



**ESPE**  
UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS  
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

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

**CARRERA DE INGENIERÍA MECÁNICA**

**TRABAJO DE TITULACIÓN, PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL  
TÍTULO DE INGENIERO MECÁNICO**

**DISEÑO DE UN SISTEMA MODULAR DE NAVE INDUSTRIAL  
CON AUTO-IZAJE DE VIGAS Y CON CAPACIDAD DE  
COBERTURA DE HASTA 3600 m<sup>2</sup>**

**AUTOR: DÁVILA OTERO EFRÉN VINICIO**

**DIRECTOR: ING. RIOFRÍO VILLENA PATRICIO GUSTAVO**

**CODIRECTOR: ING. OROZCO TORRES GABRIEL EDUARDO**

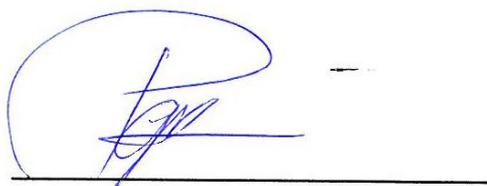
**SANGOLQUÍ**

**2015**

## CERTIFICACIÓN DE LA ELABORACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

El trabajo de titulación “DISEÑO DE UN SISTEMA MODULAR DE NAVE INDUSTRIAL CON AUTO-IZAJE DE VIGAS Y CON CAPACIDAD DE COBERTURA DE HASTA 3600 m<sup>2</sup>” fue realizado en su totalidad por Efrén Vinicio Dávila Otero, como requerimiento parcial para la obtención del título de Ingeniero Mecánico.

Sangolquí, 10 de diciembre del 2015



Ing. Patricio Gustavo Riofrío Villena. MsC. MBA.

DIRECTOR



Ing. Gabriel Eduardo Orozco Torres

CODIRECTOR

## LEGALIZACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

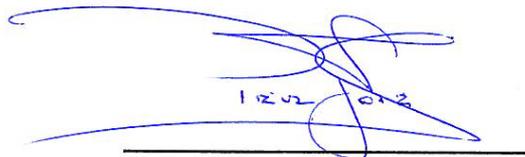
“DISEÑO DE UN SISTEMA MODULAR DE NAVE INDUSTRIAL CON AUTO-  
IZAJE DE VIGAS Y CON CAPACIDAD DE COBERTURA DE HASTA 3600  
m<sup>2</sup>”

ELABORADO POR:



Efrén Vinicio Dávila Otero

CARRERA DE INGENIERÍA MECÁNICA



Ing. José Pérez

DIRECTOR DE CARRERA

Sangolquí, 10 de diciembre del 2015



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA ENERGÍA Y MECÁNICA  
CARRERA DE INGENIERÍA MECÁNICA

CERTIFICACIÓN

Certifico que el trabajo de titulación, "**DISEÑO DE UN SISTEMA MODULAR DE NAVE INDUSTRIAL CON AUTO-IZAJE DE VIGAS Y CON CAPACIDAD DE COBERTURA DE HASTA 3600 m<sup>2</sup>**" realizado por el señor **EFRÉN VINICIO DÁVILA OTERO**, ha sido revisado en su totalidad y analizado por el software anti-plagio, el mismo cumple con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de Fuerzas Armadas ESPE, por lo tanto me permito acreditarlo y autorizar al señor **EFRÉN VINICIO DÁVILA OTERO** para que lo sustente públicamente.

Sangolquí, 10 de diciembre del 2015

Ing. Patricio Gustavo Riofrío Villena. MsC. MBA.

**DIRECTOR**

Ing. Gabriel Eduardo Orozco Torres

**CODIRECTOR**



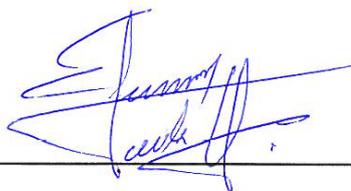
DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA ENERGÍA Y MECÁNICA  
CARRERA DE INGENIERÍA MECÁNICA

AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD

Yo, **EFRÉN VINICIO DÁVILA OTERO**, con cédula de identidad N° 1721400149, declaro que el trabajo de titulación "**DISEÑO DE UN SISTEMA MODULAR DE NAVE INDUSTRIAL CON AUTO-IZAJE DE VIGAS Y CON CAPACIDAD DE COBERTURA DE HASTA 3600 m<sup>2</sup>**" ha sido desarrollado considerando los métodos de investigación existentes, así como también se ha respetado los derechos intelectuales de terceros considerándose en las citas bibliográficas.

Consecuentemente declaro que este trabajo de titulación es de mi autoría, en virtud de ello me declaro responsable del contenido, veracidad y alcance de la investigación mencionada.

Sangolquí, 10 de diciembre del 2015



Efrén Vinicio Dávila Otero.

C.C 1721400149



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA ENERGÍA Y MECÁNICA  
CARRERA DE INGENIERÍA MECÁNICA

AUTORIZACIÓN

Yo, **EFRÉN VINICIO DÁVILA OTERO**, autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar en la biblioteca Virtual de la institución el presente trabajo de titulación “**DISEÑO DE UN SISTEMA MODULAR DE NAVE INDUSTRIAL CON AUTO-IZAJE DE VIGAS Y CON CAPACIDAD DE COBERTURA DE HASTA 3600 m<sup>2</sup>**” cuyo contenido, ideas y criterios son de mi autoría y responsabilidad.

Sangolquí, 10 de diciembre del 2015

A handwritten signature in blue ink, which appears to read 'Efrén Vinicio Dávila Otero', is positioned above a horizontal line.

Efrén Vinicio Dávila Otero.

C.C 1721400149

## DEDICATORIA

El presente trabajo lo dedico a mis padres, quienes me han brindado su esfuerzo, su apoyo incondicional y su paciencia en cada paso que he dado rumbo a mi profesionalización.

A mi hermana cuyo esfuerzo ha contribuido a sustentar a la familia.

Y a todos los profesores, compañeros y amigos con los que compartí estos años de universidad, por todas las experiencias y conocimientos compartidos.

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco a la empresa METALSHOP S.A. por darme la oportunidad de aplicar mis conocimientos en el presente proyecto para contribuir con su crecimiento.

A mis directores del trabajo de titulación que siempre estuvieron dispuestos a guiarme en la ejecución de este proyecto, pensando en hacer un buen trabajo sin poner obstáculos.

Y a mi familia que sin su apoyo no hubiese sido posible la conclusión de este proyecto.

## ÍNDICE DE CONTENIDOS

### CARÁTULA

CERTIFICADO DE LA ELABORACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN	ii
LEGALIZACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN .....	iii
CERTIFICADO DE LOS DIRECTORES DEL TRABAJO DE TITULACIÓN	iv
AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD .....	v
AUTORIZACIÓN (PUBLICACIÓN BIBLIOTECA VIRTUAL) .....	vi
DEDICATORIA .....	vii
AGRADECIMIENTOS .....	viii
ÍNDICE DE CONTENIDOS.....	ix
ÍNDICE DE TABLAS .....	xiii
ÍNDICE DE FIGURAS .....	xvii
NOMENCLATURA .....	xix
RESUMEN .....	xxviii
ABSTRACT .....	xxix

### CAPÍTULO I

#### GENERALIDADES

1.1. MISIÓN DE METALSHOP S.A. ....	1
1.2. VISIÓN DE METALSHOP S.A. ....	1
1.3. VALORES DE METALSHOP S.A. ....	1
1.4. ANTECEDENTES.....	2
1.5. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA .....	5
1.6. OBJETIVOS .....	6
1.6.1. OBJETIVO GENERAL .....	6

1.6.1. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	6
1.7. ALCANCE DEL PROYECTO.....	7
1.8. JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO .....	8

## **CAPÍTULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

2.1. INFLUENCIA DEL PROYECTO SOBRE LAS CARACTERÍSTICAS DE LAS CONSTRUCCIONES DE ACERO.....	12
2.1.1. VELOCIDAD DE CONSTRUCCIÓN .....	12
2.1.2. FLEXIBILIDAD Y ADAPTABILIDAD .....	12
2.1.3. EFICIENCIA DE DISEÑO. ....	13
2.1.4. ECONOMÍA .....	13
2.2. GENERALIDADES .....	14
2.2.1. ELEMENTOS PRINCIPALES DE LA NAVE INDUSTRIAL .....	14
2.2.2. TIPOS DE PÓRTICOS .....	15
2.2.3. DISEÑO.....	17
2.3. MODULARIDAD .....	20
2.3.1. MODULARIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN .....	21
2.4. SISTEMA DE INSTALACIÓN AUTÓNOMO .....	28
2.4.1. SISTEMA DE IZAJE CON GUÍAS ANCLADAS AL SUELO Y TECLES .....	28

## **CAPÍTULO III**

### **DISEÑO**

3.1. DISEÑO DE LA NAVE INDUSTRIAL MODULAR .....	32
3.1.1. DISEÑO CONCEPTUAL.....	32
3.1.2. ESPECIFICACIONES DIMENSIONALES .....	33

3.1.3. ELECCIÓN DEL TIPO DE PÓRTICO .....	36
3.1.4. ANÁLISIS DE CARGAS.....	38
3.1.5. DISEÑO ESTRUCTURAL COMPUTACIONAL .....	54
3.1.6. COMPROBACIÓN ESTRUCTURAL Y DISEÑO DE CONEXIONES MEDIANTES ECUACIONES DE LA NORMA AISC 360-10.....	80
3.1.7. DISEÑO DE RIOSTRAS.....	95
3.1.8. DISEÑO DEL RECUBRIMIENTO ESTRUCTURAL .....	96
3.2. DISEÑO DEL SISTEMA AUTÓNOMO DE IZAJE DE VIGAS.....	98
3.2.1. MÉTODO.....	98
3.2.2. CARGA DE DISEÑO DEL SISTEMA .....	99
3.2.3. SELECCIÓN Y DISEÑO DE LOS COMPONENTES DEL SISTEMA .....	100
3.2.4. SEPARACIÓN ENTRE COLUMNAS CONTIGUAS .....	105

## **CAPÍTULO IV**

### **TIEMPOS DE PRODUCCIÓN**

4.1. CAPACIDAD DE PRODUCCIÓN DE LA MAQUINARIA .....	106
4.1.1. CAPACIDAD DE PRODUCCIÓN DE LA SIERRA DE CINTA .....	107
4.1.2. CAPACIDAD DE PRODUCCIÓN DE LA CIZALLA .....	108
4.1.3. CAPACIDAD DE PRODUCCIÓN DE LA SIERRA MANUAL.....	109
4.1.4. CAPACIDAD DE PRODUCCIÓN DEL PLASMA CNC .....	110
4.1.5. CAPACIDAD DE PRODUCCIÓN DE LA PLEGADORA.....	111
4.1.6. CAPACIDAD DE PRODUCCIÓN DE LA BAROLADORA DE TUBOS .....	112
4.1.7. CAPACIDAD DE PRODUCCIÓN DEL TALADRO DE PEDESTAL Y DE MANO.....	113
4.1.8. CAPACIDAD DE PRODUCCIÓN DE LA SOLDADORA MAG .....	114

4.1.9. CAPACIDAD DE PRODUCCIÓN DE LA AMOLADORA .....	115
4.2. TIEMPO ESTÁNDAR DE FABRICACIÓN .....	115
4.3. TIEMPO DE PROCESOS FUERA DE PLANTA .....	134
4.4. TIEMPO DE PRODUCCIÓN POR ELEMENTO EMBALADO .....	136
4.5. LOTE DE PRODUCCIÓN DIARIA Y ANUAL .....	137
4.5.1. LOTE DE ELEMENTOS SOLDADOS .....	137
4.5.2. LOTE DE ELEMENTOS NO SOLDADOS .....	139
4.6. TIEMPO DE FABRICACIÓN DE UNA NAVE INDUSTRIAL DE 3600 m <sup>2</sup> .....	140

## **CAPÍTULO V**

### **EVALUACIÓN DE COSTOS**

5.1. COSTOS DE PRODUCCIÓN .....	142
5.1.1. COSTO DIRECTO DE PRODUCCIÓN .....	142
5.1.2. COSTO INDIRECTO DE PRODUCCIÓN .....	148
5.1.3. COSTO TOTAL DE PRODUCCIÓN .....	151
5.2. COSTO DE INSTALACIÓN .....	151
5.3. VALIDACIÓN DE COSTOS .....	153

## **CAPÍTULO VI**

### **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

6.1. Conclusiones .....	156
6.2. Recomendaciones .....	157

<b>REFERENCIAS</b> .....	159
--------------------------	-----

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Especificaciones dimensionales principales del pórtico .....	34
Tabla 2 Especificaciones dimensionales secundarias del pórtico .....	34
Tabla 3 Especificaciones dimensionales de la nave industrial .....	35
Tabla 4 Cargas de diseño .....	65
Tabla 5 Combinaciones de carga estándar.....	66
Tabla 6 Combinaciones de carga del modelo .....	70
Tabla 7 Elementos y perfiles estructurales .....	76
Tabla 8 Arriostramiento y calibres de cables de acero.....	77
Tabla 9 Capacidad de resistencia utilizada de los componentes críticos del modelo.....	78
Tabla 10 Resistencias requeridas y de diseño de la columna de pórtico crítica .....	81
Tabla 11 Resistencias requeridas y de diseño de la cuerda crítica de la cercha del pórtico.....	83
Tabla 12 Resistencias requeridas y de diseño del pie de amigo crítico .....	84
Tabla 13 Resistencias requeridas y de diseño de la correa de cubierta crítica .....	85
Tabla 14 Resistencias requeridas y de diseño de la cuerda crítica de viga de amarre .....	86
Tabla 15 Resistencias requeridas y de diseño del miembro del alma crítico .....	87
Tabla 16 Resistencias requeridas y de diseño de la correa de pared crítica. ....	88
Tabla 17 Resistencias requeridas y de diseño de la columna de puerta crítica. ....	89

Tabla 18 Resistencias requeridas y de diseño de la columna de puerta peatonal crítica .....	90
Tabla 19 Error porcentual de la capacidad de resistencia utilizada para miembros calculados mediante análisis computacional y análisis numérico .....	91
Tabla 20 Bases de columnas.....	93
Tabla 21 Conexiones.....	94
Tabla 22 Cables de acero.....	95
Tabla 23 Templadores.....	96
Tabla 24 Propiedades de la membrana de alta resistencia .....	97
Tabla 25 Carga de diseño para los componentes del sistema de auto-izaje de vigas .....	100
Tabla 26 Teclé manual de cable.....	101
Tabla 27 Perfiles estructurales del cuerpo del bloque deslizante.....	102
Tabla 28 Conexiones del cuerpo del bloque deslizante .....	102
Tabla 29 Perfiles estructurales de la extensión de la columna.....	104
Tabla 30 Conexión entre la extensión de la columna y el portador de poleas .....	104
Tabla 31 Máquinas y herramientas para el proceso de fabricación de la nave industrial .....	106
Tabla 32 Capacidad de producción de la sierra de cinta .....	108
Tabla 33 Capacidad de producción de la cizalla .....	109
Tabla 34 Capacidad de producción de la sierra manual .....	109
Tabla 35 Capacidad de producción del plasma CNC.....	110
Tabla 36 Capacidad de producción de la plegadora .....	111
Tabla 37 Capacidad de producción de la baroladora de tubos .....	112
Tabla 38 Capacidad de producción de taladros.....	113
Tabla 39 Capacidad de producción de la soldadora MAG.....	114

Tabla 40 Capacidad de producción de la amoladora .....	115
Tabla 41 Tiempo de fabricación de la columna de pórtico .....	117
Tabla 42 Tiempo de fabricación de la columna de puerta .....	119
Tabla 43 Tiempo de fabricación de la columna de puerta peatonal .....	120
Tabla 44 Tiempo de fabricación de la correa de cubierta .....	121
Tabla 45 Tiempo de fabricación de la correa de pared .....	122
Tabla 46 Tiempo de fabricación de la cumbrera. ....	123
Tabla 47 Tiempo de fabricación del pie de amigo. ....	124
Tabla 48 Tiempo de fabricación de la viga de puerta .....	126
Tabla 49 Tiempo de fabricación de la viga de puerta peatonal .....	127
Tabla 50 Tiempo de fabricación de la viga de amarre .....	128
Tabla 51 Tiempo de fabricación de la viga de pórtico tipo 1 .....	129
Tabla 52 Tiempo de fabricación de la viga de pórtico tipo 2.....	130
Tabla 53 Tiempo de fabricación de riostra Ø6,4 mm.....	132
Tabla 54 Tiempo de fabricación de riostra Ø14,5 mm.....	133
Tabla 55 Horas/máquina trabajadas para producir una nave industrial de 3600 m <sup>2</sup> .....	134
Tabla 56 Tiempo de producción por elemento embalado .....	136
Tabla 57 Tiempo de ensamble, suelda y limpieza por elemento .....	138
Tabla 58 Lotes de producción de elementos soldados. ....	138
Tabla 59 Lotes de producción de elementos no soldados .....	139
Tabla 60 Tiempo de fabricación de una nave industrial de 3600 m <sup>2</sup> .....	140
Tabla 61 Lista de materiales para la producción de 3600 m <sup>2</sup> de nave industria .....	143
Tabla 62 Horas laborables en el año. ....	145
Tabla 63 Salario hora de operarios según su área de responsabilidad .....	146
Tabla 64 Costo de mano de obra directa. ....	147

Tabla 65 Número de máquina.....	148
Tabla 66 Argumentos de asignación de costos indirectos de producción a cada proceso.....	149
Tabla 67 Costo indirecto de producción total por mes .....	150
Tabla 68 Costo de mano de obra de instalación .....	152
Tabla 69 Validación del PVP en función de las ventajas.....	155

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Estructura para espectáculos, con auto-izaje de techo .....	4
Figura 2 Tamaños de claro requeridos por algunas industrias en el Ecuador .....	9
Figura 3 Porcentaje de preferencia entre estructuras fijas y temporales .....	10
Figura 4. Elementos principales de un edificio industrial .....	14
Figura 5 Elementos principales de un pórtico simple .....	16
Figura 6 Arreglos de pórticos con armadura .....	17
Figura 7 Componentes estandarizados de un puente Bailey .....	22
Figura 8 Configuraciones de un puente Bailey .....	23
Figura 9 Proceso constructivo de un edificio modular .....	25
Figura 10 Métodos de izaje con guías ancladas al suelo, según la posición del tecele.....	29
Figura 11 Ángulo de inclinación en el plano del gancho de levantamiento... 30	
Figura 12 Elementos principales del sistema de izaje con guías ancladas al suelo y tecles .....	31
Figura 13 Especificaciones dimensionales del pórtico .....	35
Figura 14 Vano y área mínima de cobertura .....	36
Figura 15 Área máxima de cobertura .....	36
Figura 16 Pórtico de la nave industrial .....	37
Figura 17 Esquema de cargas que intervienen en el diseño estructural .....	38
Figura 18 Vista general de los métodos de análisis de la NEC-SE-DS .....	46
Figura 19 Determinación del Sa(T) a partir del PGA .....	47
Figura 20 Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño .....	49

Figura 21 Esquematización de la distribución ortogonal de componentes sísmicas .....	52
Figura 22 Elementos estructurales de la nave industrial .....	54
Figura 23 Distancia neta entre columnas de pórticos contiguos .....	55
Figura 24 Modelo para el análisis estructural de la nave industrial .....	56
Figura 25 Simplificación del modelo para el análisis estructural .....	57
Figura 26 Configuraciones de arriostramiento en la nave industrial .....	60
Figura 27 Distribución de correas en la cubierta .....	61
Figura 28 Casos A Y B de cargas de viento .....	67
Figura 29 Casos C Y D de cargas de viento .....	68
Figura 30 Casos E Y F de cargas de viento .....	68
Figura 31 Cargas sísmicas puntuales en dirección de x o y.....	69
Figura 32 Carga viva de cubierta asignada a la cubierta del modelo .....	72
Figura 33 Carga de granizo asignada a la cubierta del modelo .....	72
Figura 34 Carga de viento sobre la pared de barlovento según el caso A de carga de viento .....	73
Figura 35 Carga sísmica $E_{ix}$ asignada a los puntos del diafragma de techo .....	74
Figura 36 Derivas de techo del modelo .....	80
Figura 37 Sistema autónomo de izaje de vigas .....	99
Figura 38 Distancia libre entre el portador de poleas y a cercha.....	105
Figura 39 Diagrama del proceso de producción de piezas galvanizadas ...	135

## NOMENCLATURA

### ABREVIACIONES

AASHTO	Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes (American Association of State Highway and Transportation Officials)
ACI	Instituto Americano del Concreto (American Concrete Institute)
AISC	Instituto Americano de la Construcción en Acero (American Institute of Steel Construction)
ASCE	Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (American Society of Civil Engineers)
ASD	Diseño por Resistencia Permisible (Allowable Stress Design)
ASTM	Asociación de prueba de materiales (Association for Testing Materials)
AWS	Sociedad Americana de Soldadura (American Welding Society)
CAD	Diseño Asistido por Computadora (Computer Aided Design)
DBF	Diseño Basado en Fuerzas
ERW	Soldadura por Resistencia Eléctrica
HSS	Perfil Estructural Hueco (Hole Structural Steel)
IVA	Impuesto al Valor Agregado
LRFD	Diseño Basado en Factores de Carga y Resistencia (Load and Resistance Factor Design)
MAG	Soldadura de Arco con Gas Activo (Metal Active Gas)

NEC	Norma Ecuatoriana de la Construcción
NEC-SE-CG	Norma Ecuatoriana de la Construcción - Cargas no Sísmicas
NEC-SE-DS	Norma Ecuatoriana de la Construcción - Diseño Sismo Resistente
OSHA	Administración de Seguridad y Salud Ocupacional (Occupational Safety and Health Administration)
PVP	Precio de Venta al Público

## SÍMBOLOS

$A$	Sección transversal
$A_{1(req)}$	Área requerida de la placa base
$A_b$	Área de esfuerzo del perno
$A_c$	Área de la cubierta de la nave industrial
$A_e$	Área neta efectiva
$A_g$	Área bruta
$A_{gt}$	Área total en tracción
$A_{gv}$	Área total en corte
$A_{max}$	Área máxima de cobertura
$A_{mín}$	Área mínima de cobertura
$A_N$	Área transversal del pilote
$A_{No}$	Área total de esfuerzo del pilote
$A_{nt}$	Área neta en tracción
$A_{nv}$	Área neta en corte
$A_{pv}$	Área proyectada del agujero
$A_r$	Área resistente sin roscar
$A_w$	Área transversal del alma
$b$	Ancho de patines de secciones tubulares rectangulares y cuadradas

$be$	Ancho efectivo reducido para patines esbeltos de tubos cuadrados y rectangulares en compresión uniforme
$b_{eff}$	Ancho efectivo de la placa resistente a momentos
$bf$	Largo de la sección transversal de la columna
$C$	Constante torsional para secciones tubulares
$c_e$	Coefficiente de entorno/altura
$C_{ei}$	Costo de equipos de instalación
$c_f$	Coefficiente de forma
$CI$	Costo total de instalación
$C_{ip}$	Costo indirecto de producción
$C_{km/tn}$	Precio promedio de transporte de carga pesada
$C_{md}$	Costo de materiales directos
$C_{mod}$	Costo de mano de obra directa
$C_{moi}$	Costo de mano de obra de instalación
<b>CMR</b>	Carga mínima de rotura
$CP$	Costo total de producción
$C_t$	Coefficiente para hallar el periodo de vibración
<b>CT</b>	Carga de trabajo
$CT$	Costo total de la nave industrial
$ct$	Costo total por metro cuadrado de construcción
$C_{ti}$	Costo de transporte
$C_v$	Coefficiente de corte del alma
$D$	Carga muerta total
$d$	Ancho de la sección transversal de la columna
$D_e$	Carga muerta de elementos estructurales
$d_e$	Diámetro exterior del perno
$d_o$	Diámetro exterior de la barra de anclaje
$D_r$	Carga muerta del recubrimiento estructural
$D_{se}$	Carga muerta de equipos de servicio
$E$	Fuerza sísmica total
<b>E</b>	Módulo de elasticidad

$E_h$	Fuerzas sísmicas resultante horizontal
$e_h$	Proyección del gancho
$E_i$	Carga sísmica parcial
$E_{ix}$	Carga sísmica parcial en dirección ortogonal x
$E_{iy}$	Carga sísmica parcial en dirección ortogonal y
$E_v$	Fuerzas sísmicas resultante vertical
$f'_c$	Resistencia a la compresión del hormigón
$F'_{nt}$	Resistencia disponible de los pernos ante tracción y corte
$F_a$	Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto
$F_{cr}$	Tensión crítica
$F_d$	Coefficiente de desplazamientos para diseño en roca
$F_e$	Tensión de pandeo elástico
$F_{nt}$	Esfuerzo de diseño por tensión
$F_{nt}$	Tensión de tracción nominal
$F_{nv}$	Esfuerzo de diseño por corte
$F_{nv}$	Tensión de corte nominal
$f_{rv}$	Tensión requerida de corte
$F_s$	Coefficiente de comportamiento no lineal de los suelos
$FS$	Factor de seguridad
$f_t$	Esfuerzo de tensión
$f_{ta}$	Esfuerzo de tensión por tracción
$f_{tb}$	Esfuerzo de tensión por flexión
$F_u$	Resistencia última
$f_v$	Esfuerzo cortante
$F_X$	Fuerza lateral sísmica del piso x
$F_y$	Resistencia a la fluencia
$g$	Aceleración de la gravedad
$GC_{pi}$	Coefficiente de presión interna
$h$	Altura media del techo
$h$	Altura de almas de secciones tubulares rectangulares y cuadradas

$h_a$	Altura al alero
$h_c$	Altura a la cumbrera
$h_{ef}$	Profundidad de empotramiento de las barras de anclaje
$I$	Coeficiente de importancia
$I$	Momento de inercia de la sección transversal
$I_{xx}$	Momento de inercia de la sección transversal alrededor del eje x
$I_{yy}$	Momento de inercia de la sección transversal alrededor del eje y
$k$	Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura
$K$	Factor de longitud efectiva
$k_c$	Factor de corrección para columnas armadas
$k_v$	Coeficiente de pandeo por corte del alma
$L$	Luz
$L_i$	Carga viva de piso o cubierta
$L_m$	Profundidad a taladrar
$L_r$	Carga viva de cubierta
$L_v$	Vano
$L_x$	Longitud sin soporte de pandeo de la columna alrededor del eje x
$L_y$	Longitud sin soporte de pandeo de la columna alrededor del eje y
$M$	Largo de la placa base
$m$	Ancho efectivo de esfuerzo
$M_c$	Resistencia de diseño a la flexión
$M_{cx}$	Resistencia de diseño a la flexión alrededor de x
$M_{cy}$	Resistencia de diseño a la flexión alrededor de y
$M_l$	Momento flector por barra
$M_n$	Resistencia nominal a la flexión
$M_p$	Resistencia nominal a la flexión
$M_r$	Resistencia requerida a la flexión
$M_{rx}$	Resistencia requerida a la flexión alrededor de x
$M_{ry}$	Resistencia requerida a la flexión alrededor de y
$N$	Ancho de la placa base

$n$	Largo efectivo de esfuerzo
$n$	Número de pernos
$n$	Número de pisos
$n_p$	Número de nodos del diafragma de techo, donde se aplican fuerzas sísmicas
$N/h$	Piezas por hora
$\emptyset$	Diámetro
$\emptyset$	Factor de resistencia correspondiente a $R_n$
$\emptyset_b$	Factor de resistencia de flexión
$\emptyset_c$	Factor de resistencia de compresión
$\emptyset_c$	Factor de resistencia de compresión del concreto
$\emptyset_E$	Coefficiente de regularidad estructural en elevación
$\emptyset F'_{nt}$	Resistencia a la tensión y al corte
$\emptyset N_{cgb}$	Resistencia de ruptura del hormigón
$\emptyset_{nt}$	Factor de resistencia para el esfuerzo de tensión
$\emptyset_{nv}$	Factor de resistencia para el esfuerzo de corte
$\emptyset_P$	Coefficiente de regularidad estructural en planta
$\emptyset_t$	Factor de resistencia de tracción
$\emptyset_T$	Factor de resistencia de torsión
$\emptyset_t$	Factor de resistencia de flexión de la placa
$\emptyset_v$	Factor de resistencia de corte
$P$	Perímetro
$P$	Carga de tensión
$P_c$	Resistencia de diseño a la carga axial
$P_{c1}$	Resistencia de diseño a la compresión axial
$P_{c2}$	Resistencia de diseño a la tensión axial
<b>PGA</b>	Aceleración máxima en roca
$P_i$	Precio por unidad de material
$P_n$	Resistencia nominal a la carga axial
$P_r$	Resistencia requerida a la carga axial
$P_{r1}$	Resistencia requerida a la compresión axial

$P_{r2}$	Resistencia requerida a la tensión axial
$P_u$	Carga de compresión
$PVP$	Precio de venta al público
$Q$	Factor de reducción neto para secciones con elementos esbeltos
$Q$	Unidades totales de material
$Q_a$	Factor de reducción para secciones con elementos esbeltos atiesados
$Q_s$	Factor de reducción para secciones con elementos esbeltos no atiesados
$r$	Factor para hallar el espectro de diseño de aceleración
$R$	Factor de reducción del cortante basal
$r$	Radio de giro de la sección transversal
$R_d$	Resistencia de diseño
$R_n$	Resistencia nominal
$r_x$	Radio de giro de la sección transversal alrededor del eje x
$r_y$	Radio de giro de la sección transversal alrededor del eje y
$S$	Carga de granizo
$S$	Módulo elástico de la sección transversal
$S_a$	Espectro de diseño de aceleración
$S_{eff}$	Módulo de sección efectivo
$Sh$	Salario hora a pagar al trabajador
$S_x$	Módulo elástico de la sección transversal alrededor del eje x
$S_y$	Módulo elástico de la sección transversal alrededor del eje y
$t$	Espesor
$t$	Tiempo
$T$	Tiempo medio empleado por el trabajador
$T_a$	Periodo de vibración
$T_c$	Periodo límite de vibración en el espectro de diseño de aceleraciones
$T_c$	Resistencia de diseño a la torsión
$T_c$	Resistencia efectiva de placas en corte
$T_{ct}$	Resistencia efectiva de un conector en tracción
$T_{cv}$	Resistencia efectiva de un conector en corte

$td$	Espesor de diseño para secciones HSS
$T_d$	Resistencia de diseño a la tracción
$t_E$	Tiempo estándar
$t_i$	Tiempo medio de instalación
$t_{IT}$	Tiempo medio de instalación total
$t_{min}$	Espesor mínimo
$T_n$	Resistencia nominal a la torsión
$t_N$	Tiempo normal total
$T_{pd}$	Resistencia de diseño al aplastamiento
$T_r$	Resistencia requerida a la torsión
$t_{req}$	Espesor requerido
$TV_d$	Resistencia de diseño al bloque de cortante
$U$	Utilidad neta
$V$	Velocidad instantánea máxima del viento
$V$	Cortante basal de diseño
$V$	Carga de corte
$V_{avance}$	Velocidad de avance
$V_b$	Velocidad corregida del viento
$V_c$	Resistencia de diseño al corte
$V_{corte}$	Velocidad de corte
$V_{cx}$	Resistencia de diseño al corte en dirección x
$V_{cy}$	Resistencia de diseño al corte en dirección y
$V_d$	Resistencia de diseño al corte
$V_n$	Resistencia nominal al corte
$V_r$	Resistencia requerida al corte
$V_{rx}$	Resistencia requerida al corte en dirección x
$V_{ry}$	Resistencia requerida al corte en dirección y
$W$	Carga sísmica reactiva
$W_p$	Presión/succión externa debida a la velocidad del viento
$W_{pi}$	Presión/succión interna debida a la velocidad del viento

$Z$	Aceleración máxima en roca
$Z$	Módulo plástico de la sección transversal
$Z_x$	Módulo plástico de la sección transversal alrededor del eje x
$Z_y$	Módulo plástico de la sección transversal alrededor del eje y
$\alpha$	Ángulo de inclinación del techo
$\alpha$	Coefficiente para hallar el periodo de vibración
$\Delta_{max}$	Deriva máxima de piso o techo
$\Delta X$	Deriva máxima de techo en dirección ortogonal x
$\Delta Y$	Deriva máxima de techo en dirección ortogonal y
$\eta$	Razón entre la aceleración espectral y la aceleración máxima en roca
$\rho$	Densidad
$\Psi_4, \Psi_3$	Factores de agrietamiento del concreto

## RESUMEN

Con el objetivo de desarrollar un producto innovador en la industria de la construcción, se propuso un concepto de nave industrial conformada por elementos modulares, desmontables, fáciles de transportar y almacenar. Además, se planteó la incorporación de un sistema de levantamiento autónomo de las vigas del pórtico. El diseño de los elementos de la nave industrial partió desde el concepto de modularidad, especificaciones dimensionales, recubrimiento estructural y capacidad de expansión, luego, se calcularon las cargas operativas a las que se somete el edificio para dimensionar dichos elementos aplicando análisis computacional y numérico basados en la norma AISC 360-10. El diseño del sistema de auto-izaje de las vigas del pórtico se basó en un sistema existente que se adaptó a la forma y configuración del pórtico de la nave industrial. Para el área máxima de cobertura (3600 m<sup>2</sup>), se obtuvieron los tiempos de producción para elaborar hojas de ruta, calcular lotes de producción diaria y anual, y obtener el tiempo total de fabricación; y se calcularon los costos de producción e instalación para obtener el precio de venta por metro cuadrado basados en la utilidad mínima esperada por la empresa auspiciante. Como conclusiones relevantes están: que un análisis computacional requiere del conocimiento de normas de diseño para una comprobación numérica, que el costo de galvanizado es alto en proporción al costo final de fabricación teniendo un impacto negativo en el precio de venta al público, y que la construcción de un prototipo del sistema de auto-izaje evaluaría su nivel de utilidad.

