ = 0,59 \ \ kip$$

Dividiendo esto para 2 veces la longitud de las vigas trabe (10,353 m ó 407,6 in), se tiene entonces el peso distribuido del forro metálico en las vigas trabe:

$$R_{r\ Z-}\ ' = 0,13 \ \ {kN}/{m} \ \ = 1,46 \times 10^{-3} \ \ {kip}/{in}$$

- La carga de seguridad se la definió como el 30% del peso muerto de los elementos considerados en el pórtico, y como se habló anteriormente:

$$W_s = 0,3 \times W_{pp} \quad \textbf{Ec. 2.2}$$

$$D = W_{pp} + W_s \quad \textbf{Ec. 2.1}$$

Por tanto:

$$D = 1,3 \times W_{pp}$$

Finalmente, un factor de 1,3 debe ser agregado a la carga muerta total configurada en el SAP2000 para tomar en cuenta la carga de seguridad.

5.3.2.3 Carga viva de cubierta L_r

Se considera de manera crítica que todos los trabajadores están en la cubierta, en la misma posición del puente grúa, a lo largo de los 6 metros del ancho colaborante. Por tanto esta carga se convierte en distribuida:

$$L_r\ ' = \frac{5,49 \ \ kN}{2 \times 10353 \ \ mm} = 0,27 \left(\frac{kN}{m} \right) = 1,51 \times 10^{-3} \left(\frac{kip}{in} \right)$$

5.3.2.4 La carga de granizo S

$$S = 0,59 \left(\frac{kN}{m} \right) = 3,36 \times 10^{-3} \left(\frac{kip}{in} \right)$$

5.3.2.5 La carga de ceniza volcánica G

$$G = 0,88\left(\frac{kN}{m}\right) = 5,04\times10^{-3}\left(\frac{kip}{in}\right)$$

5.3.2.6 La carga de sismo V

Esta carga se aplica de manera crítica en la unión entre la columna secundaria y la viga trabe. En este punto es donde existe más riesgo de desestabilización de la estructura.

$$W_{ss} = 11,46\ \ kN\ \ = 2,58\ \ kip$$

5.3.2.7 La carga de viento W_v

Esta se aplica de manera distribuida en cada miembro del pórtico como se indicó anteriormente. Se recuerda que los valores determinados, en términos de carga distribuida por cada elemento son:

$$W_{v\ 1-2}\ ' = W_{v\ 2-3}\ ' = 2,13\ \ {kN}/{m}\ \ = 1,21\times10^{-2}\ \ {kip}/{in}$$

$$W_{v\ 3-4}\ ' = W_{v\ 4-5}\ ' = 1,86\ \ {kN}/{m}\ \ = 1,06\times10^{-2}\ \ {kip}/{in}$$

$$W_{v\ 5-6}\ ' = W_{v\ 6-7}\ ' = 1,33\ \ {kN}/{m}\ \ = 7,58\times10^{-3}\ \ {kip}/{in}$$

5.3.3 REPRESENTACIÓN ESQUEMÁTICA DEL DIAGRAMA DEL CUERPO LIBRE

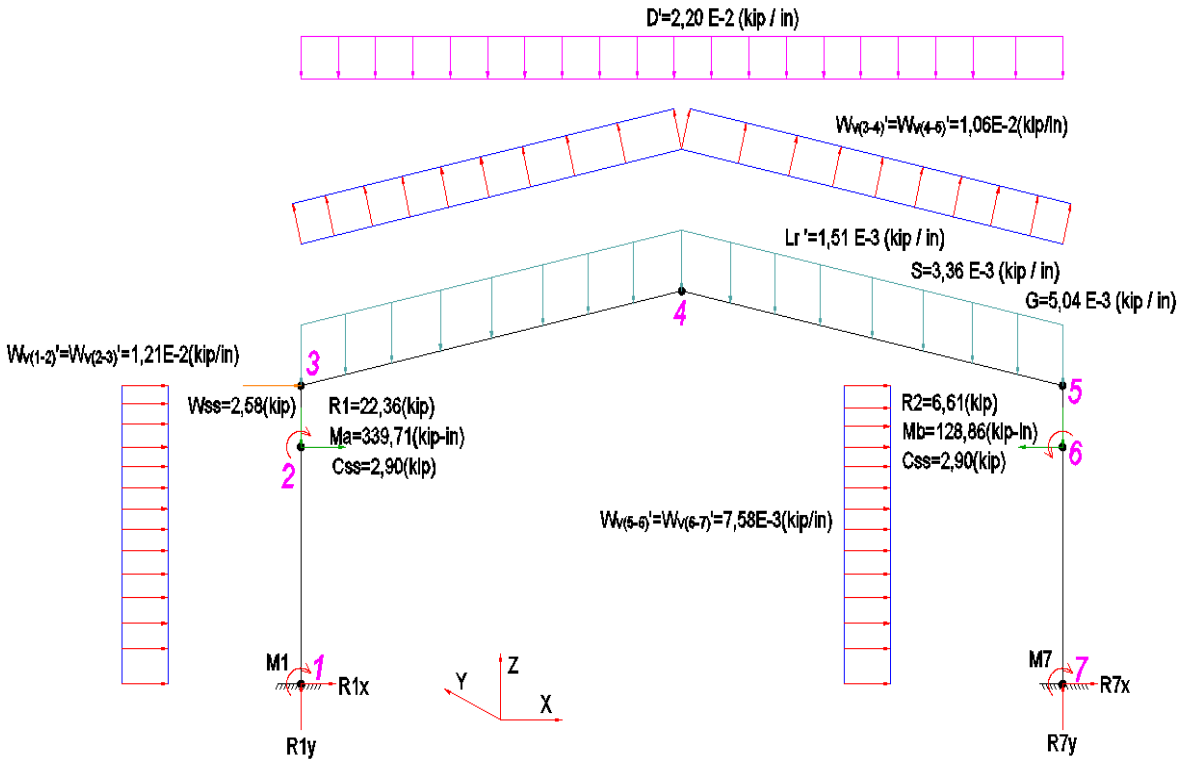


Figura 5.25. Diagrama del cuerpo libre para el diseño del pórtico característico, en máximas condiciones de carga, considerando la aplicación de la carga muerta total.

5.3.4 RESULTADOS PREVIOS AL DISEÑO DEL SAP2000

Una vez determinadas las cargas actuantes para el diseño del pórtico lo que se dispone a realizar a continuación es la introducción de dichas cargas y del modelo en el programa SAP2000. En el programa se deben introducir las combinaciones de carga planteadas para el diseño estructural. A todas estas combinaciones se le añade las cargas originadas por el posicionamiento del puente grúa en el extremo, como una condición crítica de diseño:

(1) $C_{P.G} + D$

(2) $C_{P.G} + D + L + L_r$

(3) $C_{P.G} + D + L + S$

(4) $C_{P.G} + D + L + G$

(5) $C_{P.G} + D + W_v$

(6) $C_{P.G} + D + 0.7W_{ss}$

(7) $C_{P.G} + 0.9D + 0.7W_{ss}$

(8) $C_{P.G} + 0.9D - 0.7W_{ss}$

(9) $C_{P.G} + D + 0.75\ L + L_r + W_v$

(10) $C_{P.G} + D + 0.75\ L + L_r + 0.7W_{ss}$

(11) $C_{P.G} + D + 0.75\ L + S + W_v$

(12) $C_{P.G} + D + 0.75\ L + G + W_v$

(13) $C_{P.G} + D + 0.75\ L + S + 0.7W_{ss}$

(14) $C_{P.G} + D + 0.75\ L + G + 0.7W_{ss}$

Con cada combinación de carga se procede a determinar los valores máximos de cortante, momento flector y carga axial registrados en cada uno de los elementos que componen el pórtico característico.

Finalmente para cada elemento se resume en una tabla los valores máximos del cortante, momento flector y carga axial resultantes de los 14 tipos de combinaciones de carga. Estos valores son los que se utilizarán para el diseño.

5.3.4.1 Esquematización de las cargas en el SAP2000

A continuación se muestra la asignación de cargas programadas en el SAP2000. Las unidades utilizadas son (lbf, in), de manera que se pueda apreciar de mejor forma la aplicación de las cargas, ya que en kip los valores de fuerza son bien bajos.

- Estados de carga considerados (nótese que D1 es la carga muerta referente a los elementos conformantes del pórtico, D2 la carga muerta de los elementos unidos al pórtico afectados por el ancho colaborante y P.G las cargas ejercidas en el pórtico debido al posicionamiento extremo del puente grúa cargado)

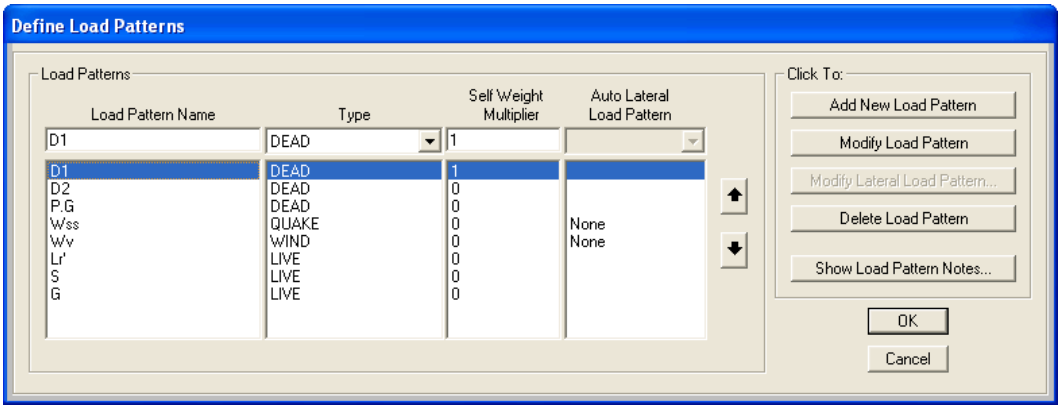


Figura 5.26. Definición de los estados de carga

- Carga muerta de los elementos unidos al pórtico afectados por el ancho colaborante, carga D2

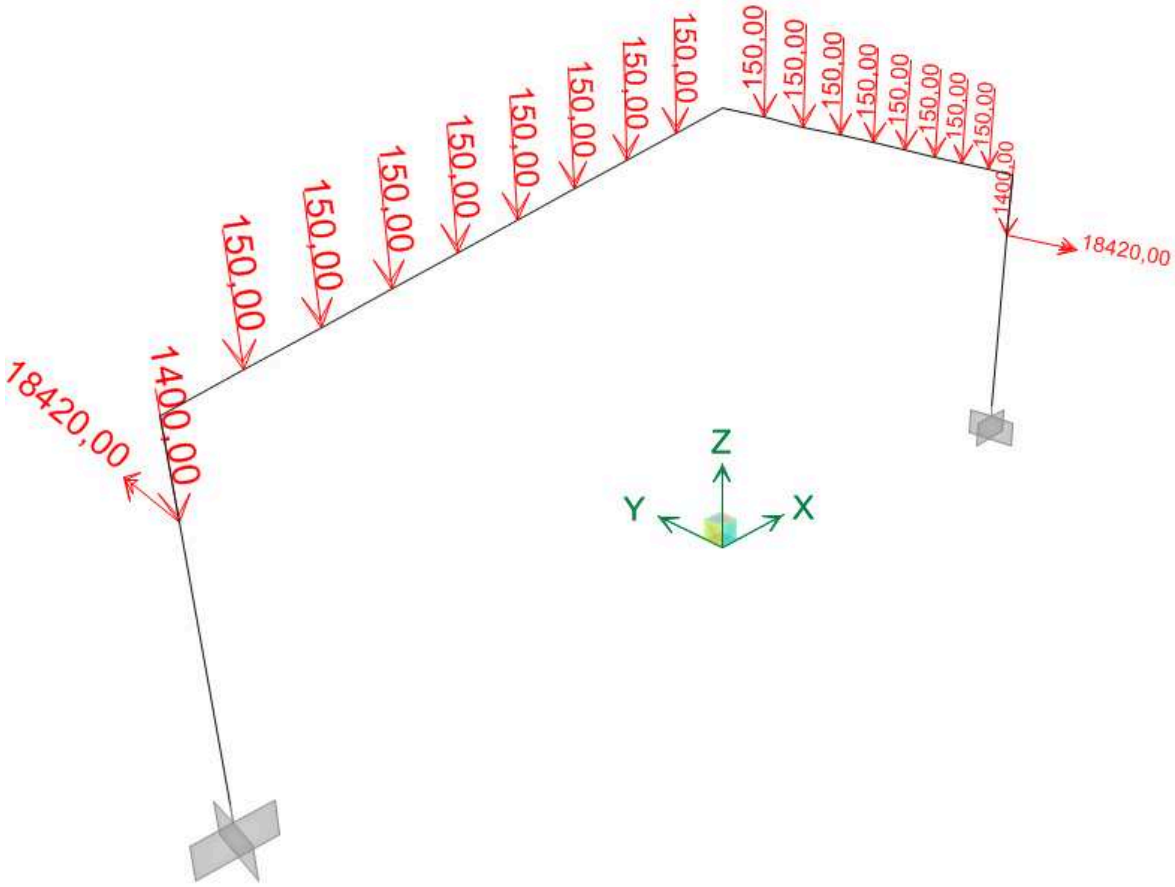


Figura 5.27. Reacciones y momentos por los elementos unidos al pórtico afectados por el ancho colaborante (correas, vigas carrileras, forro metálico y carga de seguridad)

- Reacciones y momentos aplicados del puente grúa, carga P.G

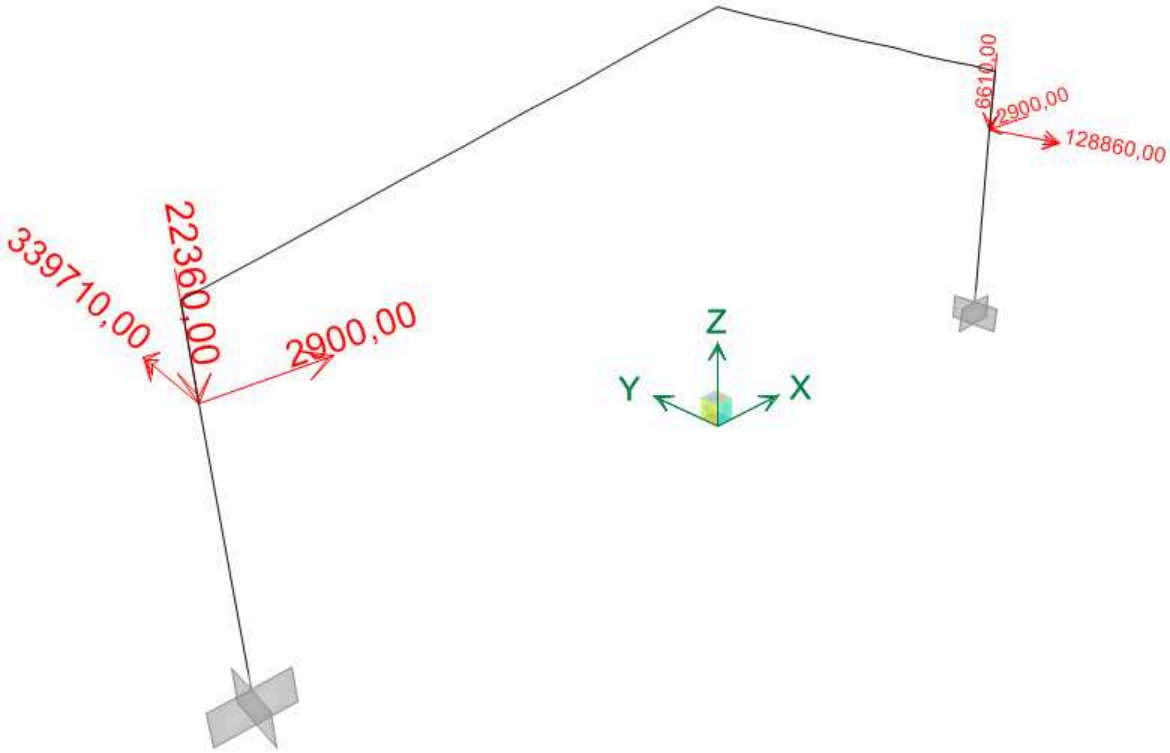


Figura 5.28. Reacciones y momentos generados por el puente grúa en el pórtico

- Carga viva de cubierta

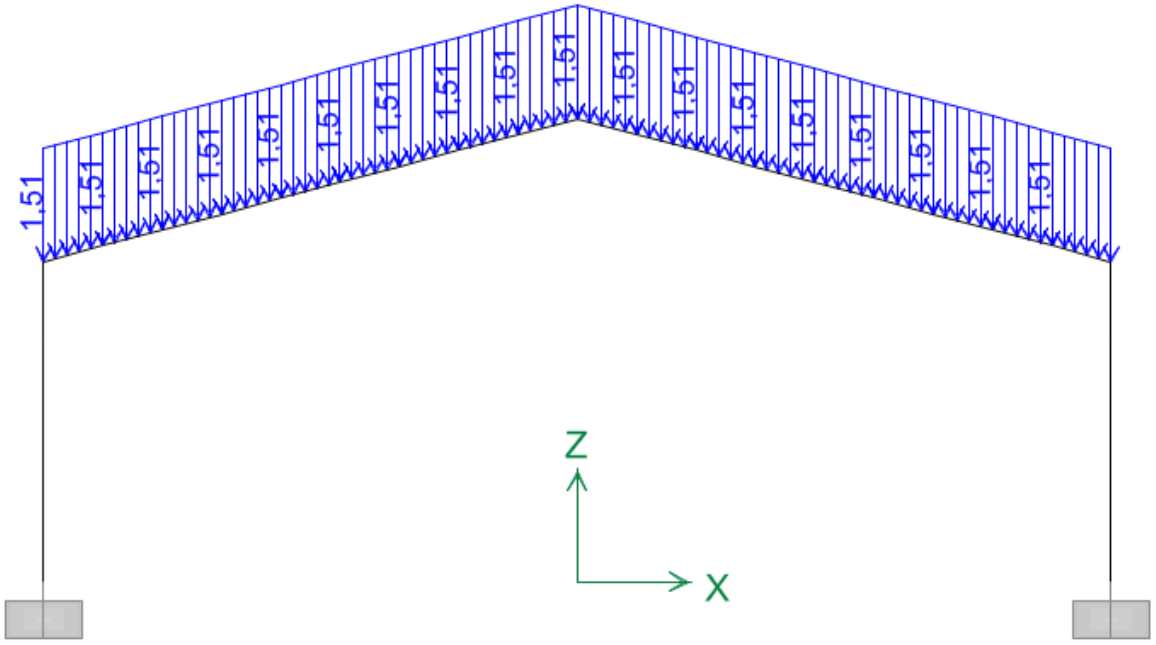


Figura 5.29. Carga viva de cubierta distribuida en el pórtico

- Carga de viento

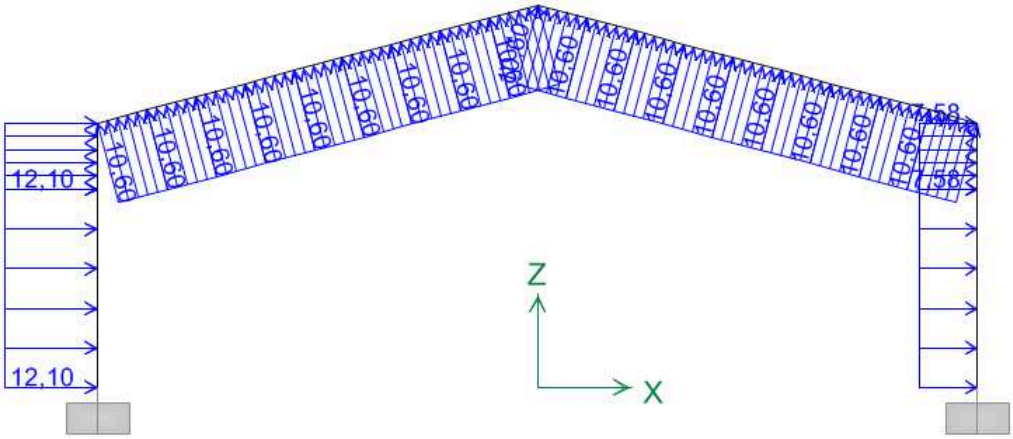


Figura 5.30. Distribución normal de la carga de viento en presión y succión

- Carga de sismo

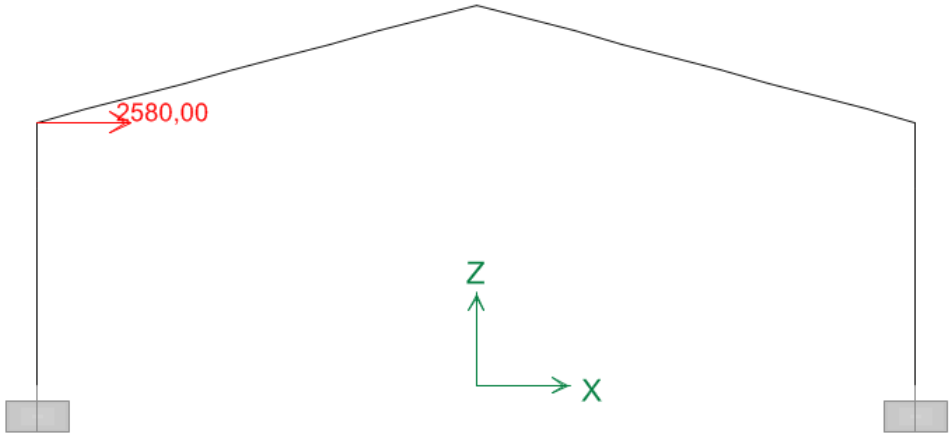


Figura 5.31. Aplicación de la carga de sismo en la estructura

- Carga de granizo

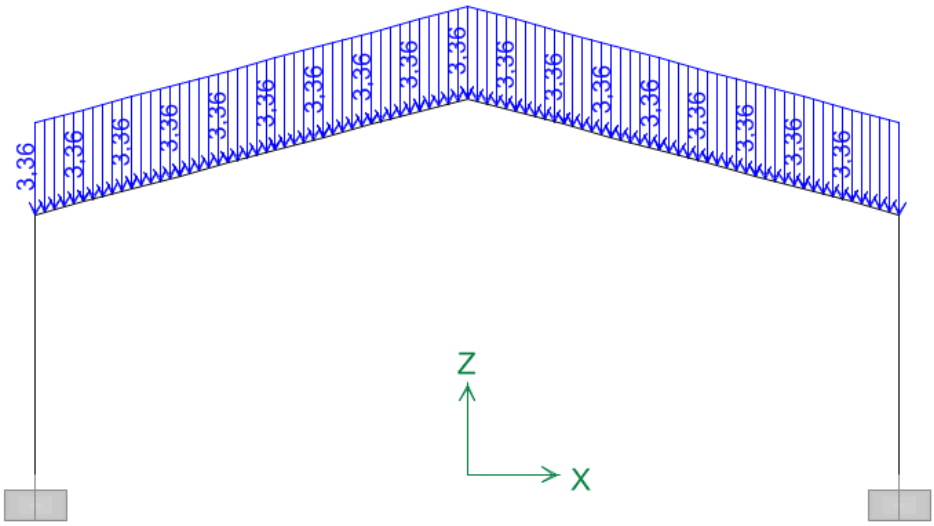


Figura 5.32. Distribución de la carga de granizo en el pórtico

- Carga de ceniza volcánica

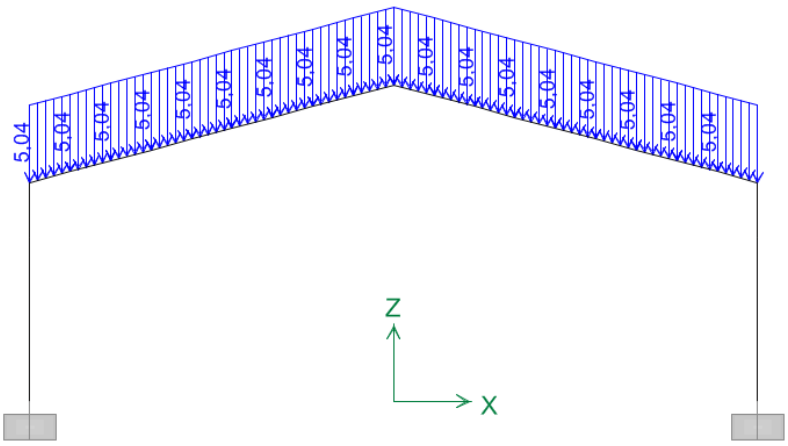


Figura 5.33. Distribución de la carga de ceniza volcánica en el pórtico

5.3.4.2 Definición de las combinaciones de carga en el SAP2000

Una vez definidas las cargas, se definen ahora las combinaciones de carga correspondientes. Se recordará que la carga viva L es cero, por tanto este parámetro se anula en las combinaciones de carga descritas.

Antes de empezar la definición de las 14 combinaciones de carga, es necesario establecer una combinación de carga que reúna a las 2 cargas muertas que se han definido por separado: D1 correspondiente al peso muerto de los perfiles del pórtico, y D2 correspondiente a los elementos conectados al pórtico afectados por el ancho colaborante.

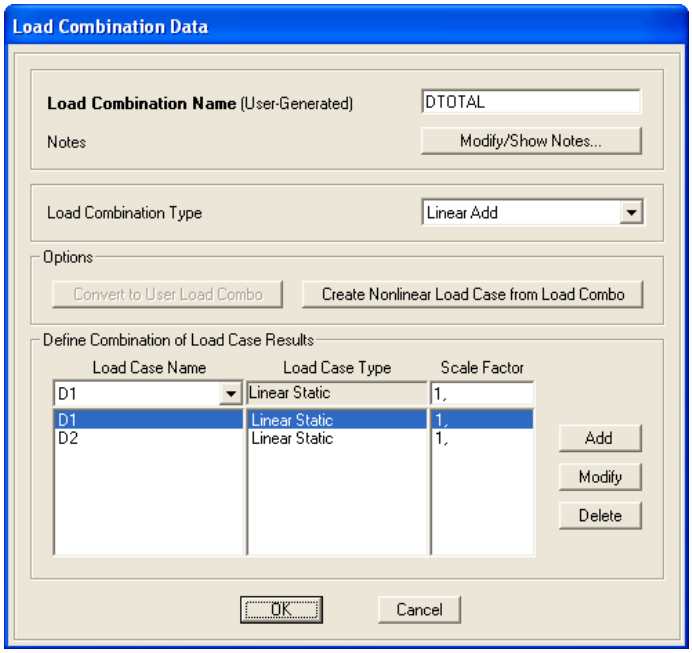


Figura 5.34. Definición de la carga muerta total

Se definen ahora los 14 tipos de combinación de carga anexando también las cargas generadas por el posicionamiento extremo del puente grúa cargado.

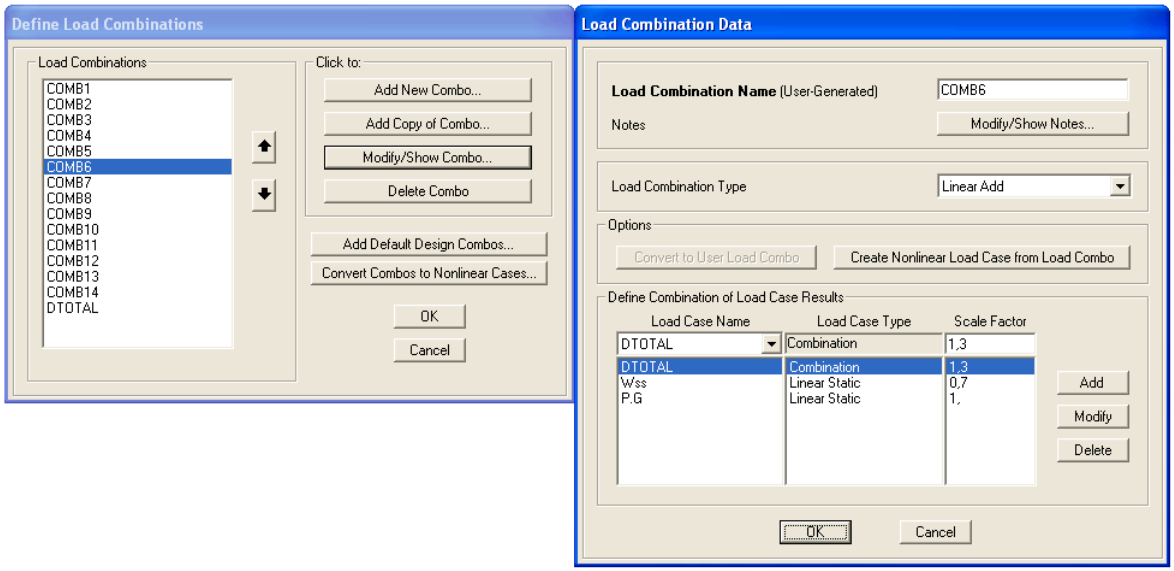


Figura 5.35. Definición de los 14 tipos de combinaciones de carga en el SAP2000, ejemplo de definición de la combinación 6

En la figura anterior se puede observar como se ha definido la combinación de carga 6. Como se recordará esta combinación era:

$$(6)\quad C_{P.G}+D+0.7W_{ss}$$

No obstante, dentro de su definición en el SAP2000 se le ha agregado un factor de 1,3 para incluir la carga de seguridad que hasta el momento no se ha definido. Por tanto, en todas las combinaciones de carga planteadas se multiplica el factor 1,3 al factor numérico que acompañe a la carga muerta.

5.3.4.3 Valores de cortante y momento flector máximos para cada combinación de carga

En esta sección mediante la ayuda del SAP2000, se muestran los diagramas de cortante, momento flector y carga axial. Posteriormente se muestra una tabla donde se registran los valores máximos para cada elemento. De ahora en adelante, para distinguir cada elemento, se toma en cuenta la codificación presentada en la **Figura 4.1** (A y F para las columnas primarias, B y E para las columnas secundarias, y C y D para las vigas trabes). Las unidades consideradas son: (kip, in).

- Combinación de carga 1: D

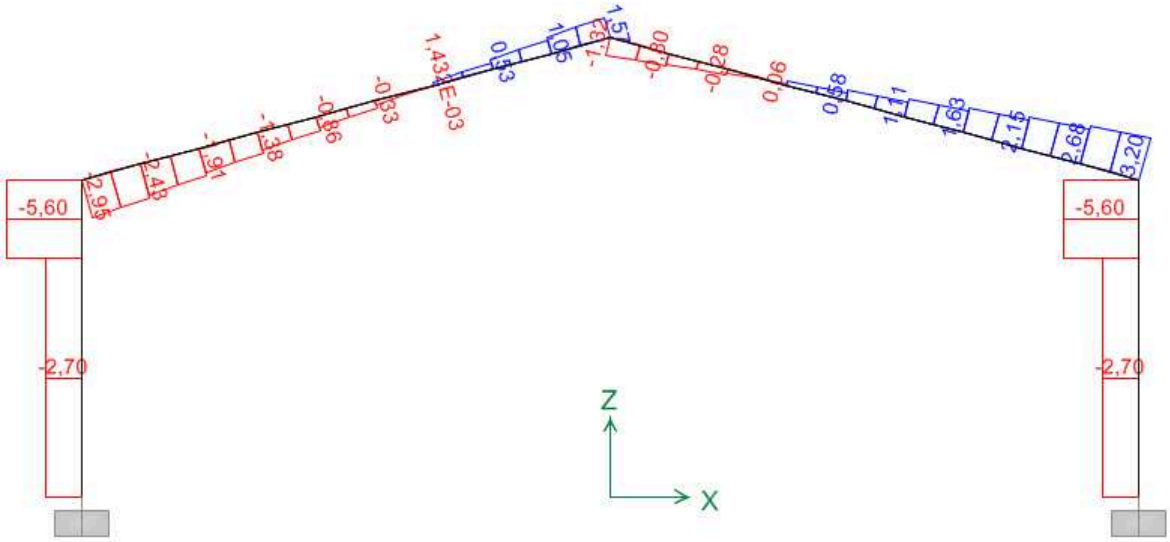


Figura 5.36. Diagrama de cortante para la combinación de carga 1

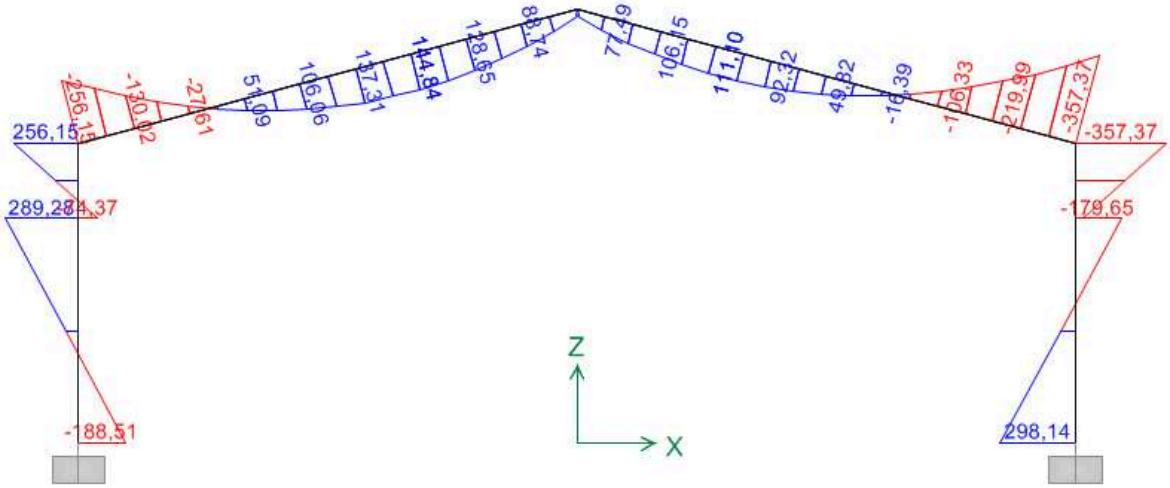


Figura 5.37. Diagrama de momento flector para la combinación de carga 1

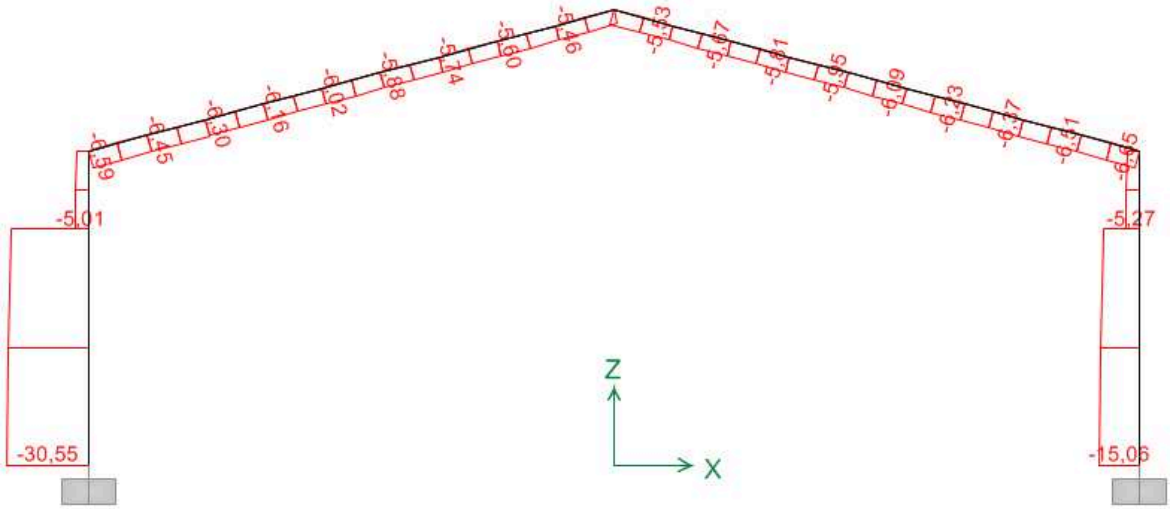


Figura 5.38. Diagrama de fuerzas axiales para la combinación de carga 1

- Combinación de carga 2: $D + L + L_r$

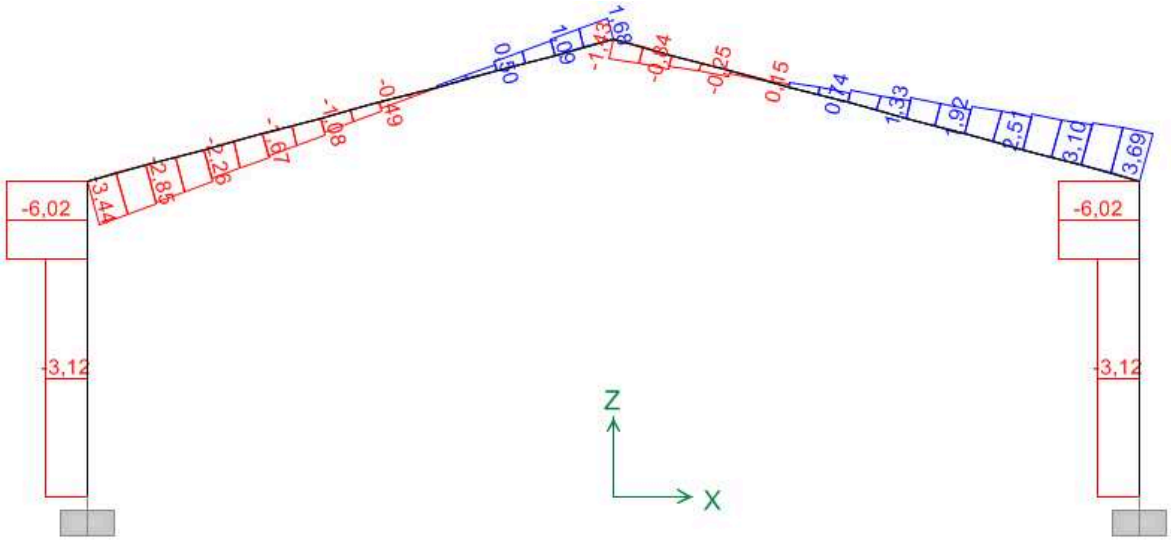


Figura 5.39. Diagrama de cortante para la combinación de carga 2

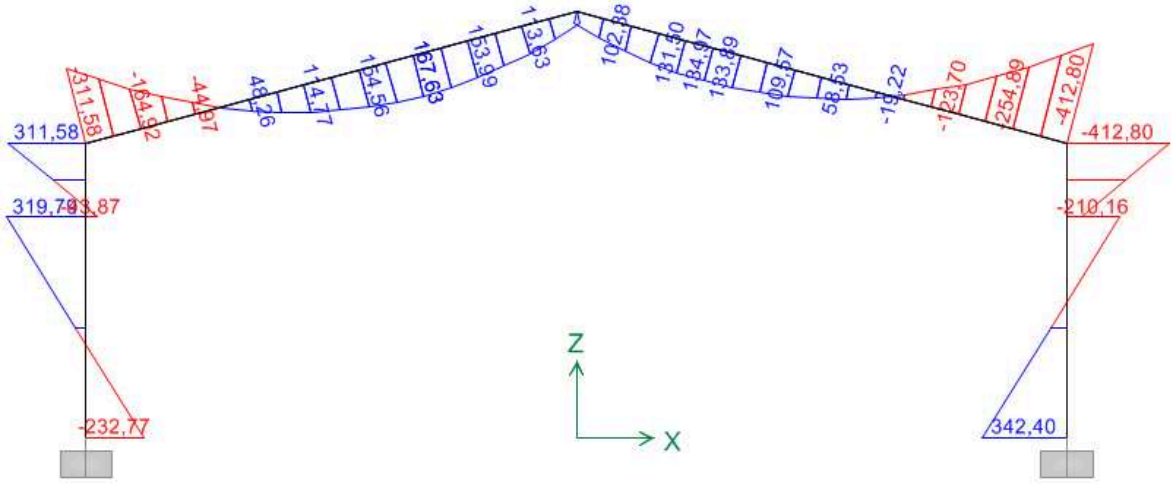


Figura 5.40. Diagrama de momento flector para la combinación de carga 2

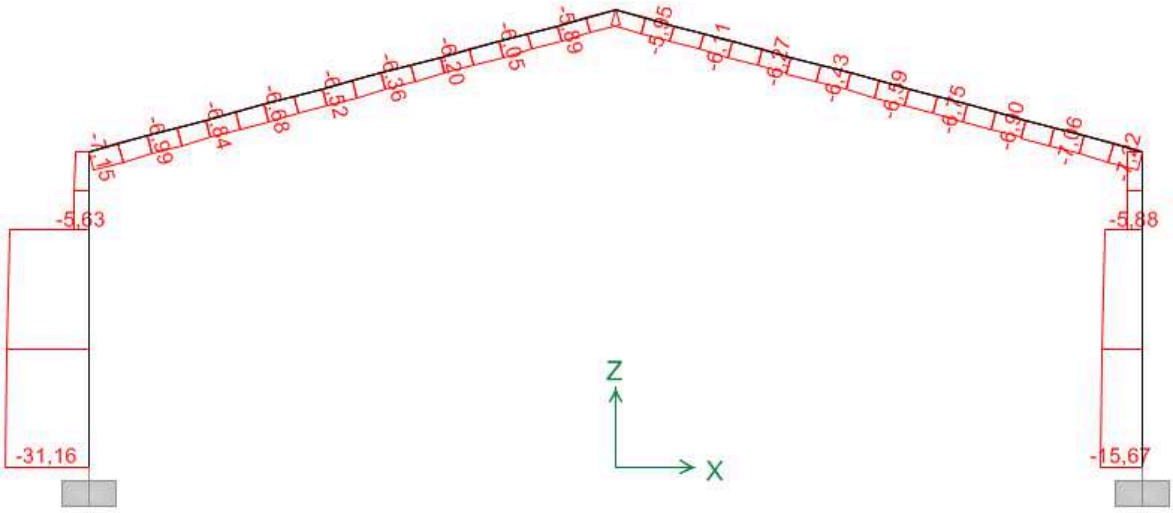


Figura 5.41. Diagrama de fuerzas axiales para la combinación de carga 2

- Combinación de carga 3: $D+L+S$

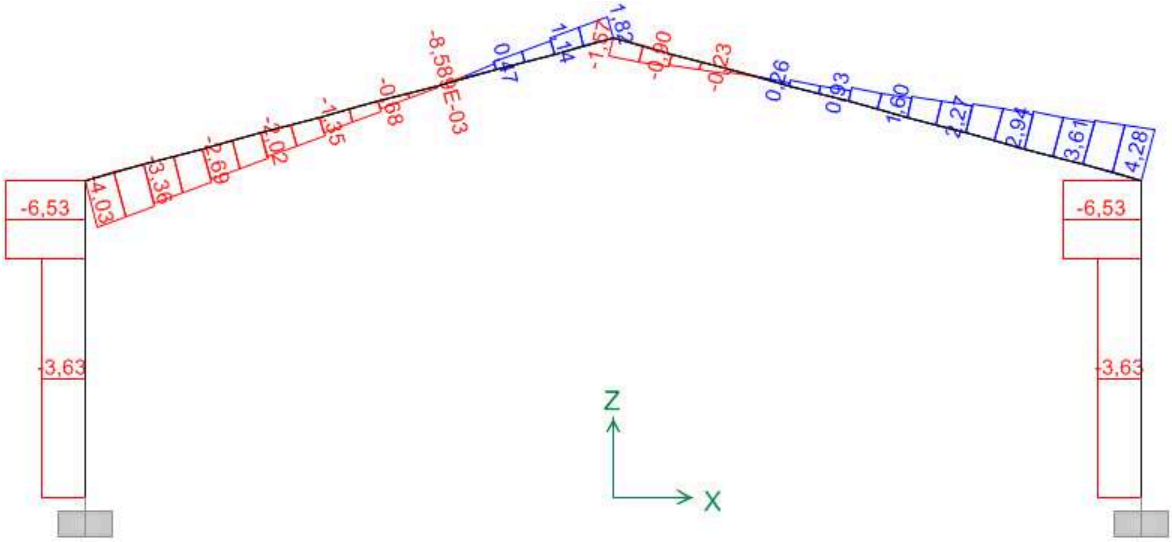


Figura 5.42. Diagrama de cortante para la combinación de carga 3

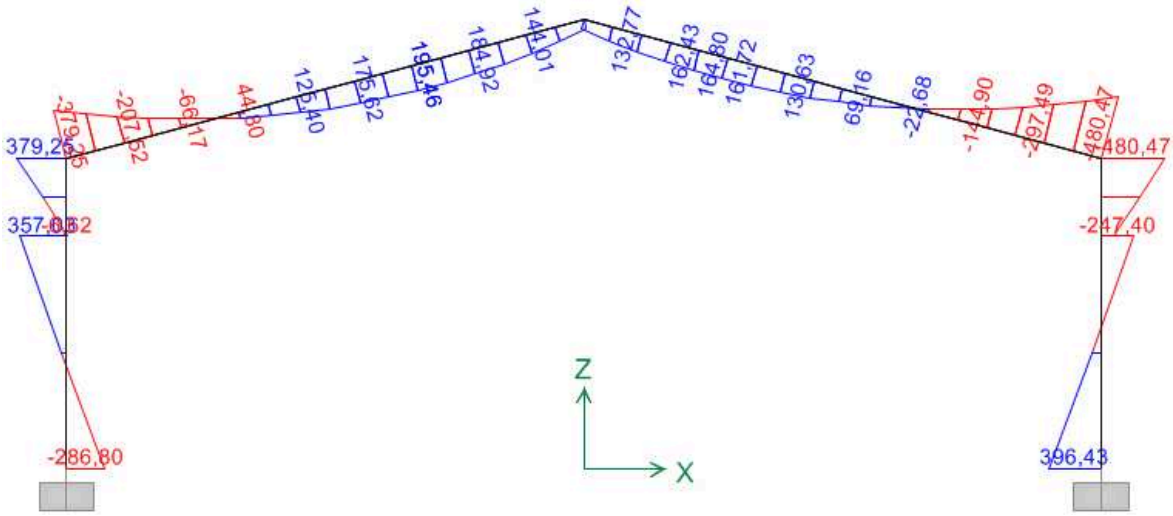


Figura 5.43. Diagrama de momento flector para la combinación de carga 3

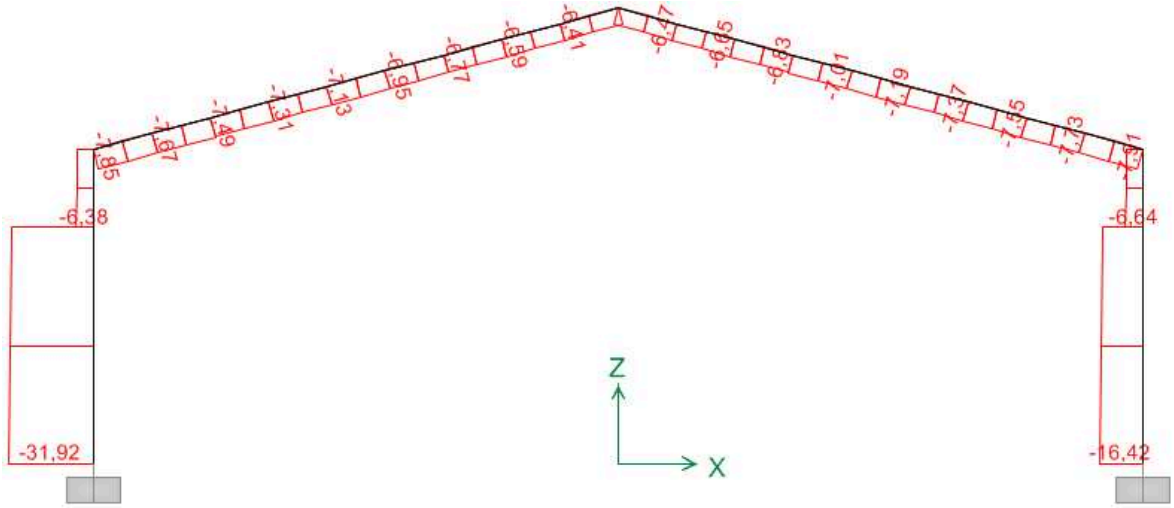


Figura 5.44. Diagrama de fuerzas axiales para la combinación de carga 3

- Combinación de carga 4: $D+L+G$

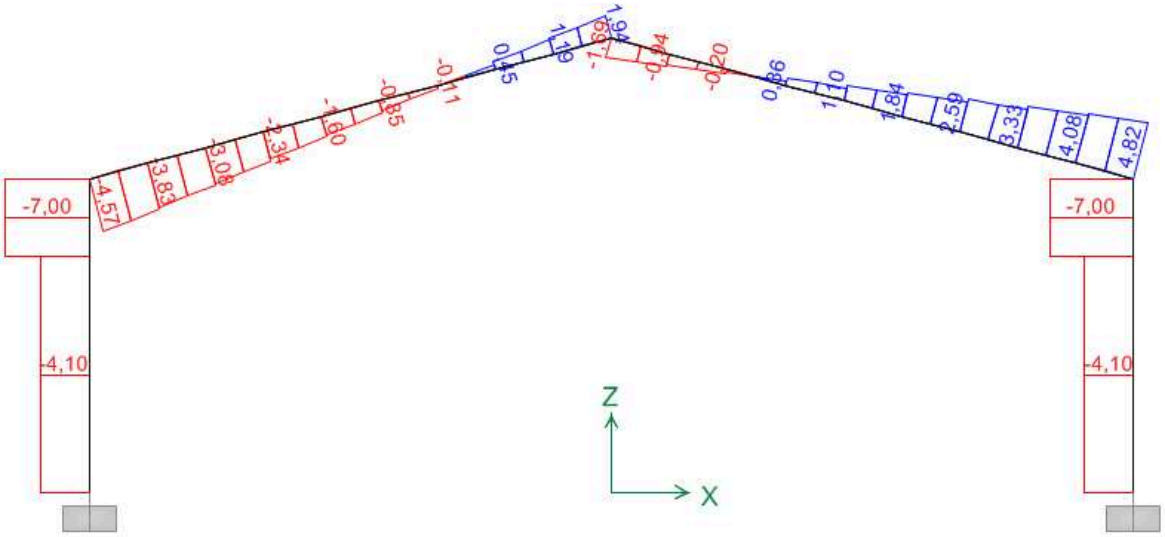


Figura 5.45. Diagrama de cortante para la combinación de carga 4

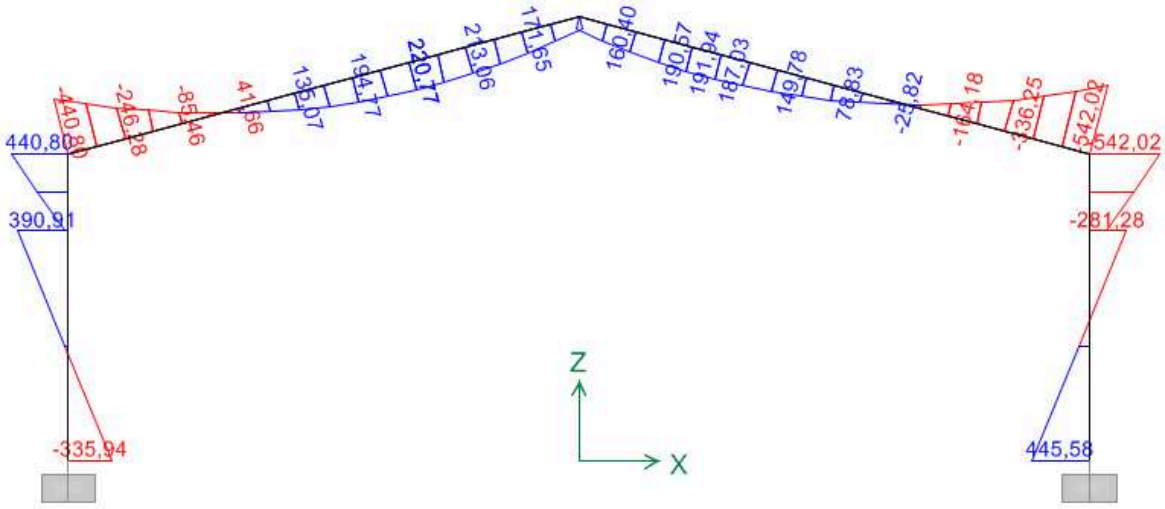


Figura 5.46. Diagrama de momento flector para la combinación de carga 4

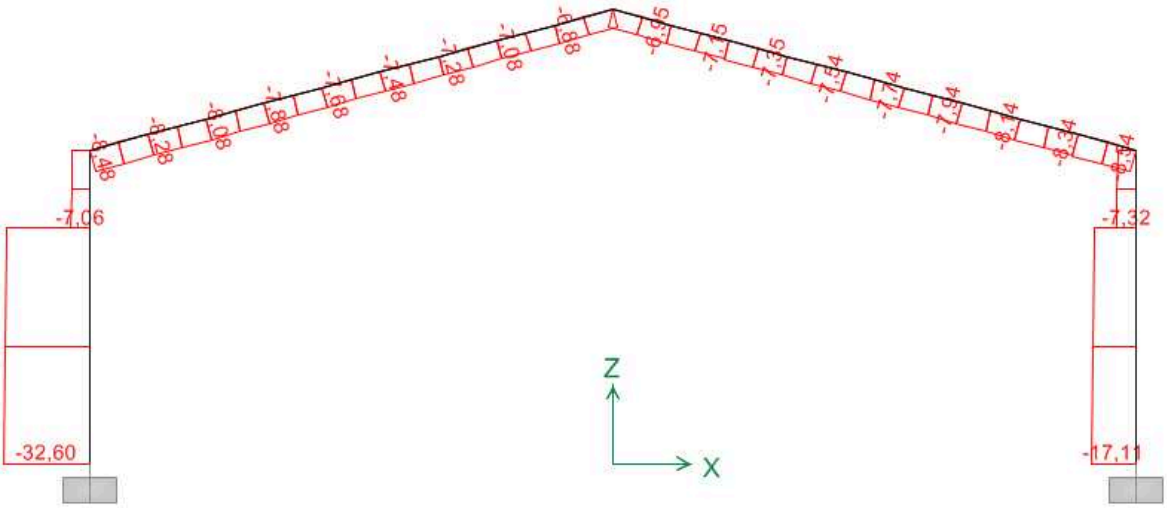


Figura 5.47. Diagrama de fuerzas axiales para la combinación de carga 4

- Combinación de carga 5: $D+W_v$

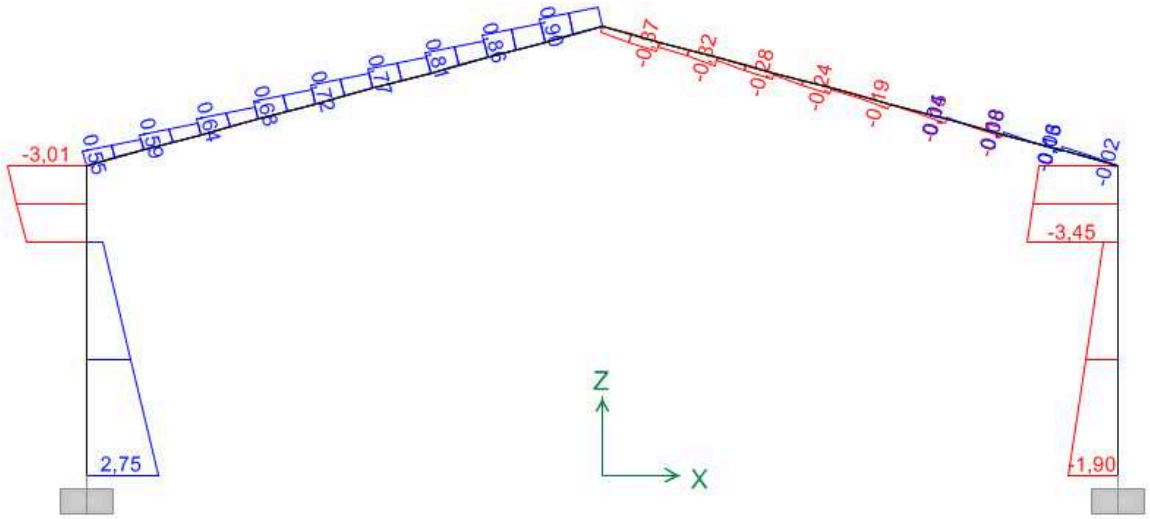


Figura 5.48. Diagrama de cortante para la combinación de carga 5

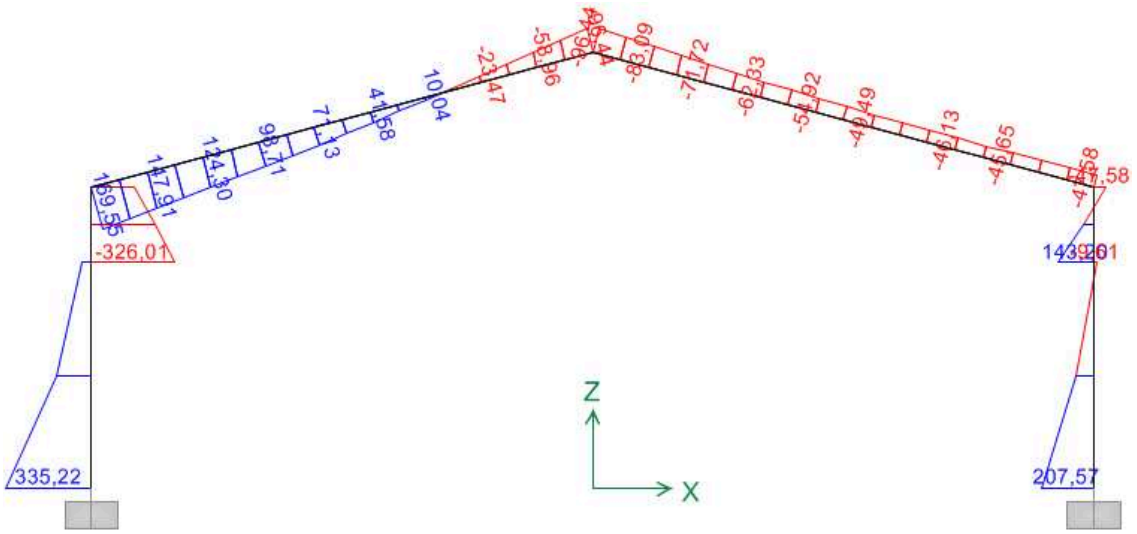


Figura 5.49. Diagrama de momento flector para la combinación de carga 5

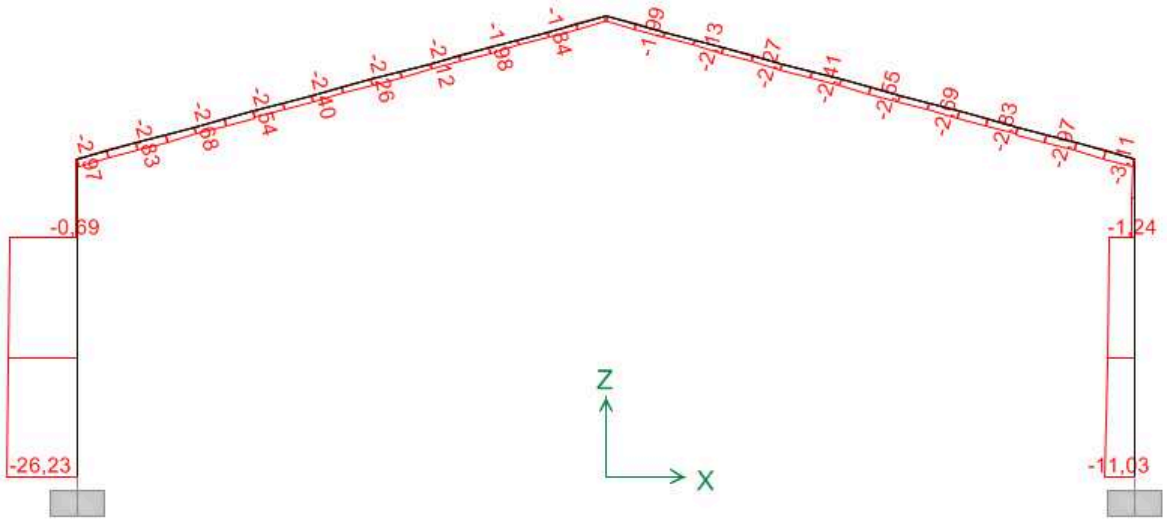


Figura 5.50. Diagrama de fuerzas axiales para la combinación de carga 5

- Combinación de carga 6: $D + 0.7W_{ss}$

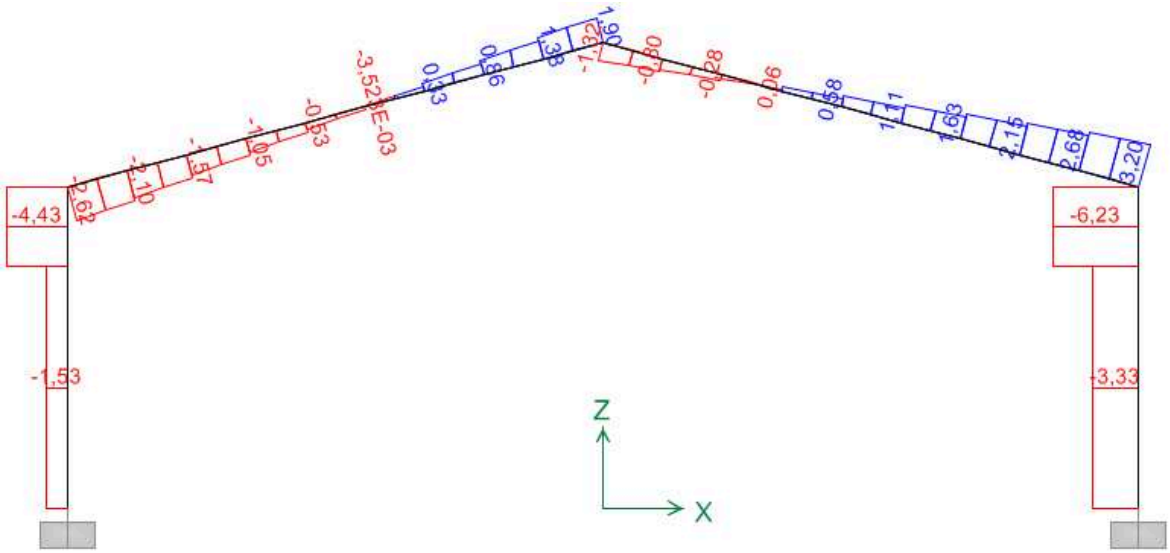


Figura 5.51. Diagrama de cortante para la combinación de carga 6

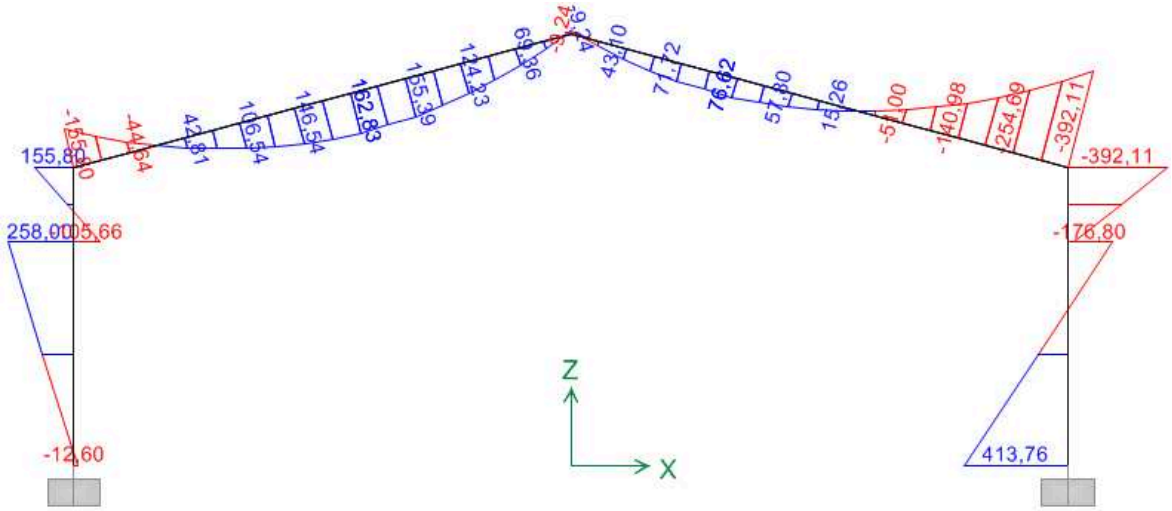


Figura 5.52. Diagrama de momento flector para la combinación de carga 6

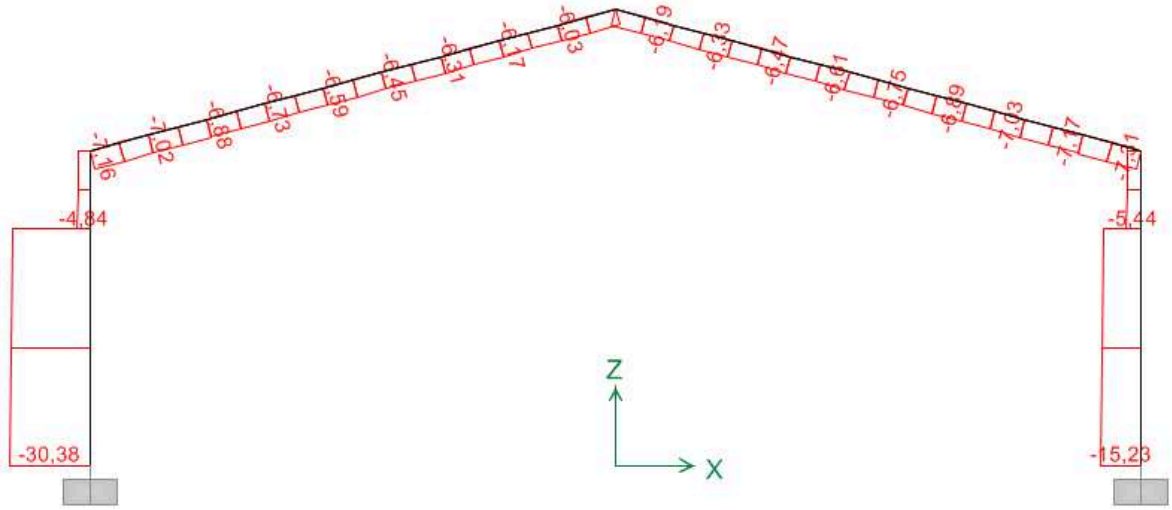


Figura 5.53. Diagrama de fuerzas axiales para la combinación de carga 6

- Combinación de carga 7: $0.9D + 0.7W_{ss}$

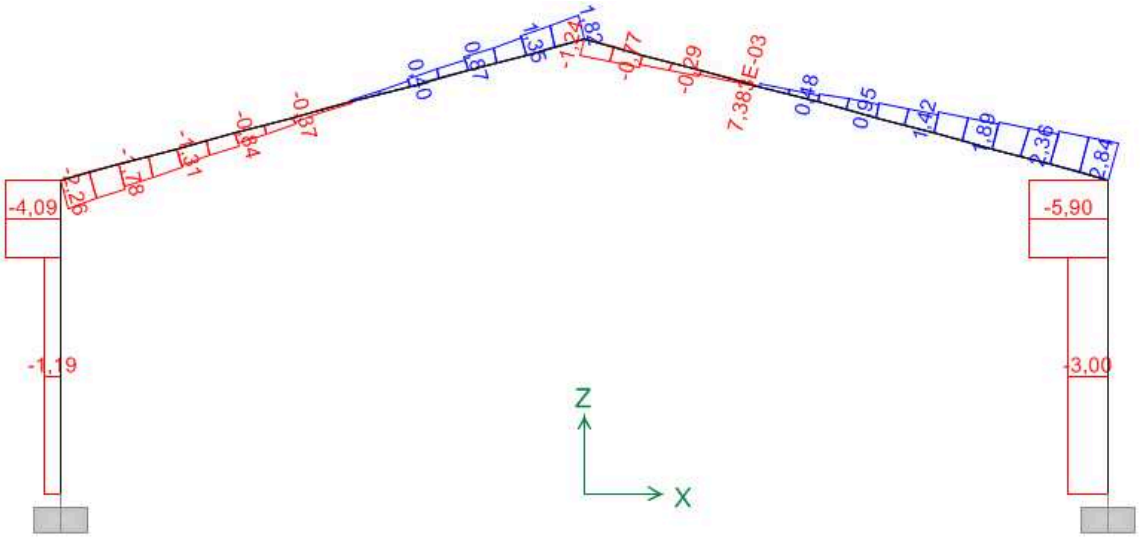


Figura 5.54. Diagrama de cortante para la combinación de carga 7

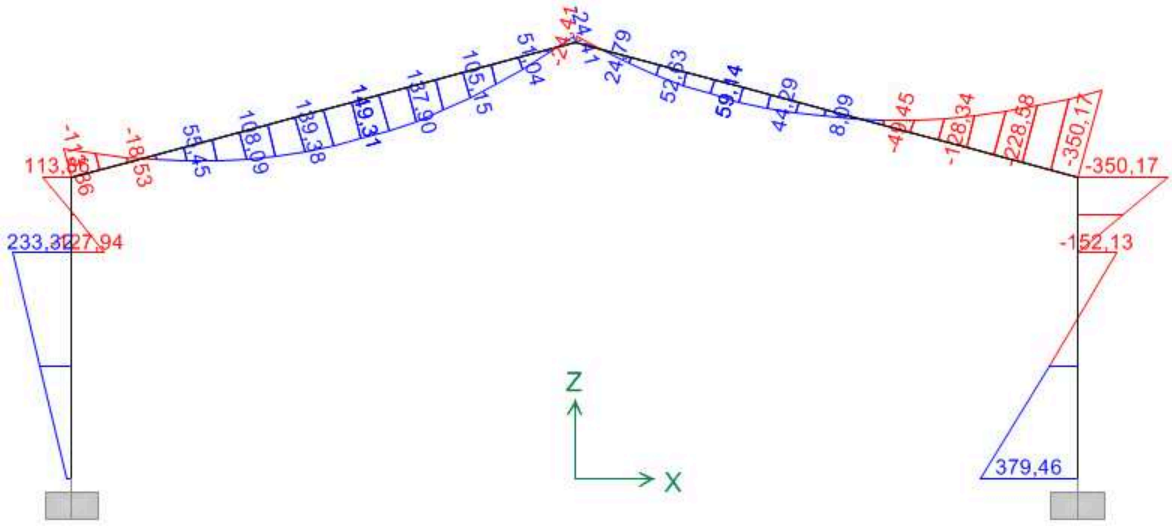


Figura 5.55. Diagrama de momento flector para la combinación de carga 7

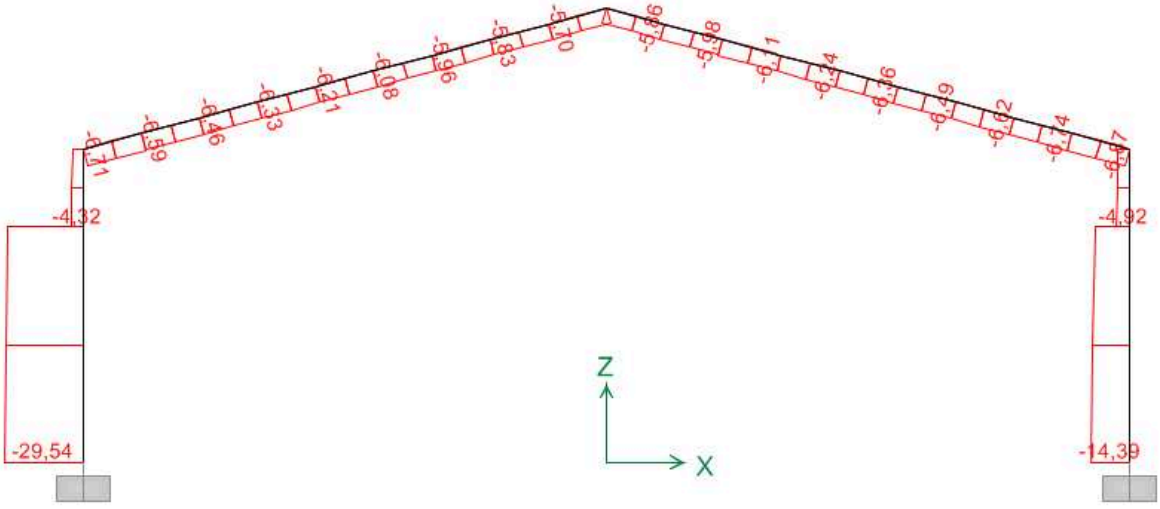


Figura 5.56. Diagrama de fuerzas axiales para la combinación de carga 7

- Combinación de carga 8: $0.9D - 0.7W_{ss}$

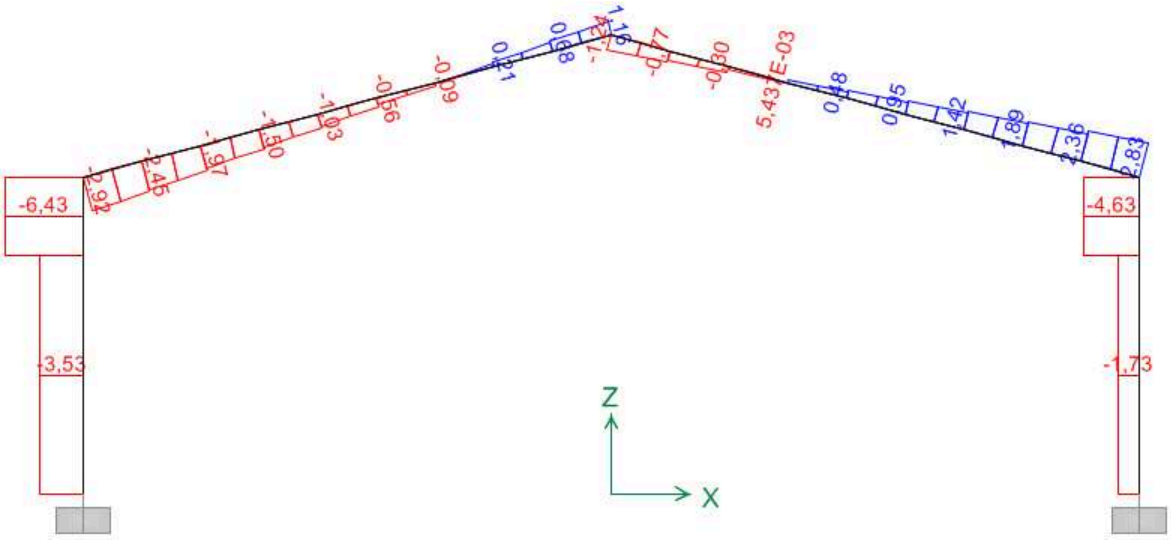


Figura 5.57. Diagrama de cortante para la combinación de carga 8

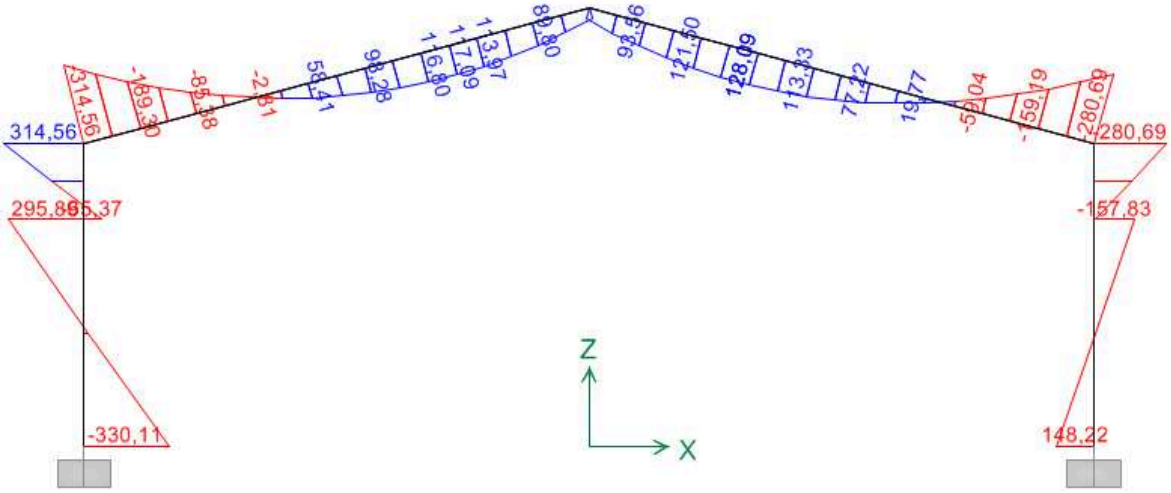


Figura 5.58. Diagrama de momento flector para la combinación de carga 8

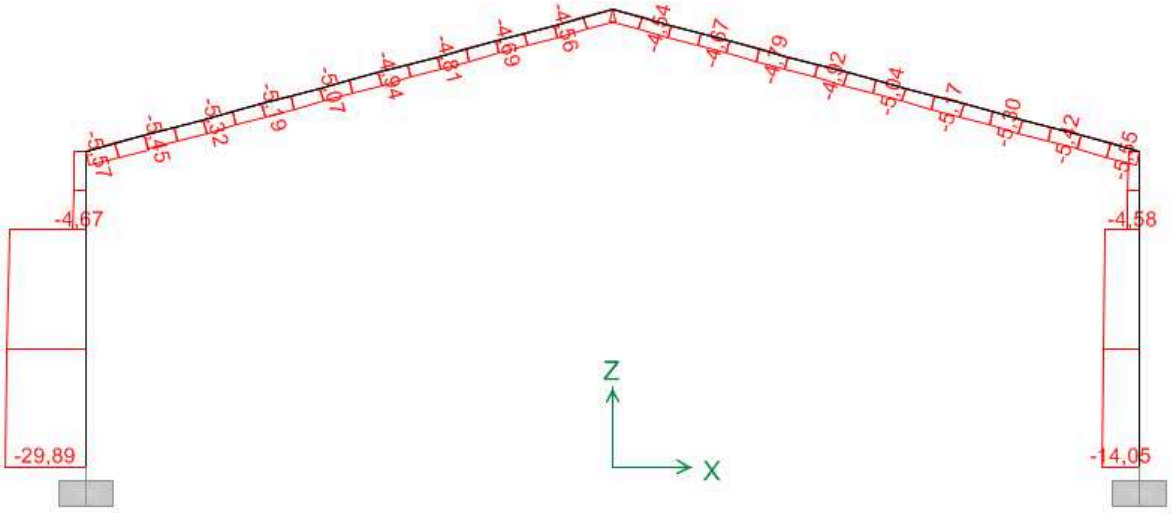


Figura 5.59. Diagrama de fuerzas axiales para la combinación de carga 8

- Combinación de carga 9: $D + 0.75\ L + L_r + W_v$

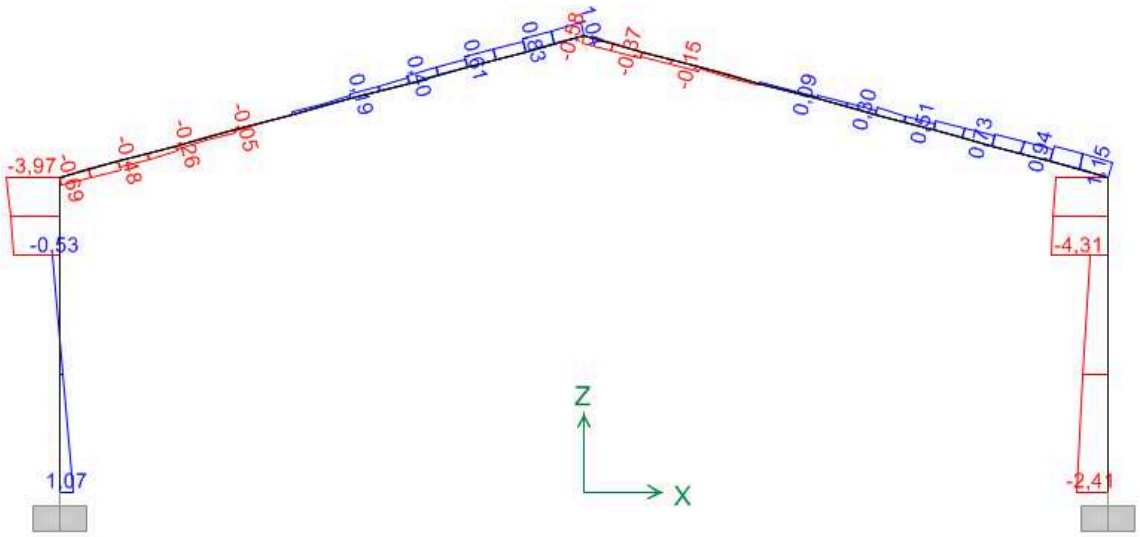


Figura 5.60. Diagrama de cortante para la combinación de carga 9

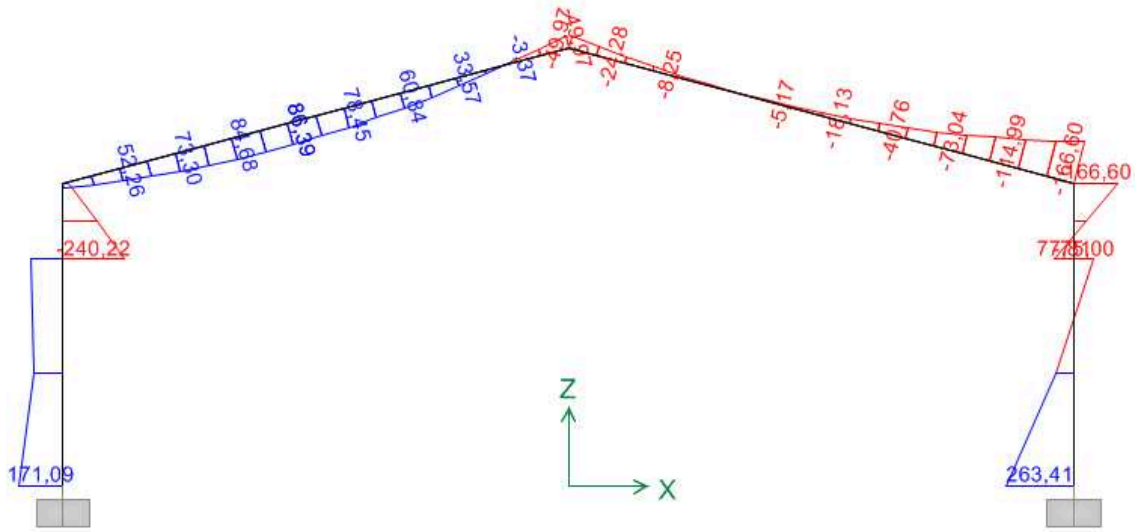


Figura 5.61. Diagrama de momento flector para la combinación de carga 9

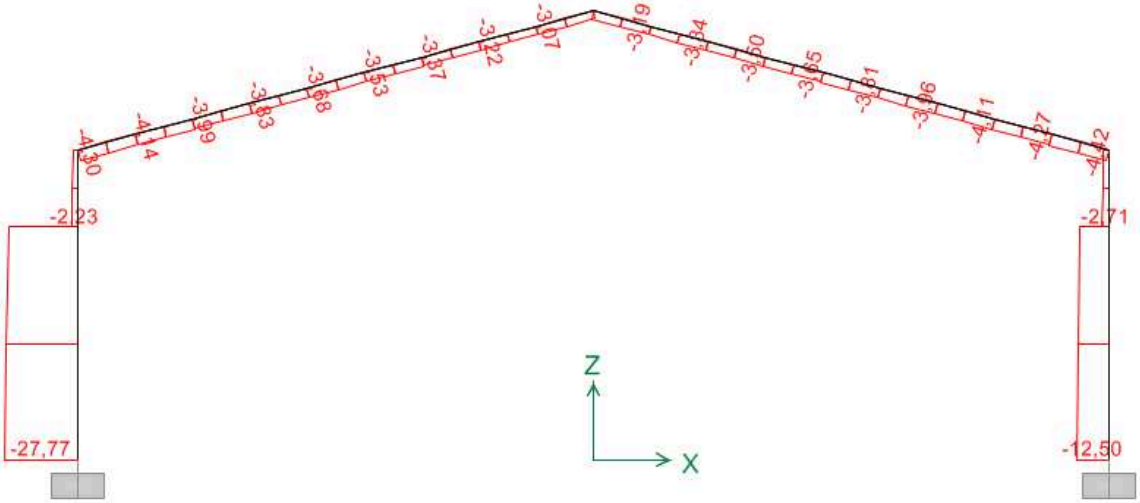


Figura 5.62. Diagrama de fuerzas axiales para la combinación de carga 9

- Combinación de carga 10: $D+0.75\ L+L_r+0.7W_{ss}$

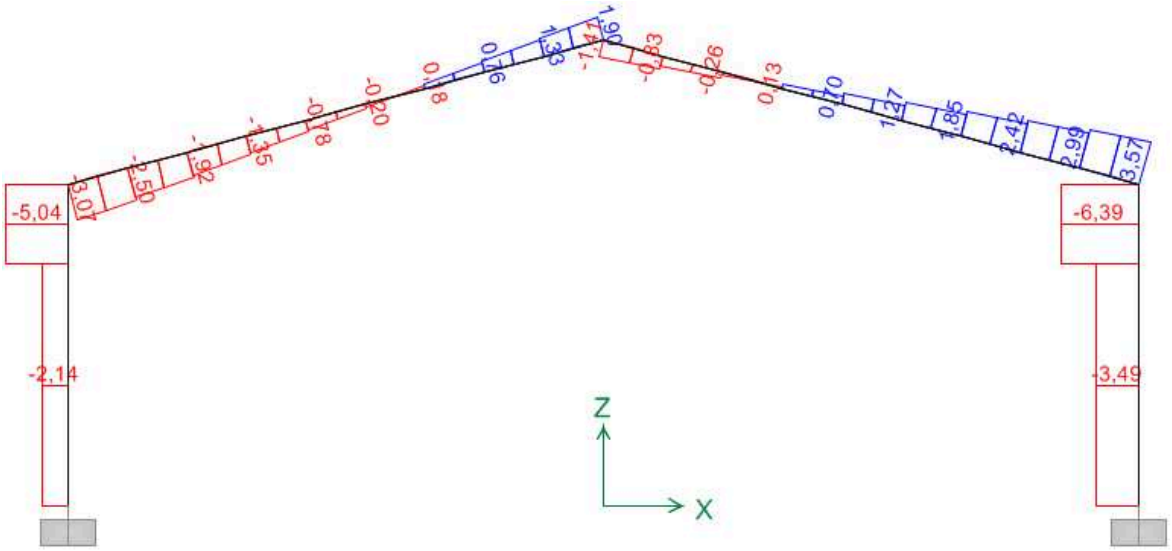


Figura 5.63. Diagrama de cortante para la combinación de carga 10

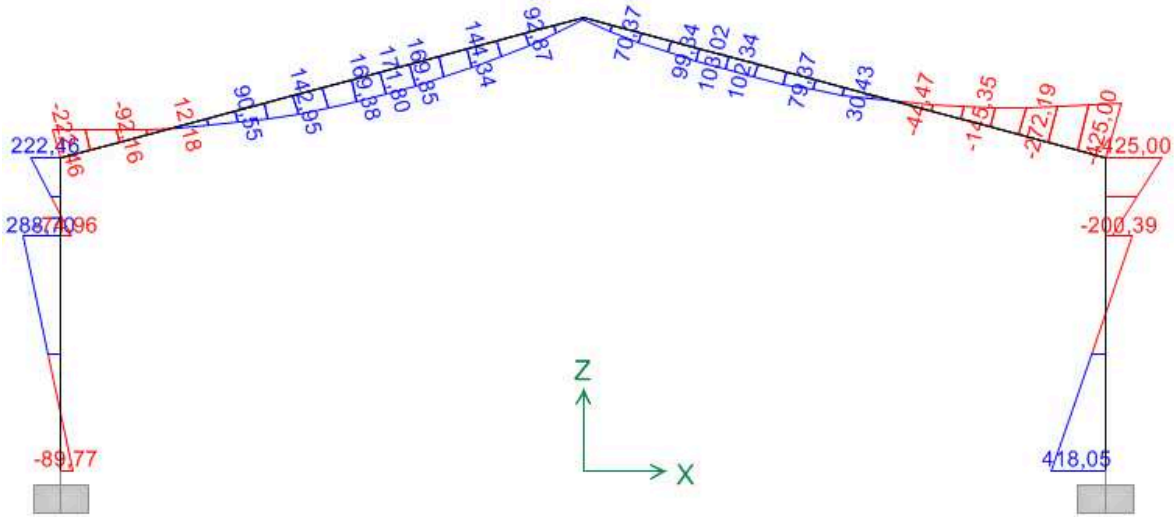


Figura 5.64. Diagrama de momento flector para la combinación de carga 10

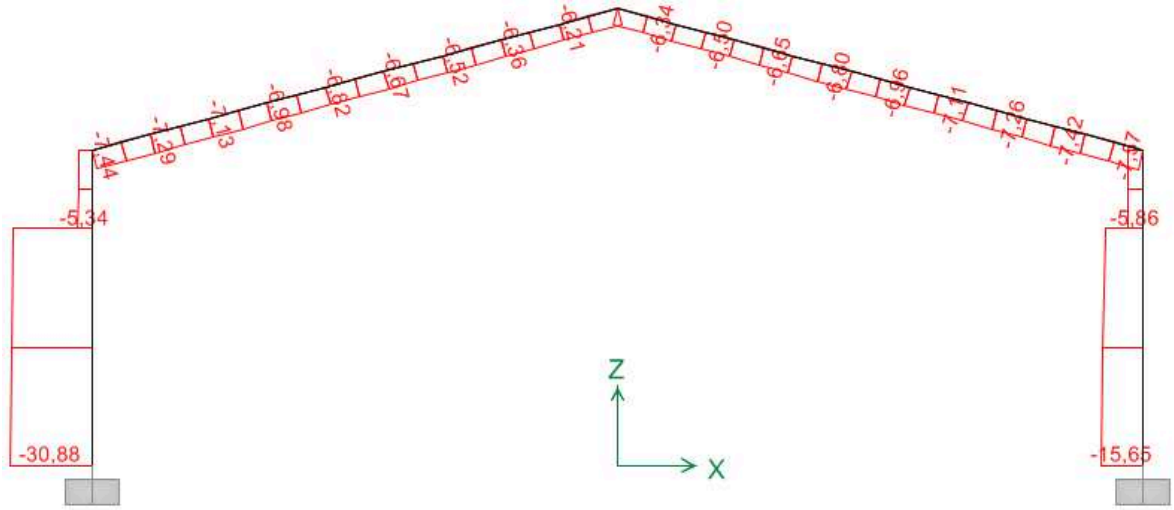


Figura 5.65. Diagrama de fuerzas axiales para la combinación de carga 10

- Combinación de carga 11: $D+0.75\ L+S+W_v$

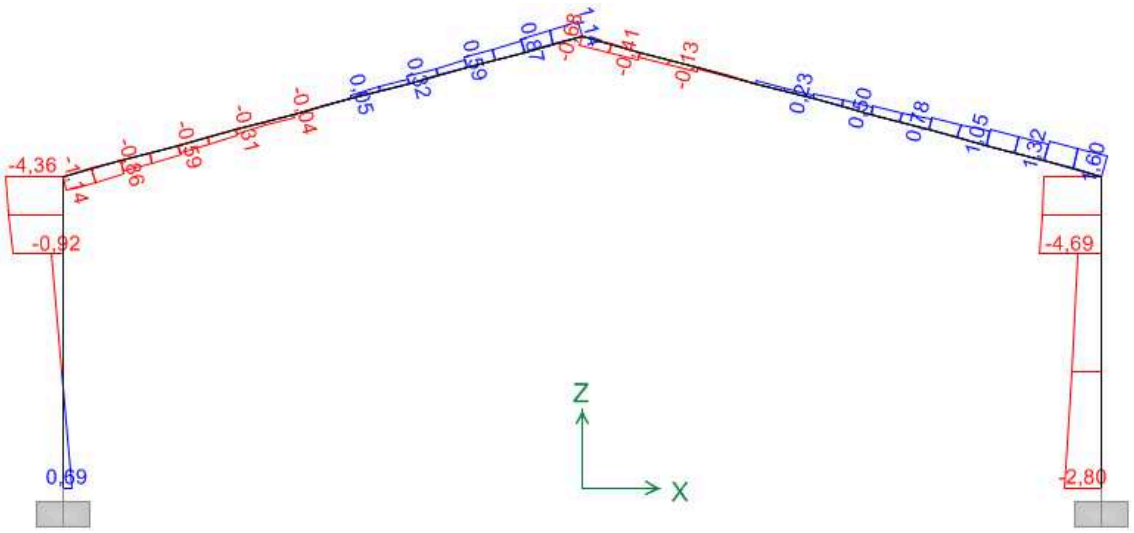


Figura 5.66. Diagrama de cortante para la combinación de carga 11

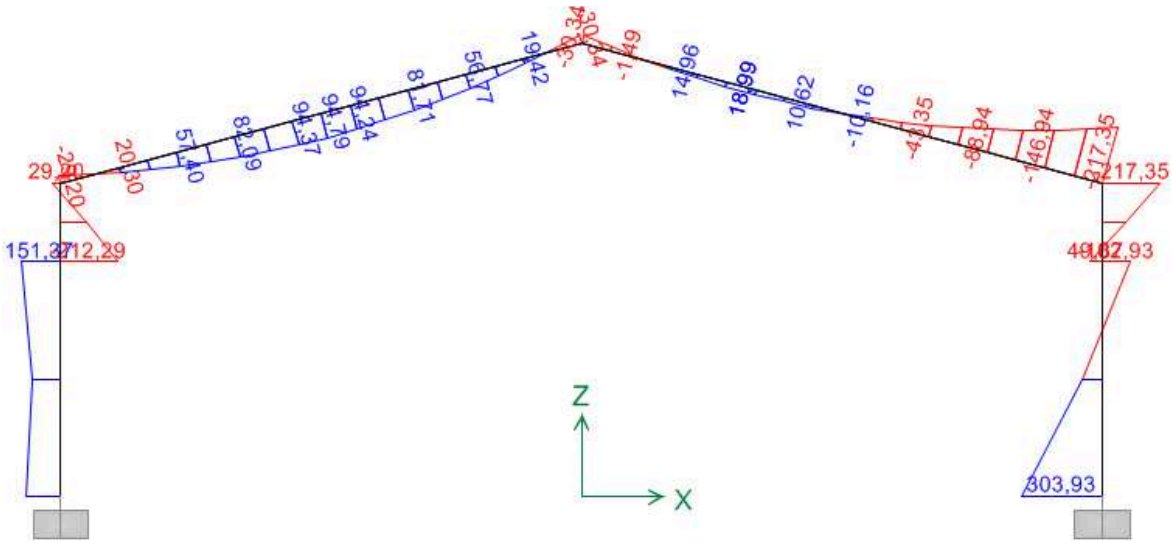


Figura 5.67. Diagrama de momento flector para la combinación de carga 11

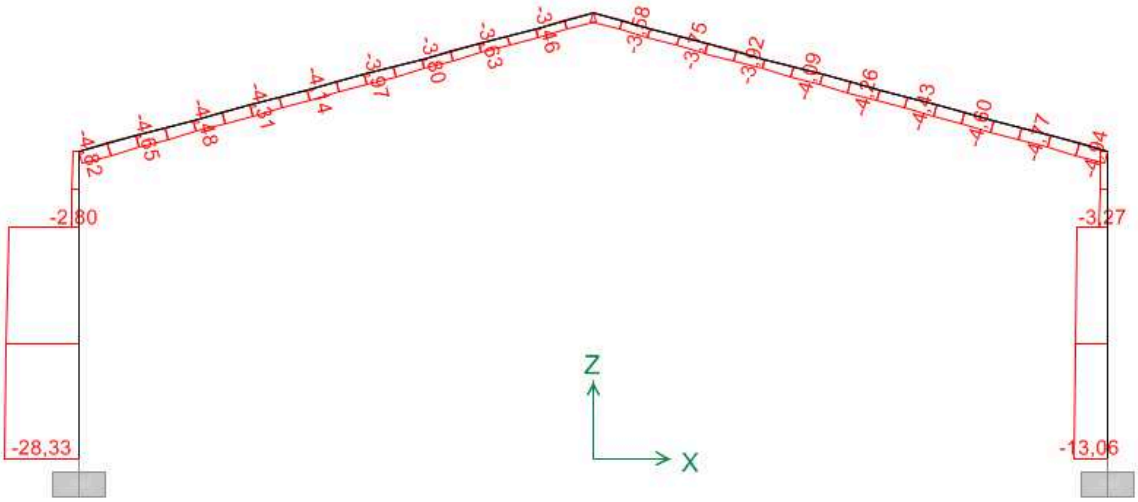


Figura 5.68. Diagrama de fuerzas axiales para la combinación de carga 11

- Combinación de carga 12: $D+0.75\ L+G+W_v$

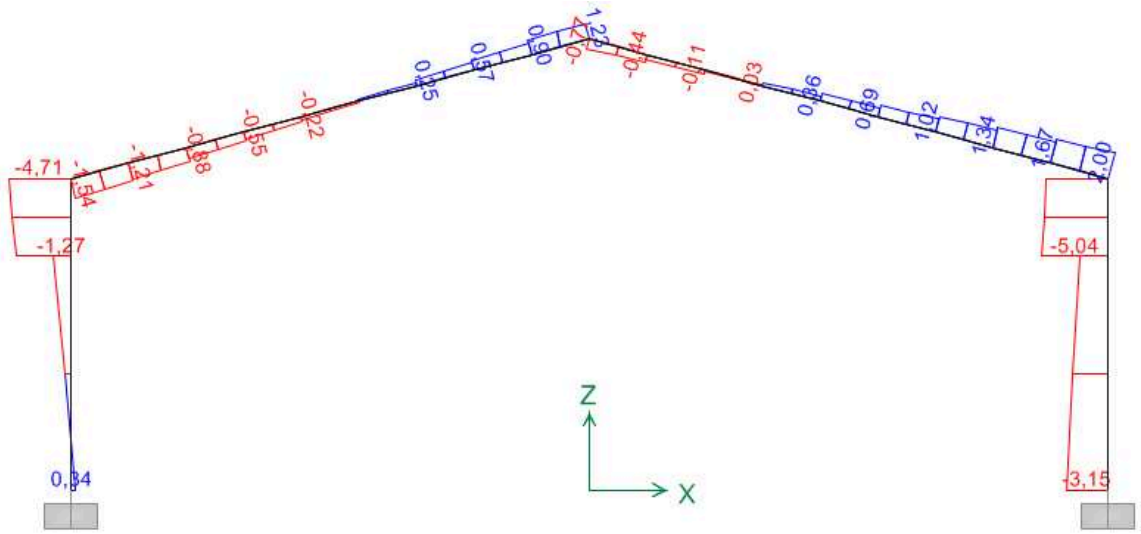


Figura 5.69. Diagrama de cortante para la combinación de carga 12

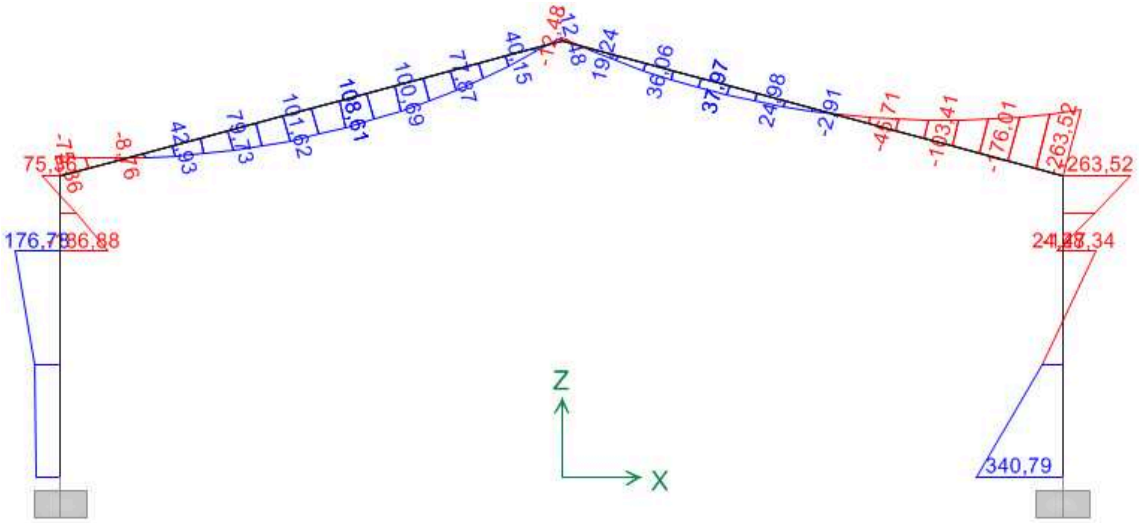


Figura 5.70. Diagrama de momento flector para la combinación de carga 12

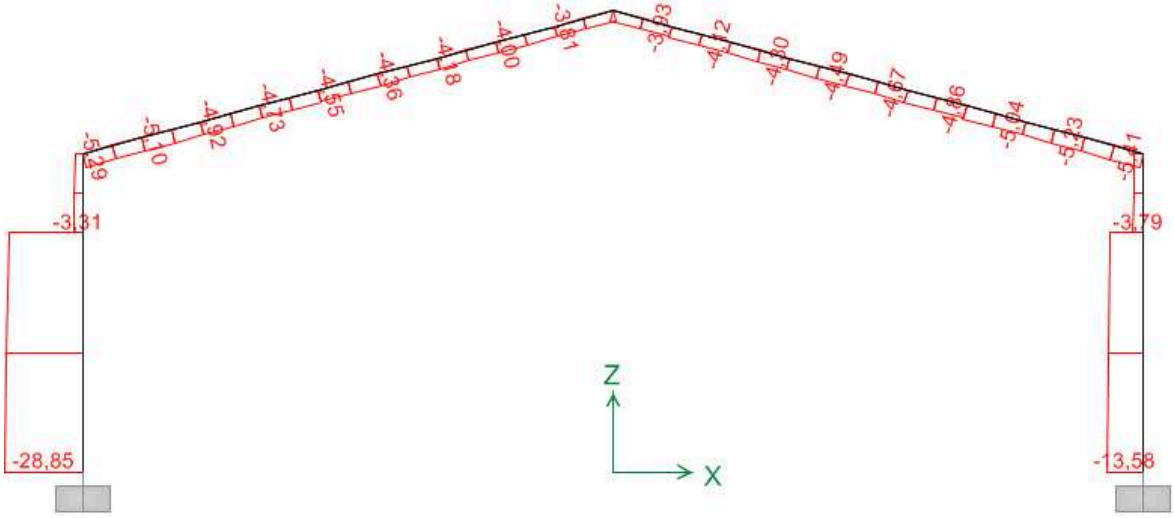


Figura 5.71. Diagrama de fuerzas axiales para la combinación de carga 12

- Combinación de carga 13: $D+0.75\ L+S+0.7W_{ss}$

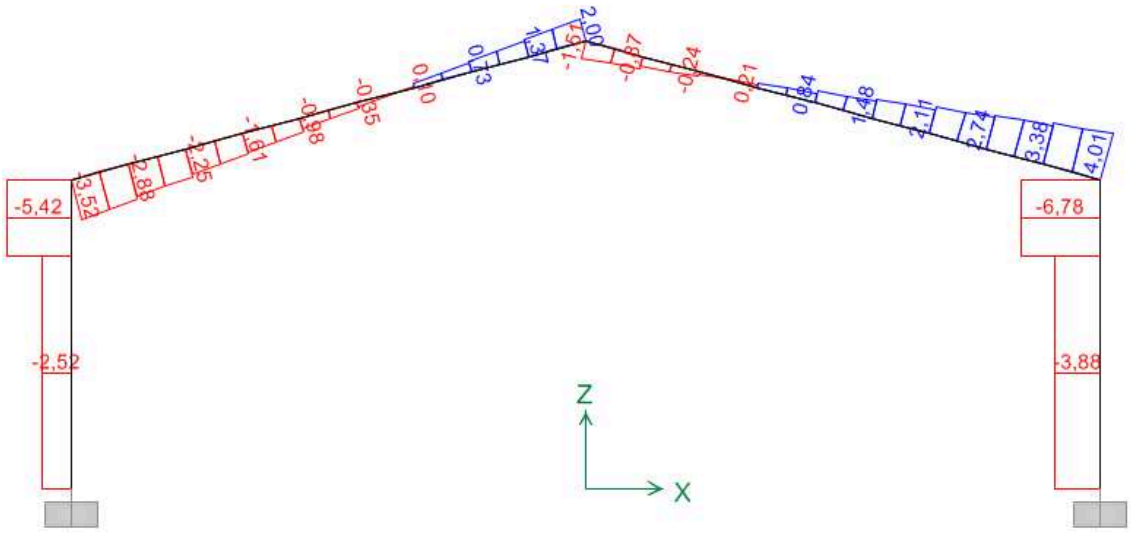


Figura 5.72. Diagrama de cortante para la combinación de carga 13

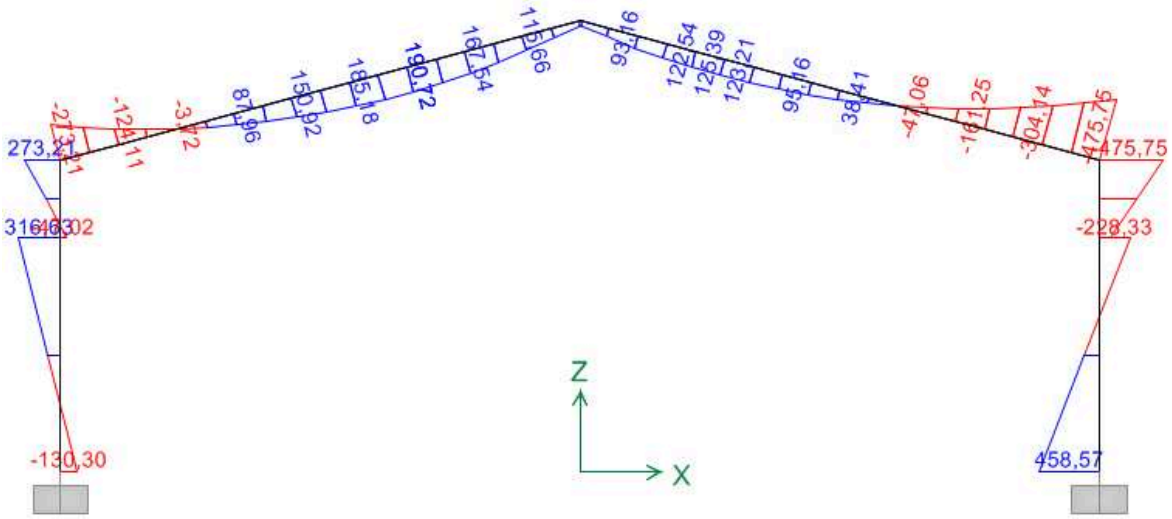


Figura 5.73. Diagrama de momento flector para la combinación de carga 13

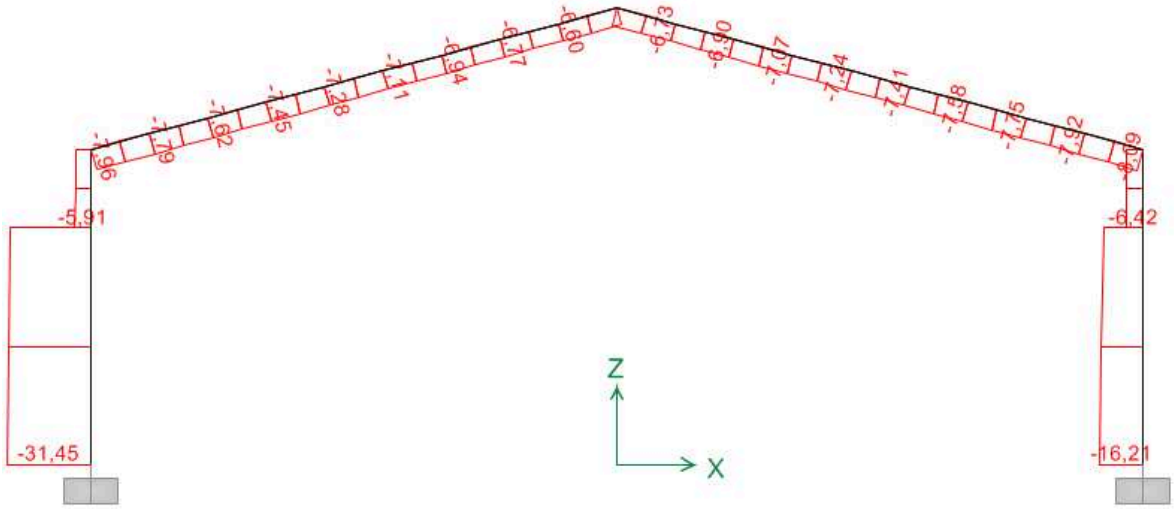


Figura 5.74. Diagrama de fuerzas axiales para la combinación de carga 13

- Combinación de carga 14: $D+0.75\ L+G+0.7W_{ss}$

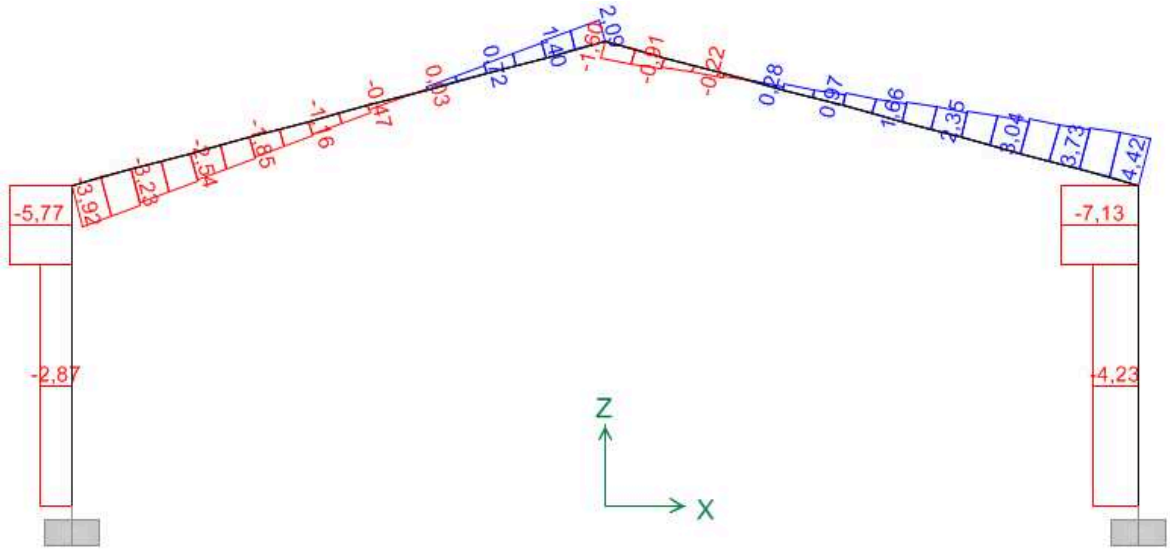


Figura 5.75. Diagrama de cortante para la combinación de carga 14

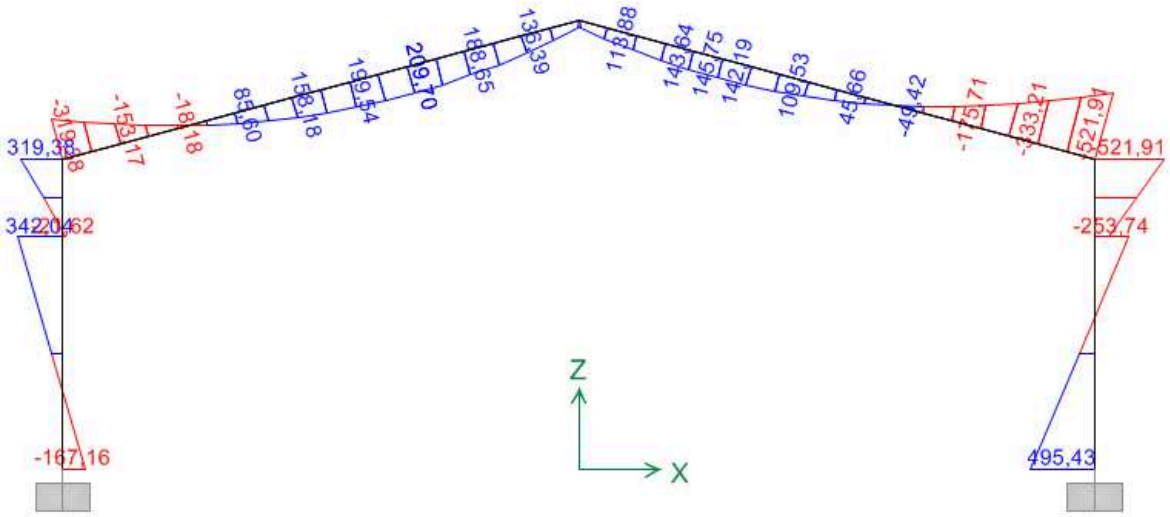


Figura 5.76. Diagrama de momento flector para la combinación de carga 14

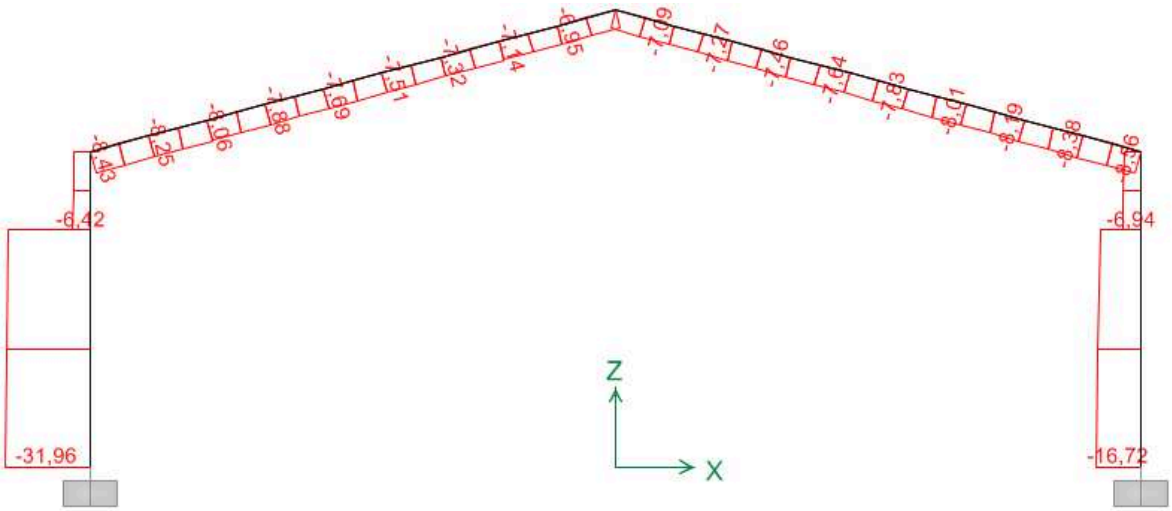


Figura 5.77. Diagrama de fuerzas axiales para la combinación de carga 14

Por medio de la ayuda del SAP2000 se muestra en la siguiente tabla los valores máximos de cortante, momento flector y carga axial obtenidos con cada combinación de carga y en cada uno de los elementos, teniendo en consideración la simbología para cada elemento planteada en el diagrama del cuerpo libre mostrado en la **Figura 4.1**.

Tabla 5.19. Máximos valores del cortante con cada combinación de carga para cada elemento del pórtico

CORTANTE MÁXIMO (kip)						
	A (1-2)	**B (2-3)**	**C (3-4)**	**D (4-5)**	**E (5-6)**	**F (6-7)**
C 1	-2,697	-5,597	-2,953	3,201	-5,597	-2,697
C 2	-3,119	-6,019	-3,439	3,688	-6,019	-3,119
C 3	-3,634	-6,534	-4,033	4,281	-6,534	-3,634
C 4	**-4,103**	**-7,003**	**-4,573**	**4,822**	-7,003	-4,103
C 5	2,752	-3,007	0,900	-0,367	-3,454	-1,897
C 6	-1,527	-4,427	-2,622	3,202	-6,233	-3,333
C 7	-1,195	-4,095	-2,256	2,836	-5,901	-3,001
C 8	-3,533	-6,433	-2,917	2,834	-4,627	-1,727
C 9	1,073	-3,971	1,041	1,152	-4,307	-2,414
C 10	-2,136	-5,036	-3,070	3,567	-6,391	-3,491
C 11	-0,921	-4,357	1,141	1,598	-4,693	-2,800
C 12	-1,273	-4,709	-1,541	2,003	-5,044	-3,152
C 13	-2,523	-5,423	-3,515	4,012	-6,777	-3,877
C 14	-2,874	-5,774	-3,920	4,417	**-7,129**	**-4,229**

Tabla 5.20. Máximos valores del momento flector con cada combinación de carga para cada elemento del pórtico

MOMENTO FLECTOR MÁXIMO (kip-in)						
	A (1-2)	**B (2-3)**	**C (3-4)**	**D (4-5)**	**E (5-6)**	**F (6-7)**
C 1	289,280	256,149	-256,149	-357,368	-357,368	298,141
C 2	319,789	311,580	-311,581	-412,799	-412,799	342,400
C 3	357,033	379,249	-379,250	-480,468	-480,468	396,430
C 4	**390,909**	**440,799**	**-440,800**	**-542,018**	**-542,018**	445,574
C 5	335,222	-326,012	169,547	-96,437	143,200	207,572
C 6	257,997	155,801	162,826	-392,109	-392,109	413,759
C 7	233,324	-127,937	149,314	-350,172	-350,172	379,456
C 8	-330,114	314,559	-314,560	-280,690	-280,690	-157,826
C 9	171,094	-240,221	86,395	-166,602	-166,602	263,409
C 10	288,699	222,462	171,784	-424,997	-424,997	418,049
C 11	151,368	-212,288	94,779	-217,353	-217,353	303,931
C 12	176,775	-186,881	108,607	-263,516	-263,516	340,789
C 13	316,632	273,213	-273,214	-475,749	-475,749	458,571
C 14	342,040	319,376	-319,376	-521,911	-521,911	**495,429**

Tabla 5.21. Máximos valores de la fuerza axial en los elementos

FUERZA AXIAL MÁXIMA (kip)						
	A (1-2)	**B (2-3)**	**C (3-4)**	**D (4-5)**	**E (5-6)**	**F (6-7)**
C 1	-30,548	-5,009	-6,586	-6,652	-5,267	-15,055
C 2	-31,165	-5,626	-7,153	-7,219	-5,883	-15,672
C 3	-31,917	-6,379	-7,845	-7,912	-6,636	-16,425
C 4	**-32,602**	**-7,064**	**-8,475**	-8,542	**-7,321**	**-17,109**
C 5	-26,227	-0,689	-2,965	-3,108	-1,241	-11,029
C 6	-30,376	-4,838	-7,156	-7,311	-5,438	-15,227
C 7	-29,545	-4,324	-6,713	-6,868	-4,924	-14,395
C 8	-29,888	-4,667	-5,572	-5,550	-4,581	-14,052
C 9	-27,770	-2,232	-4,296	-4,420	-2,710	-12,498
C 10	-30,882	-5,343	-7,439	-7,572	-5,858	-15,646
C 11	-28,335	-2,796	-4,815	-4,939	-3,274	-13,063
C 12	-28,848	-3,310	-5,288	-5,411	-3,788	-13,576
C 13	-31,446	-5,908	-7,958	-8,091	-6,422	-16,211
C 14	-31,960	-6,422	-8,431	**-8,564**	-6,936	-16,724

Estos valores se obtienen de la visualización de los valores del cortante, momento flector y carga axial para cada uno de los elementos con cada combinación de carga, a continuación se detallan algunos gráficos de ejemplo:

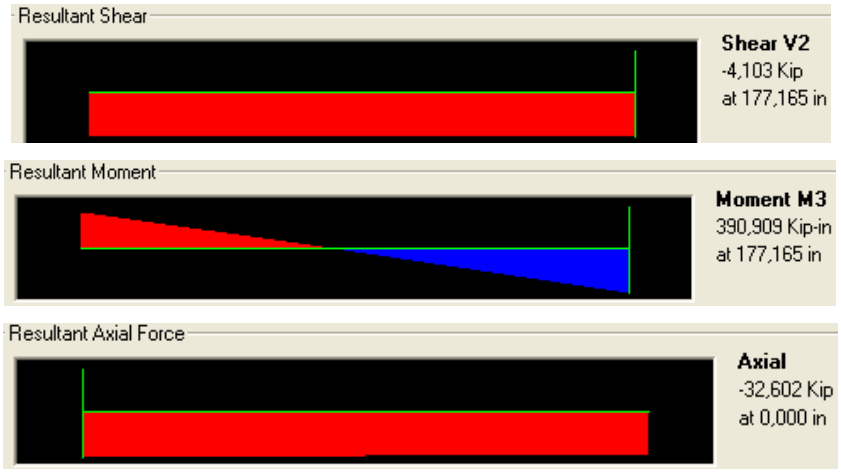


Figura 5.78. Valor máximo de cortante, momento flector y fuerza axial con la combinación de carga 4 para el elemento 3-4

Como se sabe, los valores de diseño son los máximos registrados. En las siguientes tablas, se detallan los valores de diseño de cada elemento, y la combinación de carga con la que se da este valor.