### **PALABRAS CLAVE:**

- **NAVE**
- **INDUSTRIAL**
- **AUTO-IZAJE**
- **PÓRTICO**

## **ABSTRACT**

In order to develop an innovative product in the construction industry, it was proposed a concept of industrial building made of modular, removable, easy to transport and store elements. Furthermore, the incorporation of a autonomous system of lifting beams was propound. The design of the elements of the warehouse started from the concept of modularity, dimensional specifications, structural envelope and expansion capacity, then operating loads which the building is subjected were calculated to size the elements using computational and numerical analysis based on AISC 360-10 standard. The design of the self-lifting beams was based on an existing system which was adapted to the shape and configuration of our portal frame. In order to have roadmaps, calculate daily and annual production lots and get the total manufacturing time of a 3600 m<sup>2</sup> warehouse, it was made the production time analysis; also the production and installation costs were calculated to obtain the sales price per square meter based on the minimum expected utility for the sponsoring company. As relevant conclusions are: computational analysis method requires knowledge of structural design standards in order to check out the results by numerical analysis, the cost of galvanizing is high in proportion to the final cost of manufacture having a negative impact on the selling price, finally, the construction of a prototype of the self-lifting beams is necessary to evaluate its utility.

### **KEY WORDS:**

- **WAREHOUSE**
- **INDUSTRIAL**
- **SELF-LIFTING**
- **PORTAL FRAME**

# **CAPÍTULO I**

## **GENERALIDADES**

### **1.1. MISIÓN DE METALSHOP S.A.**

“Establecer un compromiso orientado a la satisfacción del cliente en cada proceso dentro la organización. Cumplir los compromisos dentro del tiempo impuesto, y con la calidad requerida.” (METALSHOP S.A, 2014)

### **1.2. VISIÓN DE METALSHOP S.A.**

“Ser una compañía líder en el desarrollo y producción de sistemas que combinen el diseño funcional metalúrgico con el diseño gráfico publicitario, para satisfacer las necesidades de un mercado que demande un producto complejo, conformado por varios procesos productivos que requieren innovación diaria y tecnología de punta.” (METALSHOP S.A, 2014)

### **1.3. VALORES DE METALSHOP S.A.**

“METALSHOP S.A fundamenta todos sus objetivos, alcances y metas sobre los siguientes valores institucionales:

- Disposición total al compromiso y a la buena voluntad.
- Disposición a un ambiente de trabajo sano y respetuoso para todos.
- Compromiso con la puntualidad, el orden y la limpieza.
- Respeto hacia las demás personas, sus pensamientos, ideas y sugerencias.

- Búsqueda constante de la calidad y la mejora continua.
- Actuar proactivamente sobre el buen uso de los recursos.
- Respeto hacia el medio ambiente.
- Honestidad y honradez.” (METALSHOP S.A, 2014)

#### **1.4. ANTECEDENTES**

Las naves o edificios industriales son un subconjunto de los edificios de baja altura, por lo general son de un solo nivel y habitualmente se utilizan como bodegas, fábricas, plantas siderúrgicas, planteles avícolas y otras aplicaciones industriales. Estas actividades regularmente requieren áreas grandes de trabajo, con luces muy amplias para evitar los obstáculos como: columnas interiores, muros y divisiones. En algunas aplicaciones estas estructuras requieren suficiente altura para uso de grúas viajeras de gran tamaño. Para satisfacer estas necesidades dimensionales, la estructura es relativamente ligera así como las cubiertas de techo y paredes que se asientan en ella.

Si bien estas características son, en general, eficientes para la mayoría de los casos, existen compañías a nivel mundial que han visto necesidades más allá de la ocupación de la estructura y han buscado mercados desafiantes en temas de diseño, espacio y desempeño, con considerables limitantes de costos, para desarrollar soluciones innovadoras que incluso puedan reemplazar a las estructuras de acero convencionales.

Una de ellas es el concepto de carpa. Son estructuras ligeras cubiertas generalmente con materiales livianos hechos a base de fibras y polímeros; se caracterizan por ser modulares, desmontables y temporales; lo que las hace ideales para aplicaciones en las se requiere trasladar la estructura e instalarla por un lapso de tiempo limitado, como en: campamentos, eventos sociales, eventos deportivos, eventos académicos, publicidad, instalaciones industriales, refugios en caso de desastres naturales y toda aplicación similar.

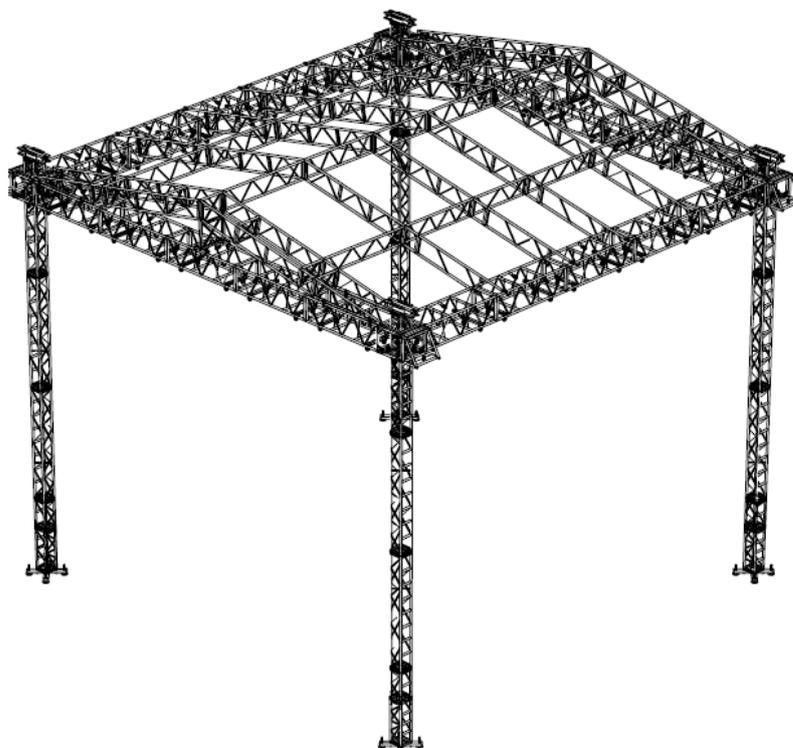
Aunque pueden existir condiciones de diseño especiales dependiendo del tipo de carpa, en general, el diseño de carpas tiene que ser bajo las mismas condiciones que para cualquier estructura de acero, esto quiere decir que se deben usar códigos y normas de diseño incluso para carpas pequeñas (altura menor a 3 metros).

Las carpas industriales alcanzan alturas mayores a los 3 metros y pueden llegar a cubrir áreas que comúnmente se destinan a naves industriales y gracias a las características propias de una carpa, han ganado mercado e incluso en varios casos se han antepuesto. Por ejemplo, ClearSpan Fabric Structures es una compañía estadounidense dedicada al diseño, manufactura e instalación de carpas industriales y sus productos han sido destinados para: campamentos militares, minería, fábricas, bodegas, arenas de equinos, gimnasios, piscinas y otras aplicaciones que en Ecuador son exclusivas para naves industriales comunes; esta compañía vende en primer lugar las ventajas de las carpas como una solución robusta y resistente pero que a su vez puede ser desmontada y reinstalada con relativa facilidad; y en segundo lugar las ventajas de la membrana que recubre las estructuras.

Las estructuras modulares se utilizan en sectores distintos al industrial, como en eventos, por ejemplo en conciertos; existen compañías que se dedican a la venta y renta de estructuras capaces de cumplir con las demandas de este tipo de certámenes, las cuales se resumen de la siguiente manera:

- En primer lugar las estructuras deben ser capaces de soportar las cargas muertas debidas al peso propio, a los equipos de audio, video, sonido y efectos especiales; las cargas dinámicas producidas por el movimiento de las personas y las vibraciones del sonido; cargas climáticas e incluso cargas accidentales.
- En segundo lugar, la estructura debe ser modular, que permita un montaje y desmontaje casi inmediato, pues los plazos son apenas de días. Además que los elementos tienen que ser de fácil manejo y traslado.

Para cumplir con la primera parte, las estructuras son hechas generalmente con tubos de aleación de aluminio de cédula 80 o mayores, así son lo suficientemente rígidas y el peso de la estructura no se incrementa de manera perjudicial para las características de manejabilidad. Para lograr que la estructura sea de montaje y desmontaje rápido, los módulos tienen que ser livianos y relativamente pequeños para evitar la utilización de plumas y grúas; los módulos son uniformes y el ajuste de los elementos es simple. El proceso de levantamiento de la estructura comienza con el montaje de las columnas, las cuales se anclan al suelo y se ajustan totalmente, mientras tanto, a nivel del suelo, se arma la estructura del techo para posteriormente izarla totalmente ensamblada con la ayuda de un sistema de tecles y ruedas que se asientan y deslizan por las columnas, respectivamente.



**Figura 1 Estructura para espectáculos, con auto-izaje de techo.**

Fuente: 5X5 PRT Roof System. Product Range 2014. James Thomas Engineering, INC. Knoxville, Tennessee, 2014.

## 1.5. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

Hoy en día las naves industriales son estructuras que se construyen en todo momento debido a las ventajas económicas, constructivas y logísticas que brindan a los propietarios. Sin embargo, estas ventajas se pueden mejorar aún más para aplicaciones:

- En las que probablemente una nave industrial convencional es una solución excesiva. Casos como la necesidad de estructuras de baja altura, luces pequeñas y/o aplicaciones ligeras como por ejemplo: estaciones de mantenimiento en sitio<sup>1</sup> de maquinaria y equipo de transporte, bodegas pequeñas, bodegas en obra<sup>2</sup>, campamentos, comedores provisionales, estacionamientos de una sola planta, y similares.
- En las que una nave industrial induce crecimiento en costos de transporte y montaje de las partes. A pesar de que los elementos de una estructura de acero son prefabricados, estos no llegan a tener una dimensión fácil de manejar y para el traslado se requiere de transporte pesado. El montaje puede llegar a ser una de las tareas más caras y lentas para una empresa fabricante de estructuras de acero, debido a que el levantamiento de los elementos requiere de grúas y equipo especializado.
- En las que el propietario tenga la necesidad de desmontar la estructura por motivos de traslado, fin de obra o cambio de aplicación. En el montaje de naves industriales convencionales, por lo general, los elementos se sueldan y/o empernan en uniones de junta. En el caso de suelda, las uniones no son desmontables. En el caso de empernarse, las uniones se intentan lo más permanentes posible y los sistemas de juntas no se prevén para ajuste y desajuste periódico. Además, el diseño de una estructura desmontable tiene que ser más ligera y modular que una estructura no desmontable.

---

<sup>1</sup> Lugar donde el contratista realiza la obra de: construcción, instalación, remodelación, etc.

<sup>2</sup> En obra o en sitio.

- En las que el propietario tenga la intención de expandir o reducir el área de cobertura de la nave industrial. Esta aplicación se da en situaciones en las que la estructura se utiliza para propósitos múltiples, y las áreas de cobertura cambian.

Combinando los cuatro casos podemos definir necesidades de: diseño ligero, modularidad y ergonomía para facilitar el manejo, traslado, montaje, desmontaje y almacenaje de los elementos de la nave industrial, además de permitir la expansión y reducción de la misma, sin sacrificar el rendimiento estructural y dimensional que un edificio industrial convencional brinda a los propietarios.

## **1.6. OBJETIVOS**

### **1.6.1. OBJETIVO GENERAL**

Diseñar una nave industrial modular y expandible con capacidad de cobertura de 240 a 3600 m<sup>2</sup>, que tenga un sistema de auto-izaje de vigas.

### **1.6.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Cumplir con las especificaciones conceptuales y dimensionales de la estructura.
- Determinar las cargas que actúan sobre la estructura.
- Analizar y dimensionar los componentes de la estructura mediante software de ingeniería.
- Comprobar los elementos estructurales aplicando ecuaciones numéricas normadas.
- Comparar los resultados del software con los de la comprobación numérica.

- Dimensionar las conexiones estructurales aplicando ecuaciones numéricas normadas.
- Diseñar el sistema de auto-izaje de vigas.
- Establecer tiempos de producción.
- Analizar costos de producción.

## 1.7. ALCANCE DEL PROYECTO

La estructura tiene las siguientes especificaciones dimensionales:

- Área mínima de cobertura: 240 m<sup>2</sup>.
- Área máxima de cobertura: 3600 m<sup>2</sup>.
- Altura al alero: 4,5 m.
- Ángulo de inclinación del techo: 15°.
- Luz: 20 m.
- Vano: 6 m.

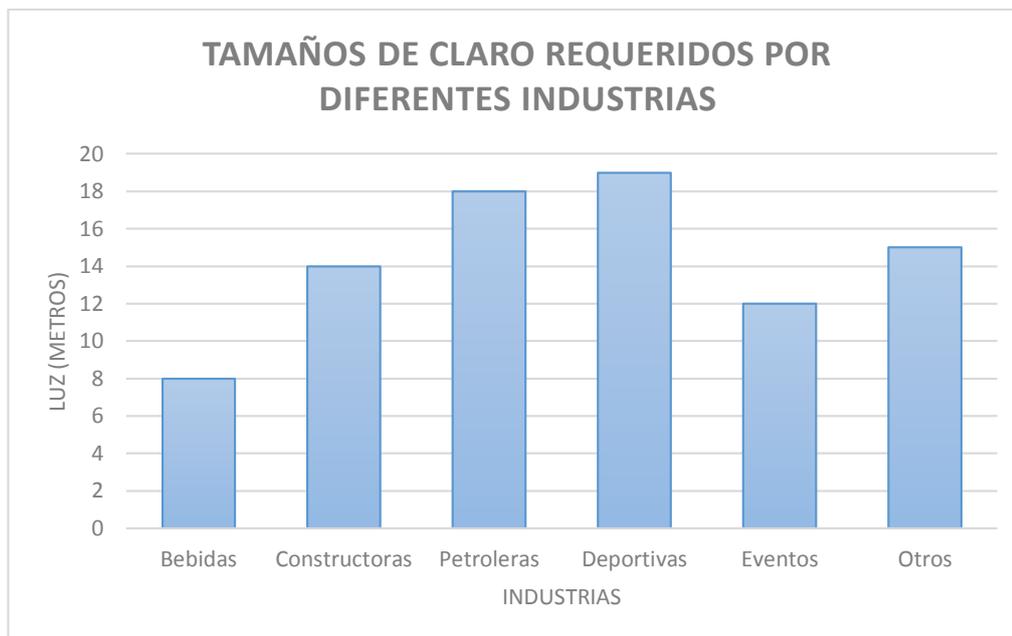
El proyecto tiene que garantizar un diseño funcional bajo estas especificaciones y debe cumplir con normas nacionales e internacionales. Los elementos estructurales serán analizados y dimensionados mediante software de ingeniería para un diseño eficiente que evite la sobredimensión. Los elementos también se comprobarán mediante ecuaciones numéricas estipuladas en la norma AISC 360-10, para comparar los resultados con los del análisis computacional y dimensionar las conexiones estructurales y placas base. El proyecto también incluirá un análisis de costos de producción, con una adecuada selección de materiales, procesos de fabricación, y tiempos de producción.

## 1.8. JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO

El crecimiento de las compañías, dado al aumento de su producción y de su capacidad de almacenamiento, ha contribuido a que en el Ecuador, como en otros países, la demanda de edificios industriales se haya incrementado a lo largo de los años. Por esta razón, muchas compañías fabricantes de estructuras han hecho fuerza por hacer que sus productos más importantes sean los edificios industriales, particularmente galpones y naves industriales, que son estructuras de instalación permanente.

Por otro lado, están las compañías dedicadas al alquiler y venta de carpas, las cuales generalmente no son estructuras permanentes, y en Ecuador se han destinado mayoritariamente a aplicaciones de bajo riesgo, para luces y alturas pequeñas suficientes para: publicidad, pequeños parqueaderos, eventos sociales, mecánicas automotrices, entre otros. Pocas compañías han desafiado esas limitaciones y han incursionado en la fabricación de carpas industriales de luces y alturas máximas de 12 y 6 metros, respectivamente.

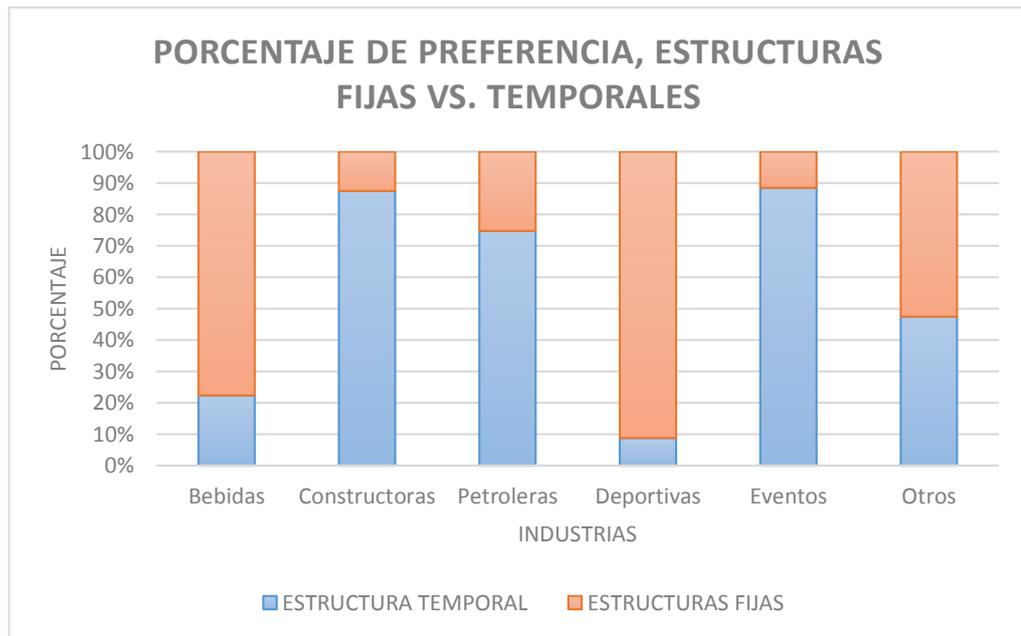
Sin embargo, según un estudio de mercado realizado en el 2013 por METALSHOP S.A, la mayoría de industrias requieren luces mayores a los 12 metros, como se muestra en la Figura 2. Las industrias que demandan mayores dimensiones en sus estructuras son: constructoras, petroleras, deportivas y otras, en esta última categoría entran los potenciales clientes que realizan actividades varias, como: metalmecánica, floricultura, agricultura, crianza de animales, venta de materia prima, producción industrial, almacenamiento, entre otras.



**Figura 2** Tamaños de claro requeridos por algunas industrias en el Ecuador

Fuente: Tamaños de claro requeridos por algunas industrias ecuatorianas. Estudio de mercado, nave industrial modular con auto-izaje de vigas. METALSHOP S.A. Quito-Ecuador, 2013.

METALSHOP S.A. ha examinado la factibilidad de introducir este concepto de estructura en el mercado y la conclusión más importante es que la falta de este producto hace que los propietarios opten por adquirir estructuras industriales convencionales, a pesar de la necesidad de estructuras ergonómicas. Uno de los resultados, Figura 3, revela la aceptación por un sistema estructural capaz de ser desinstalado y reinstalado en lugares diferentes.



**Figura 3** Porcentaje de preferencia entre estructuras fijas y temporales

Fuente: Porcentaje de preferencia de varias industrias entre estructuras fijas y temporales. Estudio de mercado, nave industrial modular con auto-izaje de vigas. METALSHOP S.A. Quito-Ecuador, 2013.

En el caso de este proyecto, el objetivo es llegar a cubrir un área mínima de 240 m<sup>2</sup> y máxima de 3600 m<sup>2</sup> con limitaciones específicas de luz, altura y vano, con lo cual se pretende establecer un producto en el mercado que tenga las mismas prestaciones que una nave industrial convencional de esas características, pero con ventajas innovadoras que permitan tanto a METALSHOP S.A. como a los clientes:

- Disminuir el costo de adquisición por metro cuadrado
- Disminuir costos debido a transporte.
- La posibilidad de tener un sistema anexo como el de auto-izaje de los elementos del techado.
- Disminuir tiempo y costos de instalación.
- Aumentar o disminuir la capacidad de cobertura por metro cuadrado, en tiempo reducido y de manera simple.

- Trasladar la estructura. Esto es útil en casos de finalización de obra, mudanza o cambio de aplicación.
- Almacenar la estructura.

Este proyecto es una oportunidad de llevar al mercado un nuevo concepto de nave industrial. En Ecuador no es popular el concepto de modularidad aplicado a estructuras de gran tamaño, y por lo tanto representa un desafío que impulsará a METALSHOP S.A. en la industria de la construcción con un producto que podría disminuir costos y optimizar recursos. Las utilidades se obtendrán por venta del metro cuadrado instalado.

## **CAPÍTULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

#### **2.1. INFLUENCIA DEL PROYECTO SOBRE LAS CARACTERÍSTICAS DE LAS CONSTRUCCIONES DE ACERO**

Las ventajas de las construcciones de acero han contribuido a que sus aplicaciones sean múltiples y con ello exista un mercado amplio, es decir, que sus atributos influyen tanto en el aspecto técnico como comercial. A pesar de que los edificios industriales son una de las formas de construcción menos complicadas, sus características se utilizan a menudo para optimizar el modelo de negocio.

##### **2.1.1. VELOCIDAD DE CONSTRUCCIÓN**

La construcción es la suma de tres macro procesos: fabricación, transporte y montaje. El diseño influye directamente sobre estos procesos, de manera que mientras mayor tiempo de detalle se invierta en cada fase del diseño, habrá mayor oportunidad de mejorar los procesos.

##### **2.1.2. FLEXIBILIDAD Y ADAPTABILIDAD**

De todas las construcciones, los edificios industriales son los más flexibles en cuanto a mantenimiento y modificaciones, sin embargo no es tarea fácil. Si una construcción esta ensamblada por módulos, reemplazar una zona dañada o ampliar los vanos puede hacerse en tiempo reducido y sin necesidad de reingeniería o adaptaciones. Por ejemplo, se puede pensar en módulos de

armadura con dimensiones y características similares, pero de distintas longitudes, que al ir ensamblando, se pueda variar el tamaño de la luz o la altura del pórtico sin alterar los detalles originales. Así, el edificio industrial se adapta a las necesidades de los usuarios y no al contrario.

### **2.1.3. EFICIENCIA DE DISEÑO**

Un diseño eficiente es aquel que se enfoca en el aprovechamiento de la capacidad de los materiales para evitar la sobredimensión de los elementos que conforman la estructura y abaratar costos. El diseño asistido por computadora es un método que acorta el tiempo de comprobación de la estructura, se puede correr la simulación cambiando los perfiles estructurales de los miembros hasta encontrar los óptimos, además un análisis no lineal aprovecha aún más la capacidad de los perfiles. Dentro de los objetivos de este proyecto está el uso de software de ingeniería para diseñar los elementos estructurales de la nave industrial.

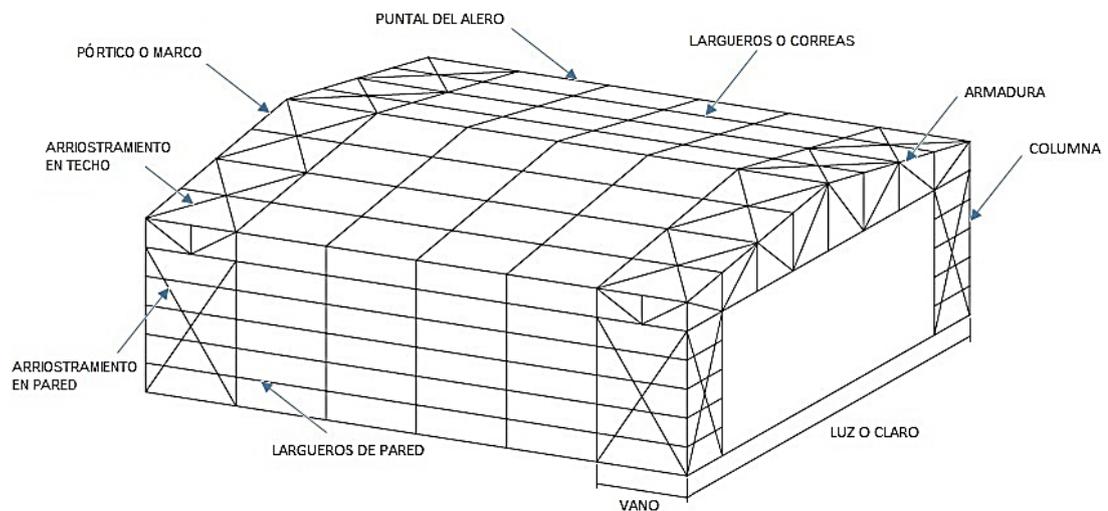
### **2.1.4. ECONOMÍA**

El proyecto busca analizar un producto que tenga ventajas constructivas, ocupacionales y económicas frente a opciones establecidas en el mercado ecuatoriano. En los puntos vistos en esta sección se menciona la optimización de recursos como un objetivo implícito en cada ventaja que se busca alcanzar, y dentro de los objetivos específicos del proyecto está el involucrarse con los costos de producción, con esto se busca obtener una opción constructiva mejorada con precios competitivos en el mercado.

## 2.2. GENERALIDADES

### 2.2.1. ELEMENTOS PRINCIPALES DE LA NAVE INDUSTRIAL

Como cualquier edificio industrial, el edificio del presente proyecto debe contar con los tres sistemas principales, estos sistemas se interrelacionan transmitiendo las cargas y tienen un orden jerárquico basado en la capacidad de carga de cada uno. La Figura 4 muestra esquemáticamente los principales elementos estructurales que conforman los sistemas resistentes a cargas.



**Figura 4 Elementos principales de un edificio industrial.**

Esencialmente, un edificio industrial tiene tres sistemas principales:

- El sistema estructural primario, que consiste de pórticos y arriostramiento, es el encargado de proporcionar la mayor resistencia a las cargas laterales.
- Sistema estructural secundario, que consiste de correas y vigas de amarre. Estos miembros tienen tres propósitos:
  - Soportar el recubrimiento estructural.

- Transferir las cargas desde el recubrimiento estructural hacia el sistema estructural primario.
- Contener los miembros del sistema estructural primario.
- Recubrimiento de techo y paredes, cuyas funciones incluyen algunas o todas las siguientes:
  - Separar el espacio interno del ambiente externo.
  - Transferir las cargas al sistema estructural secundario.
  - Contener los miembros del sistema estructural secundario.
  - Proporcionar aislamiento térmico.
  - Proporcionar aislamiento acústico.
  - Prevención de la propagación del fuego.
  - Proporcionar un ambiente hermético.
  - Proporcionar ventilación al edificio (techo y paredes ventiladas y no ventiladas).

## **2.2.2. TIPOS DE PÓRTICOS**

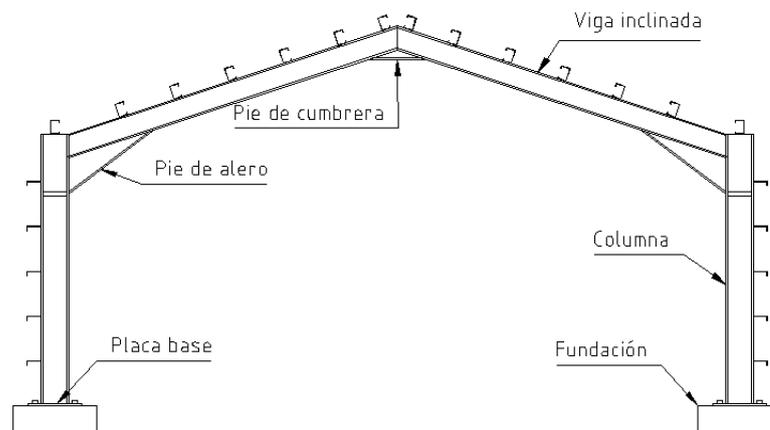
### **2.2.2.1. Según la construcción**

Un pórtico o “marco puede definirse como una estructura compuesta de dos o más miembros que se unen mediante conexiones, algunas de las cuales o todas de ellas, son resistentes a momento” (Vinnakota, 2006, p.60). En el caso de los edificios industriales predominan los pórticos con techos inclinados o en arco.

Principalmente, existen dos tipos de pórticos, la elección de uno u otro depende de las ventajas que pueda brindar al proyecto. Al tener como objetivo una construcción modular, la elección debe tomar en cuenta el peso final de la estructura y la ergonomía cuando la instalación sea efectuada. Para una mejor elección, se proporciona información de cada pórtico a ser evaluada.

### 2.2.2.1.1. Pórtico simple

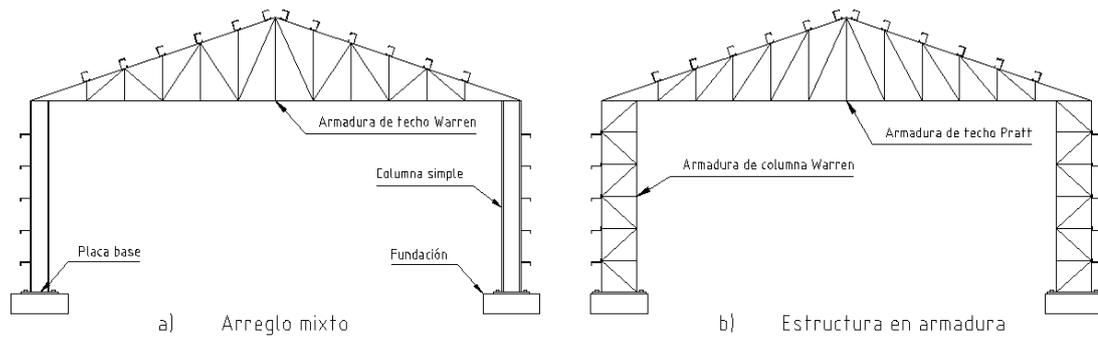
Son pórticos sencillos formados con perfiles estructurales de alma llena. Con el incremento de la luz, se alcanza una resistencia razonable aumentando el espesor y las dimensiones de los perfiles, por lo que la estructura se vuelve pesada y dado a esto, se limita el uso de estos pórticos a luces relativamente pequeñas. Otra manera de incrementar su resistencia es con la adición de material en los ángulos del pórtico, lo que se conoce como cartelas o pies de amigo. El costo de este tipo de pórticos se incrementa debido al peso de la estructura, sin embargo se compensa por la sencillez de fabricación.



**Figura 5 Elementos principales de un pórtico simple.**

### 2.2.2.1.2. Pórtico con armadura

En edificios industriales se utilizan comúnmente las armaduras tipo Pratt y Warren, también se puede pensar en arreglos tridimensionales. A pesar de que el tiempo y el costo de fabricación son altos, las armaduras en edificios industriales se usan para disminuir el peso de la estructura mientras se mantiene la resistencia a las cargas. En grandes áreas de cobertura, representan mucho ahorro de material.



**Figura 6 Arreglos de pórticos con armadura.**

### 2.2.3. DISEÑO

Las principales etapas del diseño son las siguientes:

#### 2.2.3.1. Diseño conceptual

El diseño conceptual se basa en características de la construcción y en requerimientos y necesidades del cliente o, como en este caso, en las ventajas y características propias que pretende alcanzar el proyecto.

- Funcionalidad del edificio.
- Modularidad.
- Sistema autónomo de izaje de vigas.
- Tipo de recubrimiento estructural.
- Condiciones estructurales.

#### 2.2.3.2. Especificaciones dimensionales

La luz, la altura, el vano y otros detalles geométricos son especificaciones establecidas para la funcionalidad de la construcción. En el alcance del proyecto, Capítulo I, están establecidas estas especificaciones para el

desarrollo de la nave industrial. El diseño debe partir desde ahí para los posteriores procesos.

### **2.2.3.3. Elección del tipo de pórtico**

En esta etapa se toma en cuenta las características y ventajas que presentan los dos tipos de pórticos mencionados en este capítulo. “El pórtico simple es la opción más común en edificios industriales con luces de 20 a 60 metros por su excelente eficiencia estructural y facilidad de fabricación” (Tata Steel, BCSA & SCI, 2015). Generalmente los pórticos con armaduras se usan para luces mayores a 60 metros, aunque también son muy eficientes para luces menores cuando el área total a cubrir es significativa (Tata Steel et al., 2015). Hay que tomar en consideración que el presente proyecto contempla el diseño de la nave industrial con luces contiguas.