Tabla 5.22. Cortantes de diseño para el pórtico característico

CORTANTE DE DISEÑO (kip)		
ELEMENTO	**COMBIN.**	**VALOR**
A (1-2)	4	4,103
B (2-3)	4	7,003
C (3-4)	4	4,573
D (4-5)	4	4,822
E (5-6)	14	7,129
F (6-7)	14	4,229

Tabla 5.23. Momentos flectores de diseño para el pórtico característico

MOMENTO FLECTOR DE DISEÑO (kip)		
ELEMENTO	**COMBIN.**	**VALOR**
A (1-2)	4	390,909
B (2-3)	4	440,799
C (3-4)	4	440,800
D (4-5)	4	542,018
E (5-6)	4	542,018
F (6-7)	14	495,429

Tabla 5.24. Fuerza axial de diseño para el pórtico característico

FUERZA AXIAL DE DISEÑO (kip)		
ELEMENTO	**COMBIN.**	**VALOR**
A (1-2)	4	-32,602
B (2-3)	4	-7,064
C (3-4)	4	-8,475
D (4-5)	14	-8,564
E (5-6)	4	-7,321
F (6-7)	4	-17,109

5.3.5 TENTATIVA DE DISEÑO

A partir de ahora el diseño de los elementos del pórtico compromete varias iteraciones en el caso de que se desee comprobar la aceptabilidad de varios perfiles. Por lo tanto, gracias a una serie de iteraciones realizadas en el SAP2000, se pudo llegar a la siguiente conclusión:

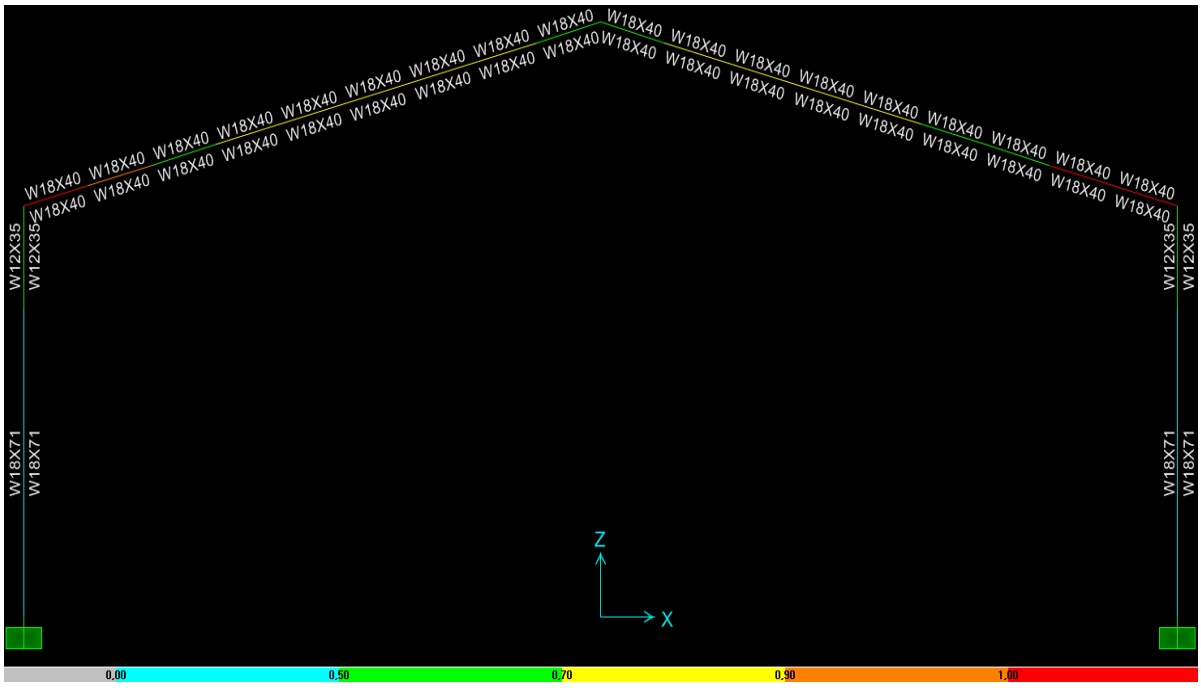


Figura 5.79. Comprobación del SAP2000 para el pórtico tipo con los perfiles que muestra la figura, utilizando las 13 combinaciones de carga descritas anteriormente

Se puede concluir mediante los resultados del SAP2000 que un perfil W18X71 puede ser usado para el diseño de las columnas principales (elementos 1-2 y 6-7), un perfil W12X35 para el diseño de las columnas secundarias (elementos 2-3 y 5-6) y un perfil W18X40 para el diseño de las vigas trabe (elementos 3-4 y 4-5).

Sin embargo, esta posible selección será justificada mediante el cálculo manual para la comprobación de su veracidad. Se observa además que según el programa, los perfiles W18X40 en los extremos tienen según SAP2000 un índice de trabajo un poco mayor a 1; sin embargo, aquí en el programa no se considera el reforzamiento de rodilla que aumenta la resistencia en estos puntos, lo cual será determinado más adelante.

5.3.6 DISEÑO A FLEXO-COMPRESIÓN DE LA COLUMNA PRINCIPAL Y LA COLUMNA SECUNDARIA

5.3.6.1 Consideraciones de diseño

- Los elementos 1-2 y 6-7 (las columnas principales) se diseñarán con un perfil W18x71, mientras que los elementos 2-3 y 5-6 (las columnas secundarias) con un perfil W12x35.
- El material es un acero A572 grado 50

5.3.6.2 Parámetros de diseño

Los parámetros de diseño son los siguientes:

Tabla 5.25. Fuerza axial y momento flector de diseño para las columnas

Elemento	$P_{\max}\ \ kip$	$M_{\max}\ \ kip-in$
A (1-2)	(-) 32,602	390,909
B (2-3)	(-) 7,064	440,799
E (5-6)	(-) 7,321	542,018
F (6-7)	(-) 17,109	495,429

5.3.6.3 Procedimiento de diseño

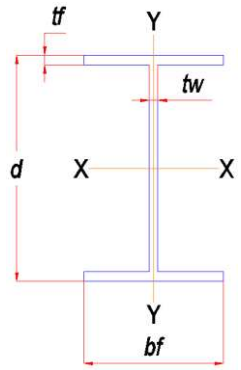
5.3.6.3.1 Análisis a compresión

1. Propiedades a considerar para el diseño

Tabla 5.26. Propiedades mecánicas del acero A588 grado 50

Propiedad	Descripción	Valor (ksi)
S_y	Esfuerzo de fluencia	50
S_u	Resistencia última	65
E	Módulo de elasticidad	29000

Tabla 5.27. Propiedades estructurales del perfil W18x71 y W12x35



Perfil	A transversal (in^2)	Ixx (in^4)	Iyy (in^4)	rxx (in)	ryy (in)
W18X71	20,8	1170	60,3	7,5	1,7
W 12X35	10,3	285	24,5	5,25	1,54

2. El factor de ajuste de la longitud efectiva K :

- Determinación de K_{1-2} ó K_{6-7} para las columnas principales:

Debido a que el apoyo inferior de la columna principal es rígidamente anclado a la base, y el superior está sujeto a la columna secundaria, no existen vigas de conexión en el apoyo superior, por lo que no es posible el uso del nomograma y el cálculo del parámetro G en el apoyo superior de la columna principal. Considerando que el apoyo inferior es rígidamente anclado y en el peor de los casos se tiene tanto traslación como rotación en el apoyo superior debido a la acción de las cargas antes consideradas, se tiene un factor $K_{1-2} = K_{6-7}$ crítico de 2,1 (valor recomendado para fines de diseño en la **Tabla 2.9**).

- Determinación de K_{2-3} ó K_{5-6} para las columnas secundarias:
  - Cálculo de G_2 y G_6

Con respecto a la columna principal se determinó que K=2,1. Además $G_1 = G_7 = 1,0$ por ser un apoyo rígido (el que va a la cimentación).

Por medio del nomograma se determina entonces que G_2, G_6 son mayores a 50, tendiendo al infinito. Esto se debe a la no rigidez del apoyo 2 que se consideró anteriormente.

– Cálculo de G_3 y G_5

El punto 3 es la intersección entre la columna secundaria y la viga trabe, por tanto:

$$G_3 = \frac{\sum E_c I_c / L_c}{\sum E_v I_v / L_v} = \frac{\frac{I_{x\ W12\times35}}{1,5}}{\frac{I_{x\ W18\times40}}{10,353}} = \frac{\frac{285}{1,5}}{\frac{312}{10,353}} \qquad \textbf{Ec. 2.44}$$

[47]

$$G_3 = G_5 = 3,2$$

– Cálculo de K_{2-3}, K_{5-6}

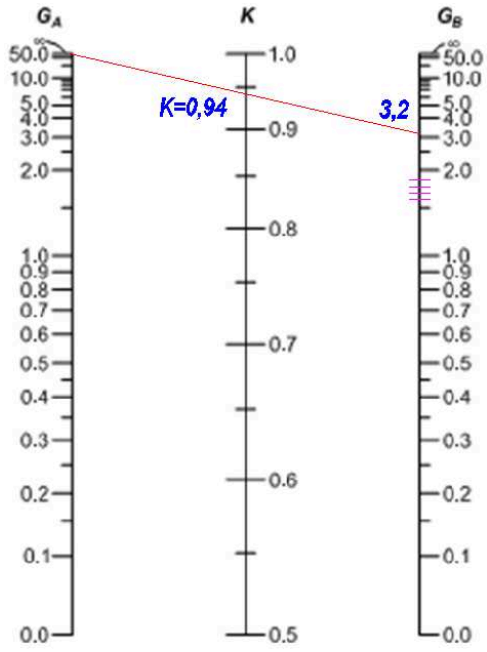


Figura 5.80. Cálculo de K en el nomograma

$$K_{2-3} = K_{5-6} = 0,94$$

3. Longitud del elemento L:

Se estableció previamente en la geometría del pórtico:

- Para las columnas principales: $L = 4,5m = 177,165in$

[47] Propiedades del perfil W18X40 , AISC página 1-19

- Para las columnas secundarias: $L = 1,5m = 59,055in$

4. Se asume en primera instancia el esfuerzo permisible:

$$F_a = 0,5 \times S_y = f_{crit} \quad \textbf{Ec. 2.45}$$

Esto debido a que el diseño de la columna debe estar orientado hasta el límite del pandeo elástico.

5. Se determina el área de la sección para cuando:

$$f_a \leq F_a$$

Por tanto:

$$\frac{P}{A} \leq 0,5 \times S_y \rightarrow A \geq \frac{P}{0,5 \times S_y}$$

Tabla 5.28. Área de la sección para las columnas, en una primera iteración

Elemento	$P \ \ kip$	$A_t \ \ in^2$
A (1-2)	32,602	1,304
B (2-3)	7,064	0,283
E (5-6)	7,321	0,293
F (6-7)	17,109	0,684

6. El radio de giro de la sección r:

Corresponde al radio de giro de fleje y su dirección es la misma que la dirección del eje de inercia del elemento. La ubicación de la columna es tal y como se muestra en la **Figura 5.81** y considerando la posición de los ejes como se había planteado en un inicio se observa que la cara del perfil de mayor longitud que muestra los patines va ubicada en el plano XZ. Esto es porque la inercia en Y (que en el manual de la AISC es en X) es la mayor y el análisis de las cargas es crítico en el plano xz.

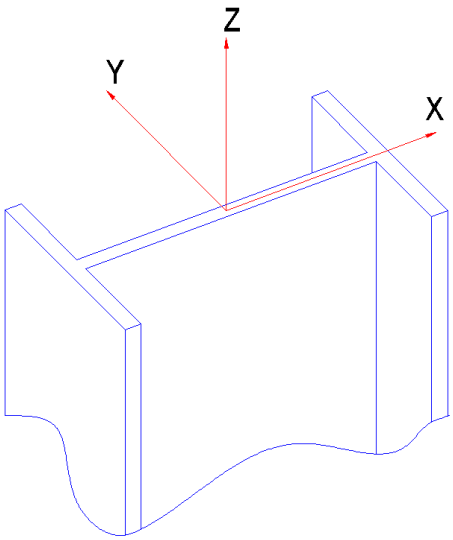


Figura 5.81. Posicionamiento de las columnas tipo W, en el eje X-Z

El radio de giro entonces es r_{yy} según la **Figura 5.81** anterior (pero acorde a la simbología de la AISC es el r_{xx}), y su valor es 7,5 in para las columnas principales (elementos 1-2 y 6-7) y 5,25 in para las columnas secundarias (elementos 2-3 y 5-6).

7. Cálculo de la relación de esbeltez $\lambda = KL/r$

Tabla 5.29. Relación de esbeltez de las columnas principales y secundarias

Elementos	$\lambda = KL/r$
A (1-2) y F (6-7)	49,606
B (2-3) y E (5-6)	10,574

8. Relación de esbeltez mínima para el pandeo elástico C_c

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{S_y}} \quad \textbf{Ec. 2.46}$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 \times 29000}{50}} \rightarrow C_c = 106,999$$

Por tanto la segunda iteración del esfuerzo crítico y el cálculo del esfuerzo admisible están en función del criterio $KL/r \leq C_c$

9. Esfuerzo crítico f_{crit}, factor de seguridad FS y esfuerzo admisible en compresión F_a:

- $$f_{crit} = S_y \left[1,0 - \frac{0,5 \left(KL/r \right)^2}{C_c^{\,2}} \right]$$ **Ec. 2.47**

- $$FS = \frac{5}{3} + \frac{3}{8} \cdot \frac{KL/r}{C_c} - \frac{1}{8} \cdot \frac{\left(KL/r \right)^3}{C_c^{\,3}}$$ **Ec. 2.48**

- $$F_a = \frac{f_{crit}}{FS}$$ **Ec. 2.49**

Tabla 5.30. Cálculo del esfuerzo crítico, factor de seguridad y esfuerzo admisible a compresión de las columnas principales y secundarias

Elementos	f_{crit} ksi	FS	F_a ksi
A (1-2) y F (6-7)	44,627	1,828	24,412
B (2-3) y E (5-6)	49,756	1,704	29,206

10. Esfuerzo real a compresión f_a:

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

Tabla 5.31. Cálculo del esfuerzo real a compresión para las columnas principales y secundarias

Elemento	P kip	$A_{t\ real}$ in^2	f_a ksi
A (1-2)	32,602	20,800	1,567
B (2-3)	7,064	10,300	0,686
E (5-6)	7,321	10,300	0,711
F (6-7)	17,109	20,800	0,823

11. Índice de trabajo en compresión I_a

$$I_a = \frac{f_a}{F_a} \leq 1,0$$ **Ec. 2.56**

Tabla 5.32. Índice de trabajo a compresión de las columnas principales y secundarias

Elemento	I_a
A (1-2)	0,064
B (2-3)	0,023
E (5-6)	0,024
F (6-7)	0,034

5.3.6.3.2 Análisis a flexión

1. En primera instancia es necesario considerar un valor de esfuerzo permisible, para este caso:

$$F_b = 0,66 \cdot S_y \quad \textbf{Ec. 2.19}$$

2. El módulo de sección debe ser determinado tomando en cuenta que:

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

$$S_x = \frac{M}{0,66 S_y}$$

Por tanto:

Tabla 5.33. Módulo de sección para las columnas, en una primera iteración

Elemento	$M \ \ kip-in$	$S_x \ \ in^3$
A (1-2) (W18X71)	390,909	11,846
B (2-3) (W12X35)	440,799	13,358
E (5-6) (W18X71)	542,018	16,425
F (6-7) (W12X35)	495,429	15,013

3. Verificación del módulo de sección:

Para el perfil W18x71 $S_x = 127 in^3$ y para el W12X35 $S_x = 45,6 in^3$ por tanto en primera instancia, se puede decir que los perfiles seleccionados son válidos para el diseño.

4. Longitud crítica y última:

- Del manual de la AISC, para el perfil W18x71 con $S_y = 50\ \ ksi$:

$$L_c = 6,8\,ft = 81,6in$$

$$L_u = 11,1\,ft = 133,2in$$

- Y para el perfil W12X35 con $S_y = 50\ \ ksi$:

$$L_c = 5,9\,ft = 70,8in$$

$$L_u = 9,1\,ft = 109,2in$$

Comparando los valores de longitud última con la longitud de los elementos:

- Para las columnas principales:

$$L = 4,5m = 177,165in$$

Por tanto $L > L_u$

- Para las columnas secundarias:

$$L = 1,5m = 59,055in$$

Por tanto $L < L_c < L_u$

5. Cálculo del esfuerzo permisible

5.1 Esfuerzo permisible en las columnas principales (1-2 y 6-7)

Este caso corresponde al diseño de vigas simples caso 3 estipulado en la sección 2.15.5.3

- La esbeltez a flexión para cada perfil W18X71:

$$\lambda_f = \frac{L}{r_t} \quad \textbf{Ec. 2.26}$$

Siendo para el perfil W18x71, $r_t = 1,98in$

$$\lambda_f = \frac{177,165}{1,98} = 89,477$$

- Se determina el factor de gradiente de momentos

$$C_b = 1,75 + 1,05\left(\frac{M_1}{M_2}\right) + 0,3\left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2 \leq 2,3 \quad \textbf{Ec. 2.29}$$

El momento flector máximo para la columna principal 1-2 fue causado por la combinación de carga 7 mientras que para la columna principal 6-7 fue causado por la combinación de carga 13.

– Para la columna principal 1-2 con la combinación de carga 4

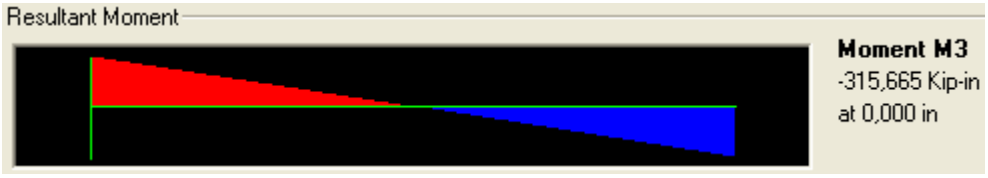


Figura 5.82. Momento flector en 1

Figura 5.83. Momento flector en 2

– Para la columna principal 6-7 con la combinación de carga 14

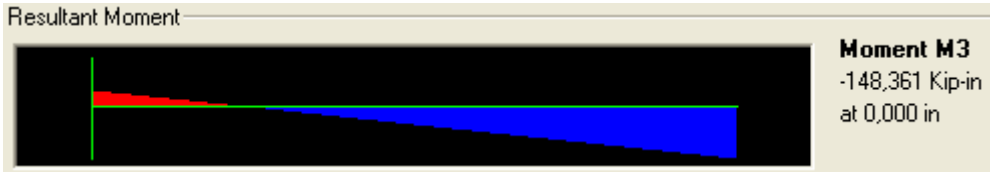


Figura 5.84. Momento flector en 6

Figura 5.85. Momento flector en 7

De acuerdo a la fórmula descrita anteriormente, se tiene entonces:

Tabla 5.34. Factor de gradiente de momentos para las columnas principales

Elemento	$M_1 \ \ kip-in$	$M_2 \ \ kip-in$	C_b
A (1-2)	-315,665	303,754	0,983
F (6-7)	-148,361	471,058	1,449

- Se determinan ahora los límites inferior y superior del factor de esbeltez:

$$L_i = \sqrt{\frac{102\times10^3 C_b}{S_y}} \quad \textbf{Ec. 2.28} \quad \text{y} \quad L_s = \sqrt{\frac{510\times10^3 C_b}{S_y}} \quad \textbf{Ec. 2.31}$$

Tabla 5.35. Límites inferior y superior del factor de esbeltez para las columnas principales

Elemento	L_i	L_s
A (1-2)	44,777	100,124
F (6-7)	54,370	121,575

Entonces tanto para 1-2 como para 6-7: $L_i < \lambda_f < L_s$, por tanto, de acuerdo con lo explicado en la sección 2.15.5.3.2 se debe aplicar el caso 3.2 para determinar el esfuerzo permisible a flexión en el diseño de viga simple:

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{S_y \lambda_f{}^2}{1530\times10^3 C_b}\right] S_y \quad \textbf{Ec. 2.32}$$

Tabla 5.36. Cálculo del esfuerzo permisible a flexión de las columnas principales

Elemento	$F_b \ \ ksi$
A (1-2)	20,023
F (6-7)	24,305

5.2 Esfuerzo permisible en las columnas secundarias (2-3 y 5-6)

Este caso corresponde al diseño de vigas simples caso 1 estipulado en la sección 2.15.5.1

Aquí el esfuerzo permisible se define simplemente como:

$$F_b = 0.66 S_y$$

Por tanto:

$$F_b = 0.66\times 50 \rightarrow F_b = 33 \ \ ksi$$

6. Cálculo del esfuerzo real

$$f_b = \frac{M_{\max}}{S_x}$$

Tabla 5.37. Cálculo del esfuerzo real a flexión de las columnas principales y secundarias

Elemento	$M_{\max}\ \ kip-in$	$S_x\ \ in^3$	f_b
A (1-2)	390,909	127,00	3,078
F (6-7)	495,429	W18X71	3,901
B (2-3)	440,799	45,60	9,667
E (5-6)	542,018	W12X35	11,886

7. Finalmente, se determinan los índices de trabajo correspondientes:

$$I_b = \frac{f_b}{F_b} \leq 1,0 \quad \textbf{Ec. 2.25}$$

Tabla 5.38. Índices de trabajo a flexión para las columnas principales y secundarias

Elemento	f_b	F_b	I_b
A (1-2)	3,078	20,023	0,154
F (6-7)	3,901	24,305	0,160
B (2-3)	9,667	33,000	0,293
E (5-6)	11,886	33,000	0,360

5.3.6.3.3 Análisis flexión + compresión

1. El análisis corresponde al caso 2 de compresión + flexión respecto al eje fuerte, en donde se debe cumplir que:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1,0 \quad \textbf{Ec. 2.63}$$

2. El análisis pertenece al subcaso 2.1 debido a que:

$$I_a = \frac{f_a}{F_a} < 0,15 \quad \textbf{Ec. 2.64}$$

Como se recordará de los cálculos anteriores:

$$I_a = \frac{f_a}{F_a} < 1,0 \quad \textbf{Ec. 2.57}$$

Tabla 5.32. Índice de trabajo a compresión de las columnas principales y secundarias

Elemento	I_a
A (1-2)	0,064
B (2-3)	0,023
E (5-6)	0,024
F (6-7)	0,034

Por tanto:

Tabla 5.39. Cálculo del índice de trabajo a flexo-compresión y verificación de seguridad

Elemento	$f_a(ksi)$	$F_a(ksi)$	$f_b(ksi)$	$F_b(ksi)$	I_b	I_a	$\frac{f_a}{F_a}+\frac{f_b}{F_b}$
A (1-2)	1,567	24,412	3,078	20,023	0,154	0,064	0,218
B (2-3)	0,686	29,206	9,667	33,000	0,293	0,023	0,316
E (5-6)	0,711	29,206	11,886	33,000	0,360	0,024	0,385
F (6-7)	0,823	24,412	3,901	24,305	0,160	0,034	0,194

5.3.6.4 Resultados

- Como se puede observar, las columnas principales, esquematizadas por los elementos 1-2 y 6-7 pueden ser diseñadas con un perfil W18x71.
- Las columnas secundarias correspondientes a los elementos 2-3 y 5-6 pueden utilizar un perfil W12X35.
- Con el análisis a flexo-compresión se obtienen índices de trabajo menores a 1, justificando la validez del diseño.

5.3.7 DISEÑO A FLEXO-COMPRESIÓN DE LAS VIGAS TRABE

5.3.7.1 Consideraciones de diseño

- Para los elementos 3-4 y 4-5 (las vigas trabe) se considera el uso de un perfil W18x40.
- El material es un acero A572 grado 50

5.3.7.2 Parámetros de diseño

Los parámetros de diseño son los siguientes:

Tabla 5.40. Fuerza axial y momento flector de diseño para las vigas trabe

Elemento	P_{max} kip	M_{max} $kip-in$
C (3-4)	(-) 8,475	440,800
D (4-5)	(-) 8,564	542,018

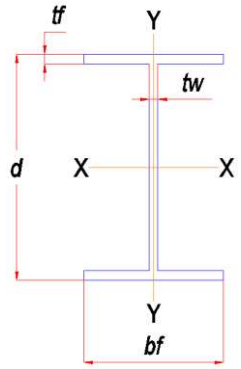
5.3.7.3 Procedimiento de diseño

5.3.7.3.1 Análisis en compresión

1. Propiedades a considerar para el diseño

Se consideran las propiedades mecánicas del acero A572 grado 50 que especificaron previamente en la **Tabla 5.26**.

Tabla 5.41. Propiedades estructurales del perfil W18x40



Perfil	A transversal (in^2)	Ixx (in^4)	Iyy (in^4)	rxx (in)	ryy (in)
W18x40	11,8	612	19,1	7,21	1,27

2. El factor de ajuste de la longitud efectiva K_{3-4} ó K_{4-5}:

La determinación de este parámetro está definida conociendo los factores G_3 (ó G_5) y G_4

- G_3

Se determinó anteriormente en la sección 5.3.6.3:

$$G_3 = G_5 = 3,2$$

- G_4

Obedeciendo a la ecuación:

$$G = \frac{\sum E_c I_c / L_c}{\sum E_v I_v / L_v} \quad \textbf{Ec. 2.44}$$

Los elementos que componen el punto de unión 4 son los mismos (3-4) y (4-5) y ambos trabajan tanto como vigas como columnas, razón por la cual ambos elementos estarían en el numerador y en el denominador de la ecuación anterior, dando como resultado que G_4 sea igual a 1.

Del nomograma del factor de ajuste de la longitud efectiva se determina entonces:

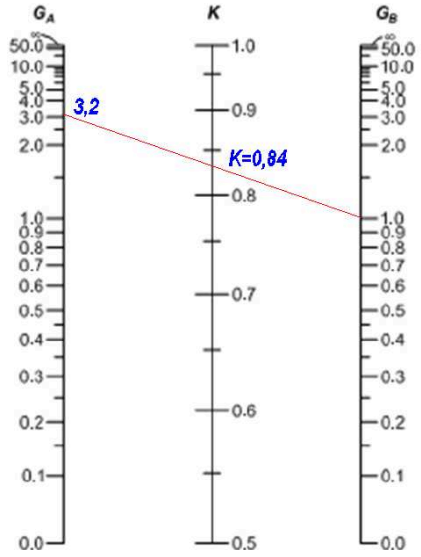


Figura 5.86. Cálculo de K en el nomograma

$$K_{3-4} = K_{4-5} = 0,84$$

3. Longitud del elemento L:

Se estableció previamente en la geometría del pórtico:

$$L = 10,353m = 407,597in$$

4. Se asume en primera instancia el esfuerzo permisible:

$$F_a = 0,5 \times S_y = f_{crit} \quad \textbf{Ec. 2.45}$$

Esto debido a que el diseño de la columna debe estar orientado hasta el límite del pandeo elástico.

5. Se determina el área de la sección para cuando:

$$f_a \leq F_a$$

Por tanto:

$$\frac{P}{A} \leq 0,5 \times S_y \rightarrow A \geq \frac{P}{0,5 \times S_y}$$

Tabla 5.42. Área de la sección para las vigas trabe, en una primera iteración

Elemento	$P\ \ kip$	$A\ \ in^2$
C (3-4)	8,475	0,339
D (4-5)	8,564	0,343

El área de la sección del perfil W18x40 es de 11,8 in^2, así que como se puede observar en primera instancia se puede decir que el perfil seleccionado no solo cumple con las expectativas de diseño sino que también estaría sobredimensionado para el diseño a compresión.

6. El radio de giro de la sección r:

El radio de giro (en x según la norma AISC) tiene un valor de 7,21 in.

7. Cálculo de la relación de esbeltez $\lambda = KL/r$

Tabla 5.43. Relación de esbeltez de las vigas trabe

Elementos	$\lambda = KL/r$
C (3-4) y D(4-5)	47,487

8. Relación de esbeltez mínima para el pandeo elástico C_c

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{S_y}} \quad \textbf{Ec. 2.46}$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 \times 29000}{50}} \rightarrow C_c = 106,999$$

Por tanto la segunda iteración del esfuerzo crítico y el cálculo del esfuerzo admisible están en función del criterio $KL/r \leq C_c$

9. Esfuerzo crítico f_{crit}, factor de seguridad FS y esfuerzo admisible en compresión F_a:

- $$f_{crit} = S_y \left[1,0 - \frac{0,5 \left(KL/r \right)^2}{C_c^{\,2}} \right]$$ **Ec. 2.47**

- $$FS = \frac{5}{3} + \frac{3}{8} \cdot \frac{KL/r}{C_c} - \frac{1}{8} \cdot \frac{\left(KL/r \right)^3}{C_c^{\,3}}$$ **Ec. 2.48**

- $$F_a = \frac{f_{crit}}{FS}$$ **Ec. 2.49**

Tabla 5.44. Cálculo del esfuerzo crítico, factor de seguridad y esfuerzo admisible a compresión de las vigas trabe

Elementos	f_{crit} ksi	FS	F_a ksi
C (3-4) y D (4-5)	45,076	1,822	24,737

10. Esfuerzo real a compresión f_a:

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

Tabla 5.45. Cálculo del esfuerzo real a compresión para las vigas trabe

Elemento	P kip	A in^2	f_a ksi
C (3-4)	8,475	11,800	0,718
D (4-5)	8,564		0,726

11. Índice de trabajo en compresión I_a:

$$I_a = \frac{f_a}{F_a} \leq 1,0$$ **Ec. 2.64**

Tabla 5.46. Índice de trabajo a compresión de las vigas trabe

Elemento	$F_a \ \ ksi$	$f_a \ \ ksi$	I_a
C (3-4)	24,737	0,718	0,029
D (4-5)	24,737	0,726	0,029

5.3.7.3.2 Análisis en flexión

1. En primera instancia es necesario considerar un valor de esfuerzo permisible, para este caso:

$$F_b = 0,66S_y \quad \textbf{Ec. 2.19}$$

2. El módulo de sección debe ser determinado tomando en cuenta que:

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

$$S_x = \frac{M}{0,66S_y}$$

Por tanto:

Tabla 5.47. Módulo de sección para las columnas, en una primera iteración

Elemento	$M \ \ kip-in$	$S_x \ \ in^3$
C (3-4)	440,800	13,358
D (4-5)	542,018	16,425

3. Verificación del módulo de sección del perfil W18x40:

Para el perfil W18x71 $S_x = 68,4in^3$, por tanto en primera instancia el perfil es válido para esta aplicación.

4. Longitud crítica y última del perfil W18x40:

Del manual de la AISC, para el perfil W18x71:

$$L_c = 5,4\,ft = 64,8in$$

$$L_u = 5,9\,ft = 70,8in$$

Comparando los valores de longitud última con la longitud del elemento:

$$L = 10,353m = 407,597in$$

Por tanto $L > L_u$

5. Cálculo del esfuerzo permisible

- Se determina ahora la esbeltez a flexión para cada perfil mencionado:

$$\lambda_f = \frac{L}{r_t} \quad \textbf{Ec. 2.26}$$

Siendo para el perfil W18x40, $r_t = 1,52in$

$$\lambda_f = \frac{407,597}{1,52} = 268,156$$

- Se determina el factor de gradiente de momentos

$$C_b = 1,75 + 1,05\left(\frac{M_1}{M_2}\right) + 0,3\left(\frac{M_1}{M_2}\right) \leq 2,3 \quad \textbf{Ec. 2.29}$$

Para los elementos 3-4 y 4-5, la combinación de carga crítica que produce los valores máximos de diseño es la combinación de carga 4. Se muestran a continuación el diagrama de momento flector y los valores extremos del momento para estos elementos. Dichos resultados se obtiene del análisis en el SAP2000.

– Para la viga trabe 3-4:

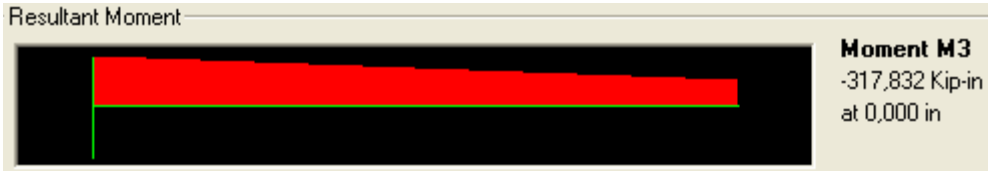


Figura 5.87. Momento flector en 3

Figura 5.88. Momento flector en 4

– Para la viga trabe 4-5:

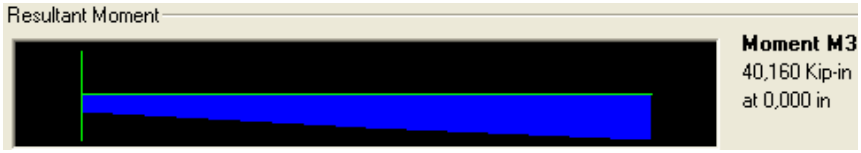


Figura 5.89. Momento flector en 4

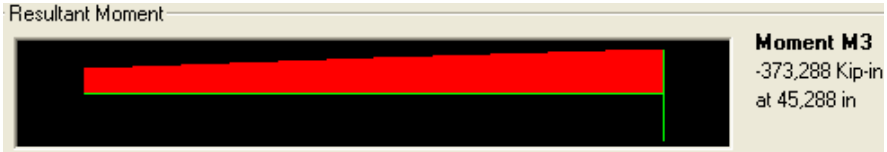


Figura 5.90. Momento flector en 5

De acuerdo a la fórmula descrita anteriormente, se tiene entonces:

Tabla 5.48. Factor de gradiente de momentos para las vigas trabe

Elemento	$M_1 \ \ kip-in$	$M_2 \ \ kip-in$	C_b	$C_b \ \ corregido$
C (3-4)	-317,832	40,160	12,230	2,3
D (4-5)	-373,288	40,160	17,909	2,3

En este caso se plantea la corrección de C_b puesto que para 4-5 resulta un valor superior a 2,3, siendo este el límite.

- Se determinan ahora los límites inferior y superior del factor de esbeltez:

$$L_i = \sqrt{\frac{102\times10^3 C_b}{S_y}} \quad \textbf{Ec. 2.28} \quad \text{y} \quad L_s = \sqrt{\frac{510\times10^3 C_b}{S_y}} \quad \textbf{Ec. 2.31}$$

Tabla 5.49. Límites inferior y superior del factor de esbeltez para las vigas trabe

Elemento	L_i	L_s
C (3-4)	68,498	153,167
D (4-5)	68,498	153,167

Entonces $\lambda_f > L_s$

Por tanto:

De acuerdo con lo explicado en la sección 2.15.5.3.3 se debe aplicar el caso 3.3 para determinar el esfuerzo permisible a flexión en el diseño de viga simple:

$$F_b = \frac{12\times10^3 C_b}{L\left(\frac{d}{A_f}\right)} \quad \textbf{Ec. 2.34}$$

Tabla 5.50. Cálculo del esfuerzo permisible a flexión de las vigas trabe

Elemento	$F_b \ \ ksi$
C (3-4)	11,946
D (4-5)	11,946

6. Cálculo del esfuerzo real

$$f_b = \frac{M_{\max}}{S_x}$$

Tabla 5.51. Cálculo del esfuerzo real a flexión de las vigas trabe

Elemento	$M_{\max} \ \ kip-in$	$S_x \ \ W18\times40$	f_b
C (3-4)	440,800	68,40	6,444
D (4-5)	542,018		7,924

7. Finalmente, se determinan los índices de trabajo correspondientes:

$$I_b = \frac{f_b}{F_b} \leq 1,0 \quad \textbf{Ec. 2.25}$$

Tabla 5.52. Índices de trabajo a flexión para las vigas trabe

Elemento	$f_b \ \ ksi$	$F_b \ \ ksi$	I_b
C (3-4)	6,444	11,946	0,539
D (4-5)	7,924	11,946	0,663

5.3.7.3.3 Análisis flexión + compresión

1. El análisis corresponde al caso 2 de compresión + flexión respecto al eje fuerte, en donde se debe cumplir que:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1 \quad \textbf{Ec. 2.63}$$

2. Se analizael subcaso 2.1 debido a que:

$$\frac{f_a}{F_a} < 0,15 \quad \textbf{Ec. 2.64}$$

Por tanto:

Tabla 5.53. Cálculo del índice de trabajo a flexo-compresión y verificación de seguridad

Elemento	$f_a(ksi)$	$F_a(ksi)$	$f_b(ksi)$	$F_b(ksi)$	I_b	I_a	$\frac{f_a}{F_a}+\frac{f_b}{F_b}$
C (3-4)	0,718	24,737	6,444	11,946	0,539	0,029	0,569
D (4-5)	0,726	24,737	7,924	11,946	0,663	0,029	0,693

5.3.7.4 Resultados

- Se obtienen índices de trabajo considerables, siendo el índice de trabajo para ambas vigas menor a 1.
- El perfil seleccionado W18x40, entonces cumple con las expectativas de diseño de las vigas trabe de la estructura.

5.3.7.5 Análisis de la deflexión

En el SAP2000 se realiza una simulación de la estructura con los perfiles actualizados que se han calculado hasta el momento.

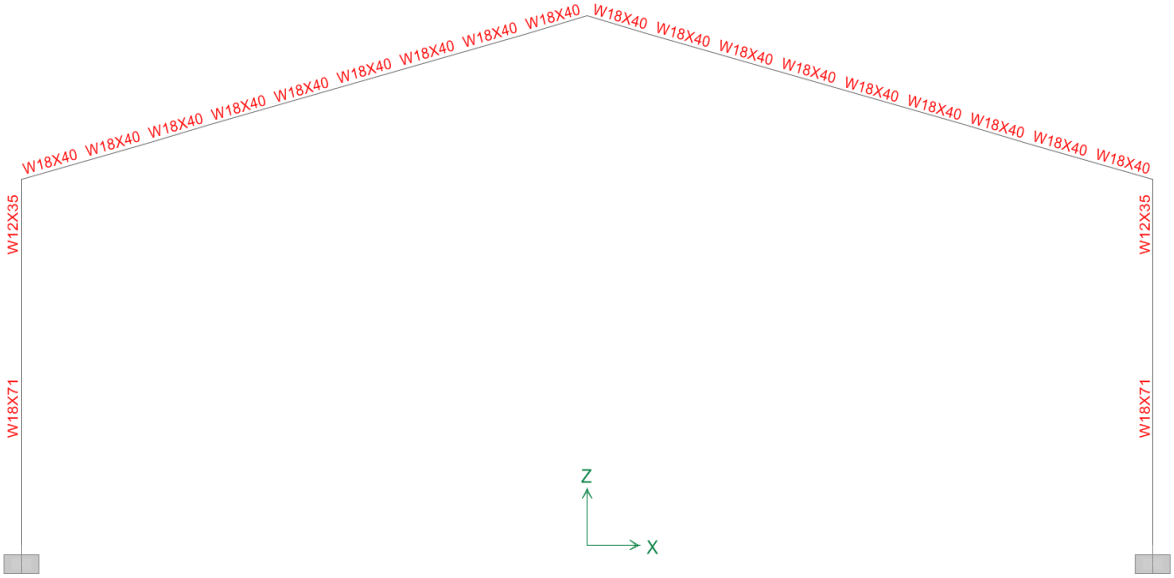


Figura 5.91. Asignación de los perfiles determinados en el SAP2000

Como se puede observar en la **Tabla 2.10** expuesta en el capítulo sobre las deflexiones máximas permisibles en la estructura, se establecen condicionantes

para todo lo relacionado a vigas. Dicho esto, aunque el diseño de las columnas fue a flexo-compresión, no existe un referente establecido en la AISE que permita la evaluación de su deflexión.

No obstante, las vigas trabes tienen un condicionamiento con respecto a la deflexión según la mencionada **Tabla 2.10**, y de hecho corresponden a la categoría de "vigas de techo y correas", donde el fleje máximo se establece en:

$$L/180$$

Siendo L la luz del elemento.

Con esta aclaración, se da paso a la corrida del programa, y con la combinación de carga 4, que como se analizó previamente es la crítica para las vigas trabes, se determina la deflexión máxima en los elementos 3-4 y 4-5.

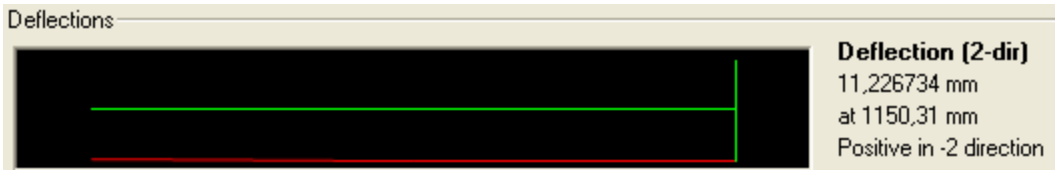


Figura 5.92. Deflexión máxima en 3-4 con la combinación de carga 4

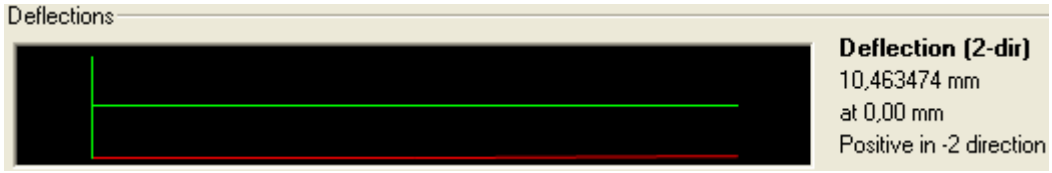


Figura 5.93. Deflexión máxima en 4-5 con la combinación de carga 4

Se tiene por tanto:

Tabla 5.54. Deflexión producida en las vigas trabe

Elemento	$d_{\max}$ mm
C (3-4)	11,23
D (4-5)	10,46

La deflexión máxima permisible es entonces

$$d_{\max(permisible)} = L/180 = \frac{10353mm}{180} = 57,52mm$$

Por tanto la deflexión real es menor a la permisible, siendo coherente el diseño de las vigas trabe con el perfil W18X40

5.4 DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

El diseño de la cimentación se basará tomando en cuenta la columna principal en la que se tiene condiciones de carga crítica. El parámetro crítico de diseño es el momento máximo generado en el arreostramiento al suelo. De los parámetros de diseño tabulados anteriormente se recordará que para cada combinación de carga se determinó el momento flector máximo.

Se recordará también que el momento flector máximo para el elemento 6-7 se originó con combinación de carga 14 y su valor fue de 495,429 (kip-in)

En la siguiente figura se muestra el resultado en SAP2000:

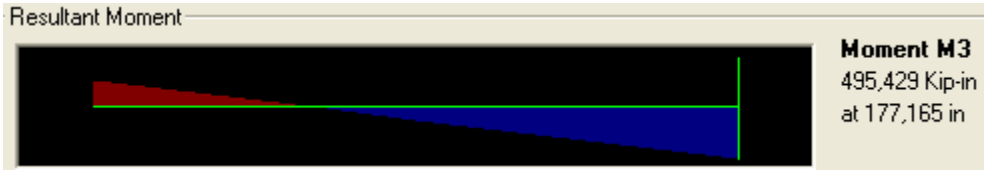


Figura 5.94. Momento máximo en 6-7 en el punto 7.

Este momento como se puede observar se origina en el punto de arreostramiento a la cimentación.

Entre las columnas principales 1-2 y 6-7 el momento máximo es el anteriormente indicado y originado en 6-7. Este es el momento con el cual se realizan los cálculos de la cimentación que serán válidos tanto para los arreostres bases en los puntos de conexión 1 y 7.

5.4.1 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

El diseño de la cimentación debe ser basado en un modelo propuesto mediante el cual se pueda comprobar su veracidad. Realizando una consulta en planos y a ingenieros estructurales expertos en el tema, el siguiente esquema es recomendado para el diseño de la cimentación:

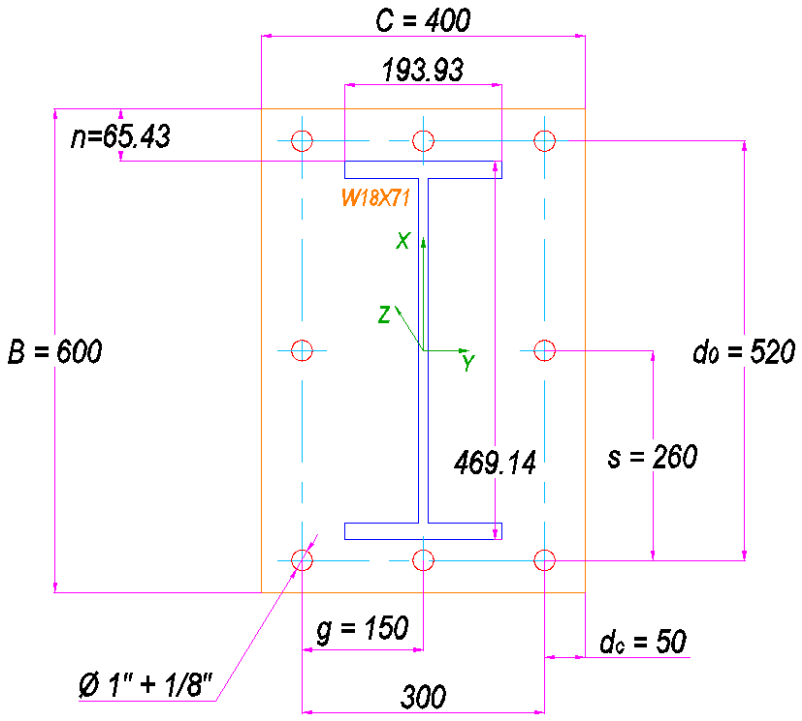


Figura 5.95. Tentativa de diseño para la cimentación

Se propone entonces lo siguiente:

- La placa base debe tener una dimensiones de 400 X 600 mm, el espesor debe ser calculado.
- Se proponen 8 pernos de anclaje ubicados a las distancias señaladas de los extremos de la placa. 4 pernos de anclaje es el mínimo requerido, la razón para colocar 8 es el aumento de la estabilidad de la cimentación.
- Se propone también en un inicio que los pernos sean de 1 pulgada, lo cual debe ser verificado. Es por eso que en la figura anterior se establece que los agujeros de la placa base sean de (1 + 1/8)'' (se recordarán las recomendaciones geométricas de las perforaciones de placa base establecidas en la sección 2.19.5)
- Para los pernos de anclaje se elige la varilla corrugada UNIFER que cumple con la norma INEN 102 grado A42.
- Recordando las recomendaciones estructurales para el diseño de pernos de anclaje expuestas en el capítulo 2 se propone que el ala del perno de anclaje sea el 5% de la longitud efectiva del perno, y que el factor de seguridad que afecta los cálculos del esfuerzo admisible del hormigón sea 4 (valor mínimo establecido).

5.4.1.1 Comprobación de la geometría de la placa base

En esta sección comprueba que la tentativa de diseño mostrada en la **Figura 5.95**, se cumple según los parámetros establecidos en la sección 2.19.5

En la siguiente tabla se exponen los valores considerados en la tentativa de diseño y los valores de cálculo recomendados para la geometría de la placa base.

Tabla 5.55. Comparación de la geometría establecida y la recomendada para el diseño de la placa base

Tentativa de diseño (mm)	Recomendación geométrica (2.19.5) en (mm)	
$\phi_{cc} = 28,575$	$\phi_{cc} = \phi_p + 1/8"$	$\phi_{cc} = 28,575$
$d_c = 50$	$d_c \geq 1,5 \cdot \phi_{cc}$	$d_c \geq 42,8625$
$g = 150$	$g \geq 2 \cdot \phi_{cc}$	$g \geq 57,15$
$s = 260$	$s \geq 2 \cdot \phi_{cc}$	$s \geq 57,15$

Se observa claramente que el diseño propuesto cumple con las recomendaciones establecidas.

5.4.2 CARGA AXIAL APLICADA AL PERNO DE ANCLAJE

Se determina entonces la fuerza P en cada perno de anclaje de la placa base, considerando la colocación de 8 pernos de anclaje:

$$P = \frac{M_y}{6 \times d_0} \quad \textbf{Ec. 2.72}$$

$$\rightarrow P = \frac{495,429 \ \ kip - in}{6 \times 520 \ \ mm} \times \frac{25,4 mm}{in} \rightarrow P = 4,03 \ \ kip$$

5.4.3 DIÁMETRO MÍNIMO DE LOS PERNOS DE ANCLAJE

El diámetro ideal del perno de anclaje es aquel que permita que el esfuerzo a tracción real del perno sea menor a su esfuerzo permisible.

En vista que se pretende el uso de un perno de anclaje de 1 in, del ANEXO 5, para una varilla UNIFER AZA de 1 in se tiene una resistencia a la tracción $S_{ut} = 7269,84 \ {}^{kg}/_{cm^2}$, y un esfuerzo de fluencia $S_y = 4954,28 \ {}^{kg}/_{cm^2}$.

El esfuerzo permisible del perno de anclaje es entonces:

$$F_t = 0,6 \times S_y \quad \textbf{Ec. 2.73}$$

$$F_t = 0,6 \times 4954,28 \ {}^{kg}/_{cm^2} \times \frac{1,422 \times 10^{-2} \ ksi}{1 \ {}^{kg}/_{cm^2}} \rightarrow 42,28 \ ksi$$

Ahora el esfuerzo real a tracción del perno de anclaje con un diámetro de 1 in es:

$$f_t = \frac{P}{\frac{\pi \cdot \phi_p{}^2}{4}} \quad \textbf{Ec. 2.74}$$

$$f_t = \frac{4,03 \ kip}{\frac{\pi \cdot 1^2 \ in}{4}} \rightarrow f_t = 5,13 \ ksi$$

Se cumple de esta manera que:

$$f_t < F_t \quad \textbf{Ec. 2.75}$$

Cumpliéndose así la condición de diseño para el diámetro del perno de anclaje.

Se verifica también que un perno de anclaje de 1 pulgada de diámetro es aplicable para el diseño.

5.4.4 LONGITUD EFECTIVA DEL PERNO DE ANCLAJE

Tomando en consideración la relación establecida en el capítulo 2:

$$L = \frac{4P}{f'c \times \phi_p \times \ 0,05 + \pi \times fr} \quad \textbf{Ec. 2.76}$$

Como se discutió anteriormente cabe recalcar que el uso de esta expresión tiene en cuenta los siguientes puntos:

- El ala del perno de anclaje es el 5% de su longitud efectiva.
- El cálculo del esfuerzo admisible para el hormigón comprende un factor de seguridad de 4, que es el mínimo recomendado.

- La resistencia última del hormigón se establece en el cálculo estructural como:

$$f'c = 210 \ {kg}/{cm^2} \ = 2,987 \ \ ksi$$

- Siendo el diámetro del perno de anclaje de 1 pulgada, lo cual se determinó anteriormente, por tanto según la tabla 2.9 se tiene un factor de adherencia de $fr = 0,056$ para nuestros fines de cálculo.

Dicho esto, la longitud efectiva del perno de anclaje es:

$$L = \frac{4 \times 4,03 \ \ kip}{2,987 \ \ ksi \ \times 1 \ \ in \ \times \ 0,05 + \pi \times 0,056}$$

$$\rightarrow L = 23,89 \ \ in \ = 0,61 \ \ m$$

El ala del perno de anclaje es entonces:

$$a = 0,05 \times L$$

$$\rightarrow a = 1,19 \ \ in \ = 30,5 \ \ mm$$

5.4.5 DISEÑO DE LA PLACA BASE

Una vez más tomando en consideración en la tentativa de diseño mostrada en la **Figura 5.95**, y también en la nomenclatura basada en la **Figura 2.24** expuesta en el capítulo 2 para el diseño de la placa base, se tiene que:

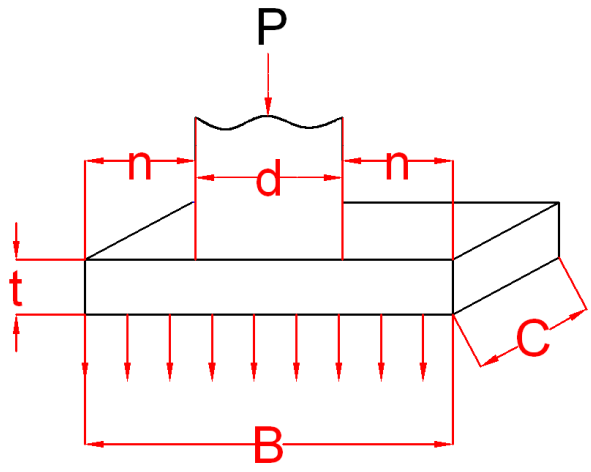


Figura 2.23. Esquema dimensional de la placa base en corte.

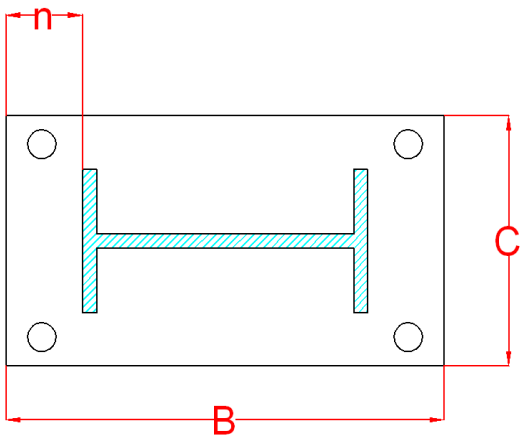


Figura 2.24. Vista superior del esquema.

Siendo:

- $B = 600 \ \ mm$
- $C = 400 \ \ mm$
- $d = 469{,}14 \ \ mm$
- $n = 65{,}43 \ \ mm$

El parámetro a determinar dadas estas dimensiones es el ancho de la placa base con la geometría considerada, y de esta manera poder evitar el pandeo del ala de la placa.

Esto se realiza mediante la teoría de una viga de ancho unitario, es decir considerando que $C = 1{,}0$

5.4.5.1 Consideraciones de diseño de la placa base

- La geometría de la placa base tal y como se estableció anteriormente, es una placa rectangular de 600 X 400 mm.
- Para el material, se establece un acero ASTM A36

5.4.5.2 Espesor de la placa base

De acuerdo a lo descrito en el capítulo 2, el espesor de la placa base puede ser calculado mediante la siguiente relación:

$$t = \sqrt{\frac{1{,}25 \times f'c \times n^2}{S_y}} \quad \textbf{Ec. 2.78}$$

Por tanto:

$$t = \sqrt{\frac{1{,}25 \times 2{,}987 \ \ ksi \ \ \times 65{,}43^2}{36 \ \ ksi}} \ \ mm$$

$$\rightarrow t = 21{,}072 \ \ mm \ \ = 0{,}83 \ \ in$$

Por tanto mediante este cálculo se puede ahora justificar que para la placa base de 600 X 400 mm se puede elegir un espesor de 1 pulgada, con acero ASTM A36.

El aumento del cálculo obtenido a 1 pulgada no solo es por razones de seguridad, sino también por la facilidad que representa el conseguir placas de acero con este espesor.

5.4.6 LONGITUD TOTAL DEL PERNO DE ANCLAJE

Considerando en la teoría expuesta en la sección 2.19.6:

$$L_T = L_{efectiva} + e_{placa\ base} + L_{rosca} \quad \textbf{Ec. 2.83}$$

Con respecto a la longitud de la rosca, que es el único elemento faltante en esta ecuación, según las recomendaciones estructurales de varios diseñadores se escoge un valor de 5 centímetros de rosca. Por tanto, considerando el cálculo de la longitud efectiva de la sección 5.4.4 y el cálculo del espesor de la placa base de la sección 5.4.5.2 se tiene la siguiente longitud del perno de anclaje:

$$L_T = 23,89 + 1 + 1,96 \ \ in$$

$$\rightarrow L_T = 26,85 \ \ in \ \ = 68,2 \ \ cm$$

Se lleva a un valor entero, por facilidad de construcción y finalmente la longitud total del perno de anclaje es de:

$$L_T = 70 \ \ cm$$

5.4.7 ÁREA DE LA ZAPATA

Como se ha mencionado en el capítulo 2, el diseño de la zapata tiene en consideración la carga axial máxima de compresión en la columna principal.

De las 2 columnas principales (1-2 y 6-7), la carga axial máxima de compresión se origina en la columna 1-2 con la combinación de carga 4, tal y como se aprecia en la **Tabla 5.21**. Este valor es de -32,602 (kip)

También, tal y como se ha mencionado, por acción y reacción esta fuerza compresiva, es la que se transmite a la zapata, y la que por tanto rige su diseño. Aplicando entonces la relación desarrollada en la sección 2.19.7:

$$p_0 = \frac{N}{A^2} \leq F's \quad \textbf{Ec. 2.84}$$

En ese mismo apartado se definió en la **Tabla 2.12**, que el esfuerzo permisible del suelo para las construcciones en el Ecuador se puede normalizar a $F's = 10,9\,psi$, por tanto el área de la zapata se obtiene despejando A de la anterior expresión:

$$\rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N}{F's}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{32,602\ \ kip}{10,9 \diagup 1000\ \ ksi}}$$

$$\rightarrow A \geq 54,69\ \ in^2$$

$$\rightarrow A \geq 352,84\ \ cm^2$$

Se define así el área mínima de la zapata para la cimentación.

5.4.8 CONEXIONES ROSCADAS EN LA PLACA BASE

En la sección 5.4.2 se determinó la fuerza aplicada a cada perno de anclaje:

$$P = 4,03\ \ kip$$

Esta es la fuerza entonces para el cálculo de la conexión roscada en tensión de cada perno. En las consideraciones de diseño de la sección 5.4.1 al considerar que el diámetro de los agujeros era de 1 + 1/8 de pulgada, se asumió también implícitamente que el diámetro del perno de anclaje se lo consideraba de 1 pulgada. Esto consecuentemente fue comprobado en la sección 5.4.3 al determinar con la teoría del diámetro mínimo del perno de anclaje que el valor de 1 pulgada fue correctamente considerado. Se debe ahora comprobar que la sección roscada del perno también puede ser de 1 pulgada para su conexión en la placa base.

Utilizando la teoría expuesta en la sección 2.22, se tiene entonces que el área de esfuerzo para una rosca de 1 pulgada de diámetro nominal es:

$$A_f = 0,606 \ \ in^2$$ [48]

Se calcula el esfuerzo real en la conexión roscada:

$$\sigma_t = \frac{F}{A_{esf}} \leq \sigma_{perm}$$ **Ec. 2.98**

$$\sigma_t = \frac{4,03 \ \ kip}{0,606 \ \ in^2} \rightarrow \sigma_t = 6,65 \ \ kip$$

El esfuerzo permisible, aplicando la norma de referencia ASTM A325:

$$\sigma_{perm} = 59,738 \ \ ksi$$ **Ec. 2.100**

En conclusión, el roscado de 1 pulgada en el perno de anclaje cumple con las expectativas de diseño.

$$\sigma_t < \sigma_{perm}$$

5.5 CÁLCULO DE SOLDADURAS Y ACCESORIOS

El cálculo de las soldaduras y demás accesorios, como se detallará a continuación requiere que las cargas máximas sean determinadas en los nodos de conexión de cada uno de los elementos.

Anteriormente se determinaron las cargas máximas en cada uno de los elementos, indiferentemente de la posición en la cual se producían. Ahora estas cargas máximas deben ser determinadas en los nodos y para ello se hará uso nuevamente del SAP2000.

Hasta el momento se ha manejado una simbología de referencia con respecto a los elementos del pórtico y los nodos de conexión, con la que el lector ya debe sentirse familiarizado. No obstante, en la siguiente figura se resume en un esquema dicha simbología:

[48] AISC; Manual of Steel Construction; 8va Ed.; pág. 4-141 (THREADED FASTENERS)

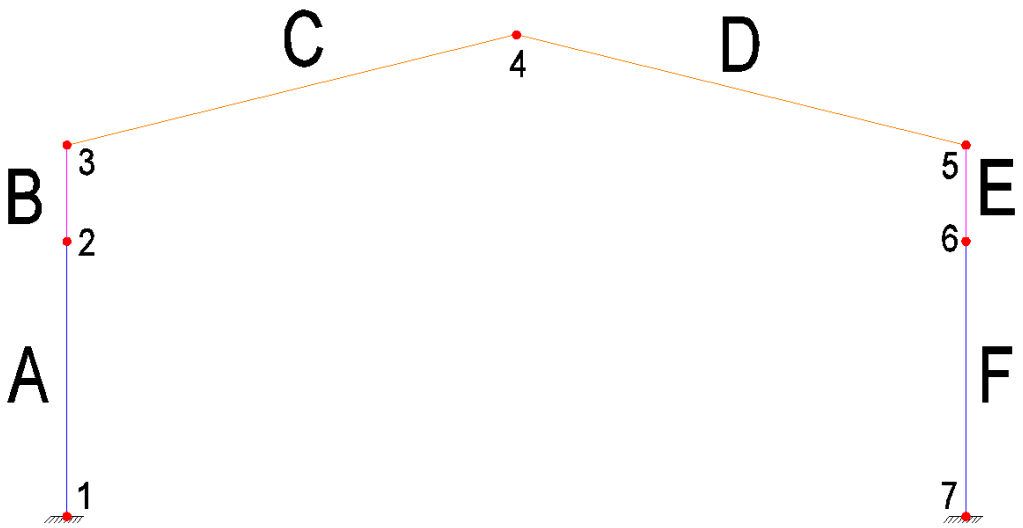


Figura 5.96. Simbología alfanumérica de diseño

Los nodos de conexión son aquellos que en la figura anterior se han representado con números y es en ellos en los que se determinará bajo la condición de los 14 estados de carga, las fuerzas axiales, momentos flectores y cortantes.

5.5.1 UTILIZACIÓN DEL SAP2000 PARA LA DETERMINACIÓN DE LOS VALORES DE DISEÑO EN LOS PUNTOS DE CONEXIÓN DEL PÓRTCO CARACTERÍSTICO

En esta sección se muestran los resultados proporcionados por el SAP2000 para los valores de diseño en las conexiones.