### **2.2.3.4. Análisis de cargas**

Se analizan las cargas que actuarán sobre el edificio industrial, con el apoyo de normas y códigos nacionales e internacionales. El objetivo es obtener diferentes combinaciones de carga que se puedan aplicar al modelo<sup>3</sup> y hallar las peores condiciones de servicio para las que se dimensionarán los miembros y conexiones estructurales.

### **2.2.3.5. Diseño estructural**

En este proyecto, el diseño de los componentes estructurales de la nave industrial es un proceso compuesto por las siguientes etapas:

---

<sup>3</sup> El modelo se refiere a la nave industrial virtual, modelada dentro del software de cálculo estructural en dos o tres dimensiones.

- Modelado: Dentro del software de cálculo estructural, se detalla el modelo, que en lo posible, debe ser un extracto de toda la nave industrial y se trata de disminuir al máximo las idealizaciones para obtener un modelo cercano a la realidad.
- Aplicación de cargas y combinaciones carga: Se declaran las cargas y combinaciones de carga que actúan sobre el modelo. Las cargas se asignan a los miembros estructurales o al recubrimiento. Se definen casos de carga y sus respectivas combinaciones de carga derivadas.
- Definición del tipo de análisis: Al declarar las combinaciones de carga, se decide qué tipo de análisis usar, plástico o elástico, lineal o no lineal, dependiendo de las necesidades ocupacionales del edificio industrial y de la economía.
- Análisis estructural computacional: Una vez que se ha pasado las etapas anteriores se ejecuta el análisis estructural computacional, este proceso se realiza una y otra vez mientras se eligen y optimizan los perfiles estructurales hasta llegar a los más adecuados.
- Posprocesamiento: Del análisis computacional final, se pueden obtener datos como: fuerzas resultantes, reacciones, desplazamientos, deformaciones, esfuerzos, factores de resistencia y resumen de cálculos; los cuales son útiles para verificar el proceso de cálculo del software, emitir informes, comprobar y evaluar los resultados del software y dimensionar las conexiones mediante métodos computacionales o manuales.
- Comprobación y evaluación de los resultados del software: Con los datos obtenidos del software se calculan los miembros estructurales usando ecuaciones numéricas estipuladas en una norma de diseño estructural, con el objetivo de comparar los resultados con los del análisis computacional.

Al término del proceso, los sistemas estructurales primario y secundario deben estar completamente definidos en cuanto a geometría y materiales.

#### **2.2.3.6. Diseño de conexiones o juntas**

Durante el modelado de la estructura, las conexiones se suponen de manera que se acerquen lo más posible a la realidad constructiva que las define (conexiones simples de cortante o a momento). Con los datos obtenidos del software se dimensionan y diseñan las conexiones de la estructura, usando ecuaciones numéricas estipuladas en normas de diseño estructural, como las emitidas por el Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC, por sus siglas en inglés).

#### **2.2.3.7. Diseño del recubrimiento**

La elección del recubrimiento de la estructura depende de aspectos como: aislamiento acústico y térmico, retardo a la propagación del fuego, buena circulación de aire, repeler los rayos ultravioleta, entre otros que pueden ser especificados por el cliente. Por otro lado, si hay una especificación que define concretamente el tipo de recubrimiento estructural, el diseño se concentra en analizar el desempeño de tal recubrimiento bajo las cargas aplicadas. En el caso de este proyecto, el tipo de recubrimiento está definido por la empresa METALSHOP S.A como se verá en el diseño conceptual.

### **2.3. MODULARIDAD**

La modularidad permite diseñar bienes basados en la fragmentación ordenada e inteligente de las partes conformantes para que permitan optimizar el tiempo de construcción, y debido a que son transportables y desarmables permiten impulsar múltiples funcionalidades y su reutilización. En la construcción, la modularidad se ha aplicado para mejorar la manejabilidad en instalaciones, además la modulación de las partes permite la fabricación fuera de sitio. En este campo, donde tradicionalmente se concebía la idea de un producto terminado sólido y completamente uniforme,

este tema es de gran acogida dado a que no es un producto que solo depende de la venta sino también de la instalación. Hoy en día hay muchas industrias dedicadas a construcción modular de puentes, casas, estructuras y escenarios, el concepto es tan amplio que cada proyecto es pensado incluso para el desmontaje y la modificación simple.

### **2.3.1. MODULARIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN**

#### **2.3.1.1. Puentes**

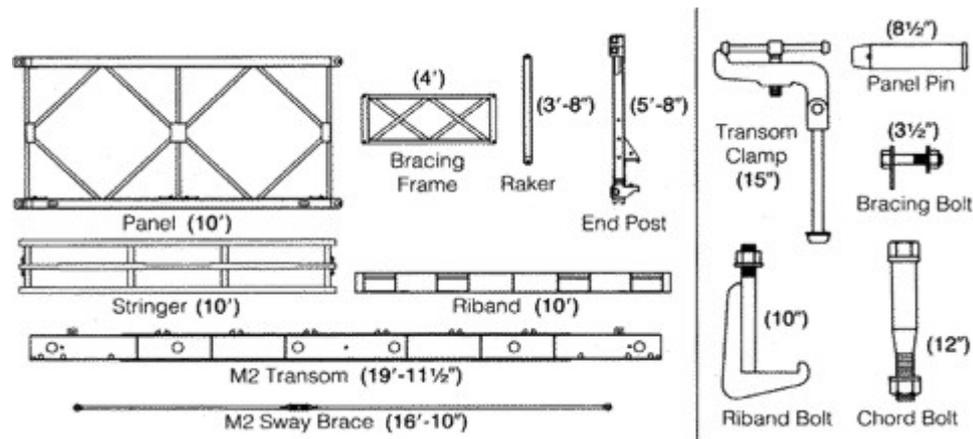
##### 2.3.1.1.1. Aplicaciones

Actualmente, numerosos fabricantes alrededor del mundo ofrecen puentes prefabricados para aplicaciones que incluyen:

- Puentes temporales: Se utilizan para desviar el tráfico durante la reparación, rehabilitación, construcción, o reemplazo de un puente. Se instalan como una estructura temporal y luego son desmontadas y almacenadas hasta un nuevo uso.
- Puentes de emergencia: Los puentes prefabricados se pueden instalar más rápido que los puentes levantados en sitio, y esto es útil en situaciones de emergencia por colapso o improvisación de vías alternas.
- Puentes permanentes: Una estructura permanente requiere una vida útil de 75 años, de acuerdo con las Especificaciones AASHTO LRFD Diseño de Puentes, tercera edición (2004).

### 2.3.1.1.2. Tipos

Puentes de panel, viga y cubierta: Los principales miembros son armaduras compuestas en paneles que se atornillan entre sí. La cubierta se extiende entre los paneles y se asienta sobre vigas transversales. El sistema de puente modular Bailey es la base de diseño para todos los puentes de este tipo.



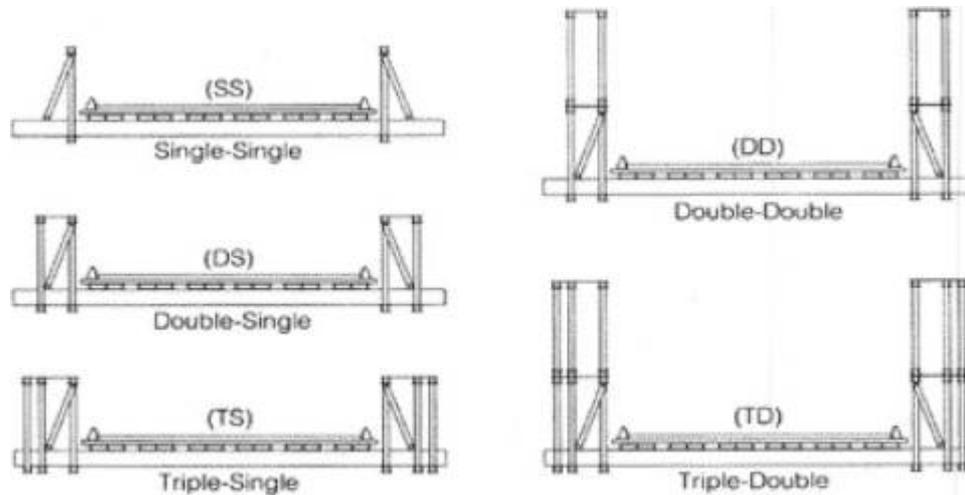
**Figura 7 Componentes estandarizados de un puente Bailey.**

Fuente: Puente Bailey. U.K. Patent #: 553,374 (1943). [www.baileybridge.com](http://www.baileybridge.com).

Los puentes Bailey nacen para cumplir los siguientes requerimientos:

- Componentes estandarizados y totalmente intercambiables. Figura 7.
- Componentes capaces de ser llevados por seis hombres o menos.
- Los componentes tenían que ser transportables en un camión militar de tres toneladas de capacidad.
- Rápida instalación, ya que se requiere para fines militares de asalto.
- Componentes capaces de ser ensamblados en múltiples configuraciones para diferentes condiciones de carga y vanos. Figura 8.

Estos sistemas se utilizan mayoritariamente para puentes temporales y de emergencia. Sin embargo, con el paso de los años han surgido patentes derivadas del sistema Bailey que son diseñados para soportar cargas cíclicas de hasta 75 años, además salvan luces ininterrumpidas mayores a 80 metros.



**Figura 8 Configuraciones de un puente Bailey.**

Fuente: Puente Bailey. U.K. Patent #: 553,374 (1943). [www.baileybridge.com](http://www.baileybridge.com).

Los diseños actuales nacen de los puentes Bailey, la idea central es tener un puente capaz de ser instalado sin uso de grúas, que tenga pocas piezas estandarizadas intercambiables y que el refuerzo se proporcione por medio de la superposición de estas mismas piezas, Figura 8. Estas características son similares a las que aspira el presente proyecto. Además se puede deducir que la solución más factible para un diseño estructural modular es el uso de armaduras.

*Puentes de plataforma y vigas:* Estos sistemas utilizan acero estructural, traveses prefabricados o vigas de armadura sobre las que se asientan cubiertas de acero o concreto. Cada módulo de estos puentes puede rebasar los 100 metros de longitud y pesar más de 3300 toneladas. Requieren de plataformas terrestres o acuáticas de gran capacidad para su transporte e instalación pero sin embargo su modulación hace posible su existencia.

### **2.3.1.2. Edificaciones**

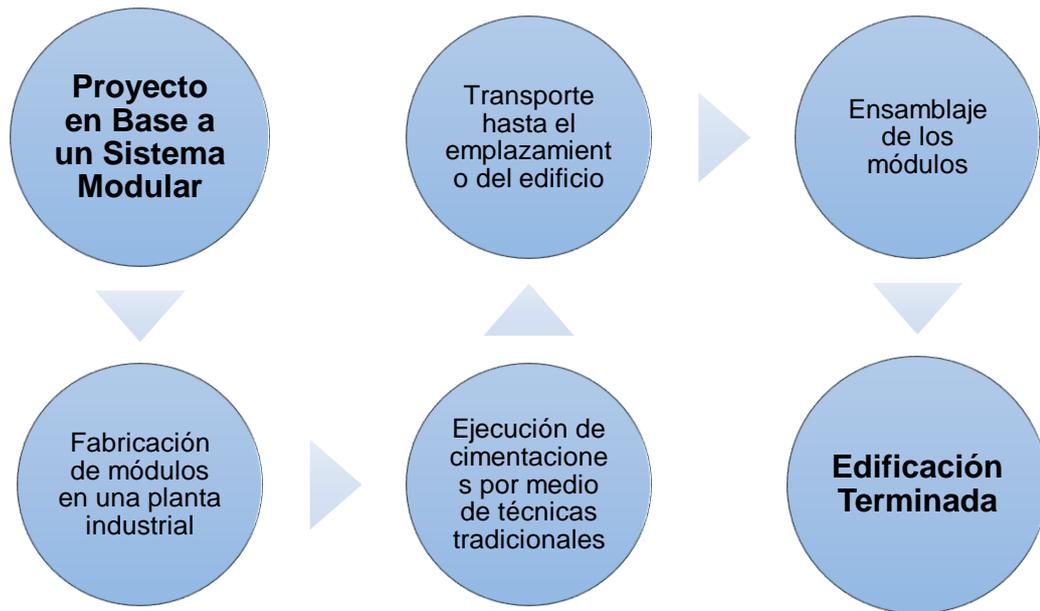
Las edificaciones modulares, también llamadas prefabricadas, más populares del mercado son los edificios y casas modulares, consisten de secciones llamadas módulos, los cuales son cubos construidos en una planta industrial y luego entregados en el sitio de instalación. En el lugar de instalación, se fijan los primeros módulos a los cimientos y luego se colocan los demás ya sea lado a lado, de extremo a extremo, o apilados, lo que permite una amplia variedad de configuraciones y estilos en la distribución del edificio (Wikipedia, 2015). Una característica importante es que “los edificios modulares deben cumplir con todos los códigos de construcción locales para su uso” (Wikipedia, 2015).

#### **2.3.1.2.1. Aplicaciones**

Son aplicables a instalaciones temporales o permanentes como: “campamentos de construcción, escuelas, viviendas civiles y militares e instalaciones industriales” (Wikipedia, 2015). Se instalan en zonas urbanas, rurales y remotas donde la construcción convencional no puede ser posible, por ejemplo, los módulos de alojamiento Halley VI utilizados en la expedición antártica. Otros usos incluyen iglesias, centros de salud, oficinas y restaurantes de comida rápida.

#### **2.3.1.2.2. Proceso de construcción**

Los componentes modulares se fabrican en la planta industrial bajo el cumplimiento de los códigos de construcción. Terminados los módulos, son transportados a la obra de construcción y ensamblados por grúas. La colocación de los módulos puede tomar de varias horas a varios días.



**Figura 9** Proceso constructivo de un edificio modular.

Fuente: El proceso de construcción. Sistema de construcción modular industrializada. Nomadite. Madrid-España, 2012.

El diseño tiene gran importancia sobre todo el proceso de construcción, se utiliza el diseño apuntado hacia la fabricación y montaje para asegurar que las tolerancias se controlan a lo largo de estos procesos. El uso de sistemas avanzados de CAD, la impresión 3D y los sistemas de control de fabricación son importantes para el éxito de la construcción modular (Wikipedia, 2015).

#### 2.3.1.2.3. Ventajas

Las edificaciones modulares son comúnmente más económicas que las edificaciones normales por las siguientes razones:

- La preparación del sitio de construcción (acondicionamiento del suelo, instalaciones sanitarias y cimentación) se hace mientras se construyen los módulos y en sí, la instalación es un proceso rápido y simple que acorta el tiempo de retorno de la inversión (Nomadite, 2012, p. 8).

- La construcción de módulos se hace dentro de una planta industrial, los materiales no se exponen a condiciones ambientales desfavorables ni existen paros debido a lo mismo (Nomadite, 2012, p. 8).
- Estas edificaciones son ideales para construcciones en lugares poco accesibles. Esto aumenta el mercado.
- La construcción modular estandariza las partes prefabricadas, esto permite tener una cantidad de material conocida a usar en cada proyecto disminuyendo el desperdicio.
- La modularidad exige el uso de materiales aptos, deben tener una buena relación de peso y resistencia y requerir del menor procesamiento posible. De esta manera la producción es simplificada y economizada.
- Los edificios convencionales son difíciles de extender, sin embargo los modulares son altamente flexibles, simplemente se añaden secciones, o incluso plantas enteras para su ampliación.

#### 2.3.1.2.4. Desventajas

- Transportar los módulos y demás secciones al lugar de la construcción requiere de mucho espacio. Esto se equilibra con la velocidad de construcción, una vez en sitio.
- El tamaño de los módulos puede ser limitado debido al transporte y a veces a restricciones de fabricación. Estas limitaciones afectan el tamaño de las habitaciones individuales y se estandarizan los diseños que muchas veces no se apegan al 100% de las solicitudes. Se dificulta el diseño personalizado.

#### 2.3.1.2.5. Mercado en el Ecuador

En el Ecuador la popularidad de las edificaciones modulares no es muy alta, en el área civil no existen empresas dedicadas a la oferta de vivienda en zonas urbanas y tampoco existen incentivos. Las pocas empresas dedicadas a este negocio apuntan sus productos al mercado industrial, las casas y oficinas modulares son ideales para asentamientos provisionales. Hay mucha competencia extranjera, por lo que deberían existir incentivos gubernamentales para el crecimiento de industrias nacionales, un buen comienzo podría ser el uso de hogares modulares para proyectos de urbanización social.

Por otro lado, el mejoramiento de la calidad de construcción disminuiría al máximo las diferencias entre acabados de edificios construidos en sitio y edificios modulares para tener acogida dentro de las ciudades. La posible evolución de la equivalencia entre edificaciones modulares y construcciones en sitio para fines de avalúos de bienes raíces, el financiamiento y la zonificación pueden aumentar las ventas de casas y edificios modulares con el tiempo.

#### 2.3.1.2.6. Estándares y zonas

Las viviendas modulares se deben construir bajo códigos de construcción y por lo tanto deben adaptarse a condiciones especiales de diseño, por ejemplo, las construcciones destinadas a zonas propensas a terremotos o inundaciones pueden incluir arriostramiento y refuerzos para cumplir con los códigos de construcción local. Se puede optar también por formas de construcción modular mediante pórticos de acero o madera. Las construcciones modulares están obligadas a entregar mayor resistencia que las construcciones en sitio debido a que tienen que resistir cargas debidas al transporte (Nomadite, 2012, p. 6).

## **2.4. SISTEMA DE INSTALACIÓN AUTÓNOMO**

Existen sistemas de instalación autónomos aplicados a estructuras metálicas, sin embargo no son utilizados en el área de construcción. El presente proyecto pretende la aplicación parcial de estos sistemas en la nave industrial, con el objetivo de mostrar un prototipo que pueda desarrollarse en el futuro. Específicamente, el sistema va dirigido al levantamiento de las vigas principales del pórtico, y se le ha dado el nombre de auto-izaje de vigas. A pesar de no ser parte de los objetivos del proyecto, es prudente mencionar que la instalación de la nave industrial puede ser asistida o no, es decir, que el prototipo de auto-izaje sea auxiliar a los métodos tradicionales de instalación o no. Sin embargo, el diseño de la nave industrial depende mucho del sistema de auto-izaje porque la filosofía de funcionamiento de dicho sistema influye directamente sobre la geometría de la estructura y limita los perfiles que se puede utilizar. A continuación se describe el principio de funcionamiento y la filosofía de diseño del método de izaje autónomo más relevante para este proyecto.

### **2.4.1. SISTEMA DE IZAJE CON GUÍAS ANCLADAS AL SUELO Y TECLES**

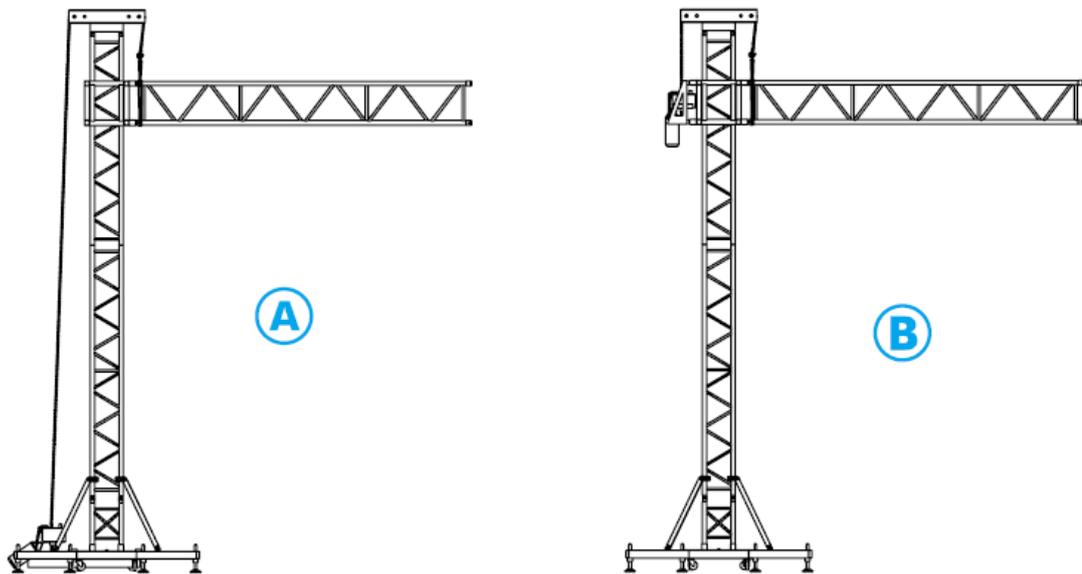
#### **2.4.1.1. Método con soportes a tierra**

En este tipo de sistema, los dispositivos anclados al suelo guían la carga que se va a levantar mediante tecles. Existen diferencias entre levantar una carga libre y una guiada. En el caso de una carga guiada, y por lo tanto también en el caso de un soporte a tierra, hay que tomar en cuenta la fricción causada por la guía. Dicha fricción depende del tipo de ruedas de guiado y de la deflexión posible en los miembros de la guía. “Una regla general empírica es que, si una carga es levantada usando más de dos tecles, estos deben ser usados máximo al 75% de su capacidad” (Prolyte Technical Matters, 2008,

p.61), cabe mencionar que esta regla se aplica para sistemas con soporte a tierra.

Hay dos métodos para unir tecles a sistemas con soporte a tierra (guías ancladas al suelo):

- a) El tecele es fijado a la base y el gancho de elevación a la cercha o viga. Entonces la carga de operación del tecele será igual a la carga de la cercha o viga más los bloques deslizantes (Prolyte Technical Matters, 2008, p.61).
- b) El tecele es fijado al bloque deslizante y el gancho de elevación a la cercha o viga. La carga de operación del tecele será igual a la carga de la cercha o viga, más los bloques deslizante, más el tecele mismo. Este método duplica la capacidad de izado, pero reduce a la mitad la velocidad de elevación (Prolyte Technical Matters, 2008, p.61).

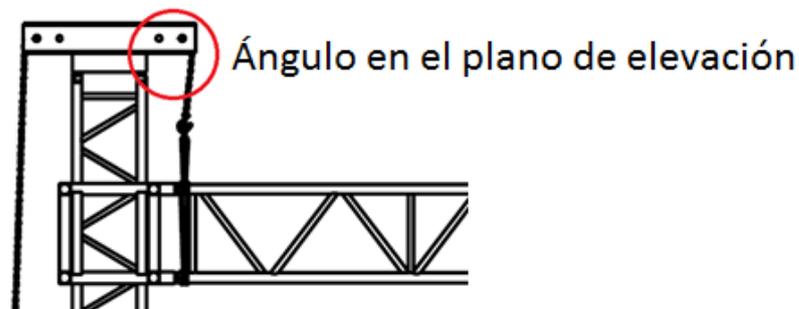


**Figura 10 Métodos de izaje con guías ancladas al suelo, según la posición del tecele.**

Fuente: Using hoist in ground support system. Black book. Prolyte Technical Matters. United Kingdom, 2008.

En ambos casos el peso de las vigas es muy importante para la economía del sistema de izaje. Es muy importante que tanto el gancho del tecele (gancho

de fijación) como el de elevación estén alineados con la dirección de las fuerzas. No está permitido que la cadena de elevación tenga un ángulo de desviación con respecto a la cadena del tecele, ni siquiera cuando el gancho de elevación tiene una inclinación en su propio plano (por ejemplo cuando este gancho se fija al bloque deslizante) porque esto ejercerá una carga lateral en la carcasa del tecele.



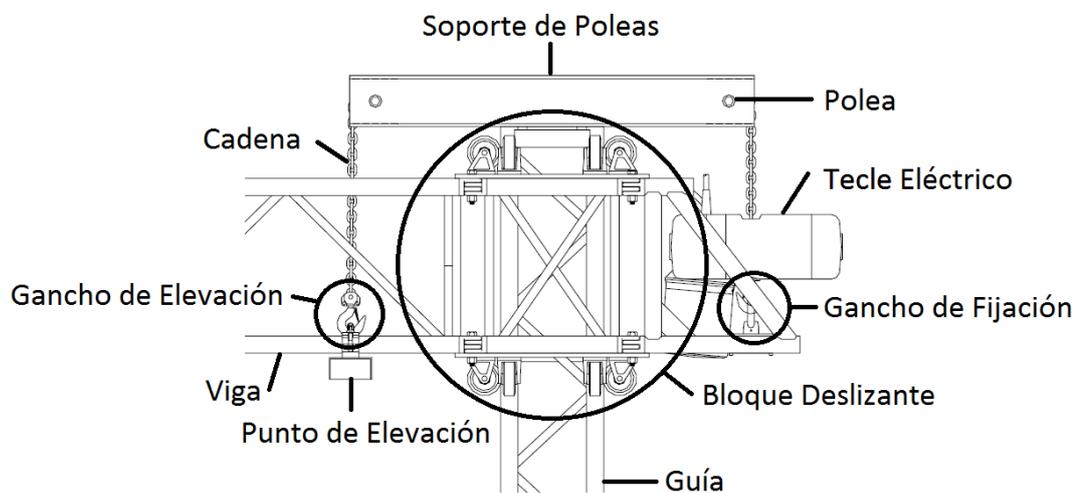
**Figura 11 Ángulo de inclinación en el plano del gancho de levantamiento.**

Fuente: Using hoist in ground support system. Black book. Prolyte Technical Matters. United Kingdom, 2008.

#### 2.4.1.2. Elementos principales del sistema

- **Bloque deslizante:** Es un elemento estructural que viaja a lo largo de una guía que tiene soportes anclados al suelo. Al bloque deslizante se unen los elementos a levantar, por ejemplo las vigas y el tecele (si es el caso de la Figura 10b). Para evitar el rozamiento directo de los miembros estructurales, el bloque incorpora ruedas que se asientan en la guía como se muestra en la Figura 12.
- **Guía soportada en el suelo:** Es un elemento que da dirección al movimiento de elevación, por este se trasladan el bloque deslizante y los elementos a elevar. Para las aplicaciones estructurales, las columnas se usan como guías.

- Tecele eléctrico a cadena: El gancho que se conecta a la cadena que entra al interior del tecele se conoce como gancho de elevación, y es el que se une a la viga para su elevación. El gancho que se conecta a la carcasa del tecele sirve para fijar el tecele a la base o al bloque deslizante, según sea el caso de la Figura 10.
- Soporte de poleas: Se ubica en la parte superior de la guía y en este se montan las poleas para cadena como se muestra en la Figura 12.
- Punto de elevación: Es el punto donde el gancho de elevación se conecta para levantar los elementos implicados. En algunos casos puede ser un punto de coincidencia de los elementos de tensión sujetos a la viga o al bloque deslizante, Figura 11; en otros, puede ser un elemento mecánico compuesto de argollas y retenedores como el que se muestra en la Figura 12.



**Figura 12 Elementos principales del sistema de izaje con guías ancladas al suelo y tecles.**

Fuente: Truss Lifting. Product Range 2014. James Thomas Engineering, INC. Knoxville, Tennessee, 2014.

## CAPÍTULO III

### DISEÑO

#### 3.1. DISEÑO DE LA NAVE INDUSTRIAL MODULAR

##### 3.1.1. DISEÑO CONCEPTUAL

El diseño conceptual de la nave industrial se compone de las siguientes características y requerimientos:

- Funcionalidad del edificio: Basados en la definición del problema y la justificación del proyecto en el Capítulo I, la nave industrial podrá ser destinada para las siguientes aplicaciones: bodegas, centros de acopio, centros de mantenimiento, industrias productoras, empacadoras, planteles avícolas, canchas deportivas, gimnasios y similares, pudiendo ser temporales o fijas. No se contempla aplicaciones que incluyan puentes grúa anexados al sistema estructural del edificio.
- Modularidad:
  - La nave industrial debe constituirse por piezas modulares con dimensiones de fácil manejo.
  - Los módulos deben ser estandarizados e intercambiables.
  - La nave industrial debe ser desmontable y sus partes deben ser de fácil almacenaje.
  - La nave industrial debe tener capacidad de expansión desde un área mínima de cobertura de 240m<sup>2</sup> hasta un área máxima de 3600m<sup>2</sup>.

- Sistema autónomo de izaje de vigas:
  - La nave industrial debe incluir un sistema autónomo de izaje de las vigas del pórtico bajo las condiciones mencionadas en la sección 2.4 del Capítulo II.
  - Tanto la nave industrial como el sistema de izaje autónomo deben adaptarse mutuamente para que el diseño de ambos no se complique y el funcionamiento sea simple.
- Tipo de recubrimiento estructural: El material a utilizar como recubrimiento estructural es la membrana de alta resistencia que ha sido planteada por la empresa METALSHOP S.A.
- Condiciones estructurales:
  - Ubicación geográfica: Provincia de Pichincha - Ciudad Quito.
  - Entorno del edificio: Zonas urbanas y rurales.
  - Obstrucción baja: Categoría B.
  - Estructura de ocupación normal.
  - Edificio parcialmente cerrado.

### **3.1.2. ESPECIFICACIONES DIMENSIONALES**

Parte del alcance del proyecto es diseñar la nave industrial bajo especificaciones dimensionales establecidas por requerimientos del mercado nacional, los mismos son producto de un análisis hecho por la empresa METALSHOP S.A. Las especificaciones dan un punto de partida al diseño.

### 3.1.2.1. Especificaciones dimensionales del pórtico

Las especificaciones principales del pórtico se muestran en la Tabla 1:

**Tabla 1**

#### **Especificaciones dimensionales principales del pórtico.**

Denominación	Símbolo	Valor
Luz	L	20 m
Altura al alero	$h_a$	4,5 m
Ángulo de inclinación del techo	$\alpha$	15°

De estas, se deducen las especificaciones secundarias mediante las siguientes ecuaciones:

- Altura a la cumbre:

$$h_c = \frac{1}{2}L \tan \alpha + h_a \quad (3.1)$$

- Altura media del techo:

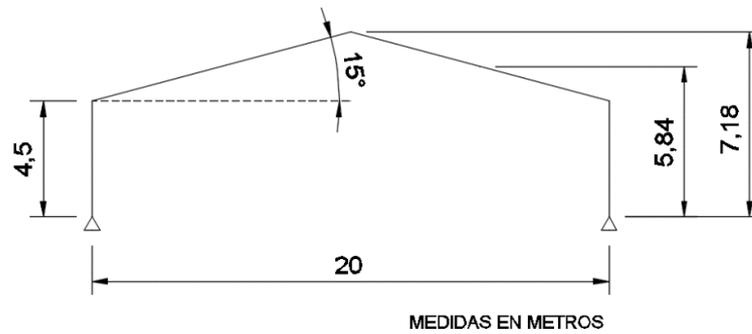
$$h = \frac{1}{2}(h_a + h_c) \quad (3.2)$$

**Tabla 2**

#### **Especificaciones dimensionales secundarias del pórtico.**

Denominación	Símbolo	Valor
Altura a la cumbre	$h_c$	7,18 m
Altura media del techo	$h$	5,84 m

Las especificaciones dimensionales del pórtico se acotan en la Figura 13.



**Figura 13 Especificaciones dimensionales del pórtico.**

Fuente: Elaboración propia.

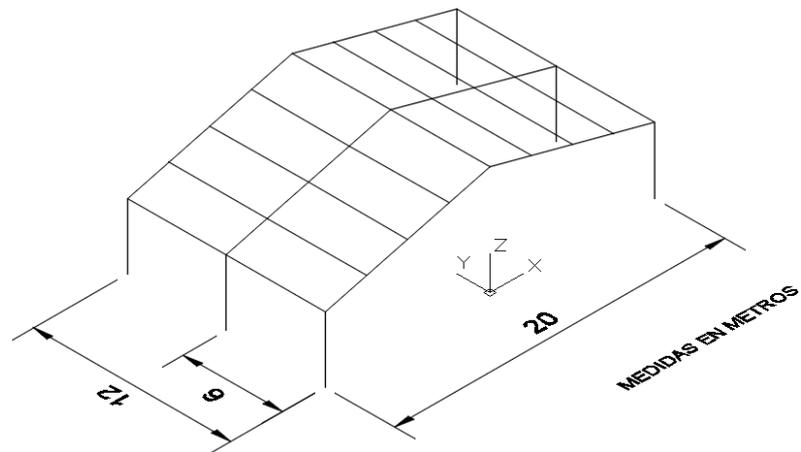
### 3.1.2.2. Especificaciones dimensionales de la nave industrial

Uno de los conceptos de la nave industria de este proyecto es la capacidad de expansión, por lo tanto hay especificaciones mínimas y máximas de cobertura. La expansión es posible aumentando el número de pórticos alineados en dirección del vano, y/o aumentando pórticos contiguos como se muestra en la Figura 15. En la Tabla 3 se listan los valores del vano, área mínima y máxima de cobertura.