Aunque el valor de interés, es el momento flector máximo, se muestran también los valores de fuerza axial y cortante.

Sin más preámbulos se muestra en las siguientes tablas los valores de fuerza axial, cortante y momento flector en cada uno de los puntos de conexión mostrados en la **Figura 5.96**.

Tabla 5.56. Valores de cortante en los puntos de conexión

CORTANTE (kip)												
	A (1-2)		B (2-3)		C (3-4)		D (4-5)		E (5-6)		F (6-7)	
	1	2	2	3	3	4	4	5	5	6	6	7
C 1	-2,697	-2,697	-5,597	-5,597	-2,953	1,573	-1,324	3,201	-5,597	-5,597	-2,697	-2,697
C 2	-3,119	-3,119	-6,019	-6,019	-3,439	1,682	-1,434	3,688	-6,019	-6,019	-3,119	-3,119
C 3	-3,634	-3,634	-6,534	-6,534	-4,033	1,815	-1,567	4,281	-6,534	-6,534	-3,634	-3,634
C 4	**-4,103**	**-4,103**	**-7,003**	**-7,003**	**-4,573**	1,937	**-1,688**	**4,822**	-7,003	-7,003	-4,103	-4,103
C 5	2,752	0,608	-2,292	-3,007	0,550	0,755	-0,222	-0,017	-3,007	-3,454	-0,554	-1,897
C 6	-1,527	-1,527	-4,427	-4,427	-2,622	1,903	-1,323	3,202	-6,233	-6,233	-3,333	-3,333
C 7	-1,195	-1,195	-4,095	-4,095	-2,256	1,817	-1,237	2,836	-5,901	-5,901	-3,001	-3,001
C 8	-3,533	-3,533	-6,433	-6,433	-2,917	1,156	-1,239	2,834	-4,627	-4,627	-1,727	-1,727
C 9	1,073	-0,535	-3,435	-3,971	-0,691	1,041	-0,580	1,152	-3,971	-4,307	-1,407	-2,414
C 10	-2,136	-2,136	-5,036	-5,036	-3,070	1,903	-1,406	3,567	-6,391	-6,391	-3,491	-3,491
C 11	0,687	-0,921	-3,821	-4,357	-1,136	1,141	-0,680	1,598	-4,357	-4,693	-1,793	-2,800
C 12	0,335	-1,273	-4,173	-4,709	-1,541	1,232	-0,771	2,003	-4,709	-5,044	-2,144	-3,152
C 13	-2,523	-2,523	-5,423	-5,423	-3,515	2,003	-1,506	4,012	-6,777	-6,777	-3,877	-3,877
C 14	-2,874	-2,874	-5,774	-5,774	-3,920	**2,093**	-1,597	4,417	**-7,129**	**-7,129**	**-4,229**	**-4,229**

Tabla 5.57. Valores de momento flector en los puntos de conexión

MOMENTO FLECTOR (kip-in)												
	A (1-2)		B (2-3)		C (3-4)		D (4-5)		E (5-6)		F (6-7)	
	1	2	2	3	3	4	4	5	5	6	6	7
C 1	-188,511	289,280	-74,375	256,149	-256,149	25,106	25,106	-357,368	-357,368	-26,844	-179,650	298,141
C 2	-232,770	319,789	-43,866	311,580	-311,581	46,548	46,548	-412,799	-412,799	-57,353	-210,159	342,400
C 3	-286,799	357,033	-6,622	379,249	-379,250	72,724	72,724	-480,468	-480,468	-94,598	-247,403	396,430
C 4	**-335,944**	**390,909**	27,255	**440,799**	**-440,800**	**96,533**	**96,533**	**-542,018**	**-542,018**	-128,474	**-281,279**	445,574
C 5	335,222	37,644	**-326,012**	-169,548	169,547	-96,437	-96,437	-47,582	-47,582	**143,200**	-9,606	207,572
C 6	-12,603	257,997	-105,659	155,801	-155,801	-9,238	-9,238	-392,109	-392,109	-23,996	-176,801	413,759
C 7	21,700	233,324	-127,937	113,864	-113,864	-24,413	-24,413	-350,172	-350,172	-1,717	-152,128	379,456
C 8	-330,114	295,891	-65,369	314,559	-314,560	44,276	44,276	-280,690	-280,690	-7,415	-157,826	148,220
C 9	171,094	123,435	-240,221	-21,550	21,549	-49,970	-49,970	-166,602	-166,602	77,807	-74,998	263,409
C 10	-89,775	288,699	-74,956	222,462	-222,462	15,430	15,430	-424,997	-424,997	-47,590	-200,395	418,049
C 11	130,572	151,368	-212,288	29,202	-29,202	-30,338	-30,338	-217,353	-217,353	49,874	-102,931	303,931
C 12	93,714	176,775	-186,881	75,364	-75,365	-12,481	-12,481	-263,516	-263,516	24,467	-128,339	340,789
C 13	-130,297	316,632	-47,023	273,213	-273,214	35,061	35,061	-475,749	-475,749	-75,523	-228,328	458,571
C 14	-167,155	342,040	-21,615	319,376	-319,376	52,918	52,918	-521,911	-521,911	-100,930	-253,735	**495,429**

Tabla 5.58. Valores de fuerza axial en los puntos de conexión

FUERZA AXIAL (kip)												
	A (1-2)		B (2-3)		C (3-4)		D (4-5)		E (5-6)		F (6-7)	
	1	2	2	3	3	4	4	5	5	6	6	7
C 1	-30,548	-29,189	-5,009	-4,557	-6,586	-5,373	-5,439	-6,652	-4,814	-5,267	-13,697	-15,055
C 2	-31,165	-29,806	-5,626	-5,173	-7,153	-5,781	-5,847	-7,219	-5,430	-5,883	-14,313	-15,672
C 3	-31,917	-30,559	-6,379	-5,926	-7,845	-6,278	-6,345	-7,912	-6,183	-6,636	-15,066	-16,425
C 4	**-32,602**	**-31,244**	**-7,064**	**-6,611**	**-8,475**	-6,731	-6,797	-8,542	**-6,868**	**-7,321**	**-15,751**	**-17,109**
C 5	-26,227	-24,869	-0,689	-0,236	-2,965	-1,753	-1,896	-3,108	-0,788	-1,241	-9,671	-11,029
C 6	-30,376	-29,018	-4,838	-4,835	-7,156	-5,943	-6,099	-7,311	-4,985	-5,438	-13,868	-15,227
C 7	-29,545	-28,322	-4,324	-3,917	-6,713	-5,622	-5,777	-6,868	-4,517	-4,924	-13,172	-14,395
C 8	-29,888	-28,665	-4,667	-4,260	-5,572	-4,481	-4,459	-5,550	-4,174	-4,581	-12,829	-14,052
C 9	-27,770	-26,412	-2,232	-1,779	-4,296	-2,964	-3,087	-4,420	-2,257	-2,710	-11,140	-12,498
C 10	-30,882	-29,523	-5,343	-4,891	-7,439	-6,106	-6,240	-7,572	-5,405	-5,858	-14,288	-15,646
C 11	-28,335	-26,976	-2,796	-2,343	-4,815	-3,337	-3,460	-4,939	-2,821	-3,274	-11,704	-13,063
C 12	-28,848	-27,490	-3,310	-2,857	-5,288	-3,676	-3,800	-5,411	-3,335	-3,788	-12,218	-13,576
C 13	-31,446	-30,088	-5,908	-5,455	-7,958	-6,480	-6,613	-8,091	-5,970	-6,422	-14,852	-16,211
C 14	-31,960	-30,602	-6,422	-5,969	-8,431	**-6,819**	**-6,952**	**-8,564**	-6,483	-6,936	-15,366	-16,724

Los valores máximos, dependiendo de la combinación de carga de análisis están resaltados en rojo. Dichos valores son tabulados a continuación tomando en cuenta el elemento y el nodo donde se registraron dichos resultados, además de la combinación de carga que originó los resultados:

Tabla 5.59. Valores máximos de cortante registrados en los nodos de conexión

CORTANTE MAXIMO REGISTRADO			
Elemento	**Nodo**	**V (kip)**	**C.C**
A (1-2)	1	-4,103	C4
	2	-4,103	C4
B (2-3)	2	-7,003	C4
	3	-7,003	C4
C (3-4)	3	-4,573	C4
	4	2,093	C14
D (4-5)	4	-1,688	C4
	5	4,822	C4
E (5-6)	5	-7,129	C14
	6	-7,129	C14
F (6-7)	6	-4,229	C14
	7	-4,229	C14

Tabla 5.60. Valores máximos de momento flector registrados en los nodos de conexión

MOMENTO FLECTOR MAXIMO REGISTRADO			
Elemento	**Nodo**	**M (kip-in)**	**C.C**
A (1-2)	1	-335,944	C4
	2	390,909	C4
B (2-3)	2	-326,012	C5
	3	440,799	C4
C (3-4)	3	-440,800	C4
	4	96,533	C4
D (4-5)	4	96,533	C4
	5	-542,018	C4
E (5-6)	5	-542,018	C4
	6	143,200	C5
F (6-7)	6	-281,279	C4
	7	495,429	C14

Tabla 5.61. Valores máximos de fuerza axial registrados en los nodos de conexión

FUERZA AXIAL MAXIMA REGISTRADA			
Elemento	**Nodo**	**A (kip)**	**C.C**
A (1-2)	1	-32,602	C4
	2	-31,244	C4
B (2-3)	2	-7,064	C4
	3	-6,611	C4
C (3-4)	3	-8,475	C4
	4	-6,819	C14
D (4-5)	4	-6,952	C14
	5	-8,564	C14
E (5-6)	5	-6,868	C4
	6	-7,321	C4
F (6-7)	6	-15,751	C4
	7	-17,109	C4

En la siguiente figura esquemática se resume los resultados enunciados anteriormente:

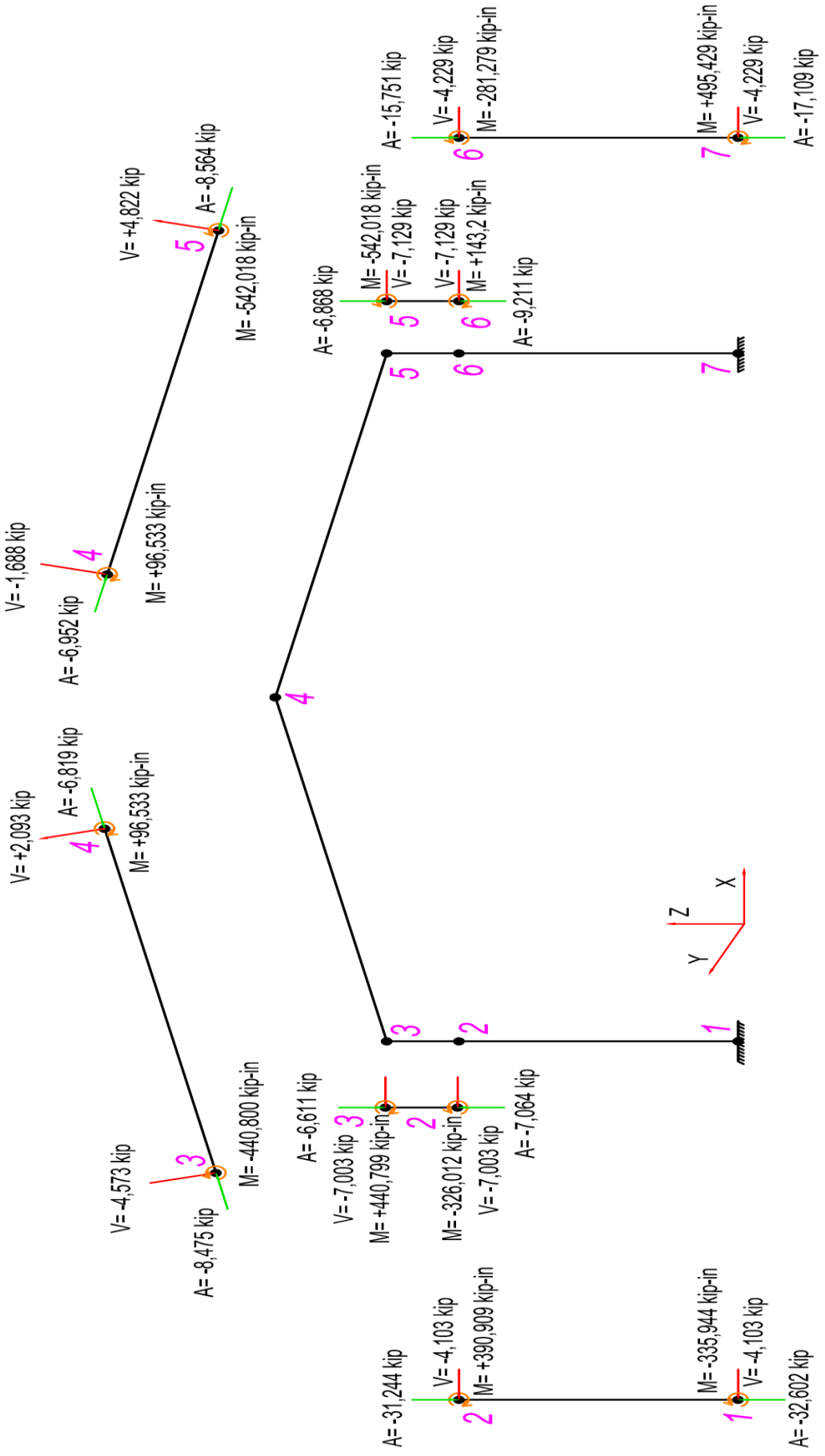


Figura 5.97. Valores de diseño máximos en los puntos de conexión

Con el fin de dejar constancia de la veracidad de los resultados expuestos se expone a continuación un ejemplo de resultados del SAP2000

Para la columna principal B (2-3) por ejemplo según los resultados visualizados anteriormente se obtuvo en el nodo 3, los valores máximos de cortante, fuerza axial y momento flector con la combinación de carga 4. Como se verá a continuación, los valores tabulados son iguales a los resultados del SAP2000 de las siguientes figuras:

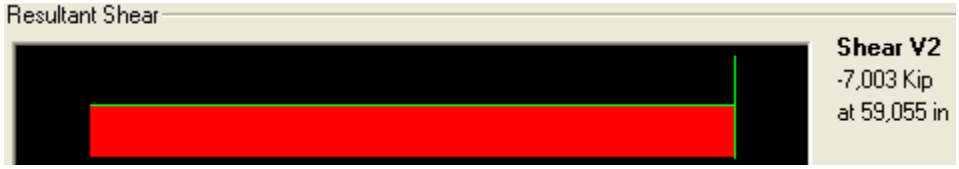


Figura 5.98. Cortante máximo en la columna principal A (1-2), en el NODO 2 con la combinación de carga 4

Figura 5.99. Momento flector máximo en la columna principal A (1-2), en el NODO 2 con la combinación de carga 4

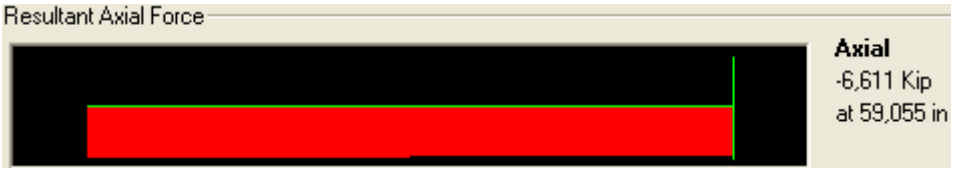


Figura 5.100. Fuerza axial máxima en la columna principal A (1-2), en el NODO 2 con la combinación de carga 4

Efectivamente, como se puede apreciar los valores del SAP2000 son los registrados en las tablas anteriores.

5.5.2 UTILIZACIÓN DEL SAP2000 PARA LA DETERMINACIÓN DE LOS VALORES DE DISEÑO EN LOS PUNTOS DE CONEXIÓN DE LA VIGA CARRILERA

Para el diseño de la junta soldada de la viga carrilera con la placa tapa de conexión entre la columna principal y la columna secundaria, es necesario conocer las reacciones extremas en este elemento.

El diagrama del cuerpo libre y sus resultados fueron desarrollados ya en la sección 5.2.1

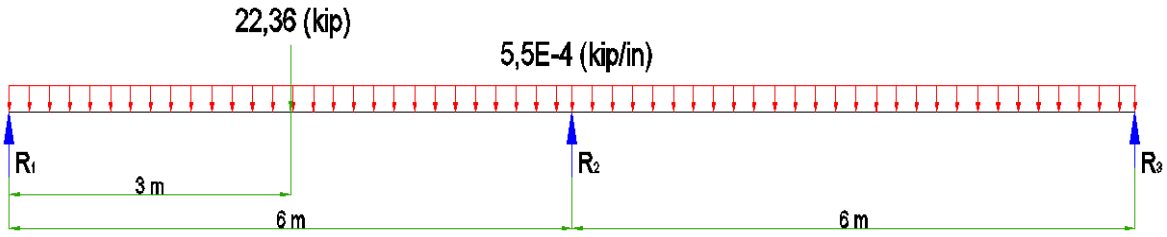


Figura 5.1. Diagrama del cuerpo libre de la viga carrilera

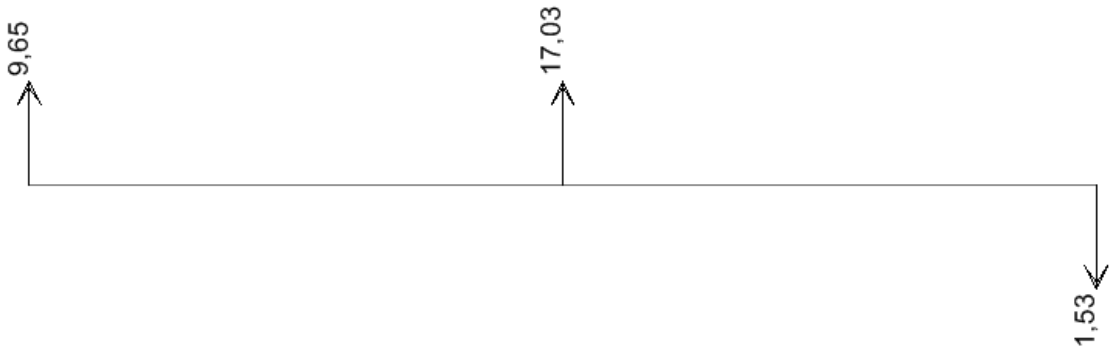


Figura 5.2. Reacciones resultantes (Kip)

La reacción máxima horizontal como se determinó en el SAP2000 fue en el centro de apoyo la viga carrilera y su valor es de 17,03 kip.

5.5.3 UTILIZACIÓN DEL SAP2000 PARA LA DETERMINACIÓN DE LOS VALORES DE DISEÑO EN LOS PUNTOS DE CONEXIÓN DE LAS CORREAS DEL TECHO

Al igual que en los otros dos puntos, para el diseño de la sección soldada de las correas de techo en las vigas trabe se necesita conocer la reacción vertical máxima en los extremos, que como se observó en la sección 5.2.3 es la misma para ambos extremos dada la simetría de cargas en el elemento.

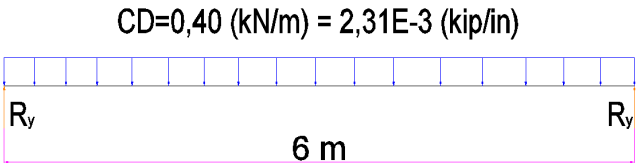


Figura 5.16. Diagrama del cuerpo libre de la correa de techo

Figura 5.17. Reacciones en el elemento (kip)

Se tiene así una reacción horizontal de 0,27 kip. Sin embargo dada la posición inclinada de la correa de techo, a esta fuerza resultante se la descompone en una normal y otra tangencial a la posición de la correa. Se muestra lo anteriormente expuesto en la siguiente gráfica.

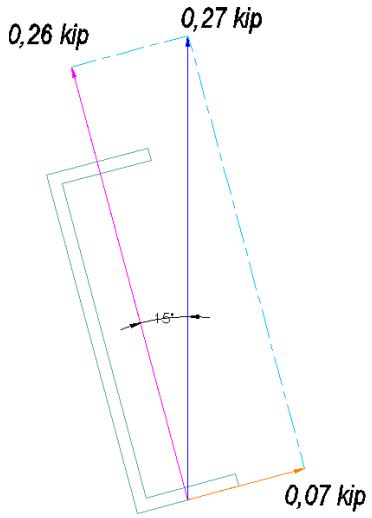


Figura 5.101. Descomposición de la reacción vertical en la correa de techo

Por tanto la reacción de diseño para la conexión soldada es de 0,26 kip. La fuerza tangencial de 0,07 kip es muy baja y no entra en consideración para el cálculo.

5.5.4 TENTATIVAS DE CONSTRUCCIÓN

En esta sección se muestran las tentativas constructivas de las conexiones del edificio estructural, mediante esquemas gráficos.

5.5.4.1 Tentativa constructiva de las placas tapa y las ménsulas

Básicamente existen 3 lugares donde se van a colocar uniones de placas tapa y ménsulas: en la unión entre las uniones entre la columna principal y la secundaria, en las uniones entre la columna secundaria y la viga trabe y en las uniones entre las 2 vigas trabes. Adicionalmente se expone el esquema propuesto para la unión de la columna principal, la placa base y un conjunto de 4 ménsulas base.

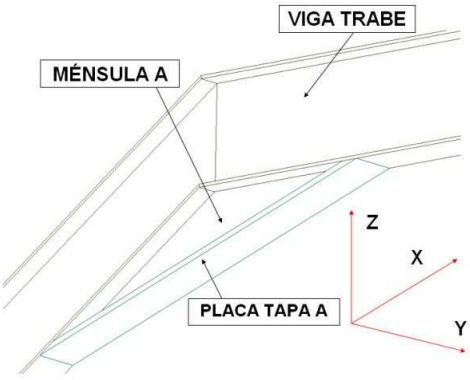


Figura 5.102. Tentativa constructiva para la unión entre las vigas trabes

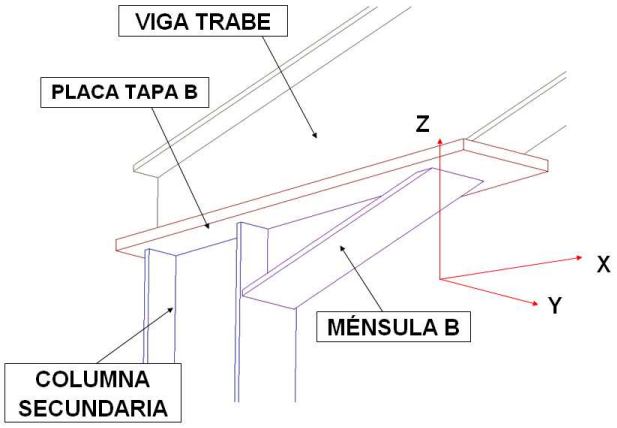


Figura 5.103. Tentativa constructiva para la unión entre la viga trabe y la columna secundaria

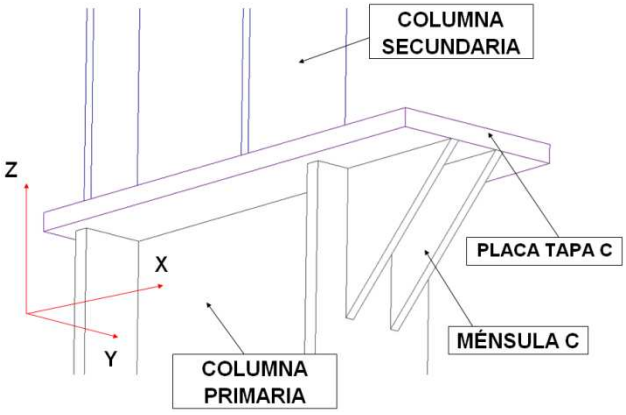


Figura 5.104. Tentativa constructiva para la unión entre la columna secundaria y la columna primaria

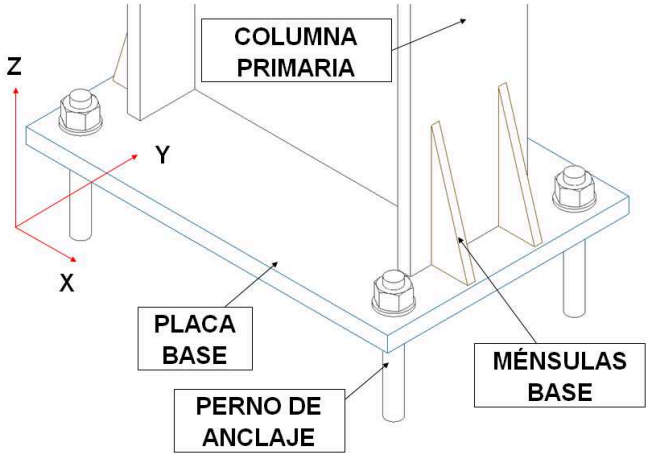


Figura 5.105. Tentativa constructiva para la unión entre la columna principal y la placa base

Se observa en las anteriores figuras la disposición deseada de las placas y las ménsulas para la conexión de los elementos. En las mismas figuras se ha establecido también nombres identificativos para cada elemento los cuales ya quedan registrados en esta sección y serán citados de ahora en adelante para su proceso de cálculo.

La correcta ubicación de estos elementos no será tratada en el desarrollo escrito de este proyecto, pues su información puede encontrarse en los planos constructivos de la obra que se encuentran en el ANEXO 8. Lo único que se puede decir con respecto a este tópico es que:

- Las dimensiones de largo y ancho de las placas tapa, se establecen en función de la geometría de los perfiles, el parámetro de diseño que impera es el espesor.
- Su ubicación es un asunto estético del diseño donde se aseguran medidas de posicionamiento fáciles de lograr para el constructor.
- La ménsula B aunque parezca la combinación de una ménsula y una placa, se planea sea extraída del mismo perfil W18X40 de la viga trabe.

5.5.4.2 Tentativa constructiva de las juntas soldadas

En este punto se establece la sección de relleno del cordón de soldadura, en aquellos lugares donde este parámetro debe ser calculado. Todavía no se habla nada del ancho ni las dimensiones del cordón. En las siguientes figuras se muestra esquemas a corte de las secciones soldadas donde el ancho del cordón

que es el que se encuentra sometido a esfuerzo, debe ser calculado. Tómese en cuenta la simbología de placas tapa y ménsulas tratada en la sección 5.5.4.1. De paso en dichas figuras se da una codificación a cada junta soldada, que se utilizará de ahora en adelante para la etapa de diseño.

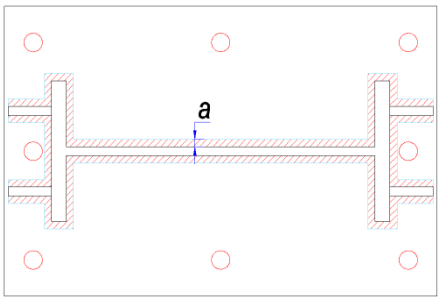


Figura 5.106. Junta soldada W-1 (columna principal W18X71, ménsulas base y placa base)

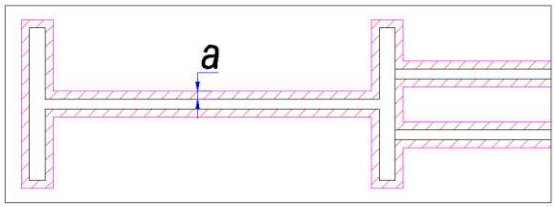


Figura 5.107. Junta soldada W-2 (columna principal W18X71, ménsulas tipo C y placa tapa tipo C)

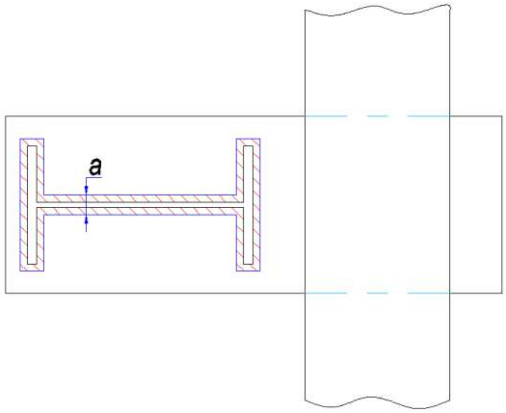


Figura 5.108. Junta soldada W-3 (columna secundaria W12X35 y placa tapa tipo C)

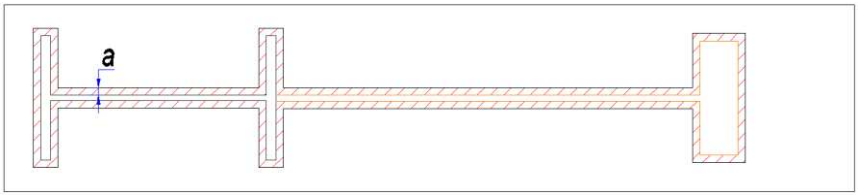


Figura 5.109. Junta soldada W-4 (columna secundaria W12X35, viga carrilera y placa tapa tipo C)

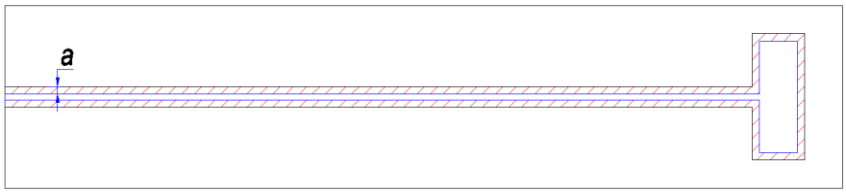


Figura 5.110. Junta soldada W-5 (Viga trabe W18X40 y placa tapa tipo B)

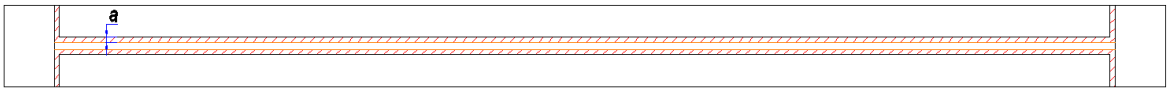


Figura 5.111. Junta soldada W-6 (Vigas trabe W18X40, placa tapa tipo A y ménsula A)

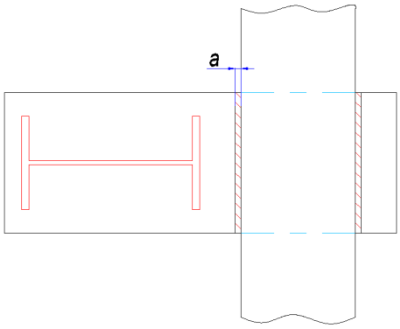


Figura 5.112. Junta soldada W-7 (Viga carrilera W14X53 y placa tapa tipo C)

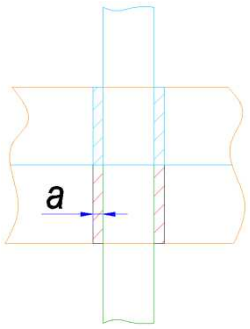


Figura 5.113. Junta soldada W-8 (Canales tipo C150X50X6 y vigas trabe)

En las figuras se observa el parámetro ***a***, que corresponde al ancho de soldadura cuyo valor debe ser determinado de tal manera que la junta soldada cumpla con los requerimientos estructurales.

Con respecto a las juntas soldadas W-7 y W-8 cabe hacer las siguientes aclaraciones:

- La junta soldada W-7 mostrada en la figura es la crítica pues esta se representa en el centro de la viga carrilera donde se existe la reacción de apoyo más alta.
- La junta soldada W-8 mostrada en la figura, donde hay la unión de dos canales C en la viga trabe es la crítica pues en esta el canal tiene la menor

área de soldadura. La región delimitada en azul corresponde a la junta soldada del canal C siguiente, cuya área de soldadura no entra en consideración pues la reacción de diseño es para un canal.

5.5.5 CONSIDERACIONES E HIPÓTESIS DE DISEÑO

- Como se ha mencionado, la ubicación de los elementos de conexión en el edificio estructural corresponde a la ingeniería de detalle, lo que se encontrará analizado en los planos del proyecto.
- Para el material de aporte de acuerdo a las consideraciones del capítulo 3, se ha fijado el electrodo E6010 para pases de raíz y el E7018 para el relleno. Los cálculos del esfuerzo admisible deberán desarrollarse entonces con respecto al E6010 pues es el menos resistente entre los 2.
- El ancho de soldadura, es un parámetro que debe ser hallado. Sin embargo, de acuerdo a recomendaciones de algunos proyectistas estructurales que se han consultado, más que un cálculo, este parámetro es objeto de un proceso de iteración. Se ha recomendado que se fije un primer valor para el ancho de soldadura de 1 cm (valor altamente usado en construcciones ingenieriles) y con este comprobar que la junta soldada cumple con los parámetros estructurales. En caso de que el valor de 1 cm cumpla en todos los casos de diseño, se puede uniformizar el uso de este valor para todas las juntas soldadas.
- Con respecto a los elementos de conexión se debe fijar una tentativa geométrica que pueda verificarse por medio del cálculo. En las siguientes figuras se establecen las dimensiones geométricas de los elementos de conexión que se desea usar para la nave industrial:

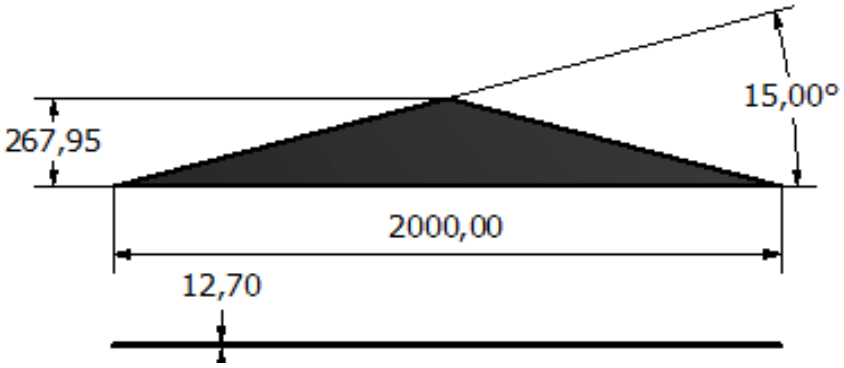


Figura 5.114. Geometría y dimensiones de la ménsula tipo A

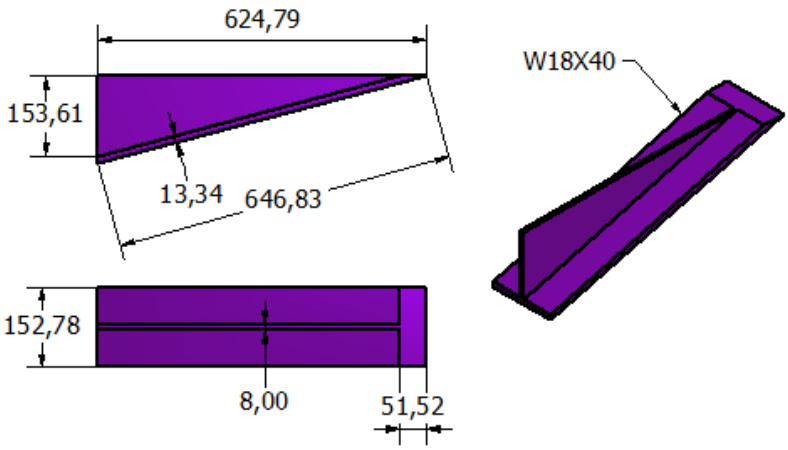


Figura 5.115. Geometría y dimensiones de la ménsula tipo B

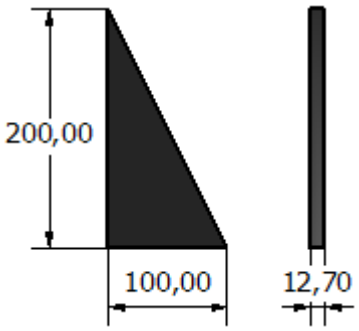


Figura 5.116. Geometría y dimensiones de la ménsula tipo C

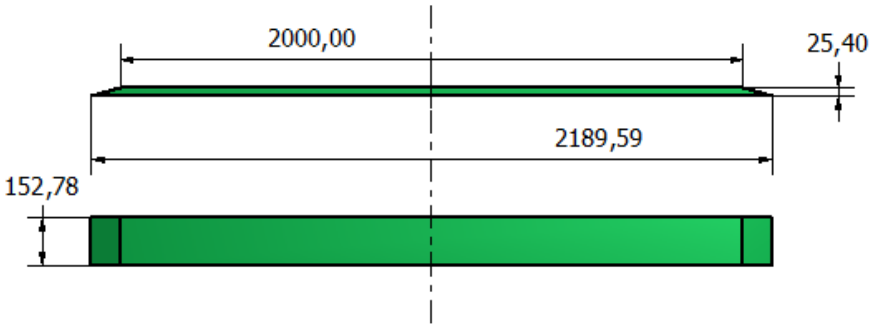


Figura 5.117. Geometría y dimensiones de la placa tapa A

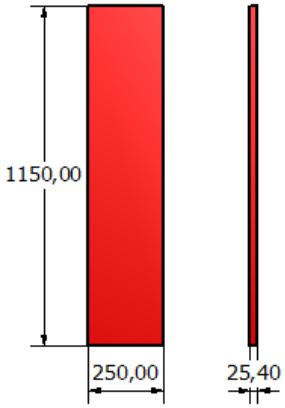


Figura 5.118. Geometría y dimensiones de la placa tapa B

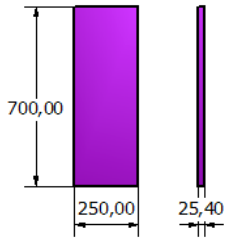


Figura 5.119. Geometría y dimensiones de la placa tapa C

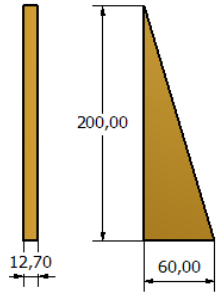


Figura 5.120. Geometría y dimensiones de la ménsula base

- Los elementos de conexión (placas y ménsulas), son de un acero ASTM A36, Pero la ménsula tipo B como se ha dicho se planea extraer del perfil W18X40 de la viga trabe, por lo que este elemento es de un acero A572 grado 50.
- Para el cálculo que se realizará de las placas tapa + ménsulas como se indicó previamente en la sección 2.20, el diseño se basa en comprobar la sección crítica de la placa más la ménsula a flexión.

5.5.6 DISEÑO DE LA SECCIÓN CRÍTICA DE PLACAS TAPA + MÉNSULAS

Tomando en cuenta las consideraciones tratadas anteriormente, la teoría expuesta en la sección 2.20, y los esquemas planteados en la sección 5.5.4.1, se expone a continuación las secciones críticas de diseño para las 3 conexiones de placas tapa + ménsulas:

- Entre las dos vigas trabes en el punto más alto (revisar **Figura 5.102**)

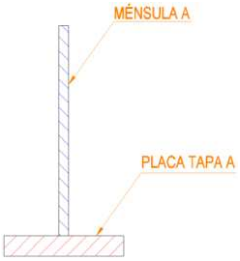


Figura 5.121. Sección crítica A, para el conjunto placa tapa + ménsula en la conexión de las 2 vigas trabe

- Entre la columna secundaria y la viga trabe (revisar **Figura 5.103**)

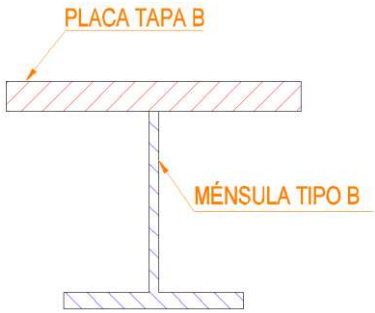


Figura 5.122. Sección crítica B, para el conjunto placa tapa + ménsula en la conexión de la columna secundaria y la viga trabe

- Entre la columna principal y columna secundaria (revisar **Figura 5.104**)

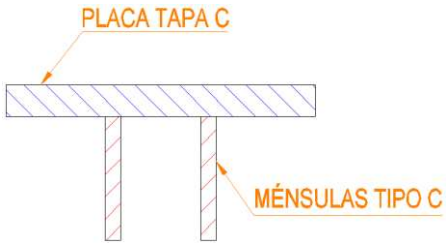


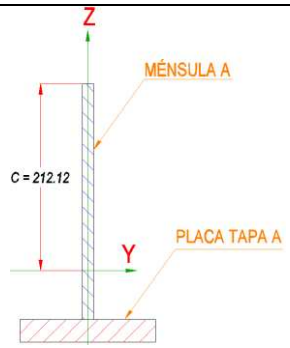
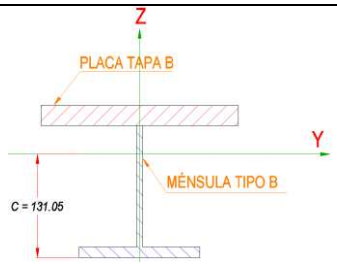
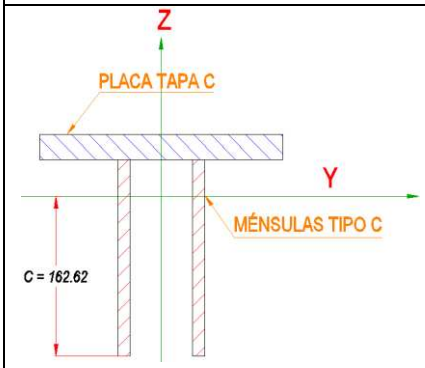
Figura 5.123. Sección crítica C, para el conjunto placa tapa + ménsula en la conexión de la columna primaria y la columna secundaria

5.5.6.1 Momento de Inercia con respecto al eje centroidal de las secciones críticas de diseño usando el AutoCAD.

Mediante el uso del AutoCAD se determinan los momentos de inercia con respecto al eje centroidal coincidente con el eje del momento de diseño de las secciones críticas expuestas en las figuras del postulado 5.5.6

Estos momentos de inercia y los momentos de diseño que sobre ellos actúan se exponen en la siguiente tabla. El momento de diseño es el mayor de los dos elementos conectados en el nodo, y como se recordará sus valores fueron determinados en el SAP2000 al inicio de este análisis, y se encuentran tabulados en la **Tabla 5.60**. Se toman los valores absolutos pues el sentido del momento no es considerado en el diseño.

Tabla 5.62. Datos de diseño para las secciones críticas de placas tapa + ménsulas

Sección	M.F.D[49] (kip-in)	Distancia crítica de flexión c (mm)	Momento de inercia centroidal Iyy (mm^4)	Ubicación del momento de diseño
 **Sección crítica A**	96,533	212,12	59573904,69	El mismo en 4C y 4D
 **Sección crítica B**	542,018	131,05	52593826,69	En 5D y 5E
 **Sección crítica C**	390,909	162,62	53120593,64	En 2A

5.5.6.2 Diseño a flexión de la sección crítica de las placas tapa + ménsulas

De la sección 2.20 se tiene:

$$f_{bp} = \frac{M_y \cdot c}{I} \leq 0,6 \cdot S_y \qquad \textbf{Ec. 2.86}$$

[49] Momento Flector de Diseño

A excepción de la ménsula tipo B, el resto de elementos de conexión son de acero A36. Como se ha mencionado, la ménsula tipo B se extrae del mismo perfil W18X40 cuyo material es el A572 grado 50. Tal y como se observa en la sección crítica B, la distancia crítica de flexión se da hacia la ménsula tipo B, por lo que para esta sección se toma un Sy de 50 ksi

Tomando en cuenta entonces los datos registrados en la **Tabla 5.62**, se resume a continuación la tabla de cálculos:

Tabla 5.63. Diseño y comprobación de las secciones críticas de placas tapa + ménsulas

Sección crítica	M (kip-in)	c (in)	Iyy (in^4)	fbp (ksi)	Sy	Fbp (ksi)	Ibp	PASA
A	96,533	8,351	143,127	5,633	36,000	21,600	0,261	SI
B	542,018	5,159	126,357	22,132	50,000	30,000	0,738	SI
C	390,909	6,402	127,623	19,610	36,000	21,600	0,908	SI

Con estos cálculos, se comprueba así la ecuación de diseño:

$$f_{bp} < F_{bp} \quad \text{ó} \quad I_{bp} = \frac{f_{bp}}{F_{bp}} \leq 1,0 \qquad \textbf{Ec. 2.87}$$

5.5.6.3 Geometría de las ménsulas base y definición del tipo de apoyo

Se discutió en la sección 2.20.1 que el tipo de apoyo de las bases dependía de la altura considerada para el diseño de las ménsulas base. De las tentativas geométricas expuestas en la sección 5.5.5 y la **Figura 5.120** se tiene que la expectativa de diseño de la ménsula base comprende una altura de 200 mm.

Siendo la altura de la columna principal 4,5 m, ó 4500 mm, la relación h/ho es:

$$h/ho = 4500/200 = 22,5 < 40$$

De acuerdo a la **Tabla 2.13** con la altura considerada para la ménsula base se ha definido un tipo apoyo arreostrado, lo cual está acorde con los cálculos realizados en este capítulo que se basaron fundamentalmente en la suposición de que los apoyos base del pórtico eran arreostrados.

5.5.7 DISEÑO DE LA SOLDADURA MEDIANTE EL CÁLCULO DEL ANCHO CRÍTICO DEL CORDÓN

Como se definió en la sección 5.5.5 correspondiente a las consideraciones e hipótesis de diseño, el cálculo de la soldadura consistirá en comprobar que un ancho de soldadura de 1 cm en todas las juntas es más que suficiente para el diseño. Este es entonces un proceso iterativo de cálculo.