**Tabla 3**

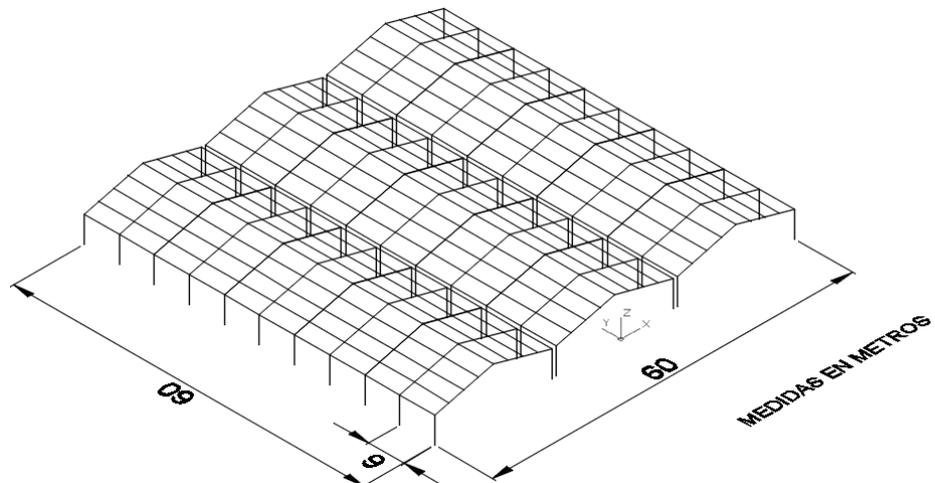
**Especificaciones dimensionales de la nave industrial.**

Denominación	Símbolo	Valor
Vano	$L_v$	6 m
Área mínima de cobertura	$A_{\text{mín}}$	240 m <sup>2</sup>
Área máxima de cobertura	$A_{\text{max}}$	3600 m <sup>2</sup>



**Figura 14 Vano y área mínima de cobertura.**

Fuente: Elaboración propia.



**Figura 15 Área máxima de cobertura.**

Fuente: Elaboración propia.

### 3.1.3. ELECCIÓN DEL TIPO DE PÓRTICO

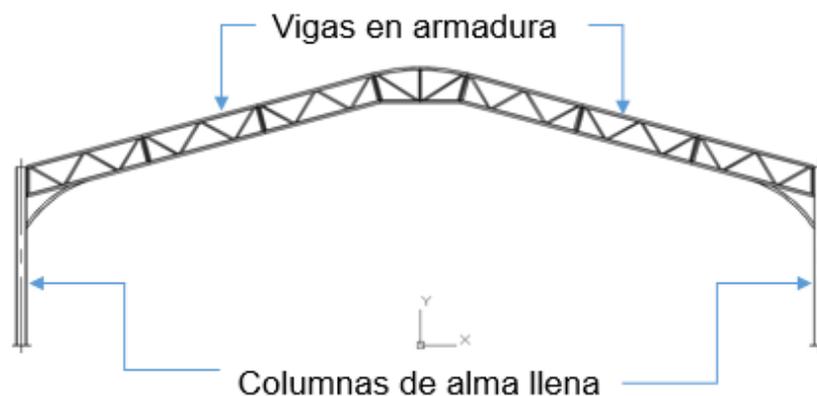
Los parámetros que entran en consideración para la selección del tipo de pórtico son: luz, área de cobertura, modularidad y sistema de auto izaje.

- a) La nave industrial, en su máxima capacidad de cobertura, se compone por pórticos contiguos que salvan una luz individual de 20 metros. Como se mencionó en la Sección 2.2.3.3., los pórticos simples son los

más recomendados para luces entre 20 y 60 metros, sin embargo los pórticos con armadura pueden llegar a ser igual de eficientes cuando el área de cobertura es considerable. Además, el concepto de modularidad requiere aligerar los miembros estructurales y las armaduras disminuyen el peso de los miembros sin sacrificar la resistencia. Por lo tanto, es necesario que las vigas del pórtico sean armaduras.

- b) En la teoría de la Sección 2.4 se estipuló un sistema de izaje autónomo que utiliza las columnas como guías por las que se desliza el resto de los elementos, entonces es evidente que las columnas no pueden tener obstáculos que impidan el deslizamiento de las ruedas del bloque. Por lo tanto, es necesario columnas uniformes, de un solo cuerpo ya que la altura de la columna es relativamente baja.

La Figura 16 muestra el pórtico de la nave industrial, según lo visto, es necesario el uso de vigas de armadura y columnas de alma llena para el cumplimiento de los conceptos y dimensiones del edificio.



**Figura 16 Pórtico de la nave industrial.**

Fuente: Elaboración propia.

### 3.1.4. ANÁLISIS DE CARGAS

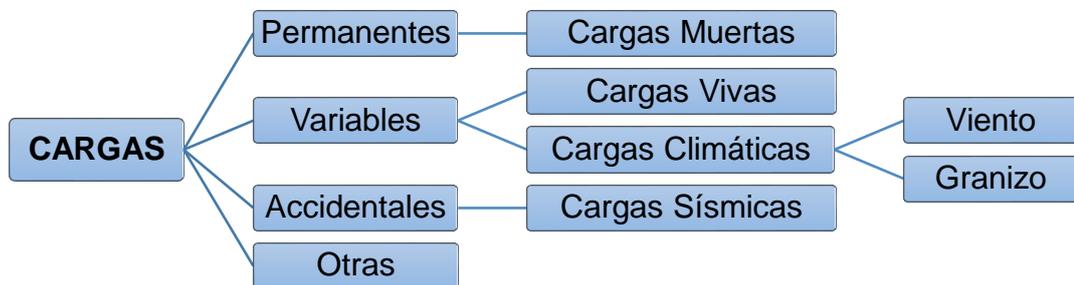
#### 3.1.4.1. Normativa aplicable para el análisis de cargas

Para la determinación de las cargas que actúan en el edificio se aplican:

- La norma NEC-SE-CG (cargas no sísmicas), emitida por La Norma Ecuatoriana de la Construcción – NEC.
- La norma NEC-SE-DS (cargas sísmicas), emitida por La Norma Ecuatoriana de la Construcción – NEC.
- La norma ASCE/SEI 7-10, emitida por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (American Society of Civil Engineers – ASCE).

#### 3.1.4.2. Tipos de cargas consideradas en el análisis

En la Figura 17 se muestran las cargas consideradas para el diseño estructural.



**Figura 17 Esquema de cargas que intervienen en el diseño estructural.**

Fuente: Esquema conceptual de la NEC-SE-CG. NEC-SE-CG. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. Ecuador, 2014.

### 3.1.4.3. Cargas permanentes

#### 3.1.4.3.1. Carga muerta

Para el diseño de la nave industrial se consideran las cargas muertas debidas al: peso propio de la estructura, peso del recubrimiento estructural y peso de los equipos de servicio fijo. A continuación se resume el cálculo de la carga muerta total de la nave industrial para el área máxima de cobertura (Figura 15):

- 1) El peso propio de la estructura debe incluir juntas y conectores. El valor de esta carga varía conforme se dimensionan y diseñan los miembros y elementos estructurales. La primera aproximación del peso estructural fue 34890 kg, mientras que la carga definitiva se detalla en la Tabla A1 del Anexo A, y es:

$$D_e = 56343,18 [kg]$$

- 2) Pese a que la nave industrial se considera como parcialmente cerrada para las cargas por viento, las actividades dentro del edificio demandan el cierre total. Para los propósitos del cálculo se considera que cada uno de los tres segmentos estructurales (Figura 24) se cierra totalmente por separado, dando un total de 5681,81 m<sup>2</sup> de área recubierta. Si el peso de la membrana es 0,428 kg/m<sup>2</sup>, la carga muerta total del recubrimiento es:

$$D_r = (5681,81)(0,428) = 2431,81 [kg]$$

- 3) El peso de los equipos de servicio como son las luminarias y las puertas de acceso se detalla en la Tabla A1 del Anexo A, y es:

$$D_{se} = 11910 [kg]$$

- 4) Carga muerta de la estructura:

$$D = D_e + D_r + D_{se} \quad (3.3)$$

$$D = 70685 [kg]$$

$$D = 693419,75 [N]$$

Para mayor detalle del cálculo de la carga muerta ver el Anexo A.

### 3.1.4.4. Cargas variables

#### 3.1.4.4.1. Carga viva

Existen dos tipos de cargas vivas: debidas a la ocupación y de cubierta. La nave industrial es de una sola planta, por lo tanto las cargas debidas a la ocupación se aplican directamente al suelo y no son consideradas para el diseño. Sin embargo, la carga viva de cubierta se establece de la Tabla A2 en el Anexo A para una construcción en lona apoyada sobre una estructura ligera, dado a que la modularidad exige una estructura liviana, así la carga por unidad de área toma el valor de:

$$L_r = 0,24 \left[ \frac{kN}{m^2} \right]$$

Tomando en cuenta la nota al pie de la Tabla A2, no se reduce la carga porque la ubicación geográfica de la construcción es en la región andina.

#### 3.1.4.4.2. Cargas de viento

a) Velocidad instantánea máxima del viento.

“La velocidad de diseño para viento hasta 10 m de altura será la adecuada a la velocidad máxima para la zona de ubicación de la edificación, pero no será menor a 21m/s (75 km/h)” (NEC-SE-CG, 2014, p.14). Para la zona andina las velocidades promedio anuales del viento son bajas, entonces se toma la mínima establecida:

$$V = 21 \left[ \frac{m}{s} \right]$$

b) Velocidad corregida del viento.

“La velocidad instantánea máxima del viento se multiplicará por un coeficiente de corrección  $\sigma$  que depende de la altura y de las características topográficas y/o de edificación del entorno (nivel de exposición al viento)” (NEC-SE-CG, 2014, p.14). El valor de  $\sigma$  se obtiene de la Tabla A3, Anexo A, y para definirlo se requiere:

- Categoría B (obstrucción baja)<sup>4</sup> del edificio. Dado a que el entorno del edificio es en zonas urbanas y rurales se escoge la opción más desfavorable.
- La altura media del techo definida en la Tabla 2 es 5,84 m, al no existir este valor en la Tabla A3 se procede a la interpolación lineal.

$$\frac{(y - y_1)}{(y_2 - y_1)} = \frac{(x - x_1)}{(x_2 - x_1)}$$

$$\frac{(\sigma - 0,86)}{(0,9 - 0,86)} = \frac{(5,84 - 5)}{(10 - 5)}$$

$$\sigma = 0,87$$

Así, la velocidad corregida del viento se calcula mediante la ecuación:

$$V_b = V\sigma \quad (3.4)$$

$$V_b = 18,27 \left[ \frac{m}{s} \right]$$

c) Coeficiente de entorno/altura

El coeficiente de entorno/altura se define como aquel que toma en cuenta el entorno y la altura a la que se encuentra el elemento a diseñar. Para definir el valor de  $c_e$  de la Tabla A4, Anexo A, se requiere establecer:

- El entorno más desfavorable: zonas rurales.
- La altura media del techo es 5,84 m, al no existir este valor en la Tabla A4 se procede a la interpolación lineal.

---

<sup>4</sup> Categoría B (obstrucción baja): edificios en zonas suburbanas con edificación de baja altura, promedio hasta 10m (NEC-SE-CG, 2014, p. 15).

$$\frac{(y - y_1)}{(y_2 - y_1)} = \frac{(x - x_1)}{(x_2 - x_1)}$$

$$\frac{(c_e - 1,63)}{(1,89 - 1,63)} = \frac{(5,84 - 5)}{(10 - 5)}$$

$$c_e = 1,67$$

d) Coeficiente de forma.

Este coeficiente define presión/succión<sup>5</sup> para las distintas superficies expuestas. Si el techo tiene una inclinación de 15°. De la Tabla A5, Anexo A, obtenemos:

- $c_f = \pm 0,8$  para paredes verticales de barlovento y sotavento.
- $c_f = \pm 0,3$  para superficies inclinadas entre 15° y 60° de barlovento.
- $c_f = -0,6$  para superficies inclinadas entre 15° y 60° de sotavento.

e) Coeficiente de presión interna.

“Las presiones internas se deben a aberturas en los muros, y su magnitud y sentido dependen del área de tales aberturas” (Vinnakota, 2006, p.118). Para poder calcular las presiones internas se usa un coeficiente que depende del nivel de apertura del edificio, el coeficiente de presión interna. De la Tabla A6, Anexo A, se obtiene el coeficiente considerando que la nave industrial es parcialmente cerrada.

$$GC_{pi} = \pm 0,55$$

f) Presión del viento.

Los valores de presión/succión, sobre los elementos externos e internos de la nave industrial, causados por la velocidad del viento se calculan

---

<sup>5</sup> (+) presión; (-) succión.

mediante las ecuaciones 3.5 y 3.6, respectivamente. La densidad,  $\rho$ , del aire en general se considera  $1,25 \text{ kg/m}^3$ .

$$W_p = \frac{1}{2} \rho V_b^2 c_e C_f \quad (3.5)$$

$$W_{pi} = \frac{1}{2} \rho V_b^2 c_e G C_{pi} \quad (3.6)$$

Reemplazando los respectivos valores en las ecuaciones 3.5 y 3.6, se obtiene:

- Presión y succión en las paredes de barlovento y sotavento, respectivamente:

$$W_{P1} = \pm 278,72 \left[ \frac{N}{m^2} \right]$$

- Presión/succión en la cubierta de barlovento:

$$W_{P2} = \pm 104,52 \left[ \frac{N}{m^2} \right]$$

- Succión en la cubierta de sotavento:

$$W_{P3} = -209,04 \left[ \frac{N}{m^2} \right]$$

- Presión interna:

$$W_{pi} = \pm 191,62 \left[ \frac{N}{m^2} \right]$$

#### 3.1.4.4.3. Carga de granizo

Se debe tomar en cuenta para regiones del país con más de 1500 msnm (metros sobre el nivel del mar). La altura media de la provincia de Pichincha es 2953 msnm. Se utiliza la carga mínima recomendada para cubiertas con pendiente menor a 15%, esto al no haber un valor menor (NEC-SE-CG, 2014, p.17).

$$S = 0,5 \left[ \frac{kN}{m^2} \right]$$

### 3.1.4.5. Cargas accidentales

#### 3.1.4.5.1. Cargas sísmicas

##### a) Categoría de edificio y coeficiente de importancia

Pese al área de cobertura, la nave industrial no pertenece a las categorías de edificaciones esenciales o estructuras de ocupación especial debido a las aplicaciones listadas en la funcionalidad del edificio, Sección 3.1.1. Por lo tanto se toma el valor de la Tabla A7 del Anexo A para edificios de ocupación normal:

$$I = 1,0$$

##### b) Zonificación sísmica y factor de zona

El factor de zona,  $Z$ , para edificios de uso normal se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad. En la Figura 1 de la norma NEC-SE-DS-2014 se dividen las diferentes zonas sísmicas a lo largo del territorio ecuatoriano. Para la ubicación de la nave industrial (Quito-Pichincha) se establece una aceleración sísmica de:

$$Z = PGA = 0,40g \quad (3.7)$$

Donde  $g$  es la gravedad en  $m/s^2$ . Además para este valor de  $Z$ , la zona sísmica es de categoría V y el peligro sísmico es alto, según la Tabla A8 del Anexo A.

##### c) Perfil de suelo

La determinación de la geología local está estipulada en la Sección 10.6 de la norma NEC-SE-DS-2014 y debe ser realizada por un ingeniero geotécnico. En la Tabla A9 del Anexo A se definen los seis perfiles de suelo, de los cuales el perfil F es el más crítico y requiere un estudio detallado. Por

lo tanto, para los intereses de este proyecto será suficiente definir el perfil de suelo tipo E, que a pesar de ser crítico no requiere de estudios particulares.

d) Coeficientes de perfil de suelo

- $F_a$ : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.

En la Tabla A10 del Anexo A se presentan los valores del coeficiente  $F_a$  “que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio” (NEC-SE-DS, 2014, p.31). Para un perfil de suelo tipo E en una zona sísmica de categoría V, se tiene:

$$F_a = 1,14$$

- $F_d$ : Coeficiente de desplazamientos para diseño en roca.

En la Tabla A11 del Anexo A se presentan los valores del coeficiente  $F_d$  “que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio” (NEC-SE-DS, 2014, p.31). Para un perfil de suelo tipo E en una zona sísmica de categoría V, se tiene:

$$F_d = 1,60$$

- $F_s$ : Coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos.

En la Tabla A12 del Anexo A se presentan los valores del coeficiente  $F_s$ , “que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos” (NEC-SE-DS, 2014, p.32). Para un perfil de suelo tipo E en una zona sísmica de categoría V, se tiene:

$$F_s = 1,90$$

### e) Configuración estructural

La nave industrial es un edificio de una sola planta que no tiene elementos que exceden los límites de las plantas de los pisos, como voladizos horizontales (Tabla A14). Por lo tanto cumple con las configuraciones estructurales recomendadas en la Tabla A13 del Anexo A:

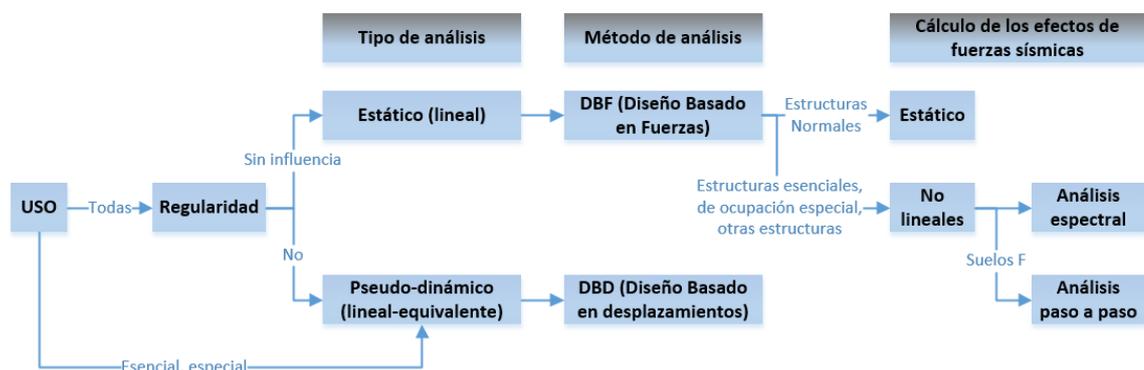
### f) Regularidad estructural:

La nave industrial se considera como regular en planta y en elevación, ya que no presenta ninguna de las condiciones de irregularidad descritas en las Tablas A15 y A16 del Anexo A. Entonces se puede utilizar el procedimiento de Diseño Basado en Fuerzas (DBF) y también:

$$\emptyset_P = \emptyset_E = 1$$

### g) Método de análisis

El Diseño Basado en Fuerzas (DBF) es el método escogido dado a las condiciones de regularidad y coeficiente de importancia de la nave industrial.

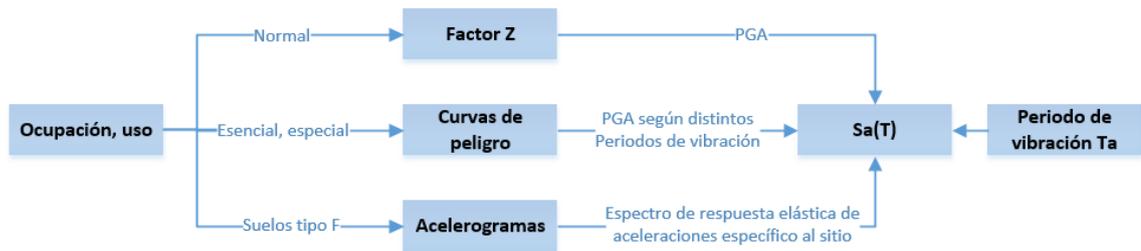


**Figura 18 Vista general de los métodos de análisis de la NEC-SE-DS**

Fuente: Vista general de los métodos de análisis de la NEC-SE-DS. NEC-SE-DS. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. Ecuador, 2014.

Dentro de este método de análisis, un enfoque estático lineal es aplicable a estructuras de ocupación normal. En consecuencia, se determinará el

espectro de diseño en aceleración,  $S_a(T)$ , a partir del PGA calculado en base a  $Z$ , como se muestra en la Figura 19.



**Figura 19 Determinación del  $S_a(T)$  a partir del PGA.**

Fuente: Modelos de análisis de la fuerza sísmica usados con el DBF. NEC-SE-DS. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. Ecuador, 2014.

#### h) Carga sísmica reactiva.

Con el objetivo de evaluar la nave industrial bajo la condición más crítica, se calcula la carga reactiva usando la ecuación para bodegas.

$$W = D + 0,5Li \quad (3.8)$$

Dónde:

D Carga muerta total de la estructura expresada en kilogramos [kg].

Li Carga viva de piso o cubierta  $i^6$ , expresada en kilogramos [kg].

La cubierta de la nave industrial de 3600 m<sup>2</sup>, tiene un área de:

$$A_c = 3767,78 [m^2]$$

Aplicando la ecuación 3.8 se obtiene:

$$W = 70685 + (0,5)(24)(3767,78)$$

$$W = 115898,36 [kg]$$

<sup>6</sup> El piso  $i$  hace referencia al piso específico al cual se asigna una carga o propiedad.

i) Periodo de vibración.

El método básico para el cálculo del periodo de vibración es el siguiente:

$$T_a = C_t h^\alpha \quad (3.9)$$

Donde:

$T_a$  Periodo de vibración expresado en segundos [s].

$h$  Altura estructural expresada en metros [m].

$C_t$  y  $\alpha$  Coeficientes que dependen del tipo de edificio (Tabla A17 Anexo A).

Reemplazando valores en la ecuación 3.9, obtenemos:

- Dirección perpendicular a la pared arriostrada:

$$T_a = (0,073)(5,84^{0,75}) [s]$$

$$T_a = 0,274 [s]$$

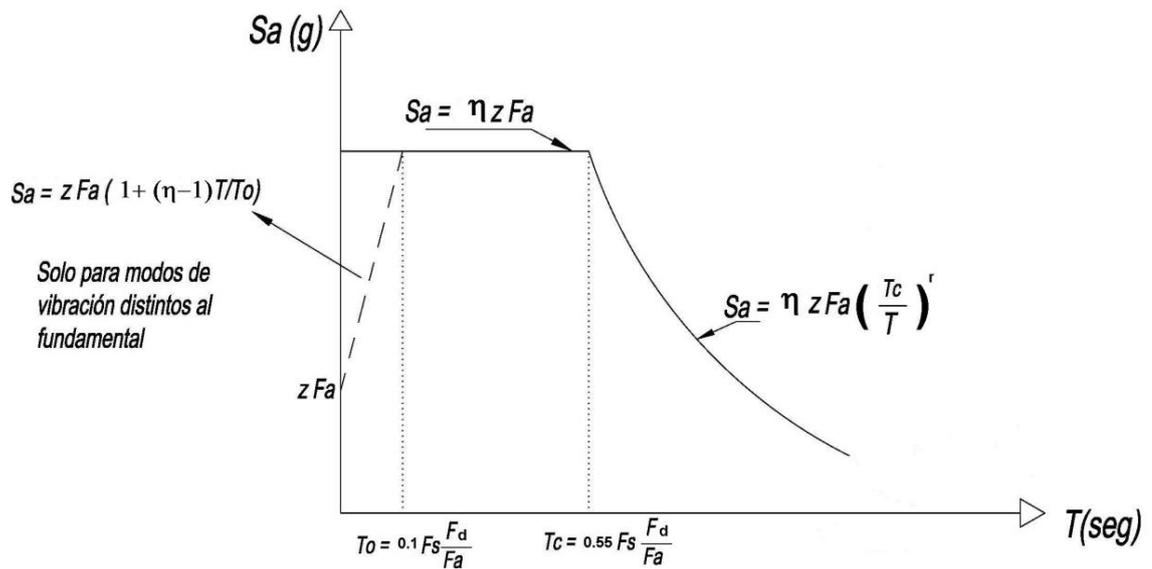
- Dirección perpendicular a la pared no arriostrada:

$$T_a = (0,072)(5,84^{0,80}) [s]$$

$$T_a = 0,295 [s]$$

j) Espectro de diseño de aceleración.

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones  $S_a$ , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, se muestra en la Figura 20, en donde podemos ver las funciones y variables que lo integran.



**Figura 20 Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.**

Fuente: Espectro elástico de diseño en aceleraciones. NEC-SE-DS. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. Ecuador, 2014.

El espectro se obtiene mediante las ecuaciones 3.10 y 3.11, válidas para sus respectivos rangos de periodos de vibración.

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T_a \leq T_c \quad (3.10)$$

$$S_a = \eta Z F_a \left( \frac{T_c}{T_a} \right)^r \quad \text{para } T_a > T_c \quad (3.11)$$

Donde:

$S_a$  Espectro de diseño de aceleración [ $m/s^2$ ].

$\eta$  Razón entre el espectro en aceleración  $S_a$  ( $T=0.1s$ ) y el PGA.

$r$  Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica.

$Z$  Aceleración máxima en roca [ $m/s^2$ ].

$T_a$  Periodo fundamental de vibración expresado en segundos [s].

$T_c$  Periodo límite de vibración en el espectro de diseño de aceleraciones expresado en segundos [s].

El periodo límite de vibración se obtienen de la siguiente expresión:

$$T_c = 0,55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (3.12)$$

Reemplazando valores en la ecuación 3.12:

$$T_c = (0,55)(1,9) \frac{1,6}{1,14} = 1,4666 \text{ [s]}$$

Así  $0 \leq T_a \leq T_c$ , y  $S_a$  se calcula solo para la ecuación 3.10.

- $\eta=2,48$ , para provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos (NEC-SE-DS, 2014, p.34).
- De la ecuación 3.7, y considerando una aceleración de la gravedad de  $9,81 \text{ m/s}^2$ :

$$Z = PGA = 0,40g = 3,924 \left[ \frac{m}{s^2} \right]$$

- Reemplazando valores en la ecuación 3.10:

$$S_a = (2,48)(3,924)(1,14)$$

$$S_a = 11,094 \left[ \frac{m}{s^2} \right] \quad \text{para } 0 \leq T_a \leq T_c$$

k) Factor de reducción.

Permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, en la Tabla A18 del Anexo A se muestran dos valores para pórticos resistentes a momento. El valor para pórticos construidos con perfiles conformados en frío es:

$$R = 3$$

l) Cortante basal de diseño.

$$V = \frac{IS_a}{R\phi_P\phi_E} W \quad (3.13)$$

Donde:

V Cortante basal de diseño expresado en Newtons [N].

- $S_a$  Espectro de diseño de aceleración [m/s<sup>2</sup>].  
 $\emptyset_P$  Coeficiente de configuración en planta.  
 $\emptyset_E$  Coeficiente de configuración en elevación.  
 $I$  Coeficiente de importancia.  
 $R$  Factor de reducción.  
 $W$  Carga sísmica reactiva expresada en kilogramos [kg].

Reemplazando los valores en la ecuación 3.13:

$$V = \frac{(1,0)(11,094)}{(3)(1)(1)} (115898,36)$$

$$V = 428592 \text{ [N]}$$

m) Distribución de fuerzas sísmicas laterales.

La fuerza lateral sísmica inducida a cada nivel se determina de la siguiente ecuación:

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V \quad (3.14)$$

Donde:

- $F_x$  Fuerza lateral aplicada al piso  $x^7$ , expresada en Newtons [N].  
 $n$  Número de pisos de la estructura.  
 $w_x$  Carga sísmica reactiva asignada al piso  $x$ , expresada en kilogramos o Newtons [kg] o [N].  
 $w_i$  Carga sísmica reactiva asignada al piso  $i$ , expresada en kilogramos o Newtons [kg] o [N].  
 $h_x$  Altura del piso  $x$ , expresada en metros [m].  
 $h_i$  Altura del piso  $i$ , expresada en metros [m].

---

<sup>7</sup> El piso  $x$  hace referencia al piso específico para el cual se calcula una carga o propiedad.

- k      Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura.
- V      Cortante basal total de diseño expresado en Newtons [N].

- Valor de k:  $T_a \leq 0,5 \text{ s} \rightarrow k=1$
- La nave industrial es de una sola planta, por lo tanto:

$$F_X = V = 428592 \text{ [N]}$$

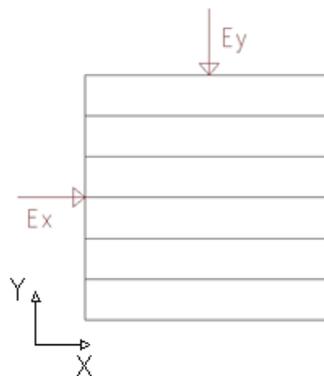
n) Fuerzas sísmicas resultantes.

- La componente vertical es igual a cero porque la nave industrial es una estructura de ocupación normal y no existen voladizos.

$$E_y = 0$$

- Dado a que el espectro de diseño de aceleraciones es independiente del periodo de vibración, el cortante basal y las fuerzas laterales son constantes e iguales, por lo tanto las componentes horizontales de fuerzas sísmicas también lo son:

$$E_x = E_y = F_X = 428592 \text{ [N]}$$



**Figura 21 Esquematización de la distribución ortogonal de componentes sísmicas.**

Fuente: Elaboración propia.

Para obtener la componente horizontal total “se utilizará la combinación más desfavorable, o sea la que requiera la mayor resistencia del elemento, de las 2 formulaciones siguientes” (NEC-SE-DS, 2014, p.39):

Combinación 1

- 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección
- 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular

$$E_{h1} = \max[(E_x + 0,3E_y); (0,3E_x + E_y)] \quad (3.15)$$

$$E_{h1} = 428592 + 0,3(428592)$$

$$E_{h1} = 557169,6 [N]$$

Combinación 2

$$E_{h2} = \mp \sqrt{E_x^2 + E_y^2} \quad (3.16)$$

$$E_{h2} = \mp \sqrt{(428592)^2 + (428592)^2}$$

$$E_{h2} = 606120,6 [N]$$

Combinación más desfavorable.

$$E_h = E_{h2} = 606120,6 [N]$$

- Fuerza sísmica total:

$$E = E_h + 0,3E_v \quad (3.17)$$

$$E = 606120,6 [N]$$

Esta carga debe distribuirse en todo el diafragma de techo como se muestra en la Figura 31.

$$E_i = \frac{E}{n_p} \quad (3.18)$$

Donde  $n_p$  son los nodos del diafragma de techo en los que se aplica la carga sísmica parcial. Si para la nave industrial de 3600 m<sup>2</sup> hay 99 nodos, entonces:

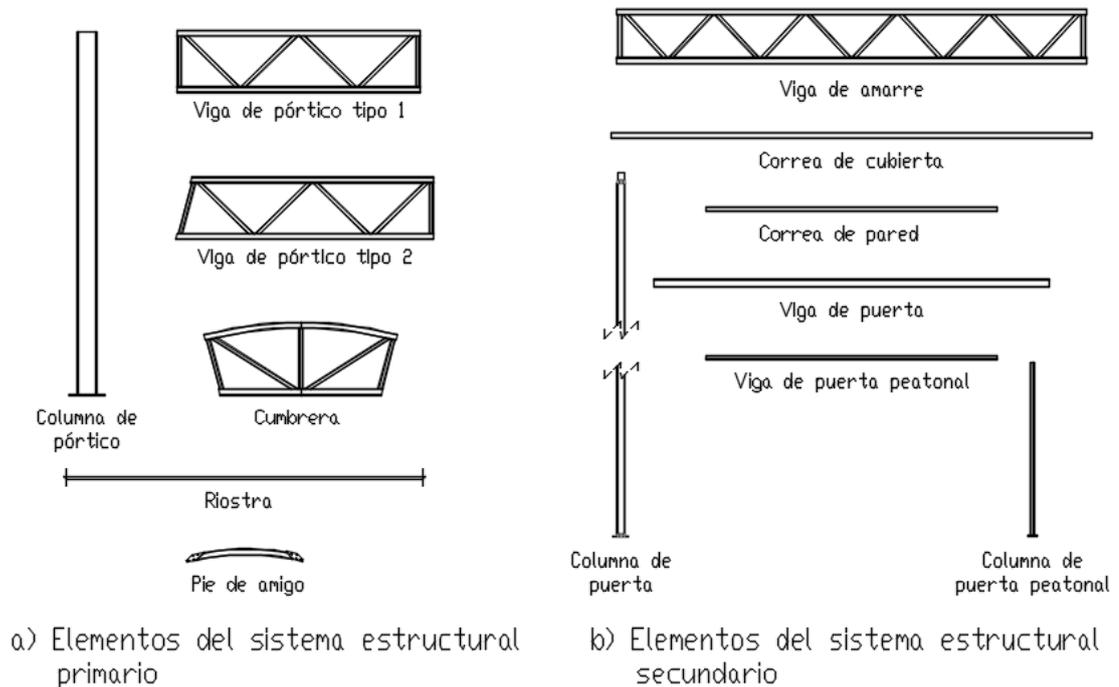
$$E_i = \frac{606120,6}{99} = 6122,43 [N]$$

### 3.1.5. DISEÑO ESTRUCTURAL COMPUTACIONAL

#### 3.1.5.1. Modelado

##### 3.1.5.1.1. Elementos de la nave industrial

Los sistemas estructurales primario y secundario de la nave industrial se conforman por elementos modulares desmontables. En la Figura 22 se muestran los elementos estructurales que forman parte del modelo.