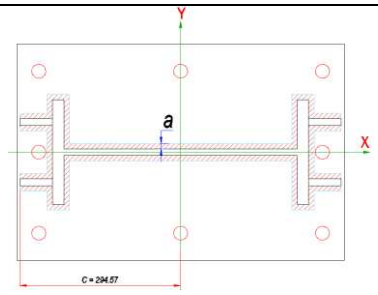
Se tiene en consideración las juntas soldadas y la codificación expuesta en la sección 5.5.4.2

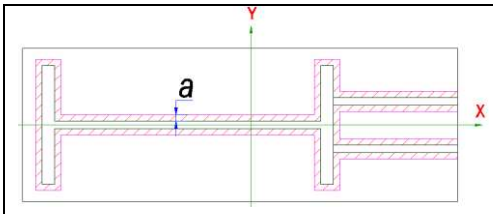
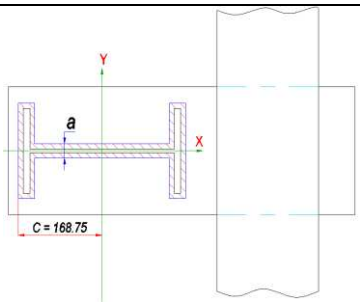
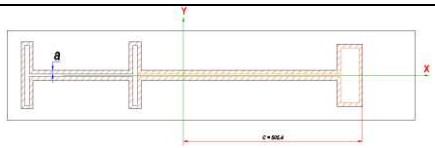
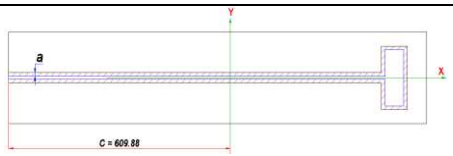
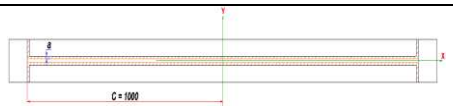
5.5.7.1 Momento de Inercia con respecto al eje centroidal de las secciones de soldadura usando el AutoCAD

Se determina en esta sección mediante el paquete informático AutoCAD 2011 el momento de inercia respecto al eje centroidal (coincidente con el eje del momento de diseño) de las secciones soldadas que son diseñadas a flexión. Considerando los esquemas de la sección 5.5.4.2, y la simbología planteada en sus figuras, las juntas soldadas que serán calculadas a flexión son: junta W-1, W-2, W-3, W-4, W-5 y W-6

Considerando el ancho de soldadura de 1 cm, los siguientes son los momentos de inercia con respecto al eje centroidal coincidente con la dirección del momento flector de diseño en el pórtico

Tabla 5.64. Datos para el diseño a flexión de las juntas soldadas en los extremos de los perfiles

Sección	M.F.D (kip-in)	Propiedades	Ubicación del momento de diseño
 **Junta W-1**	495,429	a = 1 cm c = 294,57 mm Iyy = 838487462,26 mm^4	En 7F

 **Junta W-2**	390,909	a = 1 cm c = 332,28 mm Iyy = 1203002270,68 mm^4	En 2A
 **Junta W-3**	326,012	a = 1 cm c = 168,75 mm Iyy = 216296975,10mm^4	En 2B
 **Junta W-4**	542,018	a = 1 cm c = 505,4 mm Iyy = 2849612023,74mm^4	En 5E
 **Junta W-5**	542,018	a = 1 cm c = 609,88mm Iyy = 2894792236,10mm^4	En 5D
 **Junta W-6**	96,533	a = 1 cm c = 1000 mm Iyy = 15711017187,36mm^4	El mismo en 4C y 4D

5.5.7.2 Área de la sección soldada para las juntas en tracción mediante el uso del AutoCAD

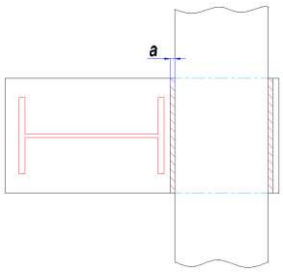
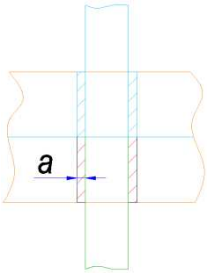
Tomando en cuenta las figuras y simbología de la sección 5.5.4.2, se explica a continuación las juntas soldadas calculadas a tensión:

- Junta W-7, debido a que el diseño de la viga carrilera considera el uso de apoyo articulado (condición crítica de diseño), debido a lo cual se ejercen fuerzas horizontales de tracción en los extremos
- Junta W-8, con respecto a los canales tipo C, la misma explicación que para la junta W-7.

En las secciones 5.5.2, 5.6.2 y 5.5.3 se determinó la reacción traccionante en los apoyos, para las juntas W-7 y W-8

El único ítem a determinar es el área de soldadura, lo cual se expone a continuación en la siguiente tabla, junto con la fuerza tensionante de diseño.

Tabla 5.65. Datos para el diseño a tensión de las juntas soldadas en los extremos de los perfiles

Sección	Fuerza (Kip)	Propiedades
 **Junta W-7**	17,03	Siendo a = 1cm A = 5000 mm^2
 **Junta W-8**	0,26	Siendo a = 1cm A = 1527,81 mm^2

5.5.7.3 Diseño de las juntas soldadas para la conexión de los extremos de los perfiles

El esfuerzo real de la soldadura depende del tipo de solicitación crítica con la que trabaja. En este caso:

- Las juntas W-1, W-2, W-3, W-4, W-5 y W-6 se calculan en flexión, y se aplica por tanto la ecuación desarrollada en la sección 2.21.1

$$f_{bs} = \frac{M \cdot c}{I} \quad \textbf{Ec. 2.89}$$

- Las juntas W-7 y W-8 se calculan a tensión, se aplica la ecuación desarrollada en la sección 2.21.2

$$f_{ts} = \frac{P}{A_s} \quad \textbf{Ec. 2.90}$$

No obstante, todas estas juntas soldadas constituyen soldaduras en filete y su valor de esfuerzo permisible corresponde al desarrollado en la sección 2.21.3.1

$$F_{soldadura} = 0,205 \cdot S_{ut} \quad \textbf{Ec. 2.95}$$

Se recordará del capítulo 3, en el establecimiento de los parámetros de diseño, que el material de aporte seleccionado es el E6010 (pases de raíz) y E7018 (relleno), por lo que la resistencia última a la tracción a considerar la del E6010, entonces:

$$S_{ut} = 60 \ \ ksi$$

Dando así, finalmente un esfuerzo permisible para soldadura en filete de:

$$F_{soldadura} = 12,3 \ \ ksi$$

De esta manera, se expone en las siguientes tablas, los cálculos de las juntas soldadas en filete, y sus índices de trabajo finales.

Tabla 5.66. Diseño y comprobación de las juntas soldadas en filete con solicitación mecánica de flexión

SOLDADURA EN FILETE A FLEXIÓN							
Junta	**M (kip-in)**	**c (in)**	**Iyy (in4)**	**fbs (ksi)**	**Fbs (ksi)**	**Ibp**	**PASA**
W-1	602,373	11,597	2014,474	3,468	12,3	0,282	SI
W-2	444,627	13,082	2890,225	2,013	12,3	0,208	SI
W-3	255,173	6,644	519,656	3,262	12,3	0,265	SI
W-4	684,000	19,898	6846,220	1,988	12,3	0,162	SI
W-5	684,000	24,011	6954,766	2,361	12,3	0,192	SI
W-6	169,237	39,370	37745,870	0,177	12,3	0,014	SI

Tabla 5.67. Diseño y comprobación de las juntas soldadas en filete con solicitación mecánica de tensión

SOLDADURA EN FILETE A TENSIÓN						
Junta	**F (kip)**	**As (in2)**	**fts (ksi)**	**Fts (ksi)**	**Its**	**PASA**
W-7	17,030	7,750	2,197	12,300	0,179	SI
W-8	0,260	2,368	0,110	12,300	0,009	SI

La junta W-6 correspondiente a la unión de las vigas trabe en la cumbrera del edificio representa la más crítica de esa unión. Se realiza también la soldadura a tope entre las 2 vigas trabe para reforzar la junta W-6 expuesta.

Finalmente con la exposición de estos cálculos se corrobora el hecho de que la soldadura propuesta con un ancho de 1 cm es más que suficiente para el diseño de las conexiones de toda la nave industrial y el puente grúa. Los índices de trabajo son tan pequeños que nos dan la seguridad de que una soldadura económica puede ser aplicada para el presente proyecto.

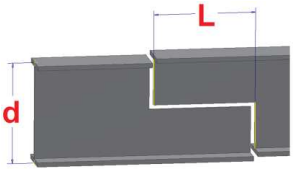
5.5.8 CONEXIÓN SOLDADA PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA VIGA DE CARGA

Se mencionó la realización de este cálculo en la sección 5.2.2.5 donde se determinó el tipo de perfil a utilizar para la viga de carga.

Básicamente como se mencionó, la viga de carga tiene una luz muy grande, y debido al hecho de que en el país se comercializan perfiles estructurales en un máximo de 12 metros, el diseño de este elemento se lo logra soldando tramos del perfil W14X120.

5.5.8.1 Recomendación constructiva para unión de perfiles en tramos

Los proyectistas estructurales recomiendan que dos perfiles estructurales símiles, que van a formar uno solo, deben ser unidos en zigzag con una longitud de incrustación mayor o igual a la distancia entre patines. A continuación se muestra una figura que explica lo anteriormente mencionado.



$$L \geq d$$

Figura 5.124. Recomendación constructiva para la unión de 2 perfiles en zigzag

5.5.8.2 Tentativa de construcción

Se define en los siguientes puntos la tentativa constructiva de la viga de carga:

- La viga de carga es un elemento de una luz de 20 metros con una sección W14X120, cuya mayor solicitación de carga se da cuando el puente grúa está posicionado en el centro de la luz.
- Se realizará una soldadura a tope en la región de zigzag para la unión de los perfiles.
- Se propone la unión de 3 vigas W14X120 de 4,5, 11,8 y 4,5 metros de luz respectivamente, con una longitud de incrustación L de 400 mm (considerando que la distancia entre patines d, para el perfil W14X120, como se recordará de la **Tabla 5.12** es 14,48 in ó 367,8 mm). Se muestra en la siguiente figura lo anteriormente mencionado:

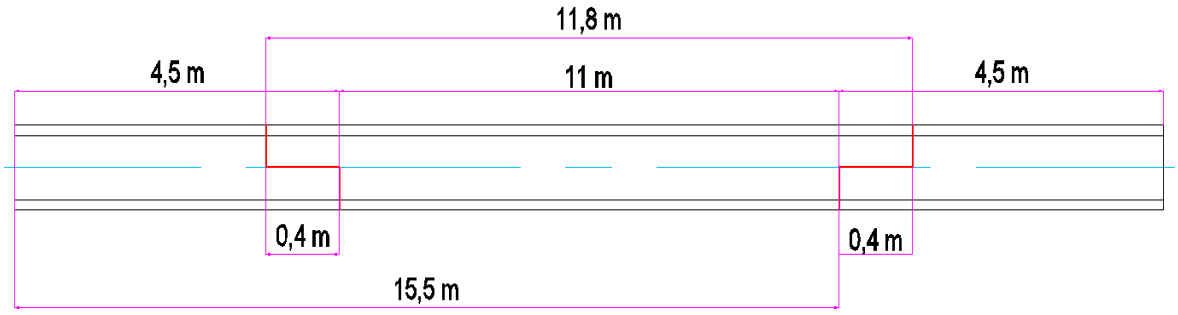


Figura 5.125. Tentativa constructiva de la viga de carga

5.5.8.3 Consideraciones de diseño

La viga de carga es un elemento que fue diseñado a flexión. Tomando en cuenta la soldadura en zigzag para el acople de los elementos, las dimensiones establecidas en la tentativa de construcción y el pandeo crítico del elemento debido al posicionamiento del puente grúa en operación en el centro de la luz, se aprecia 3 zonas de soldadura tal y como se muestra en la siguiente figura.

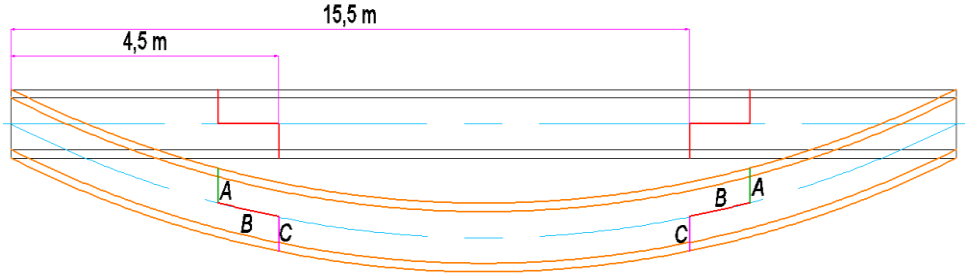


Figura 5.126. Viga de carga acoplada y en pandeo por solicitación de carga crítica

- La soldadura en A trabaja en compresión (encima del eje neutro). Esta soldadura no tiene una fuerza que atente a su separación.
- En B, se tiene una soldadura en mero eje neutro, donde los esfuerzos son cero.
- En C, al encontrarse debajo del eje neutro, se tiene un esfuerzo en tensión, el mismo que intenta separar la soldadura a tope.

Se debe entonces conocer el momento flector máximo resultante a los 4,5 y 15,5 metros del elemento (acorde a la **Figura 5.126**).

Hay que considerar entonces la sección del elemento que contiene la soldadura crítica en C, y evaluar en estas condiciones el esfuerzo a flexión. Esta sección de análisis se muestra en la siguiente figura:

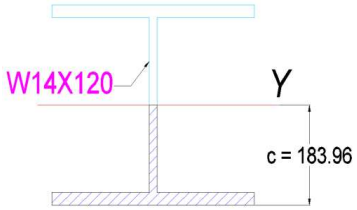


Figura 5.127. Sección soldada que soporta la solicitación de carga

Esto es lógico pues lo que se pretende es que la mitad de abajo del perfil con material de aporte E6010 y E7018 (electrodos considerado para el diseño) soporte el estado de carga que se prevé para la viga a los 4,5 y 15,5 metros.

5.5.8.4 Procedimiento de diseño

1. Considerando la **Figura 5.127** se determina el momento de inercia de la sección soldada crítica, pero con respecto al eje centroidal de la sección W14X120. Utilizando el AutoCAD, se tiene que:

$$I_s = 284180922{,}97 \ \ mm^4 \ \ = 682{,}75 \ \ in^4$$

2. Considerado lo establecido en la tentativa de construcción se determina mediante el SAP2000, el momento flector a los 4,5 y 15,5 metros de la viga de carga donde se planea sea el acople. Los resultados de las solicitaciones de carga en este elemento como se recordará fueron desarrollados en la sección 5.2.2

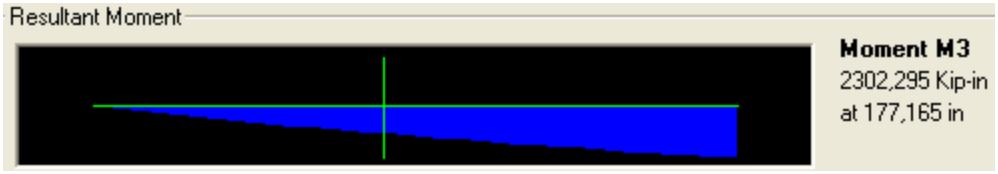


Figura 5.128. Momento flector a los 4,5 metros de la viga de carga

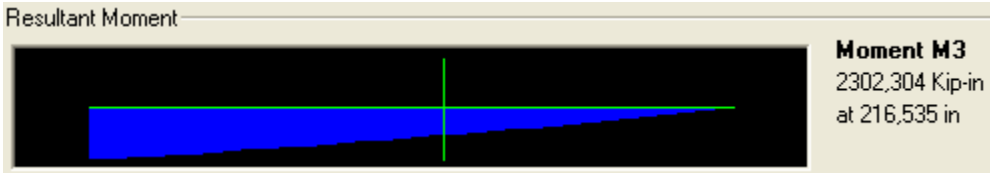


Figura 5.129. Momento flector a los 15,5 metros de la viga de carga

Como se observa el momento flector es el mismo debido a la simetría de cargas de la viga.

$$M = 2302,3 \ \ kip - in$$

3. El esfuerzo real en la junta soldada, mediante el cálculo a flexión:

$$f_{bs} = \frac{M \cdot c}{I} \quad \textbf{Ec. 2.89}$$

$$f_{bs} = \frac{2302,3 \ \ kip - in \ \cdot {}^{183,96}\!/_{25,4} \ \ in}{682,75 \ \ in^4} \rightarrow f_{bs} = 24,42 \ \ ksi$$

4. El esfuerzo permisible en la soldadura para una soldadura a tope en tracción:

$$F_{soldadura} = 0,341 \cdot S_{ut} \quad \textbf{Ec. 2.97}$$

El electrodo en consideración es el E6010, pues el esfuerzo admisible se evalúa en función del material de aporte de menor resistencia, $S_{ut} = 60 \ \ ksi$

Por tanto:

$$F_{soldadura} = 20,46 \ \ ksi$$

5. Estableciendo la ecuación de diseño:

$$I_{soldadura} = \frac{f_{soldadura}}{F_{soldadura}} \leq 1,0 \quad \textbf{Ec. 2.88}$$

$$I_{soldadura} = \frac{24,42}{20,46} = 1,19$$

5.5.8.5 Decisión de diseño

Se obtiene un índice de trabajo de 1,19. Para fines estructurales el valor del índice de trabajo contempla un rango admisible de 0,85 a 1,1. Entonces el índice de trabajo obtenido anteriormente excede ligeramente el límite de dicho rango, por lo que se puede aceptar la validez del cálculo.

No obstante, índices de trabajo como este son típicos en el diseño estructural, y ampliamente aceptados por los proyectistas de estructuras metálicas.

Hay que tener en cuenta también la alta rigidez con la que se evalúan las soldaduras, exponiendo valores muy bajos de esfuerzo permisible.

Se acogen los resultados obtenidos y se acepta su validación.

Finalmente, se propone de esta manera el modelo para el armado de la viga de carga de 20 metros de luz.

5.6 CONEXIÓN ROSCADA ENTRE LOS CARROS TESTEROS Y LA VIGA DE CARGA

Como se ha mencionado anteriormente, el acople de la viga de carga en los carros testeros debe ser empernada pues se debe asegurar que el sistema puente grúa sea un sistema mecánico de fácil desmontaje. Esto en caso de que algún día el sistema requiera mantenimiento.

5.6.1 TENTATIVA DE DISEÑO

Las características de los carros testeros vienen dados del fabricante al cual se hace referencia en el ANEXO 7, donde se encuentran las características y cotizaciones de los elementos a adquirir para la constitución del puente grúa. En las siguientes gráficas se resume la tentativa de diseño para esta conexión roscada.

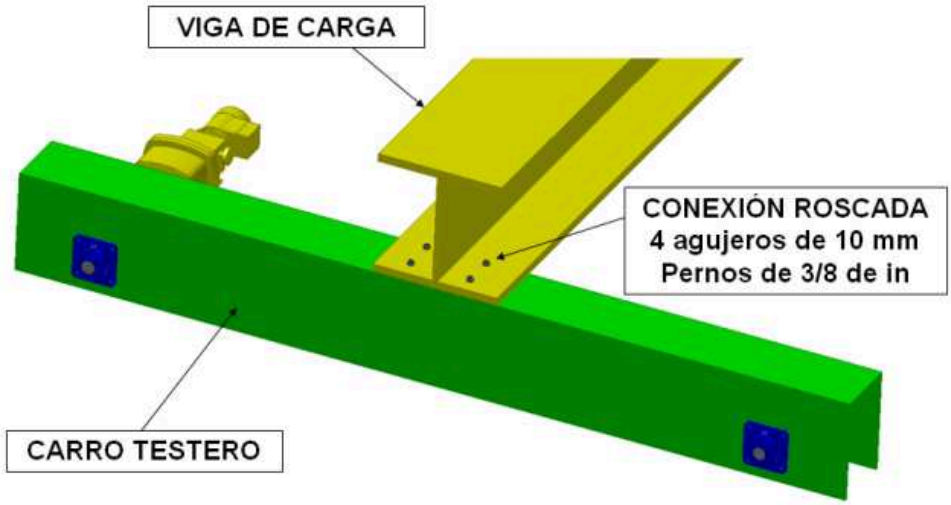


Figura 5.130. Esquema del acople entre la viga de carga y el carro testero en 3D

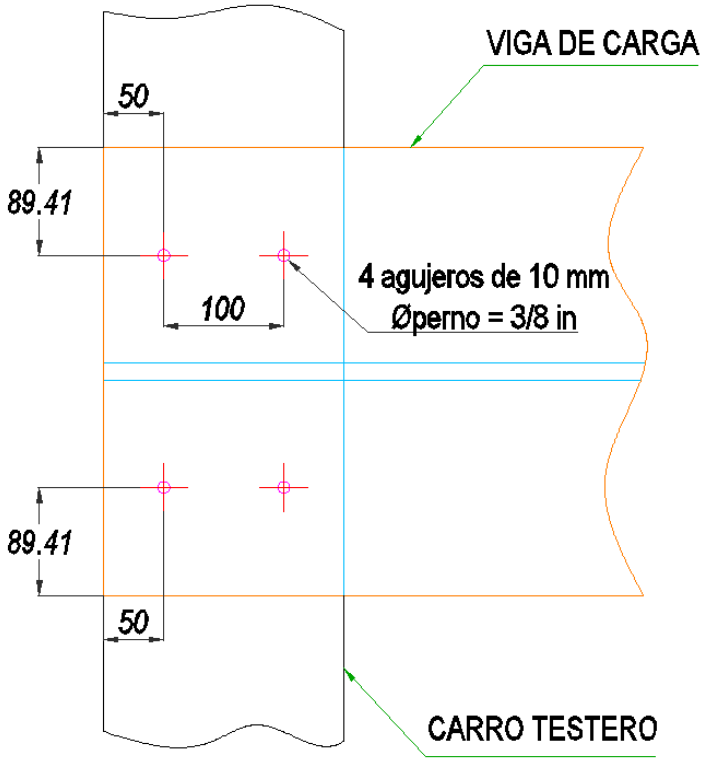


Figura 5.131. Geometría tentativa de la conexión empernada entre la viga de carga y el carro testero

En resumen, lo que se propone es lo siguiente:

- Agujeros pasantes de 10 mm para la conexión.
- Junta empernada de 3/8 de pulgada
- 4 pernos de conexión en cada extremo de la viga de carga

La geometría de la conexión es la que se establece en la **Figura 5.131**

5.6.2 UTILIZACIÓN DEL SAP2000 PARA LA DETERMINACIÓN DE LOS VALORES DE DISEÑO EN LOS PUNTOS DE CONEXIÓN DE LA VIGA DE CARGA

De igual manera, para el diseño de la conexión roscada de la viga de carga a los carros testeros es necesario conocer las reacciones extremas resultantes en el elemento, lo cual fue previamente desarrollado en la sección 5.2.2

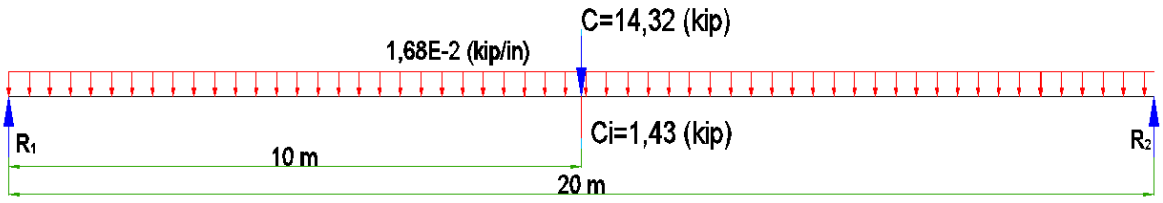


Figura 5.8. Diagrama del cuerpo libre de la viga de carga

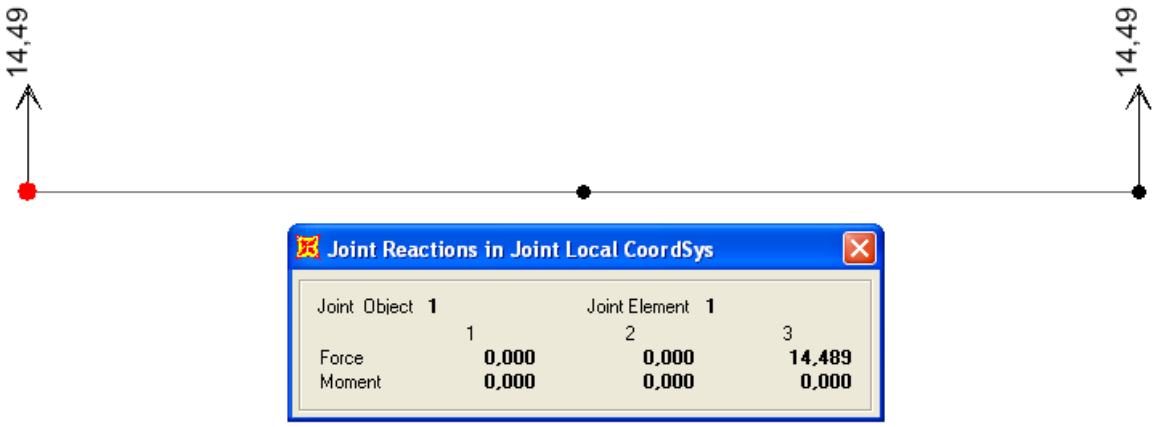


Figura 5.9. Reacciones resultantes (Kip) y momentos de empotramiento en (kip-in)

Se tiene así que la reacción horizontal de diseño en los extremos de la viga es de 13,384 kip.

5.6.3 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

1. La fuerza de diseño en cada perno F

Del punto anterior donde se recapituló el cálculo realizado para el diseño de la viga de carga, se obtiene que la reacción en cada extremo de la viga es:

$$R = 14,49 \ \ kip$$

Como cada conexión extrema va a estar configurada por 4 pernos, se tiene que la fuerza actuante en cada perno es de:

$$F = R/4 = 3,62 \ \ kip$$

2. El esfuerzo real a tensión de la conexión roscada σ_t

En la sección 2.22, se definió:

$$\sigma_t = \frac{F}{A_{esf}} \leq \sigma_{perm} \quad \textbf{Ec. 2.98}$$

Considerando el uso de una conexión empernada de diámetro nominal 3/8 in, se busca el área de esfuerzo en el manual de la AISC para un perno de diámetro nominal 3/8 in

$$A_f = 0,078 \ \ in^2 \quad [50]$$

El esfuerzo real a tensión, es entonces:

$$\sigma_t = \frac{3,62 \ \ kip}{0,078 \ \ in^2} \rightarrow \sigma_t = 46,41 \ \ ksi$$

3. El esfuerzo permisible a tensión de la conexión roscada σ_{perm}

Como se recordará de la sección 2.22:

$$\sigma_t = \frac{F}{A_{esf}} \leq 42 \ \ kg/mm^2 \quad \text{ó} \quad 59,738 \ \ ksi \quad \textbf{Ec. 2.100}$$

Esto es considerando la normativa ASTM A325.

4. Se cumple entonces que $\sigma_t < \sigma_{perm}$, validando de esta manera la tentativa de diseño y la selección de 4 pernos de 3/8 de pulgada para la conexión de la viga de carga a los carros testeros.

[50] AISC; Manual of Steel Construction; 8va Ed ; página 4-141 (THREADED FASTENERS)

CAPÍTULO 6
CONSTRUCCIÓN Y MONTAJE

6.1 INTRODUCCIÓN

El propósito del presente capítulo es el de proporcionar una guía rápida, sencilla y de fácil entendimiento con respecto al montaje de la nave industrial.

Antes de empezar cabe aclarar que en el análisis del montaje existen varias alternativas a las cuales se puede acoger el diseñador, con el objeto de que este proceso sea viable tanto económica como ingenierilmente.

Este capítulo reúne no solo teoría estructural de libros, sino también una recopilación de datos interesantes obtenidos de la experiencia de algunos diseñadores de estructuras metálicas a los que se consultó durante la realización de este proyecto.

Es importante recordar que el diseño de la nave industrial no está dirigido a un lugar o campo de aplicación específico, ya que como se ha indicado anteriormente, el punto de aplicación de esta obra va dirigido a la pequeña y mediana industria metalmecánica del país. De hecho, gran parte de lo que se discutirá en este capítulo va relacionado con este punto. Debido a esto, no se puede establecer por ejemplo un método concreto para el proceso de soldadura de la nave industrial, debido a que esta selección depende del lugar geográfico donde se vaya a realizar la construcción. No obstante, soluciones a problemas como estos se los dará de manera general, como se observará a lo largo del desarrollo del presente capítulo.

6.2 POSICIÓN DEL DISEÑADOR

Aunque en los capítulos anteriores no se ha mencionado nada al respecto, en este momento es necesario desarrollar cuál es la posición del diseñador para quien se está realizando la presente obra.

El diseñador que ponga en marcha el plan constructivo que se propone en la presente obra debe reunir las siguientes características:

- Debe ser un ingeniero con cierto conocimiento dentro del campo estructural, tanto de diseño como de montaje. Dicho esto, se evitará dar explicaciones

exhaustivas con respecto a datos que el diseñador ya debe de conocer, sobre todo dentro del campo del montaje.

- La construcción de la obra debe estar dispuesta para propósitos ingenieriles relacionados con la industria metalmecánica en pequeña y mediana escala. Hay que recordar que esta es la piedra angular en base a la cual se desarrolló no solo la capacidad que debe tener el puente grúa, sino también la geometría y las dimensiones adecuadas de la nave industrial.
- El diseñador que emprenda un proyecto de esta magnitud debe disponer de los contactos y referencias para el alquiler de maquinaria básica de construcción, tal y como: cortadora de plasma y cortadora de oxígeno para la definición geométrica de perfiles, placas y ménsulas, taladro para la realización de los agujeros en las placas base, grúa para el posicionamiento de perfiles de gran tamaño y de la viga de carga principalmente, máquinas soldadoras, teodolito para el posicionamiento geométrico de los elementos estructurales, entre otras.

Esto se puede mencionar de manera general en un principio, pero como se verá más adelante, cada uno de estos puntos se desarrollará de mejor manera con el transcurso del presente capítulo.

6.3 GUÍA DE MONTAJE

6.3.1 PRIMERA ETAPA: LA CIMENTACIÓN

6.3.1.1 Conjunto entrearmado y pernos de anclaje

Aunque con respecto a la cimentación lo concerniente al ingeniero mecánico y por ende al desarrollo del presente proyecto es el cálculo del largo y diámetro de la varilla corrugada, y el área de la zapata, no está de más el dar una explicación más detallada de lo que se realiza en esta etapa.

En primer lugar se establece la geometría de la zapata o también denominada plantilla de la cimentación. Se inicia con el asentamiento del replantillo, que no es más que una pequeña cimentación adicional instalada debajo de la zapata con el fin de evitar la contaminación de la misma debido a sustancias extrañas en el suelo. La implementación del replantillo es necesaria pues evita que la resistencia

de la zapata se vea afectada por las reacciones que se producen en el suelo, tales como la sedimentación, la erosión, etc.

Esta plantilla tiene generalmente un grosor de 0,05 metros y se extiende a lo largo de la cimentación y base de las zapatas. Finalmente, está compuesta de hormigón sólido.

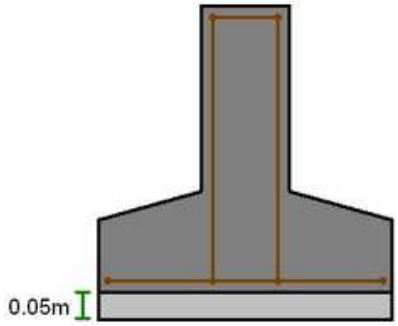


Figura 6.1. Vista frontal de una cimentación

Se arma el esqueleto de la cimentación conformado por las varillas corrugadas y el conjunto entrearmado, que tiene por objetivo mantener la rigidez de los pernos de anclaje (representados por las varillas). Hay que recordar que las varillas calculadas deben tener una rosca de 5 centímetros en el exterior para su acople con las placas base.

Estas se colocan en la cimentación y hecho esto se rellena la zapata con el hormigón estructural.

El posicionamiento de las cimentaciones en esta etapa inicial del diseño es de suma relevancia para la obra en su totalidad. El correcto posicionamiento de las cimentaciones aseguran que la geometría planteada para la nave industrial se cumpla, por lo que se debe tener cuidado en este primer paso.

6.3.1.2 Placa base

Una vez que la cimentación está lista (el hormigón se ha secado), se instalan las placas base, para el asentamiento de las columnas. Es importante que las bases donde se va a asentar las placas estén a nivel entre sí, de esta manera se asegura la congruencia en la geometría final del diseño.

Colocada la placa se dispone a asegurar la cimentación mediante la colocación de arandelas y roscas.

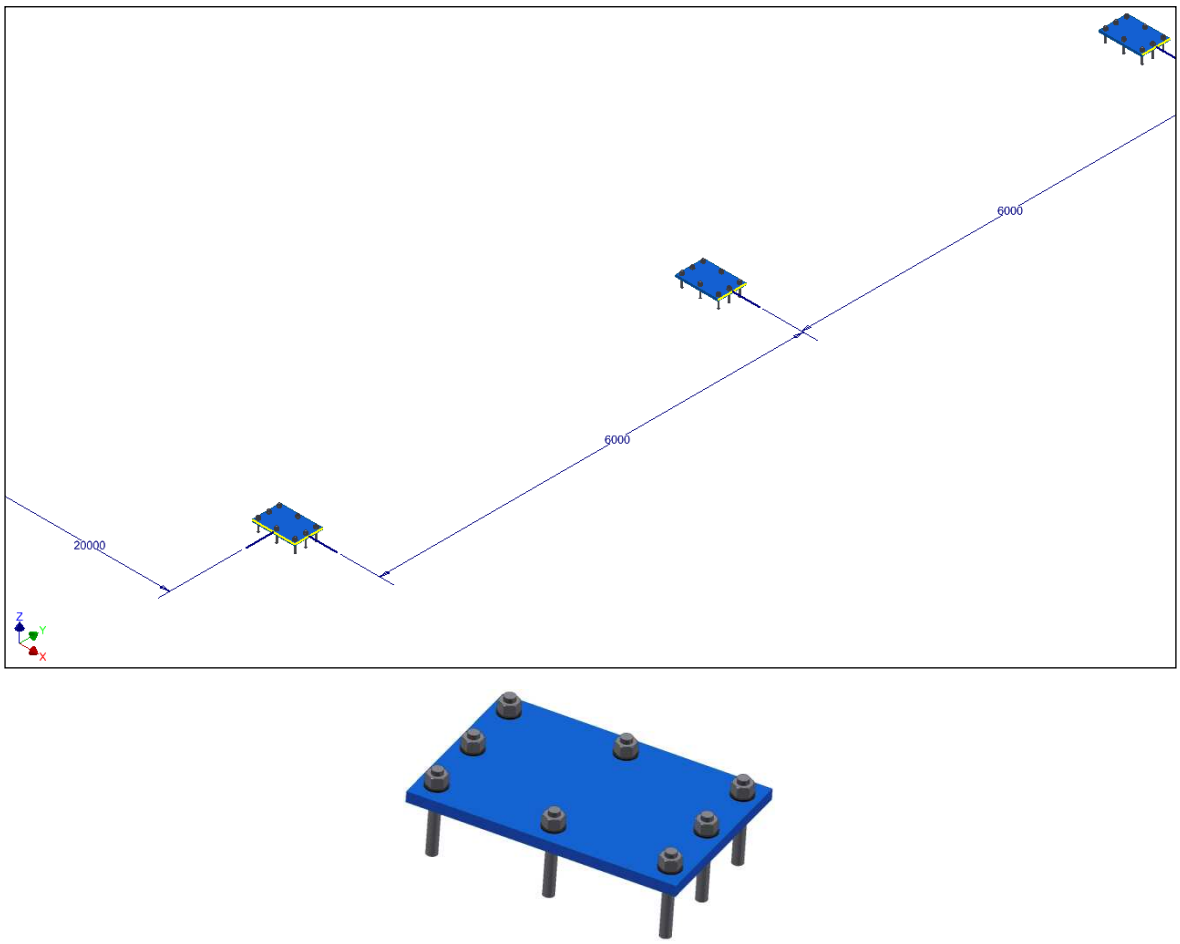


Figura 6.2. Cimentación y placas bases

6.3.2 SEGUNDA ETAPA: IZAJE DE LAS COLUMNAS PRINCIPALES

6.3.2.1 Columnas principales

Las columnas principales como se ha determinado por medio de los cálculos corresponden a perfiles W18X71.

Normalmente las columnas al momento de adquirirlas vienen en longitudes por defecto. En IPAC por ejemplo se adquieren los perfiles estructurales en longitudes de 6 y 12 metros. También se puede hacer una solicitación de la medida deseada de los perfiles, lo cual eleva el costo de los mismos.

Una vez que se dispone de las columnas principales y se ha verificado que los niveles de las cimentaciones son todos los mismos se dispone al izaje de las columnas, para lo cual existen dos métodos usados en la construcción:

- Mediante el uso de grúa, soldando unos ganchos a los perfiles
- Mediante el uso de andamios y tecle, cuyo conjunto recibe el nombre de “castillo” en el lenguaje de la construcción.

Para las dimensiones que se proponen en la presente obra se recomienda que se use el segundo método o uso del “castillo estructural” ya que constituye una opción factible y económica, debido a que el empleo de la grúa es implica un mayor costo (con respecto al alquiler de la misma).

Una vez izadas las columnas y posicionadas correctamente, se deben dar puntos de soldadura, sin rematar todavía el cordón. Este es un tema que merece una explicación más detallada.

Dentro del campo del montaje, la soldadura es uno de los tópicos de mayor cuidado para el ingeniero a cargo de esta función. El mayor enemigo del montaje son las altas temperaturas generadas en la soldadura y por ende las deformaciones que estas puedan causar al material. En el caso en que las columnas no se encuentren arreostradas y se proceda a dar el remate de la junta soldada, por efecto de la temperatura puede producirse un pandeo de la columna, que dañará la geometría de la estructura en su totalidad. Por tanto, es necesario primero aplicar unos puntos de soldadura para fijar la columna en posición central con respecto a la placa, y hecho esto se realiza el remate.

En algunos casos se opta también por proporcionar arreostres temporales como por ejemplo la soldadura de perfiles angulares a los puntos superiores de las columnas y anclados a la pared, para de esta manera restringir el movimiento del perfil en ese plano. Por supuesto que esto no es una condición sine qua non, sino más bien, depende de las características adicionales del edificio estructural que obviamente serán diferentes en algunos casos. El remate del cordón toma en cuenta la soldadura de las ménsulas base conectadas entre la placa base y la columna principal izada.

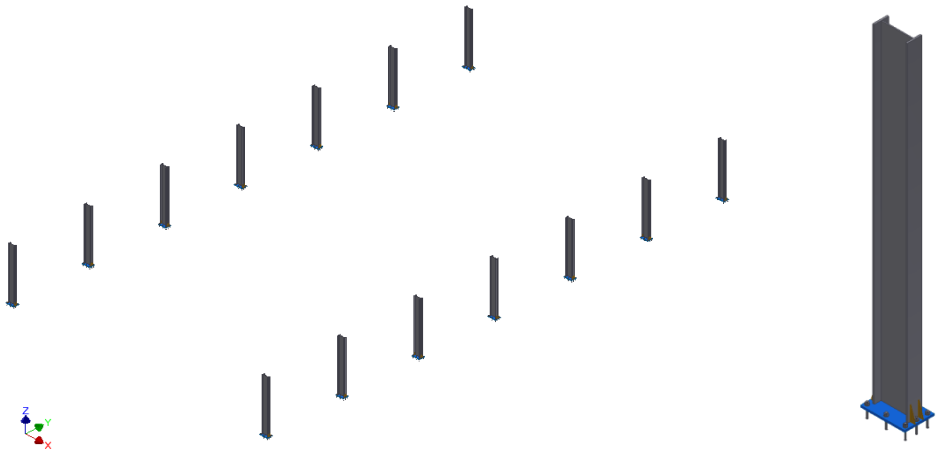


Figura 6.3. Izaje de las columnas principales

6.3.2.2 Accesorios, placas de asiento y ménsulas

Una vez que se han fijado las columnas el siguiente paso es la fijación de la placa de asiento y las ménsulas de soporte entre el patín de la columna principal y la placa.

Estos elementos se encuentran dispuestos de manera libre sobre la columna sin ninguna carga sobre los mismos. Es decir tienen naturaleza de apoyos libres, por lo que para la soldadura de estos miembros basta con posicionar adecuadamente con respecto a la geometría descrita en los planos y rematar de una vez el cordón.

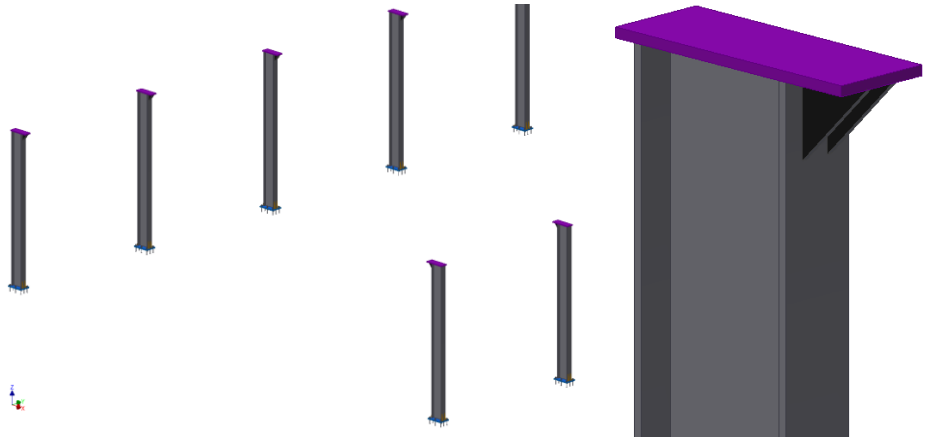


Figura 6.4. Colocación de las vigas carrileras en la nave industrial

6.3.3 TERCERA ETAPA: COLOCACIÓN DE LAS VIGAS CARRILERAS

6.3.3.1 Vigas carrileras

Cabe preguntarse por qué se inicia con la colocación de las vigas carrileras antes del izaje de las vigas secundarias. Esto tiene la siguiente explicación lógica. Una vez dispuestas las columnas principales y los accesorios soportantes sobre ellas es necesario proveer todos los arreostramientos posibles que permitan elevar la seguridad de la nave industrial restringiendo su movimiento y elevando el nivel estático de la nave.

La colocación de las vigas carrileras en la estructura la rigidiza en el plano YZ (**Figura 6.5**) y rigidiza también las juntas soldadas.

Esto da la seguridad necesaria para poder izar luego las columnas secundarias de manera que se mitigan los momentos producidos en el plano YZ que puedan afectar a la junta soldada en la base.

Dadas las dimensiones y el peso de la viga carrilera se puede todavía optar con el uso del castillo para el izaje de estos elementos. Se recomendaría usar un sistema de doble castillo en cada extremo para un izaje seguro de las vigas carrileras.

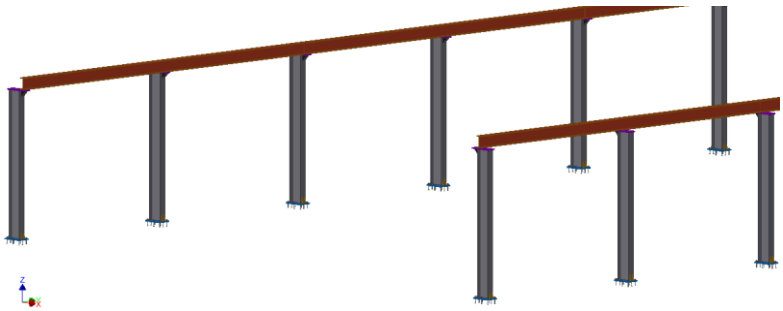


Figura 6.5. Colocación de las placas tapas y ménsulas en las columnas principales

6.3.4 CUARTA ETAPA: IZAJE DE LAS COLUMNAS SECUNDARIAS

6.3.4.1 Columnas secundarias

Colocadas las placas tapa, las ménsulas y las vigas carrileras sobre las columnas principales, se dispone ahora al izaje de las columnas secundarias.

Estas son mucho más livianas que las columnas principales así que todavía y con más razón se puede hacer uso del “castillo” para el izaje de estos elementos, sin recurrir todavía a la grúa cuyo uso estará reservado para un izaje más importante que se explicará más luego.

De igual manera se afronta nuevamente el problema de la deformación debido a la alta temperatura de soldadura. Por tanto, es necesario que una vez izadas las columnas, se verifique que su posición de asentamiento corresponda a la establecida en los planos. Hecho esto, se deben dar los puntos de soldadura necesarios para fijar temporalmente el elemento y posteriormente se remata el cordón.

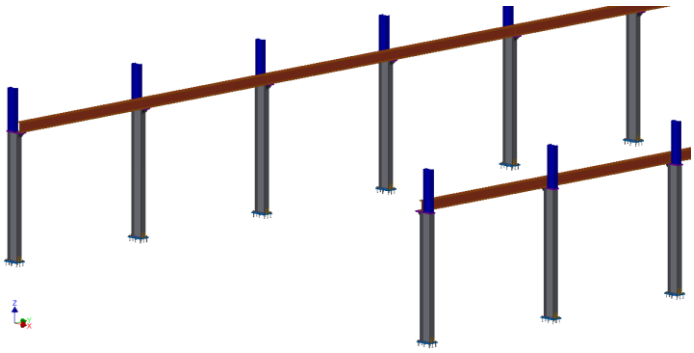


Figura 6.6. Izaje de las columnas secundarias

6.3.4.2 Placa tapa superior y ménsula W18X40

Una vez fija la columna secundaria se dispone a la fijación de las placas tapa superiores y las correspondientes ménsulas extraídas de los perfiles W18X40. De igual manera estos elementos se fijan en la parte superior de las columnas secundarias como apoyos libres sin carga, razón por la cual la unión de estos elementos se la realiza mediante el inmediato remate del cordón de soldadura evitándonos el primer paso del punteo.