**Figura 22 Elementos estructurales de la nave industrial.**

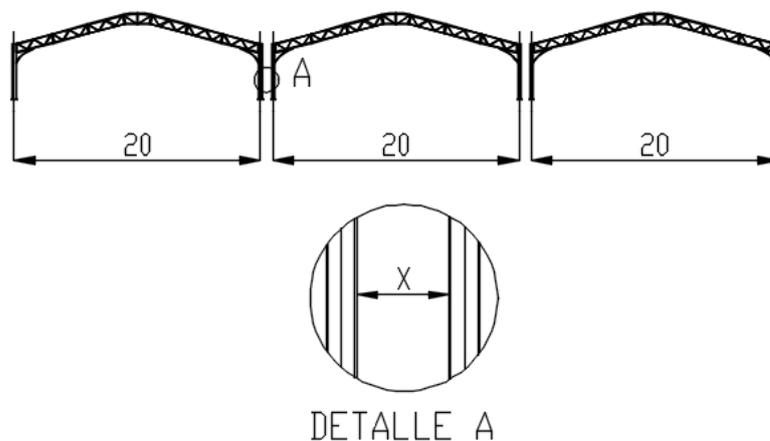
Fuente: Elaboración propia.

Para los elementos de la nave industrial que se han definido como armaduras, se ha seleccionado la celosía tipo Warren, la cual, “tiene la ventaja de que los elementos en compresión y tensión en el alma de la armadura tienen igual longitud, resultando en un razón peso–luz muy ventajosa en términos de costo para luces pequeñas, además de que se reducen los costos

de fabricación al ser todos los elementos iguales en longitud” (Rojas, 2015, p.2). Por otro lado “la armadura Warren modificado se usa en luces grandes. La armadura diente de sierra se usa mucho en edificios con varias luces o claros” (Rojas, 2015, p.2). La pendiente de los miembros del alma de las armaduras se mantiene cercana a  $45^\circ$  con respecto a la horizontal (Vinnakota, 2006, p.67). Los accesorios como templadores, varillas de anclaje, pernos, etc. no son necesarios para el modelo porque no influyen en la resistencia estructural, por el contrario, las cargas resultantes del análisis afectan su desempeño.

### 3.1.5.1.2. Modelo estructural

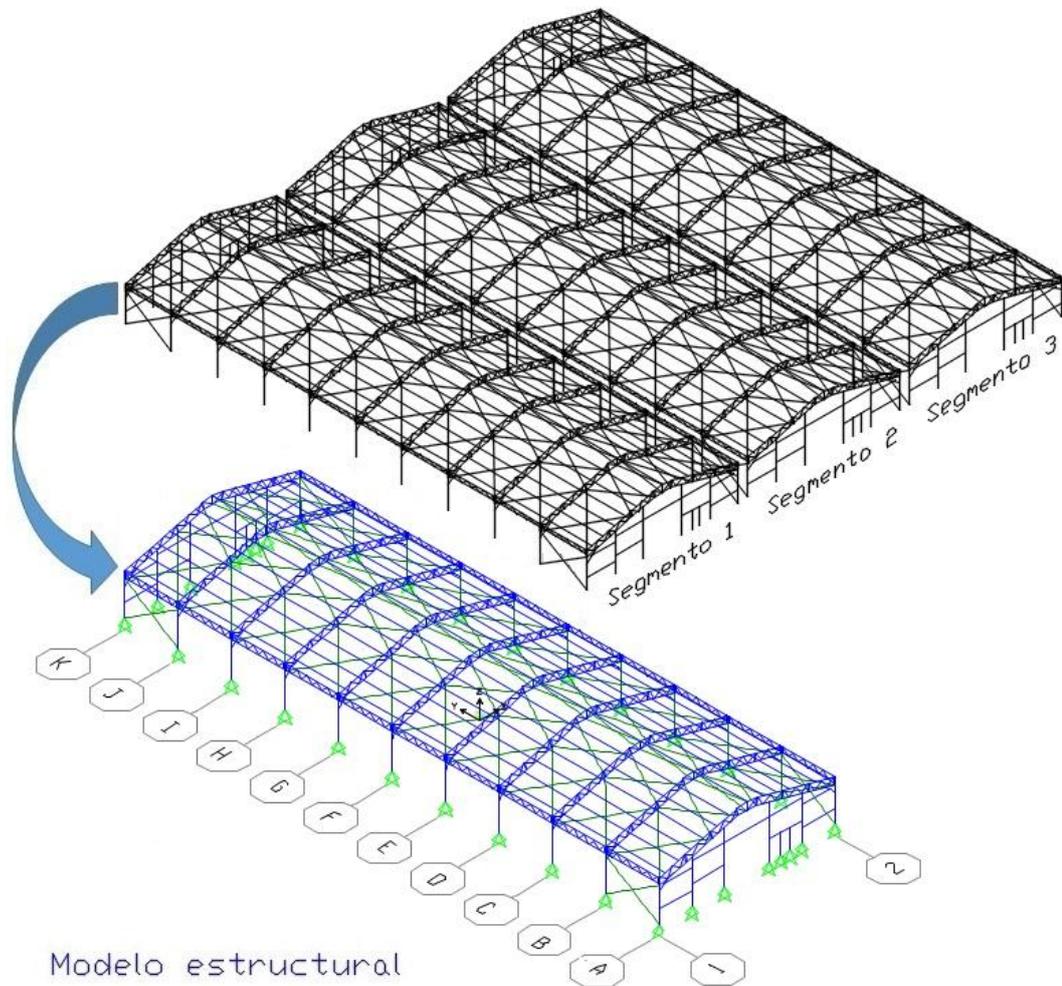
La nave industrial de  $3600 \text{ m}^2$ , se conforma por tres pórticos contiguos que se replican once veces consecutivamente con una separación denominada vano. Como se observa, las columnas intermedias no son compartidas y los pórticos son individuales, este diseño se debe a la incorporación del sistema autónomo de izaje de vigas que funciona de manera que iza las vigas de un pórtico a la vez, dado a que la estructura es expandible y las vigas instaladas obstaculizarían el levantamiento de las nuevas vigas.



**Figura 23** Distancia neta entre columnas de pórticos contiguos.

Fuente: Elaboración propia.

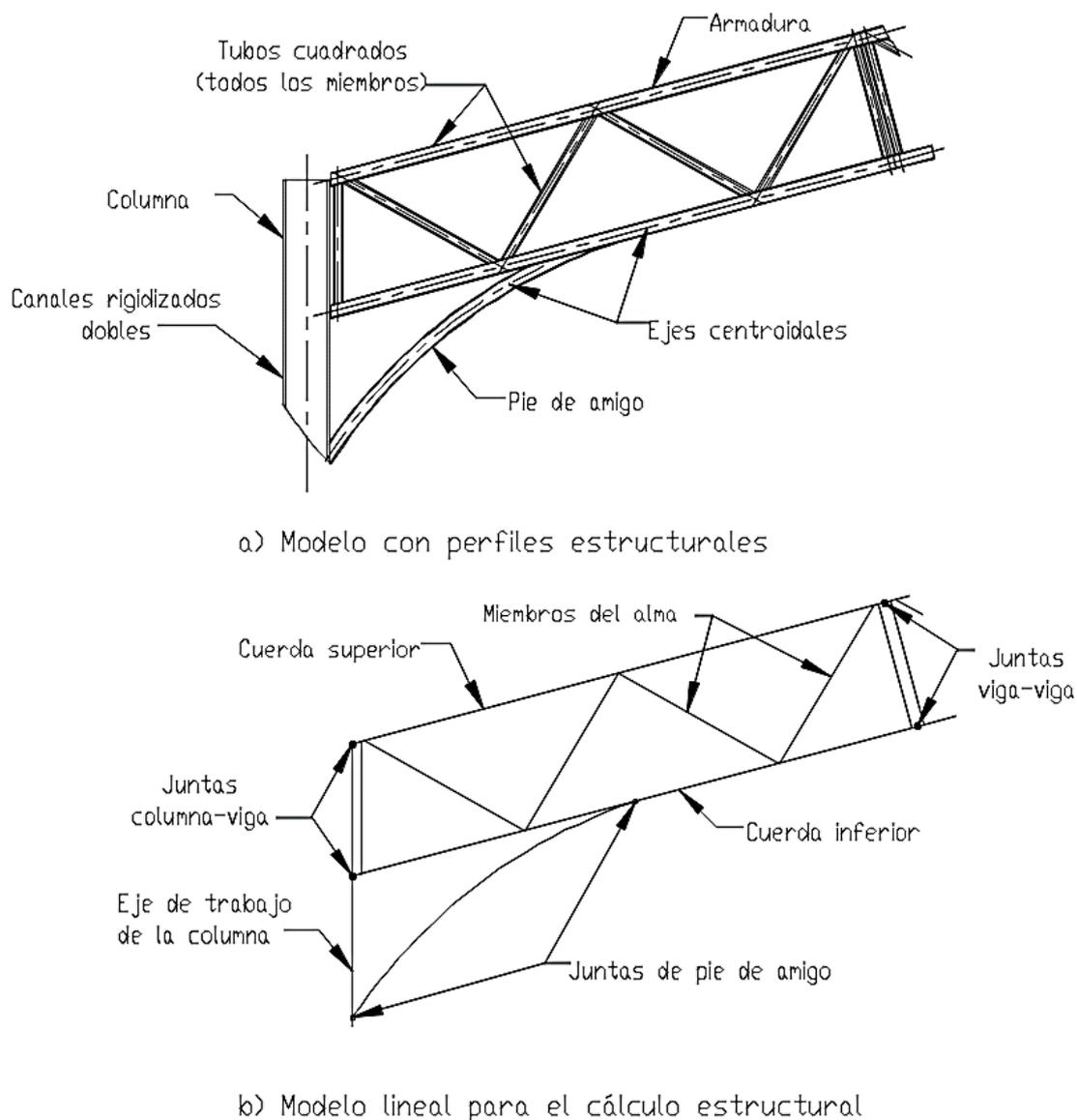
La Figura 23 muestra la distancia entre columnas que debe existir para un correcto funcionamiento del sistema de izaje. El valor de “x” se definirá más adelante en el diseño del sistema autónomo de izaje de vigas.



**Figura 24 Modelo para el análisis estructural de la nave industrial.**

Fuente: Elaboración propia.

Si la estructura se conforma por pórticos modulares independientes, el modelo se simplifica de manera que solo uno de los tres segmentos de la nave industrial se modela, Figura 24, esto porque los segmentos no se comunican estructuralmente.



**Figura 25 Simplificación del modelo para el análisis estructural.**

Fuente: Elaboración propia.

El modelo estructural tiene que aproximarse al modelo real, de manera que las juntas y la coincidencia de los ejes centroidales sean coherentes con el funcionamiento real de la estructura. Por ejemplo, como se muestra en la Figura 25a, la armadura se une al lado lateral de la columna, por lo que no es posible coincidir los ejes centroidales de las cuerdas con el eje centroidal de la columna para los propósitos del modelo. La solución es trasladar el eje de “trabajo” de la columna hacia la zona donde realmente se junta con la

armadura, Figura 25b, mientras que el eje centroidal se mantiene, virtualmente, en el lugar original.

### Arriostramiento

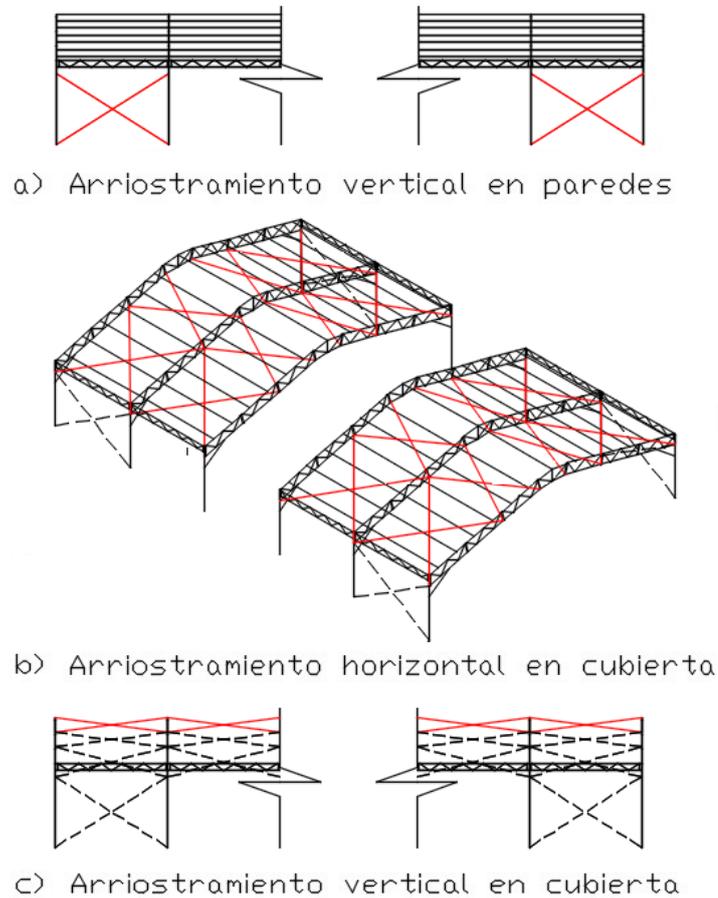
Las cargas laterales de viento y sismo provocan falla de miembros estructurales y valores no permisibles de derivas de techo, para contrarrestar estos efectos es necesario la aplicación de arriostramiento.

- Arriostramiento vertical en paredes: En nuestro modelo estructural (Figura 24) hay que disminuir al máximo el arriostramiento en las paredes debido a que hay comunicación entre los tres segmentos estructurales, por lo tanto el arriostramiento vertical se ubica en los extremos del modelo como se muestra en la Figura 26a. La configuración geométrica de las riostras se elige entre los tipos X, diagonal y K; no se contemplan los tipos “V” y “V” invertida debido a que necesitamos transmitir las cargas de pódico a pódico directamente; para una elección acertada hay que evaluar los siguientes parámetros para cada configuración:
  - Esfuerzo: Cuanto contribuye el arriostramiento a disminuir el esfuerzo y evitar el sobreesfuerzo.
  - Derivas de techo: Cuanto contribuye el arriostramiento a disminuir la magnitud de las derivas de techo.
  - Características operativas: El arriostramiento en X es el más eficiente, el tipo diagonal se usa siempre y cuando la riostra tiene la capacidad de resistir fuerzas de tensión y compresión (Vinnakota, 2006, p.80). El tipo K, aunque es poco común, se utiliza cuando la altura restringida es considerable.
  - Pendiente de las riostras: Siempre que sea posible, se recomienda riostras inclinadas a 45° para proporcionar un sistema eficiente con fuerzas resultantes relativamente bajas en comparación con otros arreglos, y significa que las conexiones en las columnas serán compactas. Además, sistemas estrechos

con riostras inclinadas abruptamente aumentarán la sensibilidad de la estructura, mientras que sistemas amplios con ángulos menores a  $45^\circ$  resultarán en estructuras más estables (Tata Steel et al., 2015).

Utilizar perfiles estructurales como miembros de arriostramiento aumenta significativamente el peso de la estructura, para evitar este efecto utilizamos cables de acero, cuya limitación es que no resisten compresión, entonces se descarta el uso de una configuración diagonal. Utilizar la configuración tipo K implica inclinaciones con ángulos muy pequeños, dado a que la altura a restringir es pequeña en relación al vano. La configuración en X es la más adecuada en cuanto a eficiencia, simetría, ángulos de inclinación menores y más cercanos a  $45^\circ$ .

- Arriostramiento horizontal en la cubierta: Para transmitir las cargas desde la cubierta al arriostramiento vertical en las paredes y posteriormente a los pórticos de manera continua, es necesario que la disposición de las riostras en la cubierta también sea en X, sin embargo el arriostramiento no puede limitarse a los extremos del modelo, hay que arriostrar todo el diafragma del techo para disminuir las derivas causadas por la carga sísmica. En la zona de la cumbrera no se incluyen riostras horizontales, Figura 26b, porque no contribuyen a disminuir el esfuerzo y las derivas de techo.
- Arriostramiento vertical en la cubierta: Las fuerzas sísmicas parciales se aplican a los puntos principales del diafragma de techo (aleros y cumbrera). El arriostramiento en las paredes y cubierta disminuye en gran medida el desplazamiento lateral de dichos puntos, sin embargo cuando el sentido de las fuerzas es el mostrado en la Figura 31b, la cumbrera mantiene desplazamientos altos. Utilizar un puntal de cumbrera, similar a una viga de amarre, contrarresta el desplazamiento pero el puntal falla gravemente. Entonces es necesario arriostrar longitudinalmente en todas las zonas de cumbrera, nuevamente la configuración en X es la más adecuada, Figura 26c.

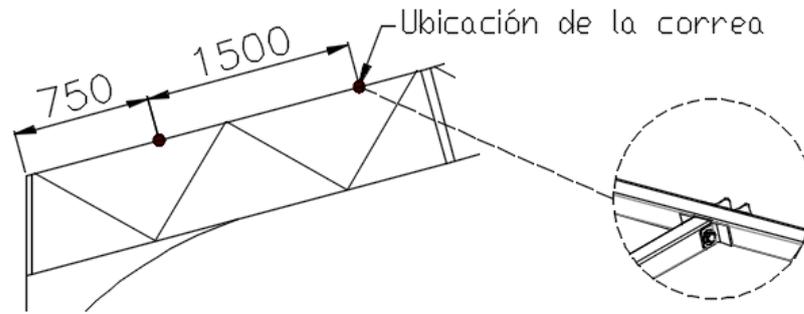


**Figura 26 Configuraciones de arriostramiento en la nave industrial.**

Fuente: Elaboración propia.

### Sistema estructural secundario

Las cargas que actúan en la cubierta se distribuyen sobre las correas, si no se cuenta con las suficientes, existe sobreesfuerzo. Para nuestro análisis, trece correas por vano son adecuadas para sobrellevar las cargas y tener un buen contacto de la cubierta. La distribución de las correas, en cada lado de la cubierta, se hace ubicando la primera a 750 mm del alero y las siguientes cinco cada 1500 mm como se muestra en la Figura 27, la décima tercera correa se ubica en la cumbre. Las correas se ubican al mismo nivel de las cuerdas superiores de las cerchas, dado a que el recubrimiento estructural es tipo membrana y debe asentarse sobre ambos elementos para evitar el corte en aristas vivas. Las vigas de amarre comunican los pórticos en los aleros, en esta zona se aplican cargas puntuales de sismo por lo que estas vigas son más rígidas que las correas como se puede apreciar en la Figura 22b.



**Figura 27 Distribución de correas en la cubierta.**

Fuente: Elaboración propia.

Las estructuras frontal y posterior forman parte del sistema estructural secundario, soportan y transmiten cargas de viento a los pórticos y soportan las cargas de operación de las puertas. Las columnas y vigas de puertas forman los marcos donde se instalan la puerta principal y peatonal, mientras que las correas de pared estabilizan y unen a la estructura con el pórtico aledaño.

#### 3.1.5.1.3. Conexiones

Dentro del modelo hay cuatro tipos de conexiones:

- Articuladas: Se asignan a las bases de las columnas para simular placas base no resistentes a momento.
- Simples de cortante: Se asignan a las conexiones entre la correa de cubierta y la cuerda superior de las vigas de los pórticos; entre las vigas de amarre y las columnas; y entre todos los miembros de las estructuras frontal y posterior. Solo soportan cargas de cortante.
- Tipo pasador: Se asignan a los terminales de las riostras y solo soportan cargas de tensión. Se simulan como simples de cortante
- Restringidas: Se asignan a todas las conexiones del pórtico, tales como: viga y columna, entre vigas, y conexiones del pie de amigo. Soportan cargas axiales, de cortante, de torsión y de momento.

#### 3.1.5.1.4. Recubrimiento

Dentro del modelo se incluye el recubrimiento estructural simulado como varios elementos tipo membrana, a los cuales se les asigna el peso de la membrana de alta resistencia ( $0,428 \text{ kg/m}^2$ ) que se va a utilizar en realidad. El objetivo es que el software calcule automáticamente la carga muerta del recubrimiento para ser incluida en el modelo y en el cálculo estructural.

Cargas del modelo como: viva de cubierta, granizo y viento están en unidades de fuerza por área, si bien es posible asignarlas a los sistemas estructurales primario y secundario contemplando el área tributaria, se prefiere asignar las cargas directamente sobre el recubrimiento para incrementar el realismo del modelo.

#### 3.1.5.2. Normativa aplicable y filosofía para el diseño estructural

Para el diseño estructural se aplican:

- La especificación AISC 360-10, emitida por el Instituto Americano de la Construcción en Acero (American Institute of Steel Construction – AISC).
- La guía de diseño 1 (Base Plate and Anchor Rod Design), emitida por el Instituto Americano de la Construcción en Acero (American Institute of Steel Construction – AISC).

Dentro de estas normativas existen dos filosofías de diseño:

- ASD (Allowable Stress Design), Diseño por Resistencia Permisible, DRP.
- LRFD (Load and Resistance Factor Design), Diseño por Factores de Carga y Resistencia, DFCR.

En el método ASD todas las cargas son asumidas hacia tener la misma variabilidad promedio, es decir, no considera factores de carga. Los factores de seguridad no se determinan usando métodos probabilísticos, sino que son producto de la experiencia y el juicio (Mendoza, 2007, p. 72). El problema principal de este método es que considera un factor uniforme para las cargas, sin reconocer los diferentes grados de variabilidad que existen, por ejemplo entre las cargas permanentes y las cargas sísmicas (Herrera, 2006, p. 15).

“El método LRFD utiliza factores de carga que son diferentes dependiendo del tipo de carga considerada” (Herrera, 2006, p. 16).

El valor del factor de carga usado para cargas muertas es menor que el usado para cargas vivas, ya que los proyectistas pueden estimar con más precisión las magnitudes de las cargas muertas que las vivas. Respecto a esto se notará que las cargas que permanecen fijas durante largos periodos variarán menos en magnitud que aquéllas que se aplican por cortos periodos, tales como las cargas de viento (Mendoza, 2007, p. 74).

El método está basado en un modelo probabilístico y fue inicialmente calibrado para producir el mismo resultado que el método ASD (Herrera, 2006, p. 16). Los factores de mayoración de las cargas son mayores o iguales a uno, mientras que los factores de reducción de la resistencia son menores o iguales a 1 (a diferencia de los factores de seguridad) (Herrera, 2006, p. 16).

El método LRFD tiene una serie de ventajas sobre el ASD. Entre las más importantes está la racionalidad del método y la posibilidad de introducir cambios a los factores de carga y de resistencia independientemente (de hecho, la última edición de la norma AISC modificó el valor del factor de reducción en miembros en compresión de 0.85 a 0.9, citando mejoras en las técnicas de producción del acero). Otra razón importante es que, cuando se combinan elementos estructurales de diferentes materiales, es mejor que todos se diseñen de acuerdo a la misma metodología, para prevenir inconsistencia que pueden resultar en diseños poco seguros.

Sin embargo, el método de tensiones admisibles no ha sido completamente abandonado, debido a que aún es ampliamente utilizado y es necesario cuando se está evaluando la rehabilitación de estructuras antiguas (Herrera, 2006, p. 17).

Según lo visto, para este proyecto se aplicará la filosofía LRFD debido a que “proporciona un margen de seguridad más confiable bajo las diferentes condiciones de carga. Es decir, LRFD permite que el factor de seguridad sea más preciso para diferentes tipos de carga y combinaciones de las mismas” (Manual de Diseño para la Construcción en Acero, 2014, p. 80)

### **3.1.5.3. Tipo de análisis y elementos finitos**

Las fuerzas sísmicas son causadas por un fenómeno dinámico y debido a características ocupacionales y de diseño del edificio pueden aproximarse a fuerzas estáticas, lo que permite un método de Diseño Basado en Fuerzas (DBF) que contempla un análisis estructural estático para el cálculo de los efectos de las fuerzas sísmicas. Para hallar los efectos del resto de cargas actuantes sobre el edificio, es aplicable el mismo método de análisis porque las fuerzas también son estáticas.

En el análisis lineal existe una relación lineal entre causas y efectos. Para el cumplimiento de esta premisa el material debe ser elástico lineal (material hookeano) y los desplazamientos de la estructura deben ser pequeños. Cuando no se cumple alguna de estas premisas el comportamiento de la estructura es no lineal (NEC-SE-DS, 2014, p. 57).

El proyecto no contempla grandes desplazamientos (ocupación normal del edificio) eliminando una potencial no linealidad geométrica. Sin embargo, existe una no linealidad física debida a los cables de arriostamiento, que a medida que se tensionan se vuelven, aparentemente, más rígidos y no resisten compresión.

Típicamente, las estructuras con armaduras se diseñan usando análisis elástico (Tata Steel et al., 2015) debido a que es más complejo asignar rótulas

plásticas a las armaduras que a miembros de alma llena. Además, los miembros de las armaduras resisten mayoritariamente cargas axiales y aunque en nuestro caso hay presencia de momentos flectores, estos son de baja magnitud eliminando la necesidad de un análisis plástico<sup>8</sup>. El método LRFD es el permitido para diseñar por análisis plástico (AISC 360, 2010, p. 469), sin embargo no existe un impedimento para que este mismo método sea utilizado para análisis elástico.

En definitiva, la comprobación estructural se llevará a cabo utilizando un análisis estático no lineal que considere un comportamiento elástico de los materiales. El software utiliza elementos finitos lineales (1D).

#### 3.1.5.4. Aplicación de cargas y combinaciones de carga

En la Tabla 4 se resumen las cargas aplicadas al modelo.

**Tabla 4**

##### **Cargas de diseño.**

Denominación	Símbolo	Valor	Unidad
Carga muerta	D	693419,75 <sup>a</sup>	N
Carga viva de cubierta	L <sub>r</sub>	240	N/m <sup>2</sup>
Carga de granizo	S	500	N/m <sup>2</sup>
Cargas de viento	W <sub>p1</sub>	± 278,72 <sup>b</sup>	N/m <sup>2</sup>
	W <sub>p2</sub>	± 104,52 <sup>c</sup>	N/m <sup>2</sup>
	W <sub>p3</sub>	-209,04 <sup>d</sup>	N/m <sup>2</sup>
	W <sub>pi</sub>	± 191,62 <sup>e</sup>	N/m <sup>2</sup>
Carga sísmica	E <sub>i</sub>	6122,43 <sup>f</sup>	N

<sup>8</sup> El análisis plástico permite distribuciones de momentos flectores relativamente grandes a lo largo del pórtico, debido a las rotaciones de las rótulas plásticas. Las rótulas plásticas se producen en secciones donde el momento flector alcanza el momento plástico o la resistencia de la sección transversal a cargas por debajo de la plena carga del Estado Límite Último o de Resistencia (Tata Steel et al., 2015).

<sup>a</sup> El valor de carga muerta es el peso total de la nave industrial concentrado en el centro de gravedad y sirve para calcular el cortante basal debido a sismo. Cada elemento dentro del modelo soporta su propio peso.

<sup>b</sup> Presión sobre la pared de barlovento y succión sobre la pared de sotavento.

<sup>c</sup> Presión o succión sobre la cubierta de barlovento.

<sup>d</sup> Succión sobre la cubierta de sotavento.

<sup>e</sup> Presión o succión interna

<sup>f</sup> El valor de carga sísmica es producto del cortante basal, y se aplica a los nodos principales del diafragma de la cubierta.

Las combinaciones de carga recomendadas en la norma NEC-SE-CG se basan en el método de diseño LRFD, y se listan en la Tabla 5.

**Tabla 5**

**Combinaciones de carga estándar.**

<b>Combinación</b>	<b>Ecuación</b>
LC-1	$1,4D$
LC-2	$1,2D + 0,5L_r$
LC-3	$1,2D + 1,6 L_r + 0,5W_p$
LC-4	$1,2D + W_p + 0,5 L_r$
LC-5	$1,2D + E + 0,2S$
LC-6	$0,9D + W_p$
LC-7	$0,9D + E$

Fuente: Combinación para el diseño por última resistencia. NEC-SE-CG. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. Ecuador, 2014.

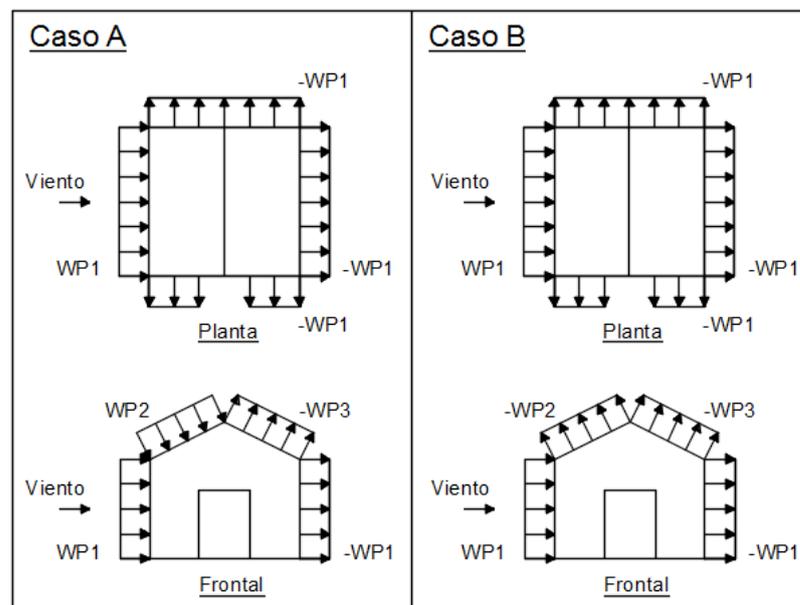
Con el objetivo de obtener todas las combinaciones de carga posibles, se analiza la aplicación de las cargas de viento y sismo sobre el modelo, dado a que son causadas por fenómenos naturales impredecibles.

### 3.1.5.4.1. Casos de carga de viento

Existen tres factores que causan la generación de casos de carga por viento:

- Orientación de la nave industrial.
- Dirección de la carga de viento sobre la cubierta de barlovento.
- Nivel de abertura de la estructura.

Estos factores se interrelacionan para cada caso, es decir que para la generación de un caso de carga se evalúan los tres factores simultáneamente. Por ejemplo, en el caso A de la Figura 28, la estructura está orientada de manera que la dirección del viento va hacia el costado de la estructura donde la pared es cerrada (pared de barlovento) y la dirección de la carga sobre la cubierta de barlovento es positiva; en este caso el viento no ingresa al edificio, anulando la carga interna.

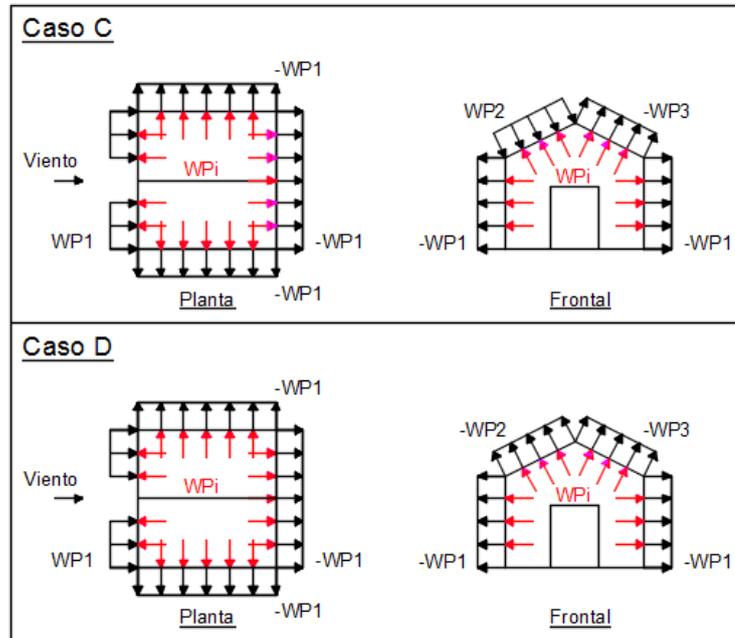


**Figura 28 Casos A y B de cargas de viento.**

Fuente: Elaboración propia.

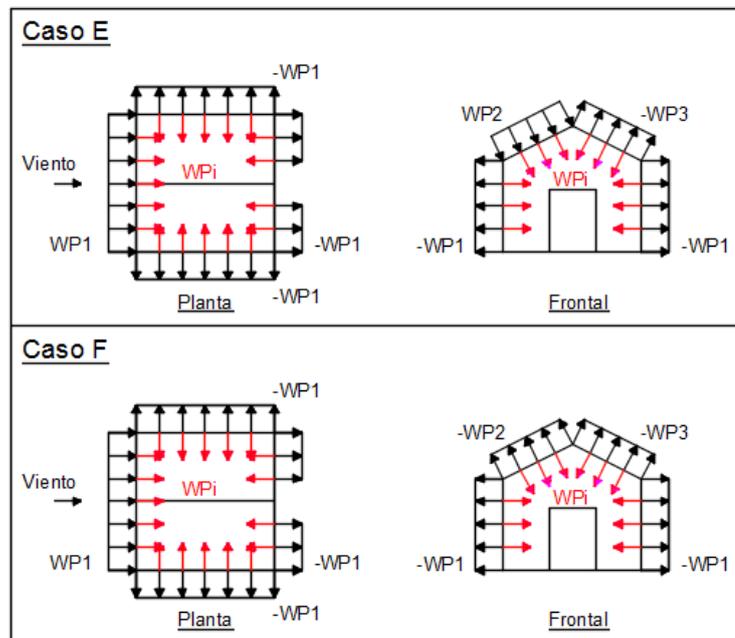
Las Figuras 29 y 30 muestran orientaciones del edificio en las que el viento causa presión o succión interna. La presión interna sucede cuando el viento

ingresa al edificio, mientras que la succión interna se debe a que el viento se aplica en la pared opuesta a la abertura (Vinnakota, 2006, p. 119).



**Figura 29 Casos C y D de cargas de viento.**

Fuente: Elaboración propia.



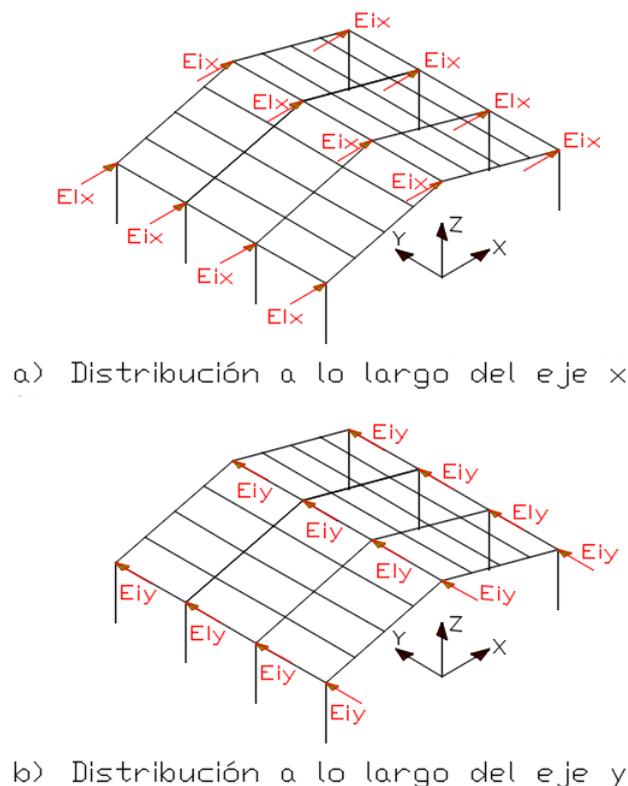
**Figura 30 Casos E y F de cargas de viento.**

Fuente: Elaboración propia.

Según lo mostrado, todos los casos tienen un impacto sobre las combinaciones de carga. Así, LC-3, LC-4 y LC-6 tienen subcategorías A, B, C, D, E y F. Cada caso es analizado con el fin de obtener las condiciones más desfavorables para el edificio.

#### 3.1.5.4.2. Casos de carga de sismo

Debido a que es imposible predecir la dirección del cortante basal causado por un sismo, las cargas sísmicas en el diafragma del techo pueden estar orientadas en cualquiera de las dos direcciones ortogonales: a lo largo del eje  $x$ , Figura 31a, o del eje  $y$ , Figura 31b. Esto causa la aparición de combinaciones de carga específicas para  $E_{ix}$  y  $E_{iy}$ , que se derivan de LC-5 y LC-7. Cada caso es analizado con el fin de obtener las condiciones más desfavorables para el edificio.



**Figura 31 Cargas sísmicas puntuales en dirección ortogonal  $x$  o  $y$ .**

**Nota:** El resto de pórticos se cargan de la misma manera. Fuente: Elaboración propia.

### 3.1.5.4.3. Declaración de cargas y combinaciones de carga aplicadas al modelo

Dentro del software hay que declarar las cargas que se listan en la Tabla 4, luego se declaran las combinaciones de carga mostradas en la Tabla 6, las cuales resultan de los casos de carga de viento y sismo aplicados a las combinaciones estándar de la Tabla 5. Para realizar el análisis no lineal se requiere declarar a las combinaciones como no lineales (NL).

**Tabla 6**

#### **Combinaciones de carga para el modelo.**

<b>Combinación</b>	<b>Ecuación</b>
LC-1-NL	1,4D
LC-2-NL	1,2D + 0,5L <sub>r</sub>
LC-3A-NL	1,2D + 1,6 L <sub>r</sub> + 0,5(± W <sub>p1</sub> + W <sub>p2</sub> - W <sub>p3</sub> )
LC-3B-NL	1,2D + 1,6 L <sub>r</sub> + 0,5(± W <sub>p1</sub> - W <sub>p2</sub> - W <sub>p3</sub> )
LC-3C-NL	1,2D + 1,6 L <sub>r</sub> + 0,5(± W <sub>p1</sub> + W <sub>p2</sub> - W <sub>p3</sub> - W <sub>pi</sub> )
LC-3D-NL	1,2D + 1,6 L <sub>r</sub> + 0,5(± W <sub>p1</sub> - W <sub>p2</sub> - W <sub>p3</sub> - W <sub>pi</sub> )
LC-3E-NL	1,2D + 1,6 L <sub>r</sub> + 0,5(± W <sub>p1</sub> + W <sub>p2</sub> - W <sub>p3</sub> + W <sub>pi</sub> )
LC-3F-NL	1,2D + 1,6 L <sub>r</sub> + 0,5(± W <sub>p1</sub> - W <sub>p2</sub> - W <sub>p3</sub> + W <sub>pi</sub> )
LC-4A-NL	1,2D + (± W <sub>p1</sub> + W <sub>p2</sub> - W <sub>p3</sub> ) + 0,5 L <sub>r</sub>
LC-4B-NL	1,2D + (± W <sub>p1</sub> - W <sub>p2</sub> - W <sub>p3</sub> ) + 0,5 L <sub>r</sub>
LC-4C-NL	1,2D + (± W <sub>p1</sub> + W <sub>p2</sub> - W <sub>p3</sub> - W <sub>pi</sub> ) + 0,5 L <sub>r</sub>
LC-4D-NL	1,2D + (± W <sub>p1</sub> - W <sub>p2</sub> - W <sub>p3</sub> - W <sub>pi</sub> ) + 0,5 L <sub>r</sub>
LC-4E-NL	1,2D + (± W <sub>p1</sub> + W <sub>p2</sub> - W <sub>p3</sub> + W <sub>pi</sub> ) + 0,5 L <sub>r</sub>
LC-4F-NL	1,2D + (± W <sub>p1</sub> - W <sub>p2</sub> - W <sub>p3</sub> + W <sub>pi</sub> ) + 0,5 L <sub>r</sub>
LC-5.1-NL	1,2D + E <sub>ix</sub> + 0,2S
LC-5.2-NL	1,2D + E <sub>iy</sub> + 0,2S
LC-6A-NL	0,9D + (± W <sub>p1</sub> + W <sub>p2</sub> - W <sub>p3</sub> )
LC-6B-NL	0,9D + (± W <sub>p1</sub> - W <sub>p2</sub> - W <sub>p3</sub> )

**Continúa.**

Tabla 6

**Combinaciones de carga para el modelo (continuación).**

<b>Combinación</b>	<b>Ecuación</b>
LC-6C-NL	$0,9D + (\pm W_{p1} + W_{p2} - W_{p3} - W_{pi})$
LC-6D-NL	$0,9D + (\pm W_{p1} - W_{p2} - W_{p3} - W_{pi})$
LC-6E-NL	$0,9D + (\pm W_{p1} + W_{p2} - W_{p3} + W_{pi})$
LC-6F-NL	$0,9D + (\pm W_{p1} - W_{p2} - W_{p3} + W_{pi})$
LC-7.1-NL	$0,9D + E_{ix}$
LC-7.2-NL	$0,9D + E_{iy}$

**Nota:** Los signos positivo y negativo de las cargas de viento indican si causan presión o succión, respectivamente. La variación de los signos entre combinaciones del mismo tipo (LC-3A-NL, LC-3B-NL, etc.) se debe a los casos de carga mostrados de la Figura 28 a la 3.18.

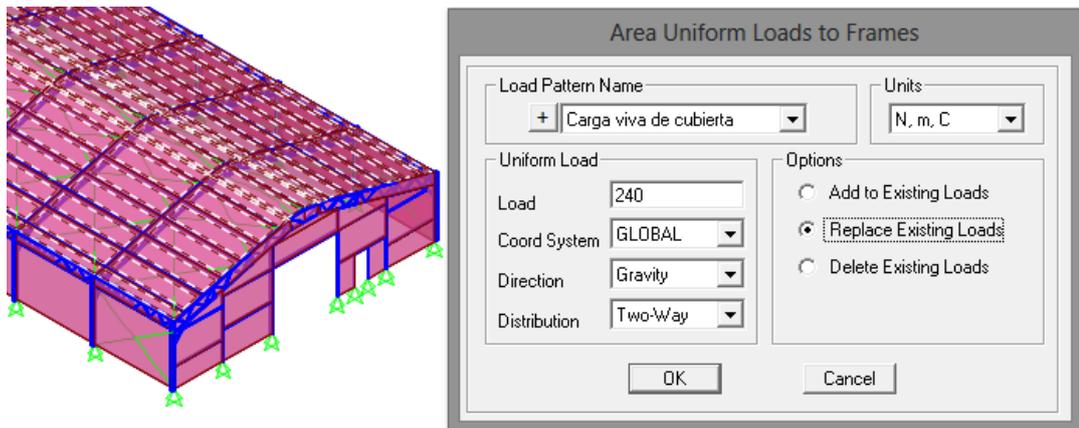
## 3.1.5.4.4. Asignación de cargas a los elementos del modelo

Carga muerta

El software asigna automáticamente el peso propio a cada elemento del modelo. Adicionalmente, a cada correa se le asigna una carga muerta uniformemente distribuida de 4 kg/m, que corresponde al peso de tres luminarias, cada una pesa 8 kg.

Carga viva de cubierta

Se asigna el valor correspondiente de la Tabla 4, a los elementos de área tipo shell de la cubierta como se muestra en la Figura 32. La herramienta “Area Uniform Loads to Frames” del software, permite asignar la carga en unidades de fuerza por área ( $N/m^2$ ) a lo largo de cualquier dirección local o global, en este caso de la gravedad. El tipo de distribución “two-way” asigna la carga en todo el perímetro del elemento de área, convirtiéndose en el más preciso.

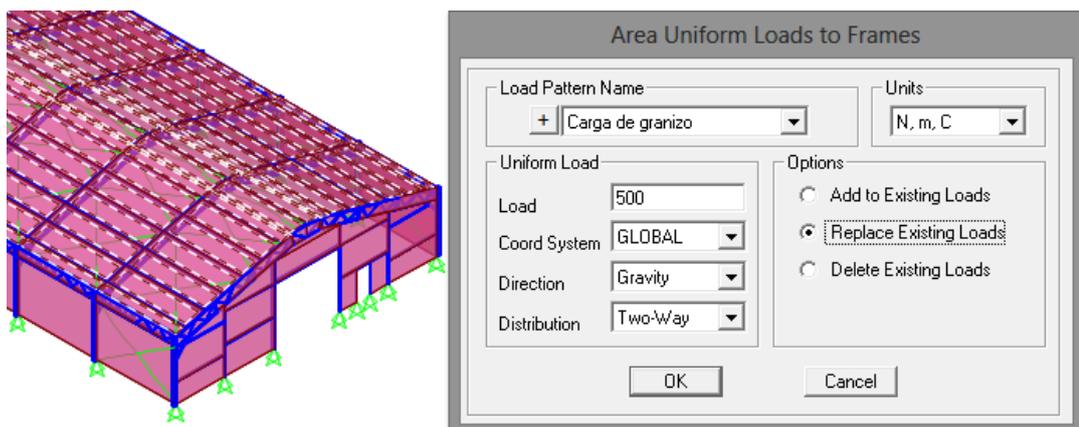


**Figura 32** Carga viva de cubierta asignada a la cubierta del modelo.

Fuente: Elaboración propia.

### Carga de granizo

Se asigna el valor correspondiente de la Tabla 4, de la misma manera que la carga viva de cubierta.



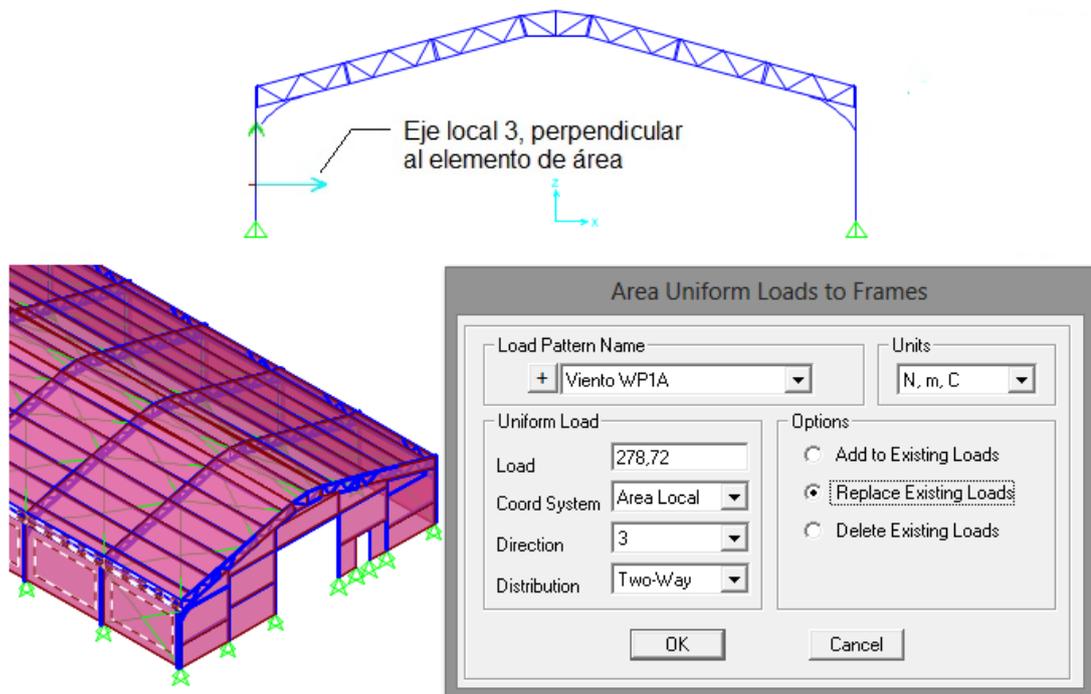
**Figura 33** Carga de granizo asignada a la cubierta del modelo.

Fuente: Elaboración propia.

### Cargas de viento

Los valores de la Tabla 4 para  $W_{p1}$ ,  $W_{p2}$ ,  $W_{p3}$  y  $W_{pi}$  se asignan, con sus respectivos signos, a los correspondientes elementos de área tipo shell según los casos de carga A, B, C, D, E y F. Todas las cargas de viento deben estar

en la dirección local 3, la cual es perpendicular al elemento shell. En la Figura 34 se detalla la asignación de  $W_{p1}$  a la pared de barlovento según el caso de carga A (Figura 28). Note que el eje local 3 se ha colocado de tal manera que cumpla con la convención de signos de presión (+) y succión (-), con el objetivo de asignar la carga con el signo real.

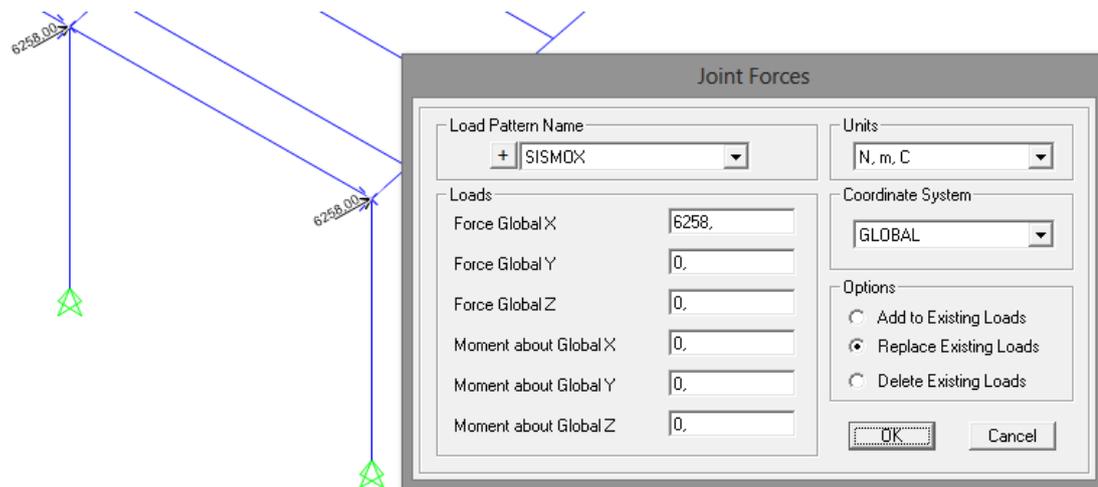


**Figura 34** Carga de viento sobre la pared de barlovento según el caso A de carga de viento.

Fuente: Elaboración propia.

### Carga sísmica

Se asigna el valor correspondiente de la Tabla 4, a los puntos del diafragma del techo como se indica en la Figura 35.



**Figura 35** Carga sísmica  $E_{ix}$  asignada a los puntos del diafragma de techo.

Fuente: Elaboración propia.

### 3.1.5.5. Análisis estructural computacional

Una vez que tenemos el modelo listo con las combinaciones de carga declaradas y las cargas aplicadas, se ejecuta el análisis estático no lineal tantas veces como sea necesario hasta llegar a un análisis final optimizado, el cual se obtiene cuando los miembros estructurales no fallan ante los estados límite de resistencia y no son sobredimensionados; y el edificio no sobrepasa las derivas de techo máximas permitidas (estados límite de servicio).

#### 3.1.5.5.1. Asignación de perfiles estructurales y material

Los perfiles usados en la estructura son tubulares tipo cajón (sección cuadrada y rectangular). Esta preferencia sobre otros perfiles se debe en primer lugar a que la estructura debe ser ligera para formar las armaduras y en general para cumplir con los requisitos ya mencionados, y los perfiles laminados en frío son, en general, más livianos que los laminados en caliente. En segundo lugar, los perfiles tubulares tipo cajón son atiesados en todos sus

lados, a diferencia de los perfiles comúnmente utilizados en armaduras como ángulos simples y dobles, resultando en elementos estructurales de mayor rigidez, lo cual es de mucha ayuda tomando en cuenta que se desea el montaje y desmontaje periódico. Finalmente, se descarta el uso de tubos circulares debido a la dificultad de idear juntas.

El análisis estructural final resulta cuando los elementos estructuras no fallan procurando no sobredimensionarlos, para lo cual se modifica el tamaño y el material del perfil en cada corrida del modelo. Hay que tomar en consideración los perfiles que existen en el mercado nacional, lo que nos limita pero también acorta el tiempo de selección del perfil ideal. En la Tabla 7 se muestran los perfiles estructurales definitivos aplicados a los distintos elementos del modelo.

**Tabla 7 Elementos y perfiles estructurales.**

Elemento	Componente	Perfil estructural	Dimensiones			Material ASTM
			Base (mm)	Altura (mm)	Espesor (mm)	
Correa de cubierta	Cuerpo	TC 75X3	75	75	3	A500 Gr. B
Correa de pared	Cuerpo	TC 50X2	50	50	2	A500 Gr. B
Cumbrera	Cuerda superior e inferior	TC 75X3	75	75	3	A500 Gr. B
	Miembros del alma	TC 50X2	50	50	2	A500 Gr. B
Pie de amigo	Cuerpo	TC 75X3	75	75	3	A500 Gr. B
Viga de amarre	Cuerda superior e inferior	TC 100X3	100	100	3	A500 Gr. B
	Miembros del alma	TC 50X2	50	50	2	A500 Gr. B
Viga de pórtico tipo 1	Cuerda superior e inferior	TC 75X3	75	75	3	A500 Gr. B
	Miembros del alma	TC 50X2	50	50	2	A500 Gr. B
Viga de pórtico tipo 2	Cuerda superior e inferior	TC 75X3	75	75	3	A500 Gr. B
	Miembros del alma	TC 50X2	50	50	2	A500 Gr. B
Columna de puerta	Cuerpo	TR 150X100X3	150	100	3	A500 Gr. B
Columna de puerta peatonal	Cuerpo	TR 80X40X2	80	40	2	A500 Gr. B
Viga de puerta	Cuerpo	TR 150X100X3	150	100	3	A500 Gr. B
Viga de puerta peatonal	Cuerpo	TR 80X40X2	80	40	2	A500 Gr. B
Columna de pórtico	Cuerpo	Doble G 250X100X25X5	250	200	5	A36

**Nota.** TC: Tubo estructural cuadrado. TR: Tubo estructural rectangular. Las propiedades mecánicas de los materiales se detallan en el Anexo B

Las riostras son parte de los elementos estructurales, sin embargo, como se definió en la Sección 3.1.5.1.2., se usará cables de acero en lugar de perfiles estructurales. En la Tabla 8 se muestran los calibres de cable definitivos usados como riostras.

**Tabla 8**

**Arriostramiento y calibres de cables de acero.**

<b>Arriostramiento</b>	<b>Clase</b>	<b>Diámetro (mm)</b>	<b>Alma</b>	<b>Grado (MPa)</b>
Vertical en paredes	6X19	14,5	Acero	1960
Horizontal en la cubierta	6X19	6,4	Acero	1960
Vertical en la cubierta	6X19	6,4	Acero	1960

**Nota.** Las propiedades mecánicas de los materiales se detallan en el Anexo B

3.1.5.5.2. Comprobación estructural y resultados

La herramienta del software que comprueba los componentes de los elementos estructurales, aplica los criterios de la norma AISC 360-10 para el método LRFD, que evalúa la resistencia de un miembro mediante la capacidad de resistencia utilizada. Dicho factor representa el porcentaje de resistencia utilizado del miembro ante las fuerzas, combinadas o no, de: compresión, tensión, flexión, cortante y/o torsión, en una escala de 0 a 1; cuando se aproxima a 1, la capacidad de resistencia está cerca del 100%, por encima de este valor el componente falla.

Para efectuar la comprobación estructural es necesario, en primer lugar, definir el criterio del espesor de diseño que la norma AISC 360-10 estipula para perfiles estructurales huecos (HSS por sus siglas en inglés), y se menciona en el Anexo D del presente proyecto. Según lo descrito en ambos documentos, el espesor de diseño para secciones tubulares HSS con costura fabricada por el método de resistencia eléctrica (ERW por sus siglas en inglés), es el 93% del espesor nominal (AISC 360, 2010, p. 15). En nuestro caso aplicamos este criterio a todos los componentes del modelo.

De la comprobación final obtenemos las capacidades de resistencia utilizadas de los componentes más críticos de cada elemento, y se listan en la Tabla 9.

**Tabla 9**

**Capacidad de resistencia utilizada de los componentes críticos del modelo.**

<b>Elemento/componente</b>	<b>Perfil estructural</b>	<b>Capacidad de resistencia utilizada máxima</b>	<b>Combinación de carga</b>
Columna de pórtico	Doble G 250X100X25X5	0,831	LC-3E-NL
Cuerda de viga de pórtico tipo 1			LC-3E-NL
Cuerda de viga de pórtico tipo 2		0,853 <sup>a</sup>	LC-3E-NL
Cuerda de cumbrera	TC 75X3		LC-3E-NL
Pie de amigo		0,519	LC-3E-NL
Correa de cubierta		0,759	LC-3E-NL
Cuerda de viga de amarre	TC 100X3	0,738	LC-5.2-NL
Miembro del alma de viga de pórtico tipo 1			
Miembro del alma de viga de pórtico tipo 2			
Miembro del alma de cumbrera	TC 50X2	0,514 <sup>b</sup>	LC-3E-NL
Miembro del alma de viga de amarre			
Correa de pared		0,792	LC-4E-NL
Columna de puerta	TR 150X100X3	0,519 <sup>c</sup>	LC-4E-NL
Viga de puerta			
Columna de puerta peatonal	TR 80X40X2	0,493 <sup>d</sup>	LC-4E-NL
Viga de puerta peatonal			

<sup>a</sup> Las cuerdas de las vigas y de la cumbrera del pórtico cumplen con la misma función en la cercha, se someten al mismo tipo de cargas y tienen el mismo perfil estructural, por lo tanto, se puede escoger la máxima capacidad de resistencia utilizada que represente a los tres componentes.

<sup>b</sup> Los miembros del alma de las armaduras cumplen la misma función, se someten al mismo tipo de cargas y tienen el mismo perfil estructural, por lo tanto, se puede escoger la máxima capacidad de resistencia utilizada que represente a: los miembros del alma de las vigas del pórtico, de las cumbreras y de las vigas de amarre del modelo.

<sup>c</sup> La columna y viga de puerta, se someten al mismo tipo de cargas y tienen el mismo perfil estructural, por lo tanto, se puede escoger la máxima capacidad de resistencia utilizada que represente a ambos elementos.

<sup>d</sup> La columna y viga de puerta peatonal, se someten al mismo tipo de cargas y tienen el mismo perfil estructural, por lo tanto, se puede escoger la máxima capacidad de resistencia utilizada que represente a ambos elementos.

En el Anexo C se detalla el método utilizado en el software para obtener la capacidad de resistencia utilizada de los componentes. Los cables de acero que conforman el arriostramiento del edificio no pueden ser comprobados mediante la capacidad de resistencia utilizada porque son elementos no lineales. Su resistencia debe ser medida de acuerdo al criterio propio de los cables de acero, el factor de seguridad, que se obtiene al relacionar la carga de ruptura con la carga de trabajo como se verá más adelante.

### 3.1.5.5.3. Diseño estructural para el estado límite de servicio

La deriva máxima de piso o techo, no debe exceder los límites establecidos en la Tabla 8 de la norma NEC-SE-DS, en la cual la deriva máxima para estructuras metálicas es el 2% de la altura de piso (NEC-SE-DS, 2014, p.48). Para nuestro caso la altura del piso es la altura media del techo como lo describe la ecuación 3.19.

$$\Delta_{max} = 0,02h \quad (3.19)$$

Resolviendo la ecuación 3.19:

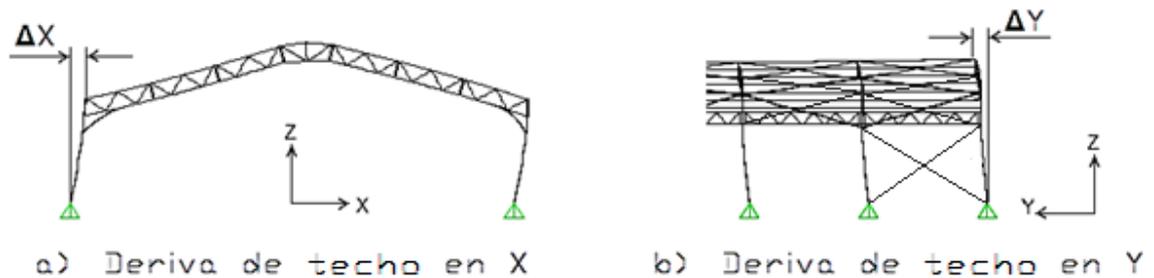
$$\Delta_{max} = 0,117 [m]$$

Del modelo deformado, las derivas de techo máximas son:

$\Delta X = 0,05 [m]$ , cuando la combinación de carga es LC-5.1.

$\Delta Y = 0,045 [m]$ , cuando la combinación de carga es LC-5.2.

Ambas son menores a  $\Delta_{max}$ .



**Figura 36 Derivas de techo del modelo.**

Fuente: Elaboración propia.

### 3.1.6. COMPROBACIÓN ESTRUCTURAL Y DISEÑO DE CONEXIONES MEDIANTE ECUACIONES DE LA NORMA AISC 360-10

Del análisis computacional obtenemos las reacciones para comprobar los miembros estructurales y dimensionar las conexiones utilizando los métodos de Diseño Basado en Factores de Carga y Resistencia (LRFD por sus siglas en inglés) estipulados en la norma AISC 360-10. El objetivo es comparar los resultados del análisis computacional, evaluar la necesidad de realizar cálculos manuales para incrementar la confiabilidad y diseñar las conexiones. Cada miembro estructural será calculado en base al más crítico según la Tabla 9.

#### 3.1.6.1. Pórtico crítico

Los pórticos se designan con letras mayúsculas como lo muestra la Figura 24. Los pórticos que soportan menos carga son el A y K, debido a que les

pertenece menos área tributaria que al resto. Los pórticos B al J son los más críticos debido a que se posicionan entre los pórticos A y K, sin embargo para los propósitos de simplificación, el pórtico F (que se posiciona en la mitad de la estructura) será considerado el más crítico.

### 3.1.6.2. Cálculo de la columna de pórtico crítica

De la Tabla 9, la capacidad de resistencia utilizada de la columna más esforzada es 0,831 cuando la combinación de carga es LC-3E-NL, el elemento pertenece al pórtico crítico. El perfil estructural utilizado es tipo cajón, armado con dos perfiles G de 250x100x25x5 mm de acero ASTM A36, mediante soldadura de arco eléctrico. En el Anexo D se detalla el cálculo de la columna para las resistencias requeridas que se obtienen de los diagramas estáticos. Dichos diagramas definen el elemento estructural que se diseña, en este caso se trata de una viga-columna porque está sometida a carga axial, momento flector, fuerza cortante y torsión. Según la magnitud del momento torsional, la norma AISC 360-10 estipula si se trata la combinación de todas o solo de la carga axial y el momento flector.

La Tabla 10 muestra los valores de resistencias requeridas y de diseño para las diferentes cargas, además se especifica la sección de la norma AISC 360-10 que aplica para el cálculo de la resistencia de diseño. Note que la torsión requerida no alcanza el 20% de la de diseño, entonces el diseño se hace en base a las fuerzas axiales y a los momentos flectores (AISC 360, 2010, p. 78).

**Tabla 10**

**Resistencias requeridas y de diseño de la columna de pórtico crítica.**

<b>Tipo de resistencia</b>	<b>Requerido</b>	<b>Símbolo</b>	<b>De diseño</b>	<b>Símbolo</b>	<b>Sección AISC 360</b>
Compresión axial (N)	36865	Pr1	754500	Pc1	E

**Continúa.**

**Tabla 10**

**Resistencias requeridas y de diseño de la columna de pórtico crítica (continuación).**

<b>Tipo de resistencia</b>	<b>Requerido</b>	<b>Símbolo</b>	<b>De diseño</b>	<b>Símbolo</b>	<b>Sección AISC 360</b>
Tensión axial (N)	30065	Pr2	974200	Pc2	D
Flexión eje mayor (N-mm)	57968903	Mrx	76020000	Mcx	F
Flexión eje menor (N-mm)	1248885	Mry	53970000	Mcy	F
Cortante eje mayor (N)	59320	Vrx	286800	Vcx	G
Cortante eje menor (N)	2204	Vry	224500	Vcy	G
Torsión (T-mm)	162321	Tr	49250000	Tc	H

El resultado final de los cálculos es la capacidad de resistencia utilizada, lo que nos permite hacer una comparación directa con el valor de la Tabla 9. En el Anexo D se obtienen los siguientes resultados:

- La capacidad de resistencia utilizada de la columna bajo compresión y flexión biaxial es 0,81.
- La capacidad de resistencia utilizada de la columna bajo tracción y flexión biaxial es 0,801.

El valor más alto es el representativo.

### **3.1.6.3. Cálculo de la cuerda crítica de la cercha del pórtico**

La cercha del pórtico está conformada por: las vigas de pórtico tipo 1 y 2, y la cumbra; la cuerda crítica se obtiene de entre los tres elementos y pertenece a la viga tipo 2 del pórtico crítico, cuya capacidad de resistencia utilizada es 0,853 cuando la combinación de carga es LC-3E-NL, Tabla 9. El perfil estructural utilizado es tipo HSS cuadrado de 75x3 mm de acero ASTM A500 grado B.

El elemento es tipo viga-columna sometida a compresión, flexión alrededor de un eje y cortante en una dirección. La torsión es nula, por lo que el diseño se hace en base a la fuerza axial y al momento flector.

**Tabla 11**

**Resistencias requeridas y de diseño de la cuerda crítica de la cercha del pórtico.**

Tipo de resistencia	Requerido	Símbolo	De diseño	Símbolo	Sección AISC 360
Compresión axial (N)	57923,69	Pr	159700	Pc	E
Flexión (N-mm)	4266172,4	Mr	5999000	Mc	F
Cortante (N)	17528,44	Vr	60210	Vc	G

- Usando la ecuación D.36 del Anexo D, la capacidad de resistencia utilizada del elemento bajo compresión y flexión es:

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left( \frac{Mr}{Mc} \right) \leq 1$$

$$\frac{57923,69}{159700} + \frac{8}{9} \left( \frac{4266172,4}{5999000} \right) = 0,995 < 1$$

#### 3.1.6.4. Cálculo del pie de amigo crítico

La capacidad de resistencia utilizada del elemento más esforzado es 0,519 cuando la combinación de carga es LC-3E-NL, Tabla 9. El perfil estructural utilizado es tipo HSS cuadrado de 75x3 mm de acero ASTM A500 grado B. El elemento es tipo viga-columna sometida a compresión, flexión alrededor de ambos ejes y a cortante en una dirección. La torsión requerida es menor al 20% de la de diseño, por lo que solo la fuerza axial y los momentos flectores entran en consideración.