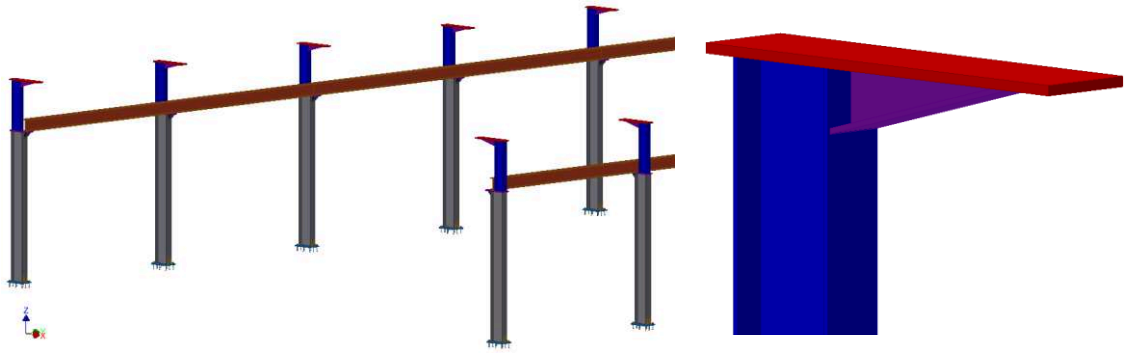


Figura 6.7. Colocación de las placas tapa superiores y las ménsulas W18X40 en la parte superior de la columna secundaria

6.3.5 QUINTA ETAPA: LEVANTAMIENTO DE LAS VIGAS TRABE

6.3.5.1 Armado de las vigas trabe en el piso

Este paso consiste en el armado de las dos aguas o el conjunto vigas trabe, ménsula y placa tapa en el piso. Para esto es necesario una vez más considerar las deformaciones debido a la temperatura de soldadura. En este caso siendo los elementos de grandes dimensiones y de perfil de peso considerable, el peso propio podría afectar al desplome de los elementos si es que se decide rematar la soldadura en un inicio. En la siguiente alternativa de trabajo, se resumen los pasos a seguir para el ensamble de las 2 aguas, además en la **Figura 6.8**, se muestra la explicación de este procedimiento.

- Asentadas en el suelo, se suelda la unión entre las dos vigas trabe, no sin antes procurando que se cumpla la geometría estipulada en los planos (sobre todo la longitud total para que puedan asentarse sobre las placas tapa del extremo superior de las columnas secundarias y el ángulo de inclinación de 15°), en base a la cual se plantea del diseño. De igual manera se propone un punteo inicial por soldadura, una posterior verificación de la geometría y finalmente el remate del cordón.

- En esta misma posición se le suelda por un lado la ménsula y la placa base. Estos elementos quedan al aire al momento de colocarlos, por tanto aquí si se debe de realizar en primer lugar el punteado de soldadura, y luego que se ha fijado, dar el remate.
- Se le da la vuelta con el tecle y se realizan los dos pasos explicados anteriormente en la otra cara faltante, y de esta manera se ha realizado la construcción de las 2 aguas.

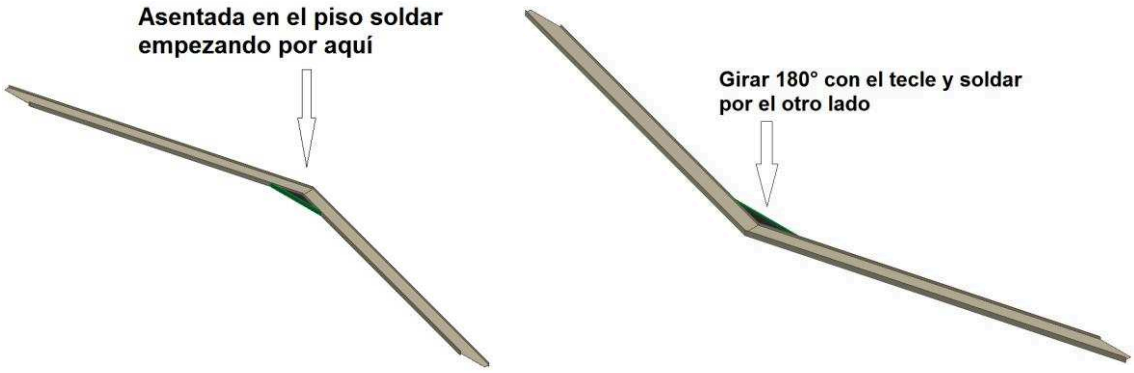


Figura 6.8. Armado del conjunto vigas trabe, placa tapa y ménsula en el piso

6.3.5.2 Izaje del conjunto vigas trabe

El izaje de estos elementos ya no puede realizarse mediante el uso del castillo. Recurrir a esta opción no solo sería inadecuado sino también peligroso. Por tanto para el izaje de estos elementos se necesita del alquiler de una grúa.

Como se ha mencionado anteriormente el alquiler de la grúa es un costo que tiene que ser planificado cuidadosamente, de tal manera que su valor sea el mínimo posible. Según consultas realizadas a empresas que realizan el montaje de estructuras metálicas en el país, 1 día de alquiler de grúa sería más que necesario para el montaje del conjunto de vigas trabe propuestas en este proyecto en toda la estructura (para este caso son 7 en total).

Una vez realizado el izaje, de igual manera se tiene aquí el problema de la deformación por la temperatura de soldadura, por lo que en primer lugar, una vez posicionadas las trabes en la placa de asiento superior, se debe de dar puntos de soldadura a lo largo del perímetro de conexión de tal manera que se puedan fijar y posicionar las trabes en primera instancia.

Fijadas las trabes y verificada la geometría establecida en los planos, se procede al remate del perímetro soldado, manteniendo la grúa por el tiempo que sea

necesario hasta que la junta soldada se enfríe al ambiente, y el cordón cumpla entonces con las condiciones de trabajo.

El resultado del procedimiento de montaje hasta el momento conlleva a la siguiente figura.

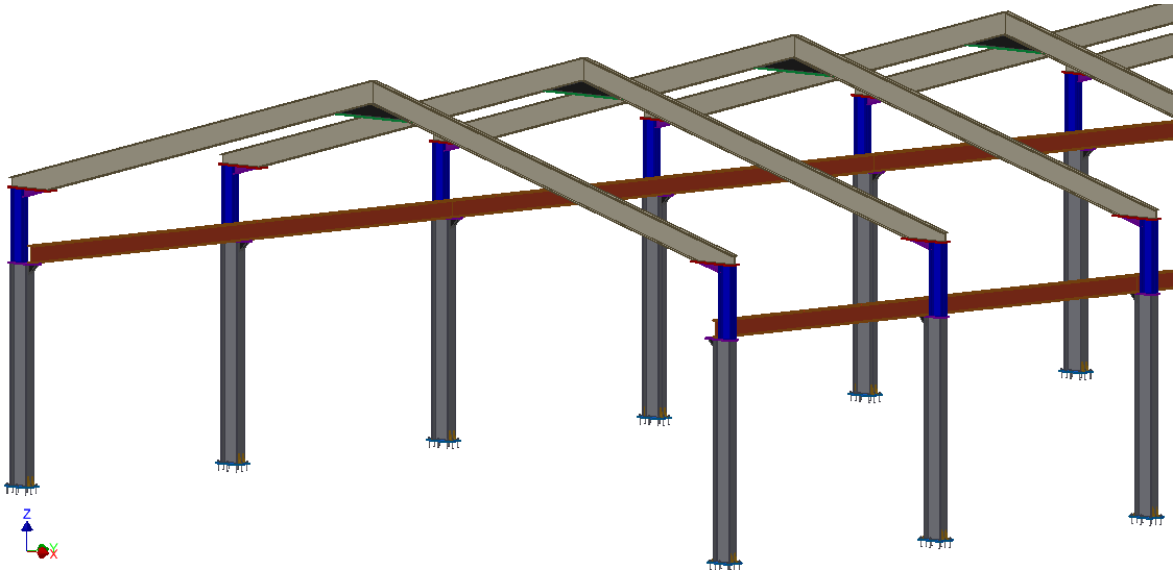


Figura 6.9. Izaje del conjunto vigas trabe en la nave industrial

6.3.5.3 Posicionamiento de las correas en el punto más alta de la estructura

En esta misma etapa, las vigas trabes deben de arreostrarse de alguna manera en el plano YZ, y la manera más sencilla de hacerlo es posicionando las 2 correas C150X50X6 que van en el punto más alto, de esta manera, ambos extremos de las vigas trabe se encuentran arreostrados en este plano. La presencia de la grúa puede aprovecharse para este propósito.

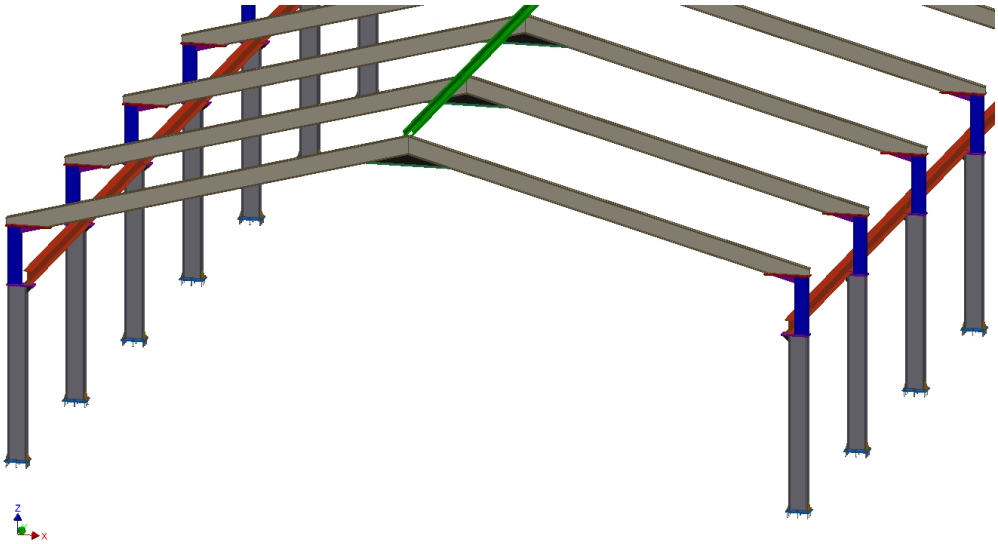


Figura 6.10. Posicionamiento de las correas de techo en el punto más alto de las vigas trabe

6.3.6 SEXTA ETAPA: IZAJE Y FIJACIÓN DE LAS CORREAS DE TECHO

6.3.6.1 Izaje de las correas restantes

Ya colocadas las vigas trabes y arreostradas mediante las dos correas C que van en el punto más alto, se colocan las correas restantes.

Al ser un perfil relativamente liviano comparado con el resto de la estructura, para su fijación y posicionamiento se puede hacer uso del castillo estructural. De igual manera para evitar los problemas de la temperatura de soldadura, la unión de estos elementos debe seguir el proceso de punteado de soldadura en un inicio, seguido de la revisión de la geometría y finalizando con el remate del cordón.

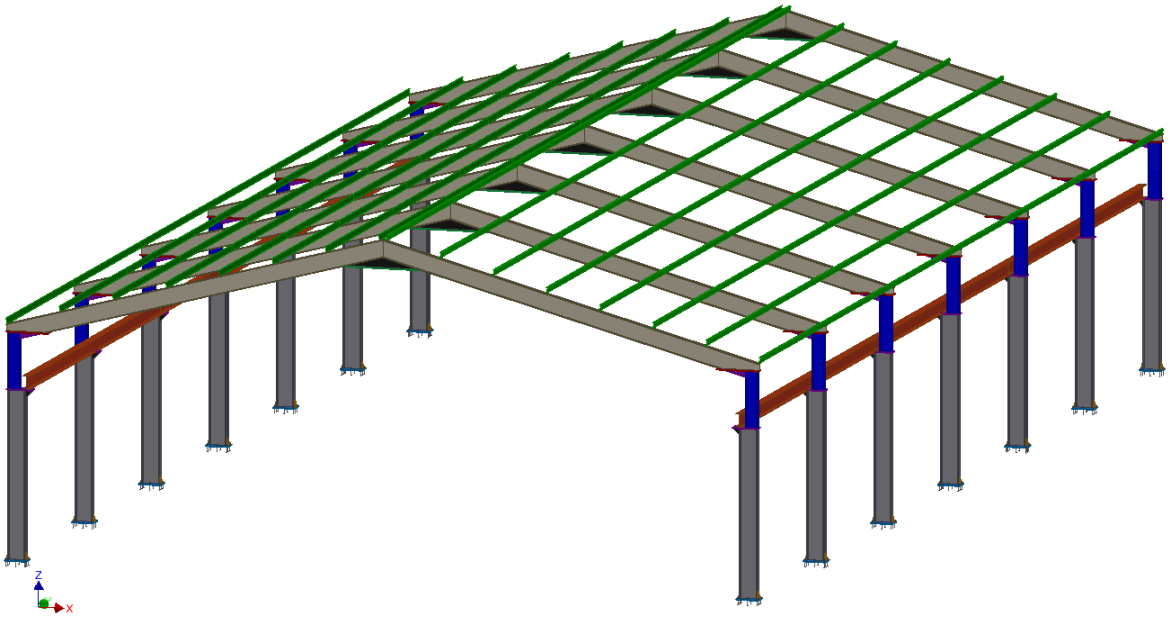


Figura 6.11. Posicionamiento de las correas restantes

6.3.6.2 Accesorios opcionales

De manera opcional y con el fin de asegurar una mejor estabilidad en la estructura se pueden usar una serie de accesorios opcionales que ayudan a aumentar el arreostramiento de los elementos. A continuación se lista una serie de posibilidades que el diseñador puede tomar en consideración:

- Cables pretensados de acero que van en las esquinas superiores de pórtico a pórtico en forma de cruz, para un mejor arreostre del techo. Para los cables templadores se usa generalmente una varilla de ¾ de pulgada que va soldada en un extremo, mientras que en el otro se emplea un mecanismo templador compuesto por un tornillo sin fin que permite dar la carga de pre-tensión a la varilla para luego ser soldada.

- Uso de perfiles angulares entre pórtico y pórtico conectadas a las correas de techo. Estos elementos se los coloca de igual manera para un mejor arreostramiento del techado de la estructura. Generalmente se utilizan perfiles angulares de pequeña dimensión de manera que su peso total no influye de manera considerable en el peso muerto de la estructura.

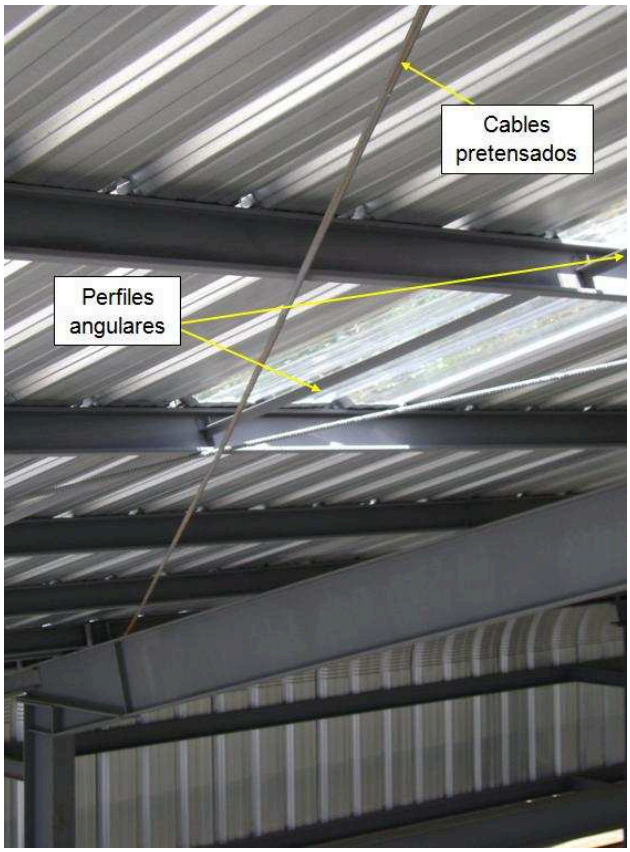


Figura 6.12. Perfiles angulares y cables pretensados para un mejor arreostramiento del techo

- Uso de atiesadores de rodillas para el reforzamiento de los nodos de conexión. Acorde con la teoría de Bresler[51] el atiesador de rodilla es un elemento que transmite cortante, carga axial y momento. Su uso es justificado cuando se tienen grandes esfuerzos en los nodos de conexión y se necesita mitigar estos esfuerzos reforzando el alma del perfil mediante el diseño de rodillas atiesadas. Para el presente caso, como se pudo observar en los cálculos del capítulo 4 se obtuvieron los momentos flectores más altos en los nodos de conexión de los elementos, sin embargo los perfiles seleccionados

[51] BRESLER, LIN y SCALZI; Diseño de Estructuras en Acero; Limusa, Noriega Editores; 1997; pág.664 (Rodillas de marcos rígidos)

para el diseño fueron más que suficientes para mitigar estos esfuerzos y obtener índices de trabajo pequeños y por tanto admisibles. Por lo tanto, no es necesaria la inclusión de estos elementos en el diseño, razón por la cual no se desarrolló su cálculo o teoría en los capítulos anteriores.

Figura 6.13. Atiesadores de rodilla

- Uso de atiesadores distribuidos para mitigar la deflexión en vigas. Al igual que los atiesadores de rodilla, la teoría de estos elementos se encuentra descrita en Bresler[52] donde se define a los atiesadores de alma en vigas como elementos que incrementan la capacidad de carga. Prácticamente tienen 2 funciones: incrementar la carga de pandeo inicial y capacitar al alma para soportar cargas de corte después de su pandeo inicial debido al efecto llamado “campo de tensión”. De igual manera su inclusión en la estructura se justifica cuando la viga desarrolla pandeos fuera de un límite permisible, pero de los cálculos del capítulo 4 se puede observar que el pandeo en las vigas trabe de techo (elemento donde se consideraría la inclusión de atiesadores de alma) es admisible según lo especificado en la **Tabla 2.10**. Por tanto no es necesaria la inclusión de estos elementos en el presente diseño.

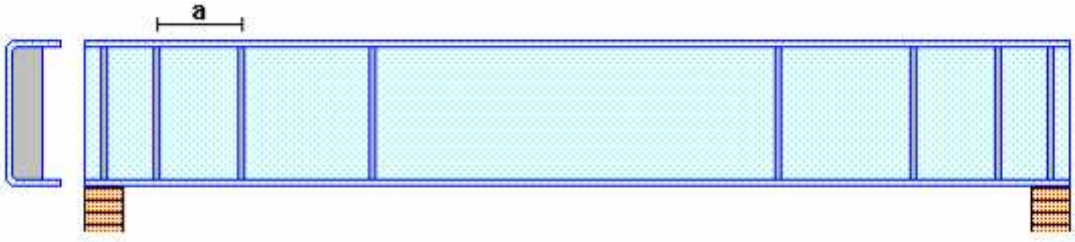
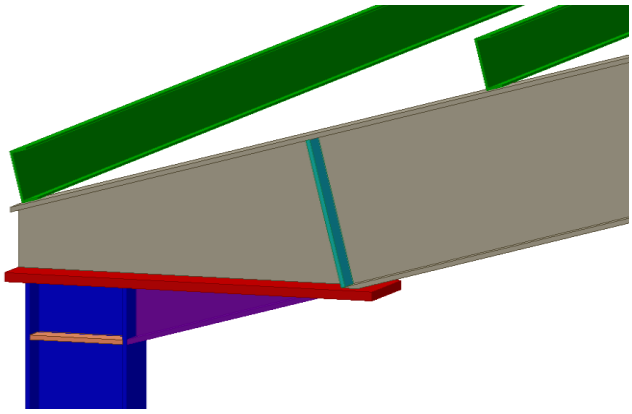


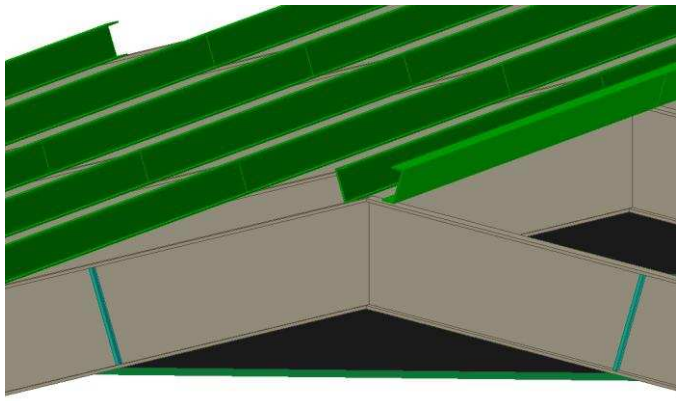
Figura 6.14. Atiesadores de viga distribuidos

[52] BRESLER, LIN y SCALZI; Diseño de Estructuras en Acero; Limusa, Noriega Editores; 1997; pág.576 (Diseño de vigas y trabes, Alma atiesada)

De los accesorios adicionales descritos en esta sección, con el fin de reforzar la estabilidad estática de la estructura, se decide colocar atiesadores de rodilla en las conexiones entre las columnas secundarias y las vigas trabe. Se usa atiesadores de ½ de pulgada de espesor como se aprecia en las siguientes figuras.



(a)



(b)

Figura 6.15. (a) Atiesadores de rodilla para la conexión entre las columnas secundarias y las vigas trabe; (b) Atiesadores de rodilla para la conexión entre las vigas trabe

6.3.7 SÉPTIMA ETAPA: FORRO METÁLICO

6.3.7.1 Colocación del NOVATECHO

Como se ha mencionado anteriormente el techo a usar corresponde a un novatecho. Tal y como se ha consultado, la empresa que suministra el producto también realiza el trabajo de montaje, para lo cual el requisito necesario es que las correas de techo estén ya posicionadas en la estructura.

El procedimiento de montaje del techo consiste en la unión del forro metálico a las correas por medio de pernos autoperforantes tipo G.

Figura 6.16. Fijación del novatecho en una nave industrial

El ingeniero a cargo de la obra, para efectos de cotización debe tan solo determinar el área a cubrir, que para el presente caso sería aproximadamente dos veces la longitud de la viga trabe por el largo del edificio estructural.

6.3.8 OCTAVA ETAPA: MONTAJE DEL PUENTE GRÚA

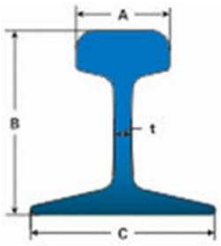
Hasta aquí, lo que se tiene es el la estructura en acero, y en este momento se describe de manera detallada la guía de montajedel puente grúa.

6.3.8.1 Colocación de los rieles de desplazamiento de los carros testeros

Según consultas realizadas, una de las mejores rieles para puentes grúa que puede obtenerse en el país, es la riel de norma americana ASCE.

Dadas las dimensiones de la viga carrilera y de los carros testeros cuyas características de diseño y cotización se exhiben en el ANEXO 7, se consultó que el carro testero en consideración está conformado por ruedas con un ancho de rodadura de aproximadamente 50 mm. En función de este parámetro y de las dimensiones del perfil de la viga carrilera se debe emplear una riel ASCE 40, cuyas especificaciones se exponen en la siguiente tabla y gráfico.

Tabla 6.1. Propiedades geométricas de las rieles ASCE[53]



TAMAÑO	DIMENSION (mm)				PESO (kg/m)
	A	B	C	t	
ASCE 25	38.1	69.85	69.85	7.54	12.4
ASCE 30	42.86	79.38	79.38	8.33	14.88
ASCE 40	47.62	88.9	88.9	9.92	19.84
ASCE 60	60.32	107.95	107.95	12.3	29.76
ASCE 75	62.71	122.24	122.24	13.49	37.2
ASCE 85	65.09	131.76	131.76	14.29	42.17
ASCE 90	65.09	142.88	130.18	14.29	44.65
ASCE 115	69.06	168.28	139.7	15.88	56.9
ASCE 136	74.61	185.74	152.4	17.46	67.41
ASCE 175	109.86	152.4	152.4	38.1	86.8

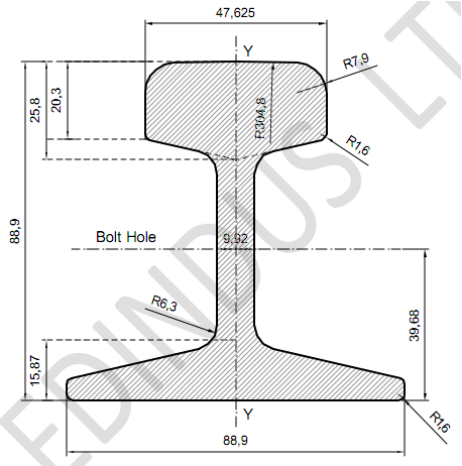


Figura 6.17. Dimensiones del perfil de la riel ASCE 40[54]

Las rieles deben ser soldadas encima de la viga carrilera, centradas con respecto a su alma. Si la condición de paralelismo era una condición sine qua non en el

[53] http://cnsanzha.en.made-in-china.com/product/QeYnuDPcVMRI/China-American-Standard-Steel-Rails-ASCE-25-ASCE-30-ASCE-40-ASCE-60-.html

[54] http://www.riel.cl/clientes/pdf/asce40.pdf

montaje de las vigas carrileras, con mucha más razón esta condición debe de tenerse en cuenta para el montaje de las rieles, ya que es precisamente sobre las rieles que los carros testeros y la viga de carga van a realizar el recorrido.

La distancia entre las rieles debe de ser la igual en todos los puntos de la misma. Para este objeto se puede usar un cable de acero de extremo a extremo para la verificación de dicha distancia, pero se recomienda una mejor precisión por lo que el uso del teodolito sería lo más recomendado.

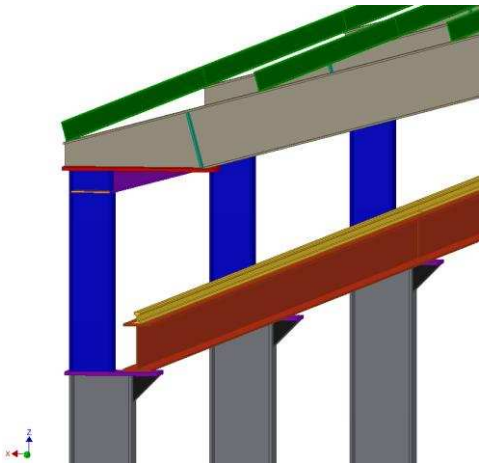


Figura 6.18. Posicionamiento de las rieles ASCE 40 centradas en la parte superior de la viga carrilera

6.3.8.2 Acople de carros testeros y viga de carga en el piso para la conformación del conjunto puente grúa

Una vez que las rieles de desplazamiento están dispuestas sobre las vigas carrileras, es entonces el momento de acoplar el puente grúa.

En el piso debe entonces armarse el conjunto puente grúa (sin la conexión eléctrica todavía). Se acoplan entonces los carros testeros, viga de carga y el polipasto.

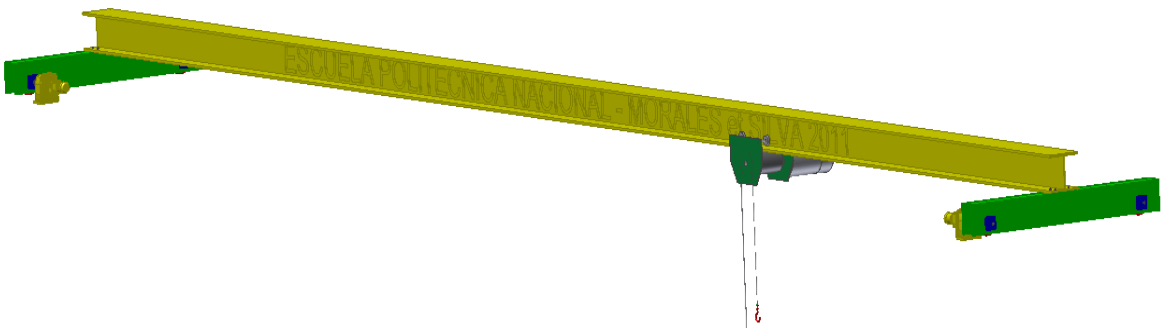


Figura 6.19. Ensamble del conjunto puente grúa

6.3.8.3 Izaje y colocación del conjunto puente grúa

Ensamblado el conjunto puente grúa en el piso, llega el momento crucial de la obra, el izaje del conjunto a su posición final de trabajo.

Este izaje se lo realiza por medio de un carro grúa, y con un sumo cuidado, se acoplan las ruedas de los carros testeros en las rieles asegurándose que no existan excentricidades y que el acople sea lo más simétrico posible.

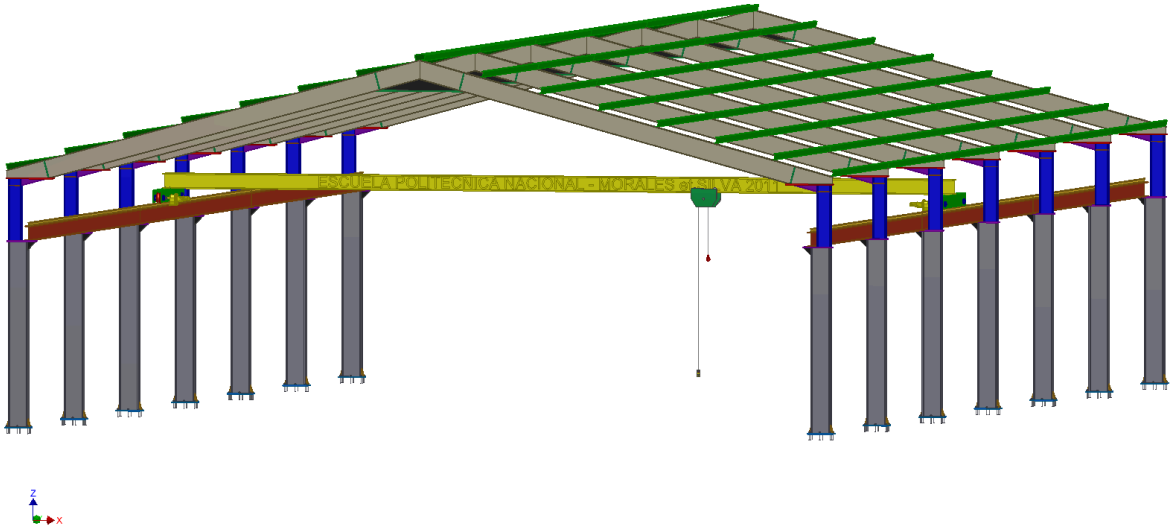


Figura 6.20. Ensamble del puente grúa en la estructura

6.3.8.4 Posicionamiento y fijación de los topes de seguridad

Según haya sido establecida las dimensiones y el espacio ocupacional de la nave industrial se deben incorporar los topes de seguridad para:

- Limitar el recorrido los carros testeros de pórtico extremo a pórtico extremo.
- Limitar el recorrido del polipasto eléctrico en la viga de carga de columna extrema a columna extrema.

La disposición de los topes de seguridad está en manos y criterio del diseñador, de acuerdo a la configuración de su nave industrial y de la arquitectura que en esta se establezca.

6.3.8.5 Instalación eléctrica

Finalmente, con el ingeniero encargado de la arquitectura eléctrica del puente grúa se debe de acoplar el cableado eléctrico tanto del puente grúa como de los carros testeros para su conexión a la red eléctrica del edificio. De esta manera finaliza el procedimiento de montaje de la nave industrial.

6.4 PINTURA EXTERIOR

Se recomienda el proceso de pintado exterior cuando se tiene todo el levantamiento estructural hasta antes de la fijación de las rieles.

Por supuesto esta es solo una recomendación, ya que el proceso de pintado más conveniente queda definido bajo criterio del diseñador.

6.5 MAQUINARIA Y EQUIPAMIENTO BÁSICO PARA EL MONTAJE DE LA ESTRUCTURA

Como se mencionó en la introducción del presente capítulo, el diseñador estructural que dirija la esta obra debe contar con la disposición de la maquinaria necesaria para la realización del levantamiento estructural. También se ha mencionado anteriormente que dicha maquinaria no necesita ser comprada, pues para fines de construcción existen empresas que se dedican al alquiler de la maquinaria básica para la construcción. El listado máquinas y equipos necesarios para el levantamiento estructural de la presente obra es el siguiente:

- “Castillos”
- Amoladoras y discos de corte
- Carro grúa
- Cortadora de oxígeno
- Cortadora de plasma
- Equipo de seguridad industrial
- Flexómetros
- Juego de llaves hexagonales (principalmente para roscas de 1 y 3/8 de pulgada que son las conexiones empernadas que se proponen en el proyecto)
- Máquinas soldadoras
- Teodolito para la fijación de niveles y posicionamiento geométrico de los elementos
- Torno para el roscado de los pernos de anclaje
- Etc.

6.6 PLANOS DE DISEÑO

Es fundamental que los planos de diseño del proyecto estén al alcance y visualización de todos los ejecutores de la obra. Esta documentación puede ser encontrada en el ANEXO 8 del presente proyecto.

6.7 ESQUEMAS DE CORTE PARA LA FABRICACIÓN DE PLACAS Y MÉNSULAS

Los obreros deben contar con los planos de desarrollo para la fabricación de placas y ménsulas. El diseñador está en la obligación de desarrollar dichos planos para el conocimiento del trabajador. Estos planos también se adjuntan en el presente proyecto y se encuentran en el ANEXO 8

6.8 ELABORACIÓN DE LAS ESPECIFICACIONES DEL PROCEDIMIENTO DE SOLDADURA

Esta es también otra documentación técnica de gran relevancia en el diseño estructural. El diseñador está en la obligación de proporcionar los WPS necesarios para el levantamiento de la obra, de tal manera que el soldador tenga una guía del trabajo que debe realizar. Para la presente obra se utilizan WPS de juntas calificadas extraídos de la AWS D1.1 2006 y adaptados para el presente diseño y las juntas de soldadura que se proponen.

Esta documentación técnica se encuentra expuesta en el ANEXO 9 del presente proyecto.

CAPÍTULO 7
ESTUDIO FINANCIERO Y ANÁLISIS DE COSTOS

7.1 INTRODUCCIÓN

El objetivo de este capítulo es el desarrollo de una breve estimación presupuestaria para la construcción de la nave industrial tipo puente grúa orientada a la pequeña y mediana industria metalmecánica. En primer lugar, se realiza una descripción de los factores más importantes en los costos de fabricación y montaje. Es importante señalar que el presente capítulo no realiza un análisis muy minucioso de los costos de materiales, accesorios y maquinaria, puesto que el enfoque de la presente obra estuvo direccionado a la teoría estructural para el diseño de la nave industrial. Por tanto, el análisis mostrado en el presente capítulo se basa en datos proporcionados por empresas constructoras y casas comerciales consultadas. Queremos hacer una mención especial a la constructora “Road Builders” y un especial agradecimiento al ingeniero director de obra Juan Carlos Baldeón, quien muy amablemente nos proporcionó datos reales de costos de construcción para edificaciones tipo puente grúa, gracias a lo cual fue posible el desarrollo y realización del presente capítulo. Finalmente, en base al estudio descrito en este capítulo se determinará el costo final de la obra para el presente año.

7.2 COSTOS DE FABRICACIÓN Y MONTAJE

En este punto se cita todos los costos necesarios para llevar a cabo la construcción de la nave industrial (pórticos y puente grúa) completamente instalada y a punto, para iniciar su operación.

A continuación se citan los ítems con los que se analizarán los costos de fabricación:

- Equipos del puente grúa
- Materia prima
- Mano de obra directa
- Alquiler de equipos

- Consumibles (tanques de oxigeno, electrodos, equipos de protección personal, etc.)
- Otros castos. (energía, agua, etc.)

7.2.1 EQUIPOS DEL PUENTE GRÚA

Aquí se detallan los costos del polipasto para 5 toneladas así como el costo de los carros testeros con sus correspondientes equipos de electrificación y accesorios, las cotizaciones de estos equipos están incluidas en el ANEXO 7.

7.2.1.1 Accesorios eléctricos

Tabla 7.1. Costos de Accesorios eléctricos para el puente grúa

Ítem	Cant. en metros	USD/m	USD	12% IVA	TOTAL USD
Electrificación para alimentación de polipasto	20	100	2000	240	2240,00
Electrificación para movimiento del puente grúa	30	120	3600	432	4032,00
					6272,00

7.2.1.2 Accesorios mecánicos

Tabla 7.2. Costos de accesorios mecánicos para el puente grúa

	Cantidad	USD/unidad	USD	12% IVA	TOTAL USD
Polipasto eléctrico de cable	1	6903	6903	828,36	7731,36
Motor reductores ortogonal	2	1585	3170	380.4	3550,40
vigas testeras	2	2250	4500	540	5040,00
					16321,76

Tabla 7.3. Costos de accesorios mecánicos para el puente grúa

Ítem	Cant. en metros	USD/kg	kg	USD	12% IVA	TOTAL USD
Riel ASCE 40 -12m	72	1,52	240	364,80	43,78	408,58

En virtud de las dos anteriores tablas, se tiene que el costo total de los accesorios mecánicos del puente grúa es de:

$$C_{acc.mec} = 16321,76 + 408,58 \rightarrow C_{acc.mec} = 16730,34 \text{ USD}$$

Finalmente se expone en la siguiente tabla el costo del conjunto puente grúa a excepción de la viga de carga.

Tabla 7.4. Costos totales de equipos del puente grúa sin la viga de carga

Ítem	TOTAL USD
Accesorios eléctricos	6272,00
Accesorios mecánicos.	16730,34
EQUIPOS DEL PUENTE GRÚA	***23002,34***

7.2.2 MATERIA PRIMA

7.2.2.1 Materiales[55]

En esta sección, se a cuantifican los kilogramos de material de la estructura y el costo total de esta materia prima.

- Columnas primarias: 14 Perfiles W18X71 de 4,5 m dan como resultado un peso de 6657 kg.

Tabla 7.5. Costo de los perfiles para las columnas primarias

	Costo (USD/kg)	Kg	USD	12% IVA	TOTAL USD
Perfiles W18X71, A572 Gr50	1,52	6657	10118,64	1214,24	11332,88

- Columnas secundarias: 14 perfiles W12X35 de 1,5 m dan como resultado un peso de 1093,8 kg.

Tabla 7.6. Costo de los perfiles para las columnas secundarias

	Costo (USD/kg)	Kg	USD	12% IVA	TOTAL USD
Perfiles W12X35, A572 Gr50	1,52	1093,8	1662,576	199,51	1862,09

- Vigas trabe y ménsulas tipo B (**Figura 5.115**): 14 perfiles W18X40 de 10,7 en cuyo corte se extraen las vigas trabe y las ménsulas tipo B[56] dan como resultado un peso de 8917,14 kg.

[55] Los perfiles estructurales se los adquiere en IPAC, quien fija un precio de 1,52 USD/kg para perfilería A572 grado 50 y 1,10 USD/kg de perfilería ASTM A36

[56] Cómo se mencionó en el capítulo 5, las ménsulas tipo B se extraen del perfil para su acople en la conexión. En los planos ubicados en el ANEXO 8 se observa el proceso de extracción de la viga trabe y la ménsula tipo B, a partir de 10,7 metros de perfil W18X40

Tabla 7.7. Costo de los perfiles para las vigas trabe

	Costo (USD/kg)	Kg	USD	12% IVA	TOTAL (USD)
Perfiles W18X40, A572 Gr50	1,52	8917,14	13554,05	1626,49	15180,54

- Correas de techo: 96 correas de perfil C150x50x6 de 6m de lo cual se obtiene 6370,56 kg.

Tabla 7.8. Costo de los perfiles para las correas de techo

	Costo (USD/kg)	Kg	USD	12% IVA	TOTAL USD
Correas C150X50X6, A36	1,10	6370,56	7007,616	840,91	7848,53

- Placas, atiesadores y ménsulas restantes de acero A36
  - 14 placas base (600X400X25,4) dan un peso total de **640,08 kg**.
  - 14 placas tapa tipo C para la conexión entre la columna principal y la columna secundaria y el asiento de la viga carrilera (de acuerdo a la geometría de la **Figura 5.119**) dan un peso total de **467,32 kg**.
  - 14 placas tapa tipo B para la conexión entre la columna secundaria y la viga trabe (de acuerdo a la geometría de la **Figura 5.118**), dan un peso total de **766,78 kg**.
  - 28 atieasadores para las columnas secundarias W12X35 y 35 atieasadores para las vigas trabe W18X40, todos estos de ½ de pulgada de espesor, dan un peso total de **779,33 kg**.
  - Se tiene entonces un peso total de 2653,51 kg

Tabla 7.9. Costo de placas, atiesadores y de las ménsulas tipo A y C de acero A36

	Costo (USD/kg)	Kg	USD	12% IVA	TOTAL USD
Accesorios A36	1,10	2653,51	2918,861	350,26	3269,12

- Techo: Se deben cubrir 766,8 m^2 de cubierta. el peso del techo como se ha dicho anteriormente es de 2,17 kg/m^2 y por lo tanto se emplean 1664 kg de material.[57]

[57] NOVACERO fija el precio de adquisición e instalación por metro cuadrado de techo en 8,92 USD

Tabla 7.10. Costo de adquisición e instalación del NOVATECHO económico en la nave industrial

	Costo (USD/kg)	Kg	USD	12% IVA	TOTAL USD
Techo	8,92	1664	14842,88	1781,15	16624,03

- Varillas para pernos de anclaje: Considerando la longitud total del perno de anclaje de 0,81 mts determinada en la sección 5.4.6, 8 pernos de anclaje por cimentación y 14 cimentaciones, entonces se necesita en total 90,72 mts de varilla corrugada A42.[58]

Tabla 7.11. Costo de la varilla corrugada UNIFER AZA de 1 pulgada de diámetro para las cimentaciones

	Costo (USD/quintal)	#quintales	USD	12% IVA	TOTAL USD
Varilla 1 in INEN 102 Gr A42	56,00	7	392,00	47,04	439,04

De esta manera, se resume en la siguiente tabla los costos totales de materia prima para el montaje de la nave industrial.

Tabla 7.12. Costos totales de materia prima.

Ítem	TOTAL USD
Perfiles W18x71, A572 Gr50	11332,88
Perfiles W12x35, A572 Gr50	1862,09
Perfiles W18x40, A572 Gr50	15180,54
Correas A36	7848,53
Placas A36	3269,12
Techo	16624,03
Varilla 1in INEN 102 Gr A42	439,04
MATERIA PRIMA	***56556,23***

[58] UNIFER AZA fija el precio del quintal de varilla en 56 USD. 1 quintal de varilla equivale a 12 metros de varilla corrugada de 1 pulgada de diámetro

7.2.3 MANO DE OBRA DIRECTA

En la siguiente tabla se detalla la cantidad de obreros e ingenieros que se requieren para llevar a cabo la construcción y montaje de la estructura en un plazo de 2 meses[59]. Se fija para cada uno el valor del sueldo por semana.[60]

Tabla 7.13. Costos de mano de obra

	Cant	USD/semana	semanas	TOTAL USD
Soldadores	3	150,00	8	3600,00
Armadores	2	125,00	8	2000,00
Ayudantes	5	80,00	8	3200,00
Ingeniero de obra	1	250,00	8	2000,00
MANO DE OBRA DIRECTA				***10800,00***

7.2.4 ALQUILER DE EQUIPOS.

A continuación se detallan los equipos que se requieren para llevar a cabo la construcción y montaje de la estructura. Se detalla también el costo de alquiler por día y el número de días que se considera necesario alquilarlos para la fabricación de los elementos y el montaje de la obra.[61]

Tabla 7.14. Costos de alquiler de equipos para fabricación.

	Cant.	USD/día (c/u)	días	TOTAL USD
Soldadoras	4	20,00	60	4800,00
Cortadora de plasma	1	30,00	60	1800,00
Oxicorte	1	20,00	60	1200,00
Amoladoras	5	2,00	60	600,00
Taladro Electromagnético	1	30,00	2	60,00
Teodolito	1	20,00	5	100,00
				8560,00

[59] Tanto el número de obreros y la duración de la obra son valores estimados por la empresa "Road Builders", empresa a la cual consultamos el diseño de este proyecto

[60] Para este dato nos basamos en consultas realizadas en industrias metalmecánicas y estipulaciones de la Cámara de la Construcción del Ecuador

[61] Los datos proporcionados en esta sección fueron consultados en la empresa ROAD BUILDERS, en la cual también realizan el alquiler de este tipo de maquinaria con para la edificación de sus construcciones

Tabla 7.15. Costos de alquiler de equipos para montaje.

	Cant.	USD/día	días	TOTAL USD
Grúa	1	1000,00	2	2000,00

	Cant.	USD/mes	meses	TOTAL USD
Andamios	2	200	2	400

Finalmente, se resume en la siguiente tabla el costo total del alquiler de equipos

Tabla 7.16. Costos de alquiler de quipos

Ítem.	TOTAL USD
Equipos para fabricación	8560,00
Equipos para montaje	2400,00
ALQUILER DE EQUIPOS	***10960,00***

7.2.5 CONSUMIBLES

A este ítem corresponden los aspectos de difícil cuantificación como son: los equipos de protección personal de los obreros (guantes, botas, cascos de protección, orejeras, gafas de protección, indumentaria de soldadores, etc.), discos de corte, electrodos, tanques de oxígeno, boquillas de oxicorte y plasma, tuercas, arandelas, el torneado para el roscado de las varillas corrugadas, etc. Según consultas realizadas a algunas empresas de construcción metalmecánica (entre ellas la empresa Road Builders), para el costo de este ítem se asume que su valor corresponde al 5% de los costos de materia prima.

Tabla 7.17. Costos de consumibles

Ítem	C.M.P[62] USD	Total USD (5% C.M.P)
CONSUMIBLES	56618,95	***2830,95***

[62] Costo de Materia Prima.