Tabla 12

## Resistencias requeridas y de diseño del pie de amigo crítico.

Tipo de resistencia	Requerido	Símbolo	De diseño	Símbolo	Sección AISC 360
Compresión axial (N)	39215,17	Pr	245094,8	Pc	E
Flexión eje x-x (N-mm)	2899159,4	Mrx	5999000	Mcx	F
Flexión eje y-y (N-mm)	24840,39	Mry	5999000	Mcy	F
Cortante eje x-x (N)	1474,58	Vrx	60210	Vcx	G
Torsión (T-mm)	35165,02	Tr	6924000	Tc	H

- Usando la ecuación D.37 del Anexo D, la capacidad de resistencia utilizada del elemento bajo compresión y flexión biaxial es:

$$\frac{Pr}{2Pc} + \left( \frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1$$

$$\frac{39215,17}{2(245094,8)} + \left( \frac{2899159,4}{5999000} + \frac{24840,39}{5999000} \right) = 0,567 < 1$$

## 3.1.6.5. Cálculo de la correa de cubierta crítica

La capacidad de resistencia utilizada del elemento más esforzado es 0,759 cuando la combinación de carga es LC-3E-NL, Tabla 9. El perfil estructural utilizado es tipo HSS cuadrado de 75x3 mm de acero ASTM A500 grado B. El elemento es tipo viga-columna sometida a compresión<sup>9</sup>, flexión alrededor de ambos ejes y a cortante en ambas direcciones. La torsión es nula por lo que el diseño se hace en base a la fuerza axial y a los momentos flectores.

<sup>9</sup> Por lo general, las correas no absorben compresión debido a que se posicionan sobre las cuerdas superiores de las cerchas de los pórticos. Sin embargo, en nuestro caso las correas se ubican entre las cuerdas superiores de las cerchas, provocando que los pórticos las compriman.

Tabla 13

## Resistencias requeridas y de diseño de la correa de cubierta crítica.

Tipo de resistencia	Requerido	Símbolo	De diseño	Símbolo	Sección AISC 360
Compresión axial (N)	2996,52	Pr	29040	Pc	E
Flexión eje x-x (N-mm)	3945008,8	Mrx	5999000	Mcx	F
Flexión eje y-y (N-mm)	800893,52	Mry	5999000	Mcy	F
Cortante eje x-x (N)	2369,42	Vrx	60210	Vcx	G
Cortante eje y-y (N)	482,27	Vry	60210	Vcy	G

- Usando la ecuación D.37 del Anexo D, la capacidad de resistencia utilizada del elemento bajo compresión y flexión biaxial es:

$$\frac{Pr}{2Pc} + \left( \frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1$$

$$\frac{2996,52}{2(29040)} + \left( \frac{3945008,8}{5999000} + \frac{800893,52}{5999000} \right) = 0,843 < 1$$

## 3.1.6.6. Cálculo de la cuerda crítica de la viga de amarre

La capacidad de resistencia utilizada de la cuerda más esforzada es 0,738 cuando la combinación de carga es LC-5.2-NL, Tabla 9. El perfil estructural utilizado es tipo HSS cuadrado de 100x3 mm de acero ASTM A500 grado B. El elemento es tipo viga-columna sometida a compresión, flexión alrededor de ambos ejes y a cortante en ambas direcciones. La torsión requerida es menor al 20% de la de diseño, por lo que solo la fuerza axial y los momentos flectores entran en consideración.

Tabla 14

**Resistencias requeridas y de diseño de la cuerda crítica de viga de amarre.**

Tipo de resistencia	Requerido	Símbolo	De diseño	Símbolo	Sección AISC 360
Compresión axial (N)	52375,41	Pr	71650	Pc	E
Flexión eje x-x (N-mm)	440750,6	Mrx	10240000	Mcx	F
Flexión eje y-y (N-mm)	22949,03	Mry	10240000	Mcy	F
Cortante eje x-x (N)	6345,48	Vrx	84100	Vcx	G
Cortante eje y-y (N)	139,54	Vry	84100	Vcy	G
Torsión (T-mm)	76949,06	Tr	6924000	Tc	H

- Usando la ecuación D.36 del Anexo D, la capacidad de resistencia utilizada del elemento bajo compresión y flexión biaxial es:

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left( \frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1$$

$$\frac{52375,41}{71650} + \frac{8}{9} \left( \frac{440750,6}{10240000} + \frac{22949,03}{10240000} \right) = 0,771 < 1$$

### 3.1.6.7. Cálculo del miembro del alma crítico de las armaduras

Tomando en cuenta todas las armaduras del modelo, la capacidad de resistencia utilizada del elemento más esforzado es 0,514 cuando la combinación de carga es LC-3E-NL, Tabla 9. El perfil estructural utilizado es tipo HSS cuadrado de 50x2 mm de acero ASTM A500 grado B. El elemento es tipo viga-columna sometida a compresión, flexión alrededor de ambos ejes y a cortante en ambas direcciones. La torsión requerida es menor al 20% de la de diseño, por lo que solo la fuerza axial y los momentos flectores entran en consideración.

Tabla 15

Resistencias requeridas y de diseño del miembro del alma crítico.

Tipo de resistencia	Requerido	Símbolo	De diseño	Símbolo	Sección AISC 360
Compresión axial (N)	35082,89	Pr	92380	Pc	E
Flexión eje x-x (N-mm)	277402,74	Mrx	1780000	Mcx	F
Flexión eje y-y (N-mm)	19041,98	Mry	1780000	Mcy	F
Cortante eje x-x (N)	530,52	Vrx	26890	Vcx	G
Cortante eje y-y (N)	15,2	Vry	26890	Vcy	G
Torsión (T-mm)	9202,36	Tr	1033000	Tc	H

- Usando la ecuación D.36 del Anexo D, la capacidad de resistencia utilizada del elemento bajo compresión y flexión biaxial es:

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left( \frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1$$

$$\frac{35082,89}{92380} + \frac{8}{9} \left( \frac{277402,74}{1780000} + \frac{19041,98}{1780000} \right) = 0,528 < 1$$

### 3.1.6.8. Cálculo de la correa de pared crítica

La capacidad de resistencia utilizada del elemento más esforzado es 0,792 cuando la combinación de carga es LC-4E-NL, Tabla 9. El perfil estructural utilizado es tipo HSS cuadrado de 50x2 mm de acero ASTM A500 grado B. El elemento es tipo viga-columna sometido a flexión alrededor de ambos ejes y a cortante en una dirección. La torsión requerida es menor al 20% de la de diseño, por lo que solo los momentos flectores entran en consideración.

Tabla 16

Resistencias requeridas y de diseño de la correa de pared crítica.

Tipo de resistencia	Requerido	Símbolo	De diseño	Símbolo	Sección AISC 360
Flexión eje x-x (N-mm)	60476,87	Mrx	1780000	Mcx	F
Flexión eje y-y (N-mm)	1503243	Mry	1780000	Mcy	F
Cortante eje y-y (N)	1300,37	Vrx	26890	Vcx	G
Torsión (T-mm)	25952,16	Tr	1033000	Tc	H

- Usando la ecuación D.37 del Anexo D, la capacidad de resistencia utilizada del elemento bajo flexión biaxial es:

$$\left( \frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1$$

$$\left( \frac{60476,87}{1780000} + \frac{1503243}{1780000} \right) = 0,879 < 1$$

### 3.1.6.9. Cálculo de la columna de puerta crítica

La capacidad de resistencia utilizada del elemento más esforzado es 0,519 cuando la combinación de carga es LC-4E-NL, Tabla 9. El perfil estructural utilizado es tipo HSS rectangular de 150x100x3 mm de acero ASTM A500 grado B. El elemento es tipo viga-columna sometida a compresión, flexión alrededor de ambos ejes y a cortante en una dirección. La torsión requerida es menor al 20% de la de diseño, por lo que solo la fuerza axial y los momentos flectores entran en consideración.

**Tabla 17 Resistencias requeridas y de diseño de la columna de puerta crítica.**

Tipo de resistencia	Requerido	Símbolo	De diseño	Símbolo	Sección AISC 360
Compresión axial (N)	4643,13	Pr	182700	Pc	E
Flexión eje mayor (N-mm)	8731126	Mrx	18010000	Mcx	F
Flexión eje menor (N-mm)	540202,66	Mry	11000000	Mcy	F
Cortante eje x-x (N)	4289,26	Vrx	131900	Vcx	G
Torsión (T-mm)	419689,5	Tr	11000000	Tc	H

- Usando la ecuación D.37 del Anexo D, la capacidad de resistencia utilizada del elemento bajo compresión y flexión biaxial es:

$$\frac{Pr}{2Pc} + \left( \frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1$$

$$\frac{4643,13}{2(182700)} + \left( \frac{8731126}{18010000} + \frac{540202,66}{11000000} \right) = 0,546 < 1$$

### 3.1.6.10. Cálculo de la columna de puerta peatonal crítica

La capacidad de resistencia utilizada del elemento más esforzado es 0,493 cuando la combinación de carga es LC-4E-NL, Tabla 9. El perfil estructural utilizado es tipo HSS rectangular de 80x40x2 mm de acero ASTM A500 grado B. El elemento es tipo viga-columna sometida a compresión, flexión alrededor de ambos ejes y a cortante en una dirección. La torsión requerida es menor al 20% de la de diseño, por lo que solo la fuerza axial y los momentos flectores entran en consideración.

**Tabla 18**

**Resistencias requeridas y de diseño de la columna de puerta peatonal crítica.**

<b>Tipo de resistencia</b>	<b>Requerido</b>	<b>Símbolo</b>	<b>De diseño</b>	<b>Símbolo</b>	<b>Sección AISC 360</b>
Compresión axial (N)	299,14	Pr	39980	Pc	E
Flexión eje mayor (N-mm)	1545704,7	Mrx	3096000	Mcx	F
Flexión eje menor (N-mm)	6943,71	Mry	452500	Mcy	F
Cortante eje x-x (N)	1339,14	Vrx	46000	Vcx	G
Torsión (T-mm)	34724,86	Tr	1355000	Tc	H

- Usando la ecuación D.37 del Anexo D, la capacidad de resistencia utilizada del elemento bajo compresión y flexión biaxial es:

$$\frac{Pr}{2Pc} + \left( \frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1$$

$$\frac{299,14}{2(39980)} + \left( \frac{1545704,7}{3096000} + \frac{6943,71}{452500} \right) = 0,518 < 1$$

### 3.1.6.11. Validación entre el análisis computacional y el análisis numérico

**Tabla 19**

**Error porcentual de la capacidad de resistencia utilizada para miembros calculados mediante análisis computacional y análisis numérico.**

Elemento/componente	Perfil estructural	Material ASTM	Capacidad de resistencia utilizada		Error porcentual (%)
			Según software	Según cálculo	
Columna del pórtico	Doble G 250X100X25X5 mm	A36	0,831	0,810	2,59
Cuerda de la cercha del pórtico			0,853	0,995	14,27
Pie de amigo	TC 75X3 mm		0,519	0,567	8,47
Correa de cubierta			0,759	0,843	9,96
Cuerda de viga de amarre	TC 100X3 mm	A500 Gr. B	0,738	0,771	4,28
Miembro del alma de armadura	TC 50X2 mm		0,514	0,528	2,65
Correa de pared			0,792	0,879	9,90
Columna de puerta	TR 150X100X3 mm		0,519	0,546	4,95
Columna de puerta peatonal	TR 80X40X2 mm		0,493	0,518	4,83

**Nota.** TC: Tubo estructural cuadrado. TR: Tubo estructural rectangular. Las propiedades mecánicas de los materiales se detallan en el Anexo B.

### **3.1.6.12. Diseño de bases de columna**

La base de la columna del pórtico es la más crítica del modelo y el cálculo se detalla en el Anexo E. Las bases de columnas restantes se han diseñado de acuerdo al procedimiento del Anexo E, los resultados finales se muestran en la Tabla 20.

### **3.1.6.13. Diseño de conexiones**

El método de diseño de conexiones resistentes a momento y simples de cortante se detalla en el Anexo F mediante dos ejemplos de cálculo, uno para cada caso. Todas las conexiones de la estructura se diseñan bajo los mismos procedimientos del Anexo F, y se obtienen los resultados mostrados en la Tabla 21.

Tabla 20 Bases de columnas.

Base de columna:		Pórtico	Puerta	Puerta peatonal
<b>Placa base</b>	Ancho	392,5	200	110
	Largo	355	160	100
	Espesor	10	6	4
	Material ASTM	A36	A36	A36
	Ø Agujeros	33	17,5	11
<b>Barra/perno de anclaje</b>	Tipo	Barra	Perno expansivo	Perno expansivo
	N° por placa	4	4	4
	Diámetro	20	16	10
	Longitud	254	100	75
	Terminal	Gancho	N/A	N/A
	Proyección del gancho	90	N/A	N/A
	Material	ASTM F1554 Grado 36	Acero al carbono ASTM A 568	Acero al carbono ASTM A 568
<b>Tuerca</b>	Ancho	30	24	14
	Espesor	23	N/A	N/A
	Contratuerca	No	No	No
<b>Arandela</b>	Diámetro	50	32	20
	Espesor	6,35	3	3
	Soldada	Si	No	No
<b>Cimentación</b>	Ancho	392,5	250	110
	Largo	355	200	100
	Profundidad máxima	127	75	50

**Nota.** Todas las medidas están en milímetros. Las propiedades mecánicas de los materiales se detallan en el Anexo B.

Tabla 21 Conexiones.

Conexión	Junta	Espesor (mm)	Conector		Cant.	Material ASTM	
			Perno	Barra		Placa	Conector
Columna de pórtico - Pie de amigo	Junta con pie de amigo	8	M12X55		4	A36	A325
	Junta con columna de pórtico	8		M16X320	4	A36	A354 Gr.BC
Columna de pórtico - Viga de Amarre	Junta con viga de amarre	10	M16X150		1	A36	A325
Viga de pórtico - Correa de cubierta	Junta con correa de cubierta	6	M16X130		1	A36	A325
Viga de pórtico - Pie de amigo	Junta con pie de amigo	8	M12X55		4	A36	A325
	Junta con viga de pórtico	8	M12X55		6	A36	A325
Vigas de pórtico	Junta superior	8	M16X55		4	A36	A325
	Junta inferior	8	M16X55		4	A36	A325
Viga de pórtico - Columna de pórtico	Junta con columna de pórtico	8		M16X320	4	A36	A354 Gr.BC
Columna de puerta - Correa de pared	Junta con correa de pared	4	M12X100		1	A36	A325
Columna de puerta - Pórtico	Junta con pórtico	6	M16X130		1	A36	A325
Columna de puerta - Viga de puerta	Junta con viga de puerta	6	M16X150		2	A36	A325
Columna de puerta - Viga de puerta peatonal	Junta con viga de puerta peatonal	4	M12X75		2	A36	A325
Columna de puerta peatonal - Viga de puerta peatonal	Junta con viga de puerta peatonal	4	M12X75		2	A36	A325

**Nota.** Las propiedades mecánicas de los materiales se detallan en el Anexo B.

### 3.1.7. DISEÑO DE RIOSTRAS

#### Carga de ruptura

La carga de rotura de un cable es la carga final efectiva a la cual un cable rompe durante un ensayo de tracción en el banco de prueba. En la práctica, para la elección de un cable se utilizan valores tabulados que indican lo que se llama la “Carga Mínima de Rotura”, en cuyo cálculo intervienen la resistencia específica del material, el tipo de alma, el tipo de construcción, la sección, etc. (IPH SAICF, 2011, p. 19).

Hay que tener en cuenta que las Cargas Mínimas de Rotura especificadas en tablas corresponden a valores de carga estática y en condiciones de tracción pura, lo cual es ideal para aplicaciones estructurales. Un cable nunca deberá operar cerca de su resistencia nominal.

#### Carga de Trabajo

Es la carga a la que se somete el cable, en nuestro caso es únicamente tensión. La carga de trabajo (CT) siempre debe ser menor que la Carga Mínima de Rotura (CMR). El Factor de Seguridad es la relación entre CMR y CT y su valor depende del criterio de diseño y de la aplicación. Para casos estáticos la guía de diseño IPH SAICF recomienda un factor de seguridad entre 3 y 4.

**Tabla 22**

#### **Cables de acero.**

<b>Clase</b>	<b>Ø cable (mm)</b>	<b>Combinación de carga</b>	<b>Carga de ruptura (N)</b>	<b>Carga de trabajo (N)</b>	<b>Factor de seguridad</b>
6x19	6,4	LC-5.2	27700	9109	3,0
6x19	14,5	LC-7.2	137000	46735	2,9

**Nota.** Las propiedades mecánicas de los materiales se detallan en el Anexo B.

La Tabla 22 muestra las cargas de ruptura de los dos cables utilizados en el modelo y se obtuvieron de la guía de diseño del fabricante, IPH SAICF, marca comercializada por el importador “León Cables”. Las cargas de trabajo se toman del análisis computacional y finalmente se calculan los factores de seguridad cuyos valores rodean la magnitud recomendada.

Cada cable debe instalarse en la estructura con la ayuda de sus accesorios como son los grilletes, los guardacabos y los templadores. Mientras los dos primeros dependen del diámetro del cable, elegir el templador correcto depende principalmente de su carga de trabajo, además hay algunos tipos de templadores según sus terminales, en nuestro caso el de tipo ojo - horquilla es el que mejor se ajusta a las necesidades. En la Tabla 23 se listan los templadores elegidos para cada cable, donde la carga límite es obtenida del catálogo del proveedor que en este caso es “Induferro”.

**Tabla 23**

**Templadores.**

<b>Ø cable (mm)</b>	<b>Diámetro de la rosca y longitud del templador (mm)</b>	<b>Carga de trabajo (N)</b>	<b>Carga requerida (N)</b>
6,4	12,7 x 152	9786	9109
14,5	31,8 x 305	67613	46735

**Nota.** Las propiedades mecánicas de los materiales se detallan en el Anexo B. La copia del catálogo se presenta en el Anexo G.

### **3.1.8. DISEÑO DEL RECUBRIMIENTO ESTRUCTURAL**

La empresa METALSHOP S.A. ha establecido que el recubrimiento estructural sea de tipo membrana debido a las siguientes ventajas:

- Aporte de resistencia lateral a la estructura.
- Flexibilidad.
- Alta resistencia.

- Bajo peso.
- Facilidad de fabricación.
- Facilidad de instalación.
- Retardo a la propagación del fuego.
- Anti adherimiento de sustancias.
- Fácil lavado.
- Resistencia a rayos UV.
- Claridad bajo rayos solares.
- Garantía internacional.

Estas características hacen que la membrana sea ideal para aplicaciones de montaje y desmontaje periódico de la estructura, se puede almacenar y reutilizar. Las propiedades de la membrana se muestran en la Tabla 24.

**Tabla 24**

**Propiedades de la membrana de alta resistencia.**

<b>Descripción</b>	<b>Valor</b>
Material	Recubrimiento de PVC flexible con protector UV sobre soporte de poliéster de lata tenacidad, recubierta con teflón
Peso	0,428 kg/m <sup>2</sup>
Espesor	0,59 mm
Carga de rotura	19 kg/cm <sup>2</sup>

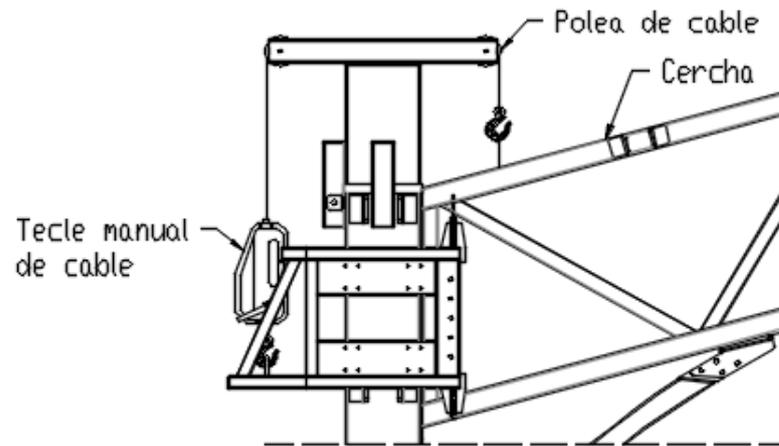
**Nota.** Las propiedades mecánicas de los materiales se detallan en el Anexo B. Fuente: Technical Data Sheet NovaShield II with armorkote. IPG. Canadá, 2015.

La carga máxima a la que se somete la membrana es 0,006 kg/cm<sup>2</sup>, por lo tanto no existe riesgo de falla. Más propiedades de la membrana se proporcionan en el Anexo G.

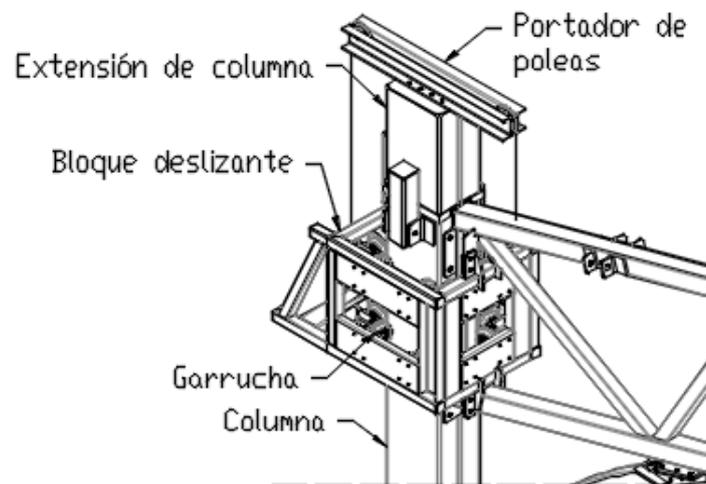
## **3.2. DISEÑO DEL SISTEMA AUTÓNOMO DE IZAJE DE VIGAS**

### **3.2.1. MÉTODO**

En la Sección 2.4.1.1. se describieron dos métodos utilizados comúnmente para el izaje autónomo de vigas, ambos requieren que las guías estén ancladas al suelo. El método a usar para nuestra nave industrial es el mostrado en la Figura 10b, en el que el tecle se traslada conjuntamente con el bloque deslizante y la cercha. La ventaja de esta elección es que evitamos esforzar la placa base de la columna y mejoramos la postura de trabajo del operador del tecle. En nuestro caso es mejor el uso de tecles manuales de cable en lugar de tecles manuales de cadena debido a que es difícil encontrar en el mercado poleas para cadena, las cuales son necesarias en la parte superior de la columna. La ventaja de los tecles de cable es que al trabajar con cables de acero, las poleas son fáciles de conseguir, además trabajan para rangos de carga más bajos que las cadenas, permitiendo elegir tecles más económicos. Los elementos que conforman el sistema de auto izaje de vigas se muestran en la Figura 37.



Vista frontal



Vista isométrica

**Figura 37 Sistema autónomo de izaje de vigas.**

Fuente: Elaboración propia.

### 3.2.2. CARGA DE DISEÑO DEL SISTEMA

Según el método escogido, el sistema debe ser capaz de levantar la cercha del pórtico junto con los componentes del sistema mismo. La cercha está conformada por la cumbrera y todas las vigas del pórtico, mientras que el sistema se conforma por dos bloques deslizantes y dos teclas, uno por cada

guía (columna del pórtico). La carga de diseño se obtiene como se muestra en la Tabla 25 y es la mitad de la carga total porque el levantamiento se hace desde las dos columnas del pórtico.

**Tabla 25**

**Carga de diseño para los componentes del sistema de auto-izaje de vigas.**

<b>Elemento</b>	<b>Piezas por pórtico</b>	<b>Peso por unidad (kg)</b>	<b>Peso total (kg)</b>
Cumbrera	1	50	50
Viga de pórtico tipo 1	4	61	244
Viga de pórtico tipo 2	2	65	130
Bloque deslizante	2	37	74
Tecele	2	6,4	18
<b>Carga total</b>			<b>516</b>
<b>Carga de diseño (mitad de la carga total)</b>			<b>258</b>

### 3.2.3. SELECCIÓN Y DISEÑO DE LOS COMPONENTES DEL SISTEMA

#### 3.2.3.1. Tecele

El tecele de cable manual debe tener una capacidad de elevación igual a la carga de diseño o mayor. En la Tabla 26 se listan las características del tecele escogido, cuya carga de trabajo es la más baja que se encuentra en el mercado.

Tabla 26

**Tecle manual de cable.**

Carga de trabajo (kg)	Ø cable (mm)	Levantamiento por carrera de palanca		Peso (kg)
		Ascenso (mm)	Reversa (mm)	
600	8,3	50	60	6,4

**Nota.** Fuente: Tecle Manual Tipo Tirfor WRP. Catálogo de tecles y polipastos. INDUFERRO B&B. Ecuador, 2015.

Para conectar la cercha con el gancho del extremo del tecele de manera segura se puede usar eslingas de poliéster simples o tipo ratchet, cuya capacidad de carga esta sobre la tonelada. Otros accesorios como templadores, grilletes y canchos también son útiles en el proceso.

**3.2.3.2. Bloque deslizando**

El cuerpo del bloque deslizando se compone por una estructura en la que se acoplan las garruchas, el tecele y la cercha. La estructura debe resistir la carga de diseño bajo los estados límites que se produzcan y además debe ser desmontable.

**3.2.3.2.1. Estructura del bloque deslizando**

Para verificar si la estructura y sus conexiones no fallan, se aplican los mismos métodos usados para el diseño de los elementos estructurales de la nave industrial, los cuales se describen en el Anexo D Y F. En las Tablas 27 y 28 se listan los perfiles estructurales y las conexiones, respectivamente, resultantes del análisis.

**Tabla 27****Perfiles estructurales del cuerpo del bloque deslizante.**

Elemento	Perfil	Material ASTM	Capacidad de resistencia utilizada
Estructura principal	Tubo cuadrado 40x2 mm	A500 Gr. B	0,57
Juntas de acople del panel frontal	Canal U 80x40x2 mm	A36	0,35
Portador para gancho de teclé	Canal U 80x40x3 mm	A36	0,68

**Nota.** Las propiedades mecánicas de los materiales se detallan en el Anexo B.

**Tabla 28****Conexiones del cuerpo del bloque deslizante.**

Conexión	Junta	Espesor (mm)	Conector	Cant.	Material ASTM	
			Perno		Placa	Conector
Bloque deslizante – Viga de pórtico	Junta con viga de pórtico	6	M12X50	4	ASTM A36	SAE Gr. 8
Garrucha	Junta con garrucha	3	M6X25	4	ASTM A36	SAE Gr. 5
Panel frontal	Junta con panel frontal	2	M10X25	5	ASTM A36	SAE Gr. 8

**Nota.** Las propiedades mecánicas de los materiales se detallan en el Anexo B.

### 3.2.3.2.2. Garruchas

Las garruchas tienen la función de rodar sobre las caras de la columna para evitar que la estructura del bloque choque contra la columna, además mantiene el sentido de desplazamiento y transmite las cargas de contacto al bloque. Elegimos las garruchas en base a los siguientes parámetros:

- Carga de compresión a la que pueden ser sometidas: este parámetro es de poca importancia dado a que la carga máxima de compresión

que puede presentarse en una garrucha es la de diseño dividida para todas las garruchas.

- Evitar colisiones entre los elementos del bloque deslizante y las juntas que están soldadas a la columna (juntas para las vigas de amarre) manteniendo una distancia adecuada, la cual depende del diámetro de la rueda de la garrucha.
- El soporte de la garrucha debe ser fijo, plano, con cuatro agujeros para empernar, de espesor resistente y angosto para que se pueda adaptar al bloque deslizante sin problema.

El modelo de garrucha que mejor se adapta a estos parámetros listados es el de la serie 23 PG según catálogos de proveedores en el país, cuyas características son:

- Soporte de acero de grueso calibre, acabado galvanizado.
- Rueda de poliuretano duro gris con rodamiento de bolas interno sin freno.
- Diámetro de la rueda: 4 pulgadas.
- Capacidad de carga: 100 Kg.

Ver copia del catálogo en el Anexo G.

### **3.2.3.3. Extensión de columna**

En la parte más alta de las columnas se ubican las poleas que comunican el cable del tecla con la cercha. Las poleas se instalan en un portador que sirve para alinear el cable de tal manera que se evite la formación de ángulos en cualquier plano, por lo tanto el portador de poleas es tan largo como sea suficiente para mantener el cable totalmente vertical. Como se muestra en la Figura 38, el portador sobresale de la columna, si este estuviera instalado directamente a la columna, impediría que la cercha llegue a la zona de empernado, para que esto no suceda, se instala una extensión, que básicamente es un tramo pequeño del mismo perfil estructural de la columna,

que en tres extremos tiene soldados tubos cuadrados de 75x3 mm que sirven para acoplarse con las juntas soldadas en la parte superior de la columna. La distancia libre entre el portador de poleas y la cercha debe ser suficiente para poder instalar ganchos y eslingas sin dificultad.

**Tabla 29**

**Perfiles estructurales de la extensión de la columna.**

Elemento	Perfil	Material ASTM	Capacidad de resistencia utilizada
Extensión	Cajón armado 250x200x5 mm	A36	0,31
Acoples	Tubo cuadrado 75x3 mm	A36	0,45
Portador de poleas	Canal U 80x40x3 mm	A36	0,78

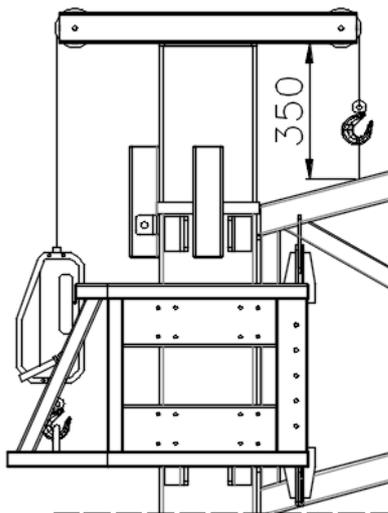
**Nota.** Las propiedades mecánicas de los materiales se detallan en el Anexo B.

**Tabla 30**

**Conexión entre la extensión de la columna y el portador de poleas.**

Conexión	Junta	Espesor (mm)	Conector Perno	Cant.	Material ASTM	
					Placa	Conector
Extensión de columna – Portador de poleas	Junta con portador de poleas	6	M10X30	8	A36	A325

**Nota.** Las propiedades mecánicas de los materiales se detallan en el Anexo B.



**Figura 38** Distancia libre entre el portador de poleas y la cercha.

Fuente: Elaboración propia.

#### **3.2.4. SEPARACIÓN ENTRE COLUMNAS CONTIGUAS**

La separación entre columnas contiguas, Figura 23, que debe existir para poder instalar cerchas mediante el proceso de auto-izaje, es de mínimo 500 mm.

## CAPÍTULO IV

### TIEMPOS DE PRODUCCIÓN

#### 4.1. CAPACIDAD DE PRODUCCIÓN DE LA MAQUINARIA

Las máquinas y herramientas que intervienen en el proceso de fabricación de los elementos que conforman la nave industrial se muestran en la Tabla 31.

**Tabla 31**

**Máquinas y herramientas para el proceso de fabricación de la nave industrial.**

Proceso	Denominación	Parámetro	Unidades	Variable
Corte frío	Sierra de cinta	Velocidad de corte	cm <sup>2</sup> /min	Sección transversal
	Cizalla	Velocidad de producción	piezas/h	Longitud de corte
	Sierra manual	Velocidad de producción	piezas/h	Dureza del material
Corte caliente	Plasma CNC	Velocidad de desplazamiento	mm/min	Espesor de placa
Conformación plástica	Plegadora	Velocidad de producción	piezas/h	Longitud de plegado
	Baroladora de tubos	Velocidad de producción	piezas/h	Rigidez y longitud del tubo
Arranque de viruta	Taladro de pedestal	Avance	m/min	Espesor
	Taladro manual	Avance	m/min	Espesor
Soldadura	Soldadora MAG	Velocidad de desplazamiento	m/min	Tamaño y longitud del cordón
Acabado y limpieza	Amoladora	Velocidad de producción	piezas/h	Área de ataque

La capacidad de producción de cada máquina está definida por el parámetro de velocidad que en la mayoría de los casos podemos utilizar para estimar el número de piezas producidas por hora y el tiempo de producción. En los procesos en los que el parámetro de velocidad se mide directamente en piezas por hora y en el proceso de soldadura es difícil calcular la velocidad de producción en base a parámetros, ya que se tendría que tomar en cuenta algunas variables cualitativas y cuantitativas, lo que nos lleva a buscar una mejor alternativa, que en este caso, es tomar datos estadísticos cronometrados para obtener la velocidad y el tiempo promedio de producción.