7.2.6 OTROS CASTOS

A este ítem corresponde estos aspectos de difícil cuantificación como son la energía a utilizar, agua y ciertos imprevistos[63], se asume que este costo es igual al 3% de los costos de materia prima.[64]

Tabla 7.18. Otros gastos

Ítem	C.M.P USD	Total USD (3% C.M.P)
OTROS GASTOS	56618,95	*1698,57*

7.3 COSTOS TOTALES DEL PROYECTO.

A continuación se hace un resumen de los costos detallados anteriormente y se obtiene el costo total del proyecto.

Tabla 7.19. Costos totales del proyecto

COSTOS	USD
Equipos	**23002,34**
Materia prima	**56556,23**
Mano de obra	**10800**
Alquiler de equipos	**10960**
Consumibles	**2830,95**
Otros gastos	**1698,57**
TOTAL	*105.848,09*

Come se puede observar, el proyecto tiene un costo estimado de **105.848,09** dólares americanos analizados para la presente fecha.

[63] Eventos esporádicos que atentan contra la ejecución de la obra, como por ejemplo el daño en algún equipo de alquiler que posteriormente debe ser costeado por la empresa.

[64] Otra recomendación obtenida de la empresa Road Builders, valor que ellos usan para la cuantificación de este ítem.

CAPÍTULO 8
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 CONCLUSIONES.

1. Aunque índices de trabajo muy por debajo de 1 conllevarían a la obtención de una estructura con parámetros de estabilidad demasiado altos, esto recae en un sobredimensionamiento del diseño y por ende en una elevación de los costos. El diseño aquí planteado, estuvo siempre en la búsqueda de un equilibrio entre la seguridad y la economía, dando más prioridad a la seguridad por supuesto, pues el trabajo dentro de una industria metalmecánica exige la presencia de trabajadores, y la vida humana no tiene precio alguno.

2. Con la finalización de este proyecto se puede dictaminar una conclusión importante sobre el diseño estructural en acero. Este diseño, es la unión de 2 grandes puntos, por un lado consiste en la determinación de esfuerzos admisibles dependiendo de la solicitación mecánica dados por manuales de la construcción como la AISC, mientras que por otro consiste en la aplicación teórica de la resistencia de materiales con el fin de determinar los esfuerzos reales en el diseño. Dicho esto, el diseño estructural es un proceso ingenieril que está en la búsqueda de valores de esfuerzo reales menores a los admisibles, definiendo de esta manera una construcción ingenierilmente aceptable.

3. El diseño de la estructura a si como de todos los elementos que la conforman tenían como objetivo salvaguardar la economía, la seguridad de la estructura y de las personas que trabajaran en ella. Es así, como por medio de ponderaciones se obtiene finalmente la estructura que se presenta en los planos de fabricación, la misma que cumple con estándares locales e internacionales.

4. El estudio estadístico de una muestra del sector productivo metalmecánico del país comprobó que la mayor parte de las empresas metalmecánicas trabajan para una carga nominal de trabajo de 5 toneladas, presentándose tan solo ciertas empresas que trabajan con una carga superior a la indicada.

5. El mismo estudio estadístico ayudo a determinar los parámetros de diseño de la estructura tipo puente grúa aquí mostrada, la misma que cuenta a la vez con mejoras, con respecto al espacio de trabajo requerido.

6. El proceso de montaje de una estructura metálica no es una ciencia cierta, o un tópico que tenga un algoritmo perfectamente desarrollado. Este proceso, es sin duda una ciencia empírica combinada con aspectos fundamentales de la ciencia teórica (como las deformaciones debidas a las altas temperaturas de soldadura) que se ha desarrollado a través de los años, y cuyos fundamentos han sido establecidos por la experiencia de ingenieros eruditos en este campo. En definitiva, no hay otra manera de aprender acerca del montaje de una estructura metálica que estando presente en esta actividad.

7. El proyecto a partir del capítulo 3 se direcciona en la búsqueda de una solución factible que cumpla con las expectativas de la pequeña y mediana industria metalmecánica. No obstante, en el desarrollo del capítulo final del proyecto concerniente a los costos se puedo cuantificar en dinero, la realización de la obra propuesta que alcanza un valor aproximado a los 100.000 dólares. Aunque el diseño desde un inicio siempre inisistió en el hecho de incluir a la pequeña industria metalmecánica dentro de sus benefactores, los costos de producción dictan que en realidad esto no puede ser posible, a menos que la pequeña industria metalmecánica deseé convertirse en mediana, y de esta manera se podría justificar como económicamente viable la inclusión de un puente grúa de 5 toneladas para su trabajo.

8. La estructura obtenida finalmente es de fácil fabricación y montaje, cualquier empresario que requiera una estructura de este tipo puede adoptarla como

una forma de ahorrarse costos de ingeniería por el diseño de una estructura similar.

9. Se reducen los costos de fabricación de la estructura si se diseña por cuenta propia cuenta la viga de carga y adquirir de casas comerciales el polipasto y los carros testeros para la capacidad nominal.

8.2 RECOMENDACIONES.

1. El presente proyecto se diseño para una capacidad nominal de 5 toneladas, pero se recomienda utilizar la misma metodología presentada en esta obra para el diseño de estructuras tipo puente grúa de mayor capacidad.

2. Si bien se supone que la estructura diseñada estará sobre un tipo de suelo en especifico (Congagua), se recomienda hacer un estudio de suelo en el que se indique el nivel freático del mismo ya que esto ayudará a determinar el tipo de suelo real y a la vez evitar colapsos de la estructura debidos a problemas con el respecto a este tópico.

3. En el caso se hacer uso de esta obra a futuro, es necesario realizar un nuevo análisis económico de la estructura debido a los precios fluctuantes del acero en el mercado.

4. En el caso de que la estructura sea ubicada cerca de un foco de emisión de ceniza volcánica, se deberá dar la limpieza respectiva de los canales y techo metálico, a fin de evitar un incremento de la carga de peso muerto y su acumulación por largos periodos de tiempo.

5. Como se ha mencionado previamente en el capítulo 6 concerniente al montaje de la nave industrial, el ingeniero que deseé implementar la edificación aquí propuesta, debe ser un ingeniero familiarizado con el diseño estructural en acero, y además contar con cierta experiencia en el montaje de este tipo de naves.

BIBLIOGRAFÍA

[1] AISC; Manual of Steel Construction; 8va Ed.

[2] AISE; Association of Iron and Steel Engineers, reporte N13; Guide for the Design and Construction of Mill Buildings.

[3] AMERICAN WELDING SOCIETY; Structural Welding Code-Steel; AWS D1.1/D1.1 M; 2006

[4] BOWLES J., Diseño de Acero Estructural; Limusa, Grupo Noriega; 4ta Ed.; 1993

[5] BRESLER B., LIN T. Y., SCALZI J.; Diseño de Estructuras de Acero; 2da Ed.; 1997

[6] CEC; Código Ecuatoriano de la Construcción; 1era Ed.; Quito, Ecuador; 2001

[7] CISC; Crane-Supporting steel structures design guide; R.A. MacCrimmon, Ontario-Canada; 2009

[8] GUERRERO J.; Normalización de estructuras metálicas tipo puente grúa; Tesis previa a la obtención del título de Ingeniero Mecánico, EPN, Quito, Ecuador; 1990

[9] JEFFREY L., Análisis Estructural; McGraw-Hill; 1992

[10] NEUFERT E.; El arte de proyectar en arquitectura; Editorial Gustavo Gili, S.A.; Barcelona; 1995

[11] SHIGLEY E.; Diseño en Ingeniería Mecánica; 8va Ed.; McGraw-Hill; México; 2008.

[12] UBC; Uniform Building Code; Vol. 1 y 2; 1997

[13] http://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/1715/1/cd-2753.pdf

[14] http://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/1715/1/cd-2753.pdf

[15] http://catarina.udlap.mx/u_dl_a/tales/documentos/lic/ramirez_c_jc/capitulo2.pdf

[16] http://dspace.unita.edu.ec/bitstream/123456789/133/1/Puente%20Gr%C3%BAa%20para%20Taller%20de%20Mantenimiento.pdf.

[17] http://es.scribd.com/doc/3082767/columnas.

[18] http://es.scribd.com/doc/48058335/E6010

[19] http://es.wikipedia.org/wiki/Carretilla_elevadora

[20] http://www.arqhys.com/articulos/petreos-materiales.html

[21] http://www.construmatica.com/construpedia/Estructuras_Met%C3%A1licas

[22] http://www.pemex.com/files/content/NRF-175%2004Sep07.pdf

[23] http://www.solfumex.com/spanish/products/Electrodos_bajo_hidrogeno/Bajo_hidrogeno.asp

[24] www.cimepi.com/admcontenidos/archivos_links/docu_152.doc

ANEXOS

ANEXO 1

UBC 97 – DISEÑO EN VIENTO

Division III—WIND DESIGN

SECTION 1615 — GENERAL

Every building or structure and every portion thereof shall be designed and constructed to resist the wind effects determined in accordance with the requirements of this division. Wind shall be assumed to come from any horizontal direction. No reduction in wind pressure shall be taken for the shielding effect of adjacent structures.

Structures sensitive to dynamic effects, such as buildings with a height-to-width ratio greater than five, structures sensitive to wind-excited oscillations, such as vortex shedding or icing, and buildings over 400 feet (121.9 m) in height, shall be, and any structure may be, designed in accordance with approved national standards.

The provisions of this section do not apply to building and foundation systems in those areas subject to scour and water pressure by wind and wave action. Buildings and foundations subject to such loads shall be designed in accordance with approved national standards.

SECTION 1616 — DEFINITIONS

The following definitions apply only to this division:

BASIC WIND SPEED is the fastest-mile wind speed associated with an annual probability of 0.02 measured at a point 33 feet (10 000 mm) above the ground for an area having exposure category C.

EXPOSURE B has terrain with buildings, forest or surface irregularities, covering at least 20 percent of the ground level area extending 1 mile (1.61 km) or more from the site.

EXPOSURE C has terrain that is flat and generally open, extending $^1/_2$ mile (0.81 km) or more from the site in any full quadrant.

EXPOSURE D represents the most severe exposure in areas with basic wind speeds of 80 miles per hour (mph) (129 km/h) or greater and has terrain that is flat and unobstructed facing large bodies of water over 1 mile (1.61 km) or more in width relative to any quadrant of the building site. Exposure D extends inland from the shoreline $^1/_4$ mile (0.40 km) or 10 times the building height, whichever is greater.

FASTEST-MILE WIND SPEED is the wind speed obtained from wind velocity maps prepared by the National Oceanographic and Atmospheric Administration and is the highest sustained average wind speed based on the time required for a mile-long sample of air to pass a fixed point.

OPENINGS are apertures or holes in the exterior wall boundary of the structure. All windows or doors or other openings shall be considered as openings unless such openings and their frames are specifically detailed and designed to resist the loads on elements and components in accordance with the provisions of this section.

PARTIALLY ENCLOSED STRUCTURE OR STORY is a structure or story that has more than 15 percent of any windward projected area open and the area of opening on all other projected areas is less than half of that on the windward projection.

SPECIAL WIND REGION is an area where local records and terrain features indicate 50-year fastest-mile basic wind speed is higher than shown in Figure 16-1.

UNENCLOSED STRUCTURE OR STORY is a structure that has 85 percent or more openings on all sides.

SECTION 1617 — SYMBOLS AND NOTATIONS

The following symbols and notations apply to the provisions of this division.

C_e = combined height, exposure and gust factor coefficient as given in Table 16-G.

C_q = pressure coefficient for the structure or portion of structure under consideration as given in Table 16-H.

I_W = importance factor as set forth in Table 16-K.

P = design wind pressure.

q_s = wind stagnation pressure at the standard height of 33 feet (10 000 mm) as set forth in Table 16-F.

SECTION 1618 — BASIC WIND SPEED

The minimum basic wind speed at any site shall not be less than that shown in Figure 16-1. For those areas designated in Figure 16-1 as special wind regions and other areas where local records or terrain indicate higher 50-year (mean recurrence interval) fastest-mile wind speeds, these higher values shall be the minimum basic wind speeds.

SECTION 1619 — EXPOSURE

An exposure shall be assigned at each site for which a building or structure is to be designed.

SECTION 1620 — DESIGN WIND PRESSURES

Design wind pressures for buildings and structures and elements therein shall be determined for any height in accordance with the following formula:

$$P = C_e\, C_q\, q_s\, I_w \qquad (20\text{-}1)$$

SECTION 1621 — PRIMARY FRAMES AND SYSTEMS

1621.1 General. The primary frames or load-resisting system of every structure shall be designed for the pressures calculated using Formula (20-1) and the pressure coefficients, C_q, of either Method 1 or Method 2. In addition, design of the overall structure and its primary load-resisting system shall conform to Section 1605.

The base overturning moment for the entire structure, or for any one of its individual primary lateral-resisting elements, shall not exceed two thirds of the dead-load-resisting moment. For an entire structure with a height-to-width ratio of 0.5 or less in the wind direction and a maximum height of 60 feet (18 290 mm), the combination of the effects of uplift and overturning may be reduced by one third. The weight of earth superimposed over footings may be used to calculate the dead-load-resisting moment.

1621.2 Method 1 (Normal Force Method). Method 1 shall be used for the design of gabled rigid frames and may be used for any structure. In the Normal Force Method, the wind pressures shall be assumed to act simultaneously normal to all exterior surfaces. For pressures on roofs and leeward walls, C_e shall be evaluated at the mean roof height.

1621.3 Method 2 (Projected Area Method). Method 2 may be used for any structure less than 200 feet (60 960 mm) in height except those using gabled rigid frames. This method may be used in stability determinations for any structure less than 200 feet (60 960 mm) high. In the Projected Area Method, horizontal pressures shall be assumed to act upon the full vertical projected area

of the structure, and the vertical pressures shall be assumed to act simultaneously upon the full horizontal projected area.

SECTION 1622 — ELEMENTS AND COMPONENTS OF STRUCTURES

Design wind pressures for each element or component of a structure shall be determined from Formula (20-1) and C_q values from Table 16-H, and shall be applied perpendicular to the surface. For outward acting forces the value of C_e shall be obtained from Table 16-G based on the mean roof height and applied for the entire height of the structure. Each element or component shall be designed for the more severe of the following loadings:

1. The pressures determined using C_q values for elements and components acting over the entire tributary area of the element.

2. The pressures determined using C_q values for local areas at discontinuities such as corners, ridges and eaves. These local pressures shall be applied over a distance from a discontinuity of 10 feet (3048 mm) or 0.1 times the least width of the structure, whichever is less.

The wind pressures from Sections 1621 and 1622 need not be combined.

SECTION 1623 — OPEN-FRAME TOWERS

Radio towers and other towers of trussed construction shall be designed and constructed to withstand wind pressures specified in this section, multiplied by the shape factors set forth in Table 16-H.

SECTION 1624 — MISCELLANEOUS STRUCTURES

Greenhouses, lath houses, agricultural buildings or fences 12 feet (3658 mm) or less in height shall be designed in accordance with Chapter 16, Division III. However, three fourths of q_s, but not less than 10 psf (0.48 kN/m^2), may be substituted for q_s in Formula (20-1). Pressures on local areas at discontinuities need not be considered.

SECTION 1625 — OCCUPANCY CATEGORIES

For the purpose of wind-resistant design, each structure shall be placed in one of the occupancy categories listed in Table 16-K. Table 16-K lists importance factors, I_w, for each category.

TABLE 16-F—WIND STAGNATION PRESSURE (q_s) AT STANDARD HEIGHT OF 33 FEET (10 058 mm)

Basic wind speed (mph)[1] (× 1.61 for km/h)	70	80	90	100	110	120	130
Pressure q_s (psf) (× 0.0479 for kN/m^2)	12.6	16.4	20.8	25.6	31.0	36.9	43.3

[1]Wind speed from Section 1618.

TABLE 16-G—COMBINED HEIGHT, EXPOSURE AND GUST FACTOR COEFFICIENT (C_e)[1]

HEIGHT ABOVE AVERAGE LEVEL OF ADJOINING GROUND (feet) × 304.8 for mm	EXPOSURE D	EXPOSURE C	EXPOSURE B
0-15	1.39	1.06	0.62
20	1.45	1.13	0.67
25	1.50	1.19	0.72
30	1.54	1.23	0.76
40	1.62	1.31	0.84
60	1.73	1.43	0.95
80	1.81	1.53	1.04
100	1.88	1.61	1.13
120	1.93	1.67	1.20
160	2.02	1.79	1.31
200	2.10	1.87	1.42
300	2.23	2.05	1.63
400	2.34	2.19	1.80

[1]Values for intermediate heights above 15 feet (4572 mm) may be interpolated.

TABLE 16-H—PRESSURE COEFFICIENTS (C_q)

STRUCTURE OR PART THEREOF	DESCRIPTION	C_q FACTOR
1. Primary frames and systems	**Method 1** (Normal force method)	
	Walls:	
	Windward wall	0.8 inward
	Leeward wall	0.5 outward
	Roofs[1]:	
	Wind perpendicular to ridge	
	Leeward roof or flat roof	0.7 outward
	Windward roof	
	less than 2:12 (16.7%)	0.7 outward
	Slope 2:12 (16.7%) to less than 9:12 (75%)	0.9 outward or 0.3 inward
	Slope 9:12 (75%) to 12:12 (100%)	0.4 inward
	Slope > 12:12 (100%)	0.7 inward
	Wind parallel to ridge and flat roofs	0.7 outward
	Method 2 (Projected area method)	
	On vertical projected area	
	Structures 40 feet (12 192 mm) or less in height	1.3 horizontal any direction
	Structures over 40 feet (12 192 mm) in height	1.4 horizontal any direction
	On horizontal projected area[1]	0.7 upward
2. Elements and components not in areas of discontinuity[2]	Wall elements	
	All structures	1.2 inward
	Enclosed and unenclosed structures	1.2 outward
	Partially enclosed structures	1.6 outward
	Parapets walls	1.3 inward or outward
	Roof elements[3]	
	Enclosed and unenclosed structures	
	Slope < 7:12 (58.3%)	1.3 outward
	Slope 7:12 (58.3%) to 12:12 (100%)	1.3 outward or inward
	Partially enclosed structures	
	Slope < 2:12 (16.7%)	1.7 outward
	Slope 2:12 (16.7%) to 7:12 (58.3%)	1.6 outward or 0.8 inward
	Slope > 7:12 (58.3%) to 12:12 (100%)	1.7 outward or inward
3. Elements and components in areas of discontinuities[2,4,5]	Wall corners[6]	1.5 outward or 1.2 inward
	Roof eaves, rakes or ridges without overhangs[6]	
	Slope < 2:12 (16.7%)	2.3 upward
	Slope 2:12 (16.7%) to 7:12 (58.3%)	2.6 outward
	Slope > 7:12 (58.3%) to 12:12 (100%)	1.6 outward
	For slopes less than 2:12 (16.7%)	
	Overhangs at roof eaves, rakes or ridges, and canopies	0.5 added to values above
4. Chimneys, tanks and solid towers	Square or rectangular	1.4 any direction
	Hexagonal or octagonal	1.1 any direction
	Round or elliptical	0.8 any direction
5. Open-frame towers[7,8]	Square and rectangular	
	Diagonal	4.0
	Normal	3.6
	Triangular	3.2
6. Tower accessories (such as ladders, conduit, lights and elevators)	Cylindrical members	
	2 inches (51 mm) or less in diameter	1.0
	Over 2 inches (51 mm) in diameter	0.8
	Flat or angular members	1.3
7. Signs, flagpoles, lightpoles, minor structures[8]		1.4 any direction

[1]For one story or the top story of multistory partially enclosed structures, an additional value of 0.5 shall be added to the outward C_q. The most critical combination shall be used for design. For definition of partially enclosed structures, see Section 1616.

[2]C_q values listed are for 10-square-foot (0.93 m^2) tributary areas. For tributary areas of 100 square feet (9.29 m^2), the value of 0.3 may be subtracted from C_q, except for areas at discontinuities with slopes less than 7 units vertical in 12 units horizontal (58.3% slope) where the value of 0.8 may be subtracted from C_q. Interpolation may be used for tributary areas between 10 and 100 square feet (0.93 m^2 and 9.29 m^2). For tributary areas greater than 1,000 square feet (92.9 m^2), use primary frame values.

[3]For slopes greater than 12 units vertical in 12 units horizontal (100% slope), use wall element values.

[4]Local pressures shall apply over a distance from the discontinuity of 10 feet (3048 mm) or 0.1 times the least width of the structure, whichever is smaller.

[5]Discontinuities at wall corners or roof ridges are defined as discontinuous breaks in the surface where the included interior angle measures 170 degrees or less.

[6]Load is to be applied on either side of discontinuity but not simultaneously on both sides.

[7]Wind pressures shall be applied to the total normal projected area of all elements on one face. The forces shall be assumed to act parallel to the wind direction.

[8]Factors for cylindrical elements are two thirds of those for flat or angular elements.

TABLE 16-K—OCCUPANCY CATEGORY

OCCUPANCY CATEGORY	OCCUPANCY OR FUNCTIONS OF STRUCTURE	SEISMIC IMPORTANCE FACTOR, I	SEISMIC IMPORTANCE[1] FACTOR, I_p	WIND IMPORTANCE FACTOR, I_w
1. Essential facilities[2]	Group I, Division 1 Occupancies having surgery and emergency treatment areas Fire and police stations Garages and shelters for emergency vehicles and emergency aircraft Structures and shelters in emergency-preparedness centers Aviation control towers Structures and equipment in government communication centers and other facilities required for emergency response Standby power-generating equipment for Category 1 facilities Tanks or other structures containing housing or supporting water or other fire-suppression material or equipment required for the protection of Category 1, 2 or 3 structures	1.25	1.50	1.15
2. Hazardous facilities	Group H, Divisions 1, 2, 6 and 7 Occupancies and structures therein housing or supporting toxic or explosive chemicals or substances Nonbuilding structures housing, supporting or containing quantities of toxic or explosive substances that, if contained within a building, would cause that building to be classified as a Group H, Division 1, 2 or 7 Occupancy	1.25	1.50	1.15
3. Special occupancy structures[3]	Group A, Divisions 1, 2 and 2.1 Occupancies Buildings housing Group E, Divisions 1 and 3 Occupancies with a capacity greater than 300 students Buildings housing Group B Occupancies used for college or adult education with a capacity greater than 500 students Group I, Divisions 1 and 2 Occupancies with 50 or more resident incapacitated patients, but not included in Category 1 Group I, Division 3 Occupancies All structures with an occupancy greater than 5,000 persons Structures and equipment in power-generating stations, and other public utility facilities not included in Category 1 or Category 2 above, and required for continued operation	1.00	1.00	1.00
4. Standard occupancy structures[3]	All structures housing occupancies or having functions not listed in Category 1, 2 or 3 and Group U Occupancy towers	1.00	1.00	1.00
5. Miscellaneous structures	Group U Occupancies except for towers	1.00	1.00	1.00

[1]The limitation of I_p for panel connections in Section 1633.2.4 shall be 1.0 for the entire connector.
[2]Structural observation requirements are given in Section 1702.
[3]For anchorage of machinery and equipment required for life-safety systems, the value of I_p shall be taken as 1.5.

ANEXO 2

ESTACIONES UBICADAS POR EL INAMHI Y VELOCIDADES DE VIENTO POR ESTACIÓN

GALAPAGOS ISLANDS
(Archipiélago de Colón)
I. Pinta
I. Marchena
I. San Salvador
GALAPAGOS
Isla Fernandina
Isla Isabela
I. Santa Cruz
I. San Cristóbal
I. Santa Maria
I. Espanola
75 Kilometers
75 Miles
COLOMBIA
PERU
PACIFIC
OCEAN
ESMERALDAS
CARCHI
IMBABURA
PICHINCHA
SUCUMBÍOS
NAPO
COTOPAXI
MANABÍ
LOS RÍOS
BOLÍVAR
TUNGURAHUA
PASTAZA
GUAYAS
CHIMBORAZO
MORONA-SANTIAGO
CAÑAR
AZUAY
EL ORO
LOJA
ZAMORA-CHINCHIPE
Popayán
Tumaco
Florencia
Pasto
Mocoa
San Lorenzo
Esmeraldas
Tulcán
Ipiales
Puerto Asís
Ibarra
Otavalo
Nueva Loja
Santo Domingo de los Colorados
Quito
Baeza
Puerto Francisco de Orellana (Coca)
Nuevo Rocafuerte
Chone
Manta
Portoviejo
Quevedo
Latacunga
Tena
Puerto Misahualli
Ambato
Puyo
Guaranda
Riobamba
Babahoyo
Montalvo
Salinas
Santa Elena
Guayaquil
Macas
Posorja
Isla Puna
Golfo de Guayaquil
Puerto Bolívar
Machala
Pasaje
Gualaquiza
Tumbes
Zaruma
Zamora
Macará
Borja
Talara
Sullana
Paita
Piura
Pan American Highway
Río Esmeraldas
Río Mira
Río Caquetá
Río Putumayo
Río San Miguel
Río Coca
Río Napo
Río Curaray
Río Pastaza
Río Tigre
Río Zamora
Río Santiago
Río Canaqua
Río Marañón
Río Daule
Ecuador
International boundary
Province boundary
National capital
Province capital
Railroad
Road
0 50 100 Kilometers
0 50 100 Miles
Transverse Mercator Projection, CM 71° W
Boundary representation is not necessarily authoritative.

Wind Ecuador[65]				
ID	**No Est**	**NOMBRE**	**INAMHI**	**Wind_Vel (m/s)**
1	1	San Cristobal	M221	15
2	2	El progreso Socavón	M193	14
3	3	Cayapas	M154	3
4	4	Esmeraldas-Inocar(Las palmas)	M269	16
5	5	Muisne	M153	12
6	6	San Gabriel	M103	8
7	7	Cahuasqui-FAO	M107	4.5
8	8	El Angel	M102	16
9	9	El Caramelo	M101	8
10	10	Inguincho	M001	18
11	11	Otavalo	M105	14
12	12	Olmedo-Pichincha	M023	18
13	13	La concordia	M025	10
14	14	San Antonio de Pichincha	M115	10
15	15	Tomalón-Tabacundo	MA2T	20
16	16	Tumbaco	M114	12
17	17	Jama	M167	12
18	18	El Cármen	M160	6
19	19	La tola	M002	16
20	20	Quito-Iñaquito	M024	10
21	21	Palmoriente-Huashito	M293	12
22	22	Izobamba	M003	9.8
23	23	Papallacta	M188	12
24	24	Puerto ILA	M026	8
25	25	Chone	M162	6
26	26	San Lorenzo	M224	5
27	27	Inmoriec-El Vergel	M283	4
28	28	Manta Inocar	M047	12
29	29	Rocafuerte	M165	10
30	30	Pilalo	M122	10
31	31	Rumipamba - Salcedo	M004	13
32	32	Tena	M070	10
33	33	Nuevo Rocafuerte	M007	8
34	34	Portoviejo	M005	3.7

[65] http://www.inamhi.gov.ec/mapas/redmet.pdf

35	35	Pichilingue	M006	6
36	36	El corazón	M123	8
37	37	Pillaro	M127	10
38	38	Julcuy	M169	8
39	39	Olmedo-Manabí	M166	8
40	40	Vinces-INAMHI	M466	6
41	41	Pueblo Viejo	M172	8
42	42	Caluma	M169	10
43	43	Urbina	M390	20
44	44	Pedro Fermín Cevallos	M120	10
45	45	Querochaca-UTA	M258	20
46	46	Baños	M029	20
47	47	Puyo	M008	6
48	48	Pungales	M243	14
49	49	Camposano 2	M171	14
50	50	Babahoyo UTB	M051	4
51	51	San Pedro de Atenas	M131	10
52	52	Guaslan	M133	10
53	53	Sangay (P.Santa Ana)	M041	6
54	54	Chillanes	M130	14
55	55	Milagro Ingenio Valdez	M037	7
56	56	Ancon	M174	10
57	57	Guayaquil Inocar	M075	10
58	58	Ingenio San Carlos	M218	5
59	59	Bucay	M039	6
60	60	Chunchi	M136	18
61	61	Ingenio La Troncal	MA2U	10
62	62	Cañar	M031	12
63	63	Playas Gral. Villamil	M173	14
64	64	Naranjal	M176	8
65	65	El Labrador	M141	12
66	66	Biblian	M137	10
67	67	Paute	M138	8
68	68	Gualaceo	M139	5
69	69	Puná	M228	6
70	70	Pagua	M184	6
71	71	Machala-UTM	M185	8
72	72	Granja Santa Ines-UTM	M292	6

73	73	Yanzatsa	M190	8
74	74	Chacras	M482	6
75	75	Saraguro	M142	14
76	76	Zaruma	M180	8
77	77	Gualaquiza-INAMHI	M189	8
78	78	La Argelia-Loja	M033	17
79	79	Celica	M148	20
80	80	Gonzanama	M149	20
81	81	Malacatos	M143	10
82	82	Vilcabamba	M144	12
83	83	Cariamanga	M146	12
84	84	Zapotillo	M151	10
85	85	Yangana	M147	20

ANEXO 3

TABLAS DEL CEC PARA DETERMINAR LAS CARGAS DE SISMO

FIGURA 1. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño

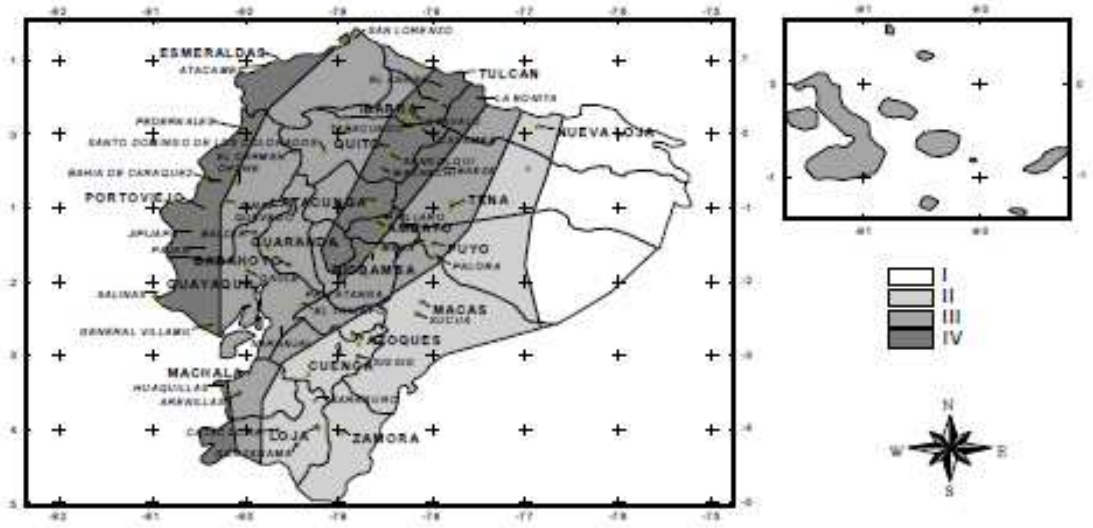


TABLA 1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV
Valor factor Z	0,15	0,25	0,30	0,40

TABLA 3. Coeficiente de suelo S y Coeficiente Cm

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

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

TABLA 4. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor I
Edificaciones Esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras substancias anti-incendio . Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras substancias 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 v otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1,0

TABLA 5. Coeficientes de configuración en planta.

Tipo	DESCRIPCIÓN DE LAS IRREGULARIDADES EN PLANTA	Φ_{pi}
1	**Irregularidad torsional** Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de frecuencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.	0,9
2	**Entrantes excesivos en las esquinas** La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.	0,9
3	**Discontinuidad en el sistema de piso** La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciadles o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.	0,9
4	**Desplazamiento del plano de acción de elementos verticales** Una estructura se considera irregular cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.	0,8
5	**Ejes estructurales no paralelos** La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.	0,9
6	**Sistema de piso flexible** Cuando la relación de aspecto en planta de la edificación es mayor que 4:1 o cuando el sistema de piso no sea rígido en su propio plano se debe revisar la condición de piso flexible en el modelo estructural.	-

TABLA 6. Coeficientes de configuración en elevación

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

TABLA 7. Coeficientes de reducción de respuesta estructural R

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

* Cuando se utilizan diagonales, se debe verificar que los elementos en tensión cedan antes que los elementos en comprensión.

ANEXO 4

CATÁLOGO DE PERFILES Y PLANCHAS ESTRUCTURALES DE IPAC[66]

[66] http://www.ipac-acero.com/ipac/vapn006.html

Largo Normal: 6 m
Recubrimiento: Negro
Norma de Fabricación: DIN 17100
ST 37-2
ASTM A-36
Observaciones: Otras dimensiones y largos previa consulta

VIGA W

ESPECIFICACIONES						
Tipo Perfil	Descripción	Peso	Altura d	Ala b	Espesor Alma tw	Espesor Ala tf
		kg/m	mm	mm	mm	mm
I	W 200 x 19,3	19,3	203	102	5,8	6,5
I	W 200 x 22,5	22,5	206	102.00	6,2	8,0
I	W 200 x 26,6	26,6	207	133.00	5,8	8,4
I	W 250 x 22,3	22,3	254	102.00	5,8	6,9
I	W 250 x 32,7	32,7	258	146.00	6,1	9,1
I	W 250 x 38,5	38,5	262	147.00	6,6	11,2
I	W 310 x 28,3	28,3	309	102.00	6,0	8,9
I	W 310 x 44,5	44,5	313	166.00	6,6	11,2
I	W 310 x 52,0	52,0	317	167.00	7,6	13,2
I	W 360 x 39,0	39,0	353	128.00	6,5	10,7
I	W 360 x 57,8	57,8	358	172.00	7,9	13,1
I	W 360 x 79,0	79,0	354	205.00	9,4	16,8
I	W 410 x 46,1	46,1	403	140.00	7,0	11,2
I	W 460 x 60,0	60,0	455	153.00	8,0	13,3
I	W 460 x 82,0	82,0	460	191.00	9,9	16,0
I	W 460 x 106,0	106,0	469	194.00	12,6	20,6
I	W 530 x 72,0	72,0	524	207.00	9,0	10,9
I	W 530 x 92,0	92,0	533	209.00	10,2	15,6
I	W 530 x 109,0	109,0	539	211.00	11,6	18,8
H	W 150 x 37,1	37,1	162	154.00	8,1	11,6
H	W 200 x 46,1	46,1	203	203.00	7,2	11,0
H	W 200 x 59,0	59,0	210	205.00	9,1	14,2
H	W 250 x 89,0	89,0	260	256.00	10,7	17,3
H	HP 310 x 93,0	93,0	303	308.00	13,1	13,1
H	W 310 x 117,0	117,0	314	307.00	11,9	18,7

Usos
Estructuras
Soporte de polipaste en puentes grúas
o teclas
Puentes
Rieles

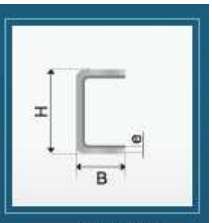
Descargue catálogo

Largo Normal: 6 m
Recubrimiento: Negro o Galvanizado
Norma de Fabricación: NTE INEN 1623
Calidad de Acero: ASTM A 36
ASTM A 572 Gr. 50
Observaciones: Otras dimensiones y largos previa consulta

INEN

CANALES

DIMENSIONES		ESPESOR	PESO	AREA
H	B	e	P	A
mm	mm	mm	Kg/6m	cm²
50	25	2.00	8.82	1.87
		3.00	12.72	2.70
80	40	2.00	14.46	3.07
		3.00	21.24	4.50
		4.00	27.66	5.87
		5.00	34.44	7.18
		6.00	40.44	8.42
100	50	2.00	18.24	3.87
		3.00	26.88	5.70
		4.00	35.22	7.47
		5.00	43.20	9.18
		6.00	51.96	10.80
125	50	2.00	20.58	4.37
		3.00	30.42	6.45
		4.00	39.90	8.47
		5.00	49.14	10.40
		6.00	59.16	12.30
150	50	2.00	22.92	4.87
		3.00	33.96	7.20
		4.00	44.64	9.47
		5.00	55.02	11.70
		6.00	66.36	13.80



Usos
Columnas
Vigas
Muebles metálicos:
Camas
Estructuras en general
Estructura de cubiertas

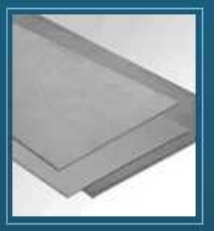
Descargue catálogo

Recubrimiento: Negro
orma de Fabricación: NTE INEN 115
ASTM A 6
Calidad de Acero ASTM A 572 Gr. 50
ASTM 283 Gr. C
ASTM A 516 Gr. 70
ASTM A 588 Gr. A
Observaciones: Otros largos y espesores previa consulta

INEN

PLANCHA LAMINADA EN CALIENTE

ESPECIFICACIONES		
Dimensión	Espesor	Calidad de Acero
mm	mm	
1.220 x 2.440	1.5 - 12.0	ASTM A36
1.220 x 6.000	2.0 - 12.0	
1.500 x 6.000	4.0 - 12.0	
1.800 x 6.000	4.0 - 12.0	
2.000 x 6.000	6.0 - 100.0	
1.220 x 2.440	3.0 - 12.0	ASTM A572 Gr. 50
1.220 x 6.000	3.0 - 12.0	
1.500 x 6.000	3.0 - 12.0	
2.500 x 6.000	6.0 - 30.0	
1.500 x 6.000	3.0 - 12.0	ASTM A 283/ A36
2440 X 12.000	6.0 - 30.0	
2.500 x 6.000	6.0 - 30.0	
2.500 x 12.000	6.0 - 30.0	



Usos

Conformación de estructuras
Fabricación de tanques
Estructuras de puentes
Estructuras de barcos
Camisas de pilotes
Encofrados
Placas
Contención de tierras
Plataformas
Calderos
Tubería de grandes diámetros

ANEXO 5

CARÁCTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DE LAS VARILLAS UNIFER AZA PARA CIMENTACIONES ESTRUCTURALES[67]

[67] http://www.grupounifer.com/index.php?option=com_content&task=view&id=14&Itemid=30

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Las varillas UNIFER AZA cumplen con los requerimientos y análisis exclusivos antes de su ingreso al país. Localmente nos hemos respaldado en estudios realizados por la Escuela Politécnica Nacional.

ENSAYO DE TRACCIÓN SEGÚN LA NORMA TÉCNICA INEN102, INEN109

Probeta No.	Diámetro de varilla	Esfuerzo de Fluencia (kg/cm2)	Resistencia de la tracción (kg/cm2)	Porcentaje de elongación	Especificación INEN
1	Varilla 8 mm	47.92 (4.885,63)	70.11 (7.147,51)	23.00%	INEN 102 GRADO A42
2	Varilla 10 mm	44.30 (4.516,50)	65.89 (6.715,85)	20.80%	INEN 102 GRADO A42
3	Varilla 12 mm	45.36 (4.624,26)	57.45 (6.876,08)	24.00%	INEN 102 GRADO A42
4	Varilla 14 mm	46.37 (4.726,84)	68.10 (6.942,55)	27.00%	INEN 102 GRADO A42
5	Varilla 16 mm	46.59 (4.749,92)	65.67 (6.695,13)	18.40%	INEN 102 GRADO A42
6	Varilla 18 mm	47.33 (4.825,32)	67.49 (6.880,55)	26.70%	INEN 102 GRADO A42
7	Varilla 20 mm	44.30 (4.516,50)	69.58 (7093,22)	19.40%	INEN 102 GRADO A42
8	Varilla 22 mm	46.84 (4.774,76)	67.61 (6.892,89)	23.90%	INEN 102 GRADO A42
9	Varilla 25 mm	48.60 (4.954,28)	71.31 (7.269,84)	26.60%	INEN 102 GRADO A42
10	Varilla 32 mm	45.78 (4.667,06)	68.67 (7.000,59)	26.90%	INEN 102 GRADO A42

Estudio realizado en la Escuela Politécnica Nacional – AÑO 2007

PROPIEDADES DINÁMICAS

BARRAS DE ACERO CORRUGADO UNIFER MEDIANTE EL USO DE FACTORES DE INCREMENTO DINÁMICO						
	Propiedades Estáticas a 0.0001 (s – 1) Condiciones de Ensayo en Laboratorio			**Propiedades Estáticas a 0.03 (s – 1) Condiciones de Energía Cinética en Sismo Real**		
Norma A615 Norma A706	**Tensión de fluencia (Fy) MPa**	**Resistencia a la tracción (Fu) MPa**	**Fu / Fy**	**Tensión de fluencia (Fy) MPa**	**Resistencia a la tracción (Fu) MPa**	**Fu / Fy**
Exigido	475	596	1.25	599	644	1.08
Cumplido	475	634	1.33	599	685	1.14

ANEXO 6

PLANOS CONSTRUCTIVOS Y DATOS DE UN PUENTE GRÚA MONORRIEL DE 5 TONELADAS DE CAPACIDAD PROPORCIONADO POR LA EMPRESA MECASER

ANEXO 7

CARACTERÍSTICAS Y COTIZACIÓN DE LOS ELEMENTOS DEL PUENTE GRÚA CONSIDERADOS PARA EL DISEÑO DE LA NAVE INDUSTRIAL

Ing.Rodolfo Argüello M.

REPRESENTACIONES INDUSTRIALES
RUC#1705276697001
URB. MARYSOL (POR EL ESTADIO DE LIGA) **TELFAX: 02-2484891/02-2804604**
FRANCISCO DALMAU #OE3-521 Y CALLE 10 **CELULAR: 09-9272609**
E-MAIL: german_arguello@yahoo.es
Quito-Ecuador

Señores *Quito, 20 de ABRIL de 2011*
CONSTRUCTORA GIBRALTAR
CIUDAD.-
Att.: Sres. César Silva y Santiago Morales
De acuerdo a lo solicitado por Uds. Sirvase encontrar detallada nuestra cotización

Cant	Descripción	V.unitario	DCTO.	V.Total
1	POLIPASTO DE CABLE CON TROLE ELECTRICO MOTORIZADO CAPACIDAD DE ELEVACION DE CARGA: 5 TON ALTURA DE ELEVACION: 4 MTS VELOCIDAD DE ELEVACION: 4,9 MTS/MIN VELOCIDAD DEL TROLE: 13 MTS/MIN VOLTAJE TRIFASICO 220 V 60 HZ IP 55 MARCA TXK	USD. 7.670,00	10%	USD. 6.903,00
2	VIGAS TESTERAS CAPACIDAD HASTA 7,5 TON LARGO: 2,5 MTS DIAMETRO DE LA RUEDA 25 CMS CON MOTOREDUCTOR CON FRENO ELECTROMAGNETICO POTENCIA: 0.8 HP TRIFASICO 220/440 V 60HZ IP55 MARCA TXK	USD. 2.250,00	10%	USD. 4.050,00
2	MOTOREDUCTORES TIPO ORTOGONAL EJE HUECO CON BRIDA DE SALIDA POTENCIA: 1,75 HP CON FRENO ELECTROMAGNETICO VELOCIDAD DE SALIDA: 43 RPM DIAMETRO DE EJE HUECO: 35 mm TRIFASICO 220/440 V 60 HZ IP55 MARCA TRANSTECNO	USD. 1.585,00	10%	USD. 2.853,00

NOTA: EN ESTOS PRECIOS NO CONSTA EL 12 % IVA

TIEMPO DE ENTREGA: de stock
FORMA DE PAGO: CONTRA ENTREGA

Cualquier información que sea necesaria estaremos gustosos en proporcionarles.

Cordialmente,
ING.RODOLFO ARGUELLO M.

Ing. Rodolfo Argüello M.

REPRESENTACIONES INDUSTRIALES

RUC#1705276697001

URB. MARYSOL (POR EL ESTADIO DE LIGA) ***TELFAX: 02-2484891/02-2804604***

FRANCISCO DALMAU #OE3-521 Y CALLE 10 ***CELULAR: 09-9272609***

E-MAIL: german_arguello@yahoo.es

Quito-Ecuador

Señores *Quito, 20 de ABRIL de 2011*
CONSTRUCTORA GIBRALTAR
CIUDAD.-
Att.: Sres. César Silva y Santiago Morales
De mis consideraciones

Nos es grato poner a su conocimiento la siguiente cotización de acuerdo a lo requerido por Uds.

CANT.	*DESCRIPCIÓN*
20	*METROS DE ELECTRIFICACION PARA ALIMENTACIÓN Y CONTROL DE POLIPASTO EN PUENTE GRUA.* *TIPO: CABLE PLANO* *MARCA: METREEL* *PROCEDENCIA: INGLES* *INCLUYE:* *(7) RIEL DE 3 MTS C/U* *(13) SUJETADORES DE RIEL* *(6) UNIONES DE RIEL* *(12) TROLLEY GENERICOS PLASTICOS* *(1) TROLLEY FIJO* *(1) TOPE FINAL* *(2) TAPAS FINALES* *(1) TROLLEY MOTRIZ PLASTICO* *INCLUYE 27 METROS DE CABLE PLANO DE 2.5 X 4 HILOS.* *PRECIO POR METRO: $ 100 + IVA*
	DESCRIPCIÓN
30	*METROS DE ELECTRIFICACION PARA RECORRIDO DEL PUENTE GRUA.* *TIPO: EMCAPSULADO* *MARCA: MOBILIS* *PROCEDENCIA: INGLES* *INCLUYE:* *(7) RIEL DE 4 MTS C/U* *(1) RIEL DE 2 MTS C/U* *(16) SUJETADORES DE RIEL* *(8) COBERTORES ENTRE RIELES* *(1) TAPA FINAL* *(1) ALIMENTADOR INICIAL* *(1) CARRO DE ENERGIZACION DE 40 AMPERIOS.* *(1) SOPORTE PARA EL CARRO DE ENERGIZACION* *PRECIO POR METRO: $ 120 + IVA*

TIEMPO DE ENTREGA: DE STOCK
FORMA DE PAGO : CONTADO
GARANTIA : 1 AÑO CONTRA DEFECTOS DE FABRICACION

Cordialmente,

Ing. Rodolfo Argüello M.

ANEXO 8

PLANOS DEL PROYECTO

ANEXO 9

ESPECIFICACIONES DEL PROCEDIMIENTO DE SOLDADURA DEL PROYECTO (WPS)