#### 4.1.1. CAPACIDAD DE PRODUCCIÓN DE LA SIERRA DE CINTA

La velocidad que nos puede ofrecer esta máquina depende de algunos factores concatenados. En primer lugar la máquina no es la que define el rango de velocidad de trabajo sino el tipo de sierra que estemos usando y esta a su vez depende del material y la sección transversal de la pieza que estemos cortando. Para las sierras comúnmente utilizadas, los fabricantes clasifican al acero estructural en una sola categoría y la velocidad de corte varía en función de la sección transversal. En la Tabla 32 se listan las velocidades de corte para los perfiles usados en este proyecto, los valores se obtienen del manual del fabricante, luego se calcula la hora por pieza y el número de piezas por hora usando las ecuaciones 4.1 y 4.2, respectivamente.

$$t = \frac{A}{60V_{corte}} \quad (4.1)$$

$$Piezas/hora = \frac{1}{t} \quad (4.2)$$

Donde:

$A$  = sección transversal [cm<sup>2</sup>]

$V_{corte}$  = velocidad de corte [cm<sup>2</sup>/min]

$t$  = tiempo [h]

**Tabla 32****Capacidad de producción de la sierra de cinta.**

<b>Perfil</b>	<b>Sección (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Velocidad de corte (cm<sup>2</sup>/min)</b>	<b>Hora por pieza</b>	<b>Piezas por hora</b>
Perfil G 250x100x25x5 mm	23,36	51,61	7,54E-03	133
Tubo cuad. 100x3 mm	11,41	51,61	3,68E-03	271
Tubo cuad. 50x2 mm	3,74	51,61	1,21E-03	828
Tubo cuad. 75x3 mm	8,41	51,61	2,72E-03	368
Tubo rec. 150x100x3 mm	14,41	51,61	4,65E-03	215
Tubo rec. 80x40x2 mm	4,54	51,61	1,47E-03	682

**4.1.2. CAPACIDAD DE PRODUCCIÓN DE LA CIZALLA**

Se cuantifica directamente en piezas por hora porque depende de factores externos a la máquina como: ajuste del espesor a cortar, montaje de la plancha e igualación de aristas. Los valores de piezas por hora, son las mediciones de prueba cronometras que se hicieron para cada pieza terminada. Las mediciones incluyen el tiempo de montaje de la plancha y la igualación de aristas. En la Tabla 33 se muestra la capacidad de producción para cada tipo de pieza.

**Tabla 33****Capacidad de producción de la cizalla.**

<b>Pieza</b>	<b>Pertenece</b>	<b>Espesor (mm)</b>	<b>Hora por pieza</b>	<b>Piezas por hora</b>
Junta Espesor: 4 mm	Columna de puerta	4	0,009	111
Junta Espesor: 6 mm	Columna de pórtico	6	0,011	91
Junta Espesor: 6 mm	Cumbrera y vigas de pórtico	6	0,011	91

**Continúa.**

**Tabla 33****Capacidad de producción de la cizalla (continuación).**

<b>Pieza</b>	<b>Pertenece</b>	<b>Espesor (mm)</b>	<b>Hora por pieza</b>	<b>Piezas por hora</b>
Junta Espesor: 10 mm	Columna de pórtico	10	0,017	59
Junta Espesor: 6 mm	Columna de puerta	6	0,01	100
Junta Espesor: 4 mm	Columna de puerta peatonal	4	0,012	83
Junta U Espesor: 4 mm	Columna de puerta	4	0,013	77
Tapa de extremo Espesor: 8 mm	Pie de amigo	8	0,006	167
Tapa superior Espesor: 6 mm	Columna de puerta	6	0,01	100
Tapa superior Espesor: 6 mm	Columna de pórtico	6	0,02	50

**4.1.3. CAPACIDAD DE PRODUCCIÓN DE LA SIERRA MANUAL**

La sierra manual es una herramienta cuya velocidad de corte depende del material de la hoja de sierra, de la dureza del material a cortar y de la velocidad del operador. Los valores mostrados en la Tabla 34 son producto de mediciones de prueba cronometradas.

**Tabla 34****Capacidad de producción de la sierra manual.**

<b>Pieza</b>	<b>Hora por pieza</b>	<b>Piezas por hora</b>
Cable de acero clase 6x19 Ø6,4 mm (1/4")	0,0292	34
Cable de acero clase 6x19 Ø14,5 mm (9/16")	0,0583	17

#### 4.1.4. CAPACIDAD DE PRODUCCIÓN DEL PLASMA CNC

La velocidad de producción de esta máquina depende de la longitud de material que se pueda cortar en un minuto, se puede notar que el espesor es una variable de partida. Según el espesor de placa que se desea cortar, se elige la corriente del arco eléctrico, la máquina calcula la velocidad de avance de la torcha en función de estos dos parámetros. Para los espesores de placa a cortar en este proyecto, se listan los valores de velocidad en la Tabla 35, la hora por pieza se calcula modificando la ecuación 4.1.

$$t = \frac{P}{60V_{corte}} \quad (4.3)$$

Donde:

$P$  = perímetro de corte [mm]

$V_{corte}$  = velocidad de corte [mm/min]

$t$  = tiempo [h]

**Tabla 35**

**Capacidad de producción del plasma CNC.**

Pieza	Espesor (mm)	Velocidad de corte (mm/min)	Perímetro de corte (mm)	Hora por pieza	Piezas por hora
Cartela	8	864	213	0,004	243
Cartela	6	1829	307	0,003	357
Junta pie de amigo-viga y columna pórtico	8	864	3896	0,075	13
Junta viga de pórtico	8	864	640	0,012	81
Junta viga de pórtico-bloque deslizante	8	864	1082	0,021	48
Junta viga de pórtico-pie de amigo	8	864	660	0,013	79

**Continúa.**

**Tabla 35****Capacidad de producción del plasma CNC (continuación).**

<b>Pieza</b>	<b>Espesor (mm)</b>	<b>Velocidad de corte (mm/min)</b>	<b>Perímetro de corte (mm)</b>	<b>Hora por pieza</b>	<b>Piezas por hora</b>
Junta viga-columna de pórtico	8	864	660	0,013	79
Placa base	10	864	1495	0,029	35
Placa base	6	1829	720	0,007	152
Placa base	4	1829	420	0,004	261
Placa gusset	10	864	341	0,007	152
Placa gusset	8	864	213	0,004	243
Terminal pie de amigo	8	864	1948	0,038	27

**4.1.5. CAPACIDAD DE PRODUCCIÓN DE LA PLEGADORA**

Se cuantifica directamente en piezas por hora porque depende de la velocidad del operador de la máquina. Los valores de piezas por hora se hallaron de la misma forma que para la cizalla con la diferencia que no existe tiempo de montaje de la plancha e igualación de aristas. En la Tabla 36 se muestra la capacidad de producción por cada tipo de pieza.

**Tabla 36****Capacidad de producción de la plegadora.**

<b>Pieza</b>	<b>Pertenece</b>	<b>Espesor (mm)</b>	<b>Hora por pieza</b>	<b>Piezas por hora</b>
Junta Espesor: 4 mm	Columna de puerta	4	0,0016	625
Junta Espesor: 6 mm	Columna de pórtico	6	0,0012	833
Junta Espesor: 6 mm	Cumbrera y vigas de pórtico	6	0,0012	833

**Continúa.**

**Tabla 36****Capacidad de producción de la plegadora (continuación).**

<b>Pieza</b>	<b>Pertenece</b>	<b>Espesor (mm)</b>	<b>Hora por pieza</b>	<b>Piezas por hora</b>
Junta Espesor: 10 mm	Columna de pórtico	10	0,0014	714
Junta Espesor: 6 mm	Columna de puerta	6	0,0012	833
Junta Espesor: 4 mm	Columna de puerta peatonal	4	0,0011	909
Junta U Espesor: 4 mm	Columna de puerta	4	0,0045	222

#### **4.1.6. CAPACIDAD DE PRODUCCIÓN DE LA BAROLADORA DE TUBOS**

La velocidad de producción de piezas depende en primer lugar de la rigidez de la sección transversal del tubo a barolar, ya que mientras más rígida es, se necesita más número de pasadas para dar la curvatura al tubo. En segundo lugar, los miembros con más longitud llevarán más tiempo en el proceso. Los valores mostrados en la Tabla 37 son producto de mediciones de prueba cronometradas.

**Tabla 37****Capacidad de producción de la baroladora de tubos.**

<b>Elemento</b>	<b>Perfil</b>	<b>Hora por pieza</b>	<b>Piezas por hora</b>
Cuerda superior de cumbrera	Tubo cuad. 75x3 mm	0,255	4
Pie de amigo	Tubo cuad. 75x3 mm	0,133	8

#### 4.1.7. CAPACIDAD DE PRODUCCIÓN DEL TALADRO DE PEDESTAL Y DE MANO

El avance de la broca a través del material que perfora, depende de la velocidad de corte y de giro del husillo, que a su vez dependen del diámetro y material de la broca. Los avances mostrados en la Tabla 38 son los recomendados por el fabricante de brocas de aleación de cobalto. El tiempo por agujero taladrado se calcula usando la ecuación 4.4.

$$t = \frac{l_m}{60V_{avance}} \quad (4.4)$$

Donde:

$l_m$  = profundidad a taladrar [mm]

$V_{avance}$  = velocidad de avance [mm/min]

$t$  = tiempo [h]

**Tabla 38**

**Capacidad de producción de taladros.**

Ø de agujero (mm)	$l_m$ (mm)	Velocidad de avance (mm/min)	Hora por agujero	Agujero por hora
12	4	65	0,0010	975
14	4	65	0,0010	975
14	6	65	0,0015	650
14	2	65	0,0005	1950
14	8	65	0,0021	488
14	3	65	0,0008	1300
17,5	6	55	0,0018	550
18	5	55	0,0015	660
18	10	55	0,0030	330
18	6	55	0,0018	550

**Continúa.**

Tabla 38

Capacidad de producción de taladros (continuación).

Ø de agujero (mm)	$l_m$ (mm)	Velocidad de avance (mm/min)	Hora por agujero	Agujero por hora
18	3	55	0,0009	1100
18	8	55	0,0024	413
33	10	15	0,0111	90

#### 4.1.8. CAPACIDAD DE PRODUCCIÓN DE LA SOLDADORA MAG

La capacidad de producción de esta máquina depende de las características geométricas de los cordones de soldadura y del número de piezas que conformen el elemento soldado. Además puede haber variación dependiendo del soldador. Los datos de producción de la Tabla 39 son resultado de pruebas cronometradas para cada elemento terminado.

Tabla 39

Capacidad de producción de la soldadora MAG.

Elemento	Hora por Elemento	Elemento por hora
Columna de puerta	0,25	4
Columna de puerta peatonal	0,25	4
Columna del pórtico	0,85	1
Cumbrera	0,55	2
Pie de amigo	0,25	4
Viga de amarre	0,49	2
Viga de pórtico tipo 1	0,58	2
Viga de pórtico tipo 2	0,58	2

#### 4.1.9. CAPACIDAD DE PRODUCCIÓN DE LA AMOLADORA

Los datos de producción de la Tabla 40 son resultado de pruebas cronometradas para cada elemento terminado.

**Tabla 40**

**Capacidad de producción de la amoladora.**

Elemento	Hora por Elemento	Elemento por hora
Columna de puerta	0,17	6
Columna de puerta peatonal	0,11	9
Columna del pórtico	0,66	2
Correa de cubierta	0,02	50
Correa de pared	0,02	50
Cumbrera	0,42	2
Pie de amigo	0,12	8
Viga de amarre	0,33	3
Viga de pórtico tipo 1	0,43	2
Viga de pórtico tipo 2	0,43	2
Viga de puerta	0,08	13
Viga de puerta peatonal	0,07	14

#### 4.2. TIEMPO ESTÁNDAR DE FABRICACIÓN

Basados en la capacidad de producción de las máquinas, determinada en la sección anterior, podemos hallar el tiempo de fabricación de cada elemento de la nave industrial. Para esto es necesario identificar claramente cuál es el proceso de fabricación del elemento, y así saber de qué máquinas obtener los tiempos. De la Tabla 41 a la 54 se listan las cantidades, operaciones, máquinas y horas de cada componente que conforma un elemento terminado. El tiempo estándar es la sumatoria del tiempo total por elemento terminado

más una tolerancia establecida en +10%. Los resultados de las tablas se calculan usando las ecuaciones siguientes:

- Tiempo normal total en horas por unidad:

$$t_N = \sum t_i \quad (4.5)$$

- Tiempo estándar por unidad:

$$t_E = t_N + 0,1t_N \quad (4.6)$$

- Piezas por hora:

$$N/h = \frac{1}{t_E} \quad (4.7)$$

Tabla 41

## Tiempo de fabricación de la columna de pórtico.

Total de elementos para 3600 m <sup>2</sup> : 66				
Componente (mm)	Cant.	Operación	Máquina	Horas/pieza
Perfil G 250x100x25x5	2	Medir la longitud a cortar	N/A	0,0044
		Cortar a longitud	Sierra de cinta	0,0151
Cajón armado 250x200x5 Agujero: Ø18	1	Armar uniendo los perfiles G	N/A	0,2000
		Soldar	Soldadora MAG	0,5000
	24	Medir y marcar puntos a taladrar	N/A	0,0960
		Taladrar perforaciones	Taladro manual	0,0364
Placa base Espesor: 10 Agujero: Ø33	1	Cortar a medidas e iniciar perforaciones	Plasma CNC	0,0288
	4	Taladrar perforaciones al diámetro final	Taladro de pedestal	0,0444
Placa gusset Espesor: 10 Agujero: Ø18	4	Cortar a medidas e iniciar perforación	Plasma CNC	0,0263
		Taladrar perforación al diámetro final	Taladro de pedestal	0,0121
Tapa superior Espesor: 6	1	Tomar medidas y marcar	N/A	0,0040
		Cortar a medidas	Cizalla	0,0100
Junta Espesor: 6 Agujero: Ø18	2	Tomar medidas y marcar	N/A	0,0080
		Cortar a medidas	Cizalla	0,0220
		Taladrar perforación	Taladro de pedestal	0,0036
		Plegar a medidas	Plegadora	0,0024

Continúa.

Tabla 41

Tiempo de fabricación de la columna de pórtico (continuación).

Componente (mm)	Cant.	Operación	Máquina	Horas/pieza
Junta Espesor: 10 Agujero: Ø18	8	Tomar medidas y marcar	N/A	0,0320
		Cortar a medidas	Cizalla	0,1360
		Taladrar perforación	Taladro de pedestal	0,0242
		Plegar a medidas	Plegadora	0,0110
Columna del pórtico	1	Ensamblar placas a cajón	N/A	0,3000
		Soldar	Soldadora MAG	0,3500
		Limpiar y pulir escoria y rebabas	Amoladora	0,6660
<b>Tiempo normal total en horas por unidad</b>				<b>2,53</b>
<b>Tiempo estándar en horas por unidad</b>				<b>2,79</b>
<b>Piezas por hora</b>				<b>0,36</b>

Tabla 42

## Tiempo de fabricación de la columna de puerta.

Total de elementos para 3600 m <sup>2</sup> : 24				
Componente (mm)	Cant.	Operación	Máquina	Horas/pieza
Tubo rect. 150x100x3	1	Medir la longitud a cortar	N/A	0,0022
		Cortar a longitud	Sierra de cinta	0,0047
Placa base Espesor: 6 Agujero: Ø17,5	1	Cortar a medidas e iniciar perforaciones	Plasma CNC	0,0066
	4	Taladrar perforaciones al diámetro final	Taladro de pedestal	0,0073
		Plegar a medidas	Plegadora	0,0130
Junta Espesor: 6 Agujero: Ø14	2	Tomar medidas y marcar	N/A	0,0080
		Cortar a medidas	Cizalla	0,0200
		Plegar a medidas	Plegadora	0,0024
	4	Taladrar perforación	Taladro de pedestal	0,0062
Columna de puerta	1	Ensamblar placas al tubo rectangular	N/A	0,2000
		Soldar	Soldadora MAG	0,2500
		Limpiar y pulir escoria y rebabas	Amoladora	0,1700
<b>Tiempo normal total en horas por unidad</b>				<b>0,85</b>
<b>Tiempo estándar en horas por unidad</b>				<b>0,94</b>
<b>Piezas por hora</b>				<b>1,06</b>

Tabla 43

## Tiempo de fabricación de la columna de puerta peatonal.

Total de elementos para 3600 m <sup>2</sup> : 12				
Componente (mm)	Cant.	Descripción de la Operación	Máquina	Piezas/hora
Tubo rect. 80x40x2	1	Medir la longitud a cortar	N/A	0,0022
		Cortar a longitud	Sierra de cinta	0,0015
Placa base Espesor: 4 Agujero: Ø12	1	Cortar a medidas e iniciar perforaciones	Plasma CNC	0,0038
	4	Taladrar perforaciones al diámetro final	Taladro de pedestal	0,0041
Junta Espesor: 4 Agujero: Ø14	2	Tomar medidas y marcar	N/A	0,0080
		Cortar a medidas	Cizalla	0,0240
	4	Plegar a medidas	Plegadora	0,0022
		Taladrar perforación	Taladro de pedestal	0,0041
Columna de puerta peatonal	1	Ensamblar placas al tubo rectangular	N/A	0,1666
		Soldar	Soldadora MAG	0,2500
		Limpiar y pulir escoria y rebabas	Amoladora	0,1100
<b>Tiempo normal total en horas por unidad</b>				<b>0,58</b>
<b>Tiempo estándar en horas por unidad</b>				<b>0,63</b>
<b>Piezas por hora</b>				<b>1,58</b>

Tabla 44

## Tiempo de fabricación de la correa de cubierta.

Total de elementos para 3600 m <sup>2</sup> : 390				
Componente (mm)	Cant.	Descripción de la Operación	Máquina	Piezas/hora
Tubo cuad. 75x3 Agujero: Ø18	1	Medir la longitud a cortar	N/A	0,0022
		Cortar a longitud	Sierra de cinta	0,0027
	4	Medir y marcar puntos a taladrar	N/A	0,0160
		Taladrar perforaciones en los extremos	Taladro de pedestal	0,0009
Correa de cubierta	1	Limpiar y pulir rebabas	Amoladora	0,0200
<b>Tiempo normal total en horas por unidad</b>				<b>0,0418</b>
<b>Tiempo estándar en horas por unidad</b>				<b>0,05</b>
<b>Piezas por hora</b>				<b>21,74</b>

Tabla 45

## Tiempo de fabricación de la correa de pared.

Total de elementos para 3600 m <sup>2</sup> : 42				
Componente (mm)	Cant.	Descripción de la Operación	Máquina	Piezas/hora
Tubo cuad. 50x2 mm Agujero: Ø14	1	Medir la longitud a cortar	N/A	0,0022
		Cortar a longitud	Sierra de cinta	0,0012
	4	Medir y marcar puntos a taladrar	N/A	0,0160
		Taladrar perforaciones en los extremos	Taladro de pedestal	0,0021
Correa de pared	1	Limpiar y pulir rebabas	Amoladora	0,0200
<b>Tiempo normal total en horas por unidad</b>				<b>0,04</b>
<b>Tiempo estándar en horas por unidad</b>				<b>0,05</b>
<b>Piezas por hora</b>				<b>21,93</b>

Tabla 46

## Tiempo de fabricación de la cumbrera.

Total de elementos para 3600 m <sup>2</sup> : 33				
Componente (mm)	Cant.	Descripción de la Operación	Máquina	Piezas/hora
Tubo cuad. 75x3	1	Medir la longitud a cortar	N/A	0,0022
		Cortar a longitud	Sierra de cinta	0,0027
		Barolar	Baroladora de tubos	0,2550
Tubo cuad. 75x3	1	Medir la longitud a cortar	N/A	0,0022
		Cortar a longitud	Sierra de cinta	0,0027
Tubo cuad. 50x2	5	Medir la longitud y marcar ángulos	N/A	0,0110
		Cortar a longitud y ángulos	Sierra de cinta	0,0060
Cartela Espesor: 8	8	Cortar a medidas	Plasma CNC	0,0329
Placa gusset Espesor: 8 Agujero: Ø14	4	Cortar a medidas e iniciar perforación	Plasma CNC	0,0164
		Taladrar perforación al diámetro final	Taladro de pedestal	0,0082
Junta viga de pórtico Espesor: 8 Agujero: Ø18	4	Cortar a medidas e iniciar perforaciones	Plasma CNC	0,0494
	16	Taladrar perforaciones al diámetro final	Taladro de pedestal	0,0388
Junta Espesor: 6 Agujero: Ø18	4	Tomar medidas y marcar	N/A	0,0160
		Cortar a medidas	Cizalla	0,0440
		Taladrar perforación	Taladro de pedestal	0,0073
		Plegar a medidas	Plegadora	0,0048

Continúa.

Tabla 46

Tiempo de fabricación de la cumbrera (continuación).

Componente (mm)	Cant.	Descripción de la Operación	Máquina	Piezas/hora
Cumbrera	1	Ensamblar armadura con las placas	N/A	0,2500
		Soldar	Soldadora MAG	0,5500
		Limpiar y pulir escoria y rebabas	Amoladora	0,4200
<b>Tiempo normal total en horas por unidad</b>				<b>1,72</b>
<b>Tiempo estándar en horas por unidad</b>				<b>1,89</b>
<b>Piezas por hora</b>				<b>0,53</b>

Tabla 47

Tiempo de fabricación del pie de amigo.

Total de elementos para 3600 m <sup>2</sup> : 66				
Componente (mm)	Cant.	Descripción de la Operación	Máquina	Piezas/hora
Tubo cuad. 75x3		Medir la longitud a cortar	N/A	0,0022
		Cortar a longitud	Sierra de cinta	0,0027
		Barolar	Baroladora de tubos	0,1330

Continúa.

Tabla 47

## Tiempo de fabricación del pie de amigo (continuación).

Componente (mm)	Cant.	Descripción de la Operación	Máquina	Piezas/hora
Tapa de extremo Espesor: 8	2	Tomar medidas y marcar	N/A	0,0080
		Cortar a medidas	Cizalla	0,0120
Terminal pie de amigo Espesor: 8 Agujero: Ø14	2	Cortar a medidas e iniciar perforaciones	Plasma CNC	0,0752
	8	Taladrar perforaciones al diámetro final	Taladro de pedestal	0,0164
Pie de amigo	1	Ensamblar placas al tubo curvo	N/A	0,1833
		Soldar	Soldadora MAG	0,2500
		Limpiar y pulir escoria y rebabas	Amoladora	0,1200
<b>Tiempo normal total en horas por unidad</b>				<b>0,80</b>
<b>Tiempo estándar en horas por unidad</b>				<b>0,88</b>
<b>Piezas por hora</b>				<b>1,13</b>

Tabla 48

## Tiempo de fabricación de la viga de puerta.

Total de elementos para 3600 m <sup>2</sup> : 6				
Componente (mm)	Cant.	Descripción de la Operación	Máquina	Piezas/hora
Tubo rect. 150x100x3 Agujero: Ø14	1	Medir la longitud a cortar	N/A	0,0022
		Cortar a longitud	Sierra de cinta	0,0047
	8	Medir y marcar puntos a taladrar	N/A	0,0320
		Taladrar perforaciones en los extremos	Taladro de pedestal	0,0062
Viga de puerta	1	Limpiar y pulir rebabas	Amoladora	0,0800
<b>Tiempo normal total en horas por unidad</b>				<b>0,13</b>
<b>Tiempo estándar en horas por unidad</b>				<b>0,14</b>
<b>Piezas por hora</b>				<b>7,27</b>

Tabla 49

## Tiempo de fabricación de la viga de puerta peatonal.

Total de elementos para 3600 m <sup>2</sup> : 6				
Componente (mm)	Cant.	Descripción de la Operación	Máquina	Piezas/hora
Tubo rect. 80x40x2 Agujero: Ø14	1	Medir la longitud a cortar	N/A	0,0022
		Cortar a longitud	Sierra de cinta	0,0015
	12	Medir y marcar puntos a taladrar	N/A	0,0480
		Taladrar perforaciones en el centro y los extremos	Taladro de pedestal	0,0062
Viga de puerta peatonal	1	Limpiar y pulir rebabas	Amoladora	0,0700
<b>Tiempo normal total en horas por unidad</b>				<b>0,13</b>
<b>Tiempo estándar en horas por unidad</b>				<b>0,14</b>
<b>Piezas por hora</b>				<b>7,11</b>

Tabla 50

## Tiempo de fabricación de la viga de amarre.

Total de elementos para 3600 m <sup>2</sup> : 60				
Componente (mm)	Cant.	Descripción de la Operación	Máquina	Piezas/hora
Tubo cuad. 100x3 Agujero: Ø18	2	Medir la longitud a cortar	N/A	0,0044
		Cortar a longitud	Sierra de cinta	0,0074
	8	Medir y marcar puntos a taladrar	N/A	0,0320
		Taladrar perforaciones en los extremos	Taladro de pedestal	0,0073
Tubo cuad. 50x2	12	Medir la longitud y marcar ángulos	N/A	0,0264
		Cortar a longitud y ángulos	Sierra de cinta	0,0145
Viga de amarre	1	Ensamblar armadura	N/A	0,1333
		Soldar	Soldadora MAG	0,4900
		Limpiar y pulir escoria y rebabas	Amoladora	0,3300
<b>Tiempo normal total en horas por unidad</b>				<b>1,05</b>
<b>Tiempo estándar en horas por unidad</b>				<b>1,15</b>
<b>Piezas por hora</b>				<b>0,87</b>

Tabla 51

## Tiempo de fabricación de la viga de pórtico tipo 1.

Total de elementos para 3600 m <sup>2</sup> : 132				
Componente (mm)	Cant.	Descripción de la Operación	Máquina	Piezas/hora
Tubo cuad. 75x3	2	Medir la longitud a cortar	N/A	0,0044
		Cortar a longitud	Sierra de cinta	0,0054
Tubo cuad. 50x2	6	Medir la longitud y marcar ángulos	N/A	0,0132
		Cortar a longitud y ángulos	Sierra de cinta	0,0072
Cartela Espesor: 8	4	Cortar a medidas	Plasma CNC	0,0164
Placa gusset Espesor: 8 Agujero: Ø14	4	Cortar a medidas e iniciar perforación	Plasma CNC	0,0164
		Taladrar perforación al diámetro final	Taladro de pedestal	0,0082
Junta viga de pórtico Espesor: 8 Agujero: Ø18	4	Cortar a medidas e iniciar perforaciones	Plasma CNC	0,0494
	16	Taladrar perforaciones al diámetro final	Taladro de pedestal	0,0388
Junta Espesor: 6 Agujero: Ø18	8	Tomar medidas y marcar	N/A	0,0320
		Cortar a medidas	Cizalla	0,0880
		Taladrar perforación	Taladro de pedestal	0,0145
		Plegar a medidas	Plegadora	0,0096

Continúa.

Tabla 51

Tiempo de fabricación de la viga de pórtico tipo 1 (continuación).

Componente (mm)	Cant.	Descripción de la Operación	Máquina	Piezas/hora
Viga de pórtico tipo 1	1	Ensamblar armadura con las placas	N/A	0,2833
		Soldar	Soldadora MAG	0,5800
		Limpiar y pulir escoria y rebabas	Amoladora	0,4300
<b>Tiempo normal total en horas por unidad</b>				<b>1,60</b>
<b>Tiempo estándar en horas por unidad</b>				<b>1,76</b>
<b>Piezas por hora</b>				<b>0,57</b>

Tabla 52

Tiempo de fabricación de la viga de pórtico tipo 2.

Total de elementos para 3600 m <sup>2</sup> : 66				
Componente (mm)	Cant.	Descripción de la Operación	Máquina	Piezas/hora
Tubo cuad. 75x3	2	Medir la longitud a cortar	N/A	0,0044
		Cortar a longitud	Sierra de cinta	0,0054
Tubo cuad. 50x2	6	Medir la longitud y marcar ángulos	N/A	0,0132
		Cortar a longitud y ángulos	Sierra de cinta	0,0072
Cartela Espesor: 8	2	Cortar a medidas	Plasma CNC	0,0082

Continúa.

Tabla 52

Tiempo de fabricación de la viga de pórtico tipo 2 (continuación).

Componente (mm)	Cant.	Descripción de la Operación	Máquina	Piezas/hora
Placa gusset Espesor: 8 Agujero: Ø14	2	Cortar a medidas e iniciar perforación	Plasma CNC	0,0082
		Taladrar perforación al diámetro final	Taladro de pedestal	0,0041
Junta viga de pórtico Espesor: 8 Agujero: Ø18	2	Cortar a medidas e iniciar perforaciones	Plasma CNC	0,0247
		Taladrar perforaciones al diámetro final	Taladro de pedestal	0,0194
Junta viga de pórtico-pie de amigo Espesor: 8 Agujero: Ø14	1	Cortar a medidas e iniciar perforaciones	Plasma CNC	0,0127
		Taladrar perforaciones al diámetro final	Taladro de pedestal	0,0123
Junta viga-columna de pórtico Espesor: 8 Agujero: Ø18	2	Cortar a medidas e iniciar perforaciones	Plasma CNC	0,0255
		Taladrar perforaciones al diámetro final	Taladro de pedestal	0,0194
Junta Viga de pórtico-bloque deslizante Espesor: 6 Agujero: Ø14	2	Cortar a medidas e iniciar perforaciones	Plasma CNC	0,0417
		Taladrar perforaciones al diámetro final	Taladro de pedestal	0,0123
Junta Espesor: 6 Agujero: Ø18	8	Tomar medidas y marcar	N/A	0,0320
		Cortar a medidas	Cizalla	0,0880
		Taladrar perforación	Taladro de pedestal	0,0145
		Plegar a medidas	Plegadora	0,0096

Continúa.

Tabla 52

Tiempo de fabricación de la viga de pórtico tipo 2 (continuación).

Componente (mm)	Cant.	Descripción de la Operación	Máquina	Piezas/hora
Viga de pórtico tipo 2	1	Ensamblar armadura con las placas	N/A	0,3166
		Soldar	Soldadora MAG	0,5800
		Limpiar y pulir escoria y rebabas	Amoladora	0,4300
<b>Tiempo normal total en horas por unidad</b>				<b>1,69</b>
<b>Tiempo estándar en horas por unidad</b>				<b>1,86</b>
<b>Piezas por hora</b>				<b>0,54</b>

Tabla 53

Tiempo de fabricación de riostra Ø6,4 mm.

Total de elementos para 3600 m <sup>2</sup> : 300				
Componente	Cant.	Descripción de la Operación	Máquina	Horas/pieza
Cable de acero clase 6x19 Ø6,4 mm (1/4")	1	Medir y cortar a longitud	Sierra manual	0,0292
<b>Tiempo estándar por unidad</b>				<b>0,03</b>
<b>Tiempo estándar en horas por unidad</b>				<b>0,03</b>
<b>Piezas por hora</b>				<b>31,13</b>

**Tabla 54****Tiempo de fabricación de riostra Ø14,5 mm.**

Total de elementos para 3600 m <sup>2</sup> : 24				
<b>Componente</b>	<b>Cant.</b>	<b>Descripción de la Operación</b>	<b>Máquina</b>	<b>Horas/pieza</b>
Cable de acero clase 6x19 Ø14,5 mm (9/16")	1	Medir y cortar a longitud	Sierra manual	0,0583
<b>Tiempo normal total en horas por unidad</b>				<b>0,06</b>
<b>Tiempo estándar en horas por unidad</b>				<b>0,06</b>
<b>Piezas por hora</b>				<b>15,59</b>

En la parte superior de las tablas está el total de elementos a fabricar para una nave industrial de 3600 m<sup>2</sup>, con este valor y las horas parciales de uso de cada máquina, Tabla 41 a la 54, podemos calcular las horas/máquina totales.

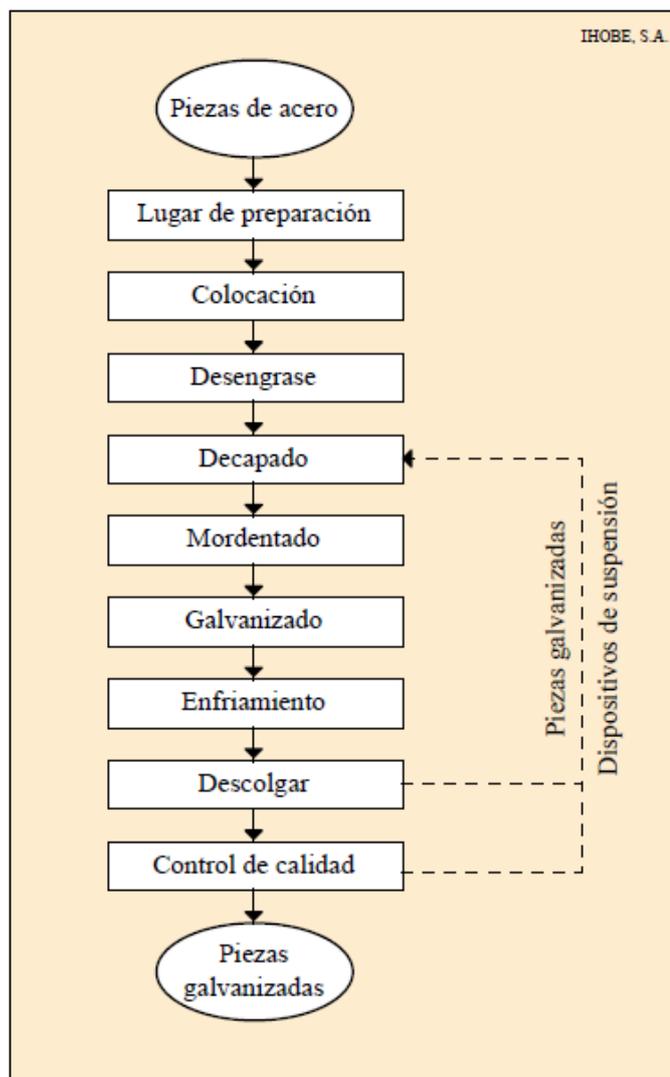
**Tabla 55**

**Horas/máquina trabajadas para producir una nave industrial de 3600 m<sup>2</sup>.**

<b>Máquina</b>	<b>Horas/máquina</b>
Sierra de cinta	6,66
Cizalla	34,76
Sierra manual	10,16
Plasma CNC	31,71
Plegadora	3,55
Baroladora de tubos	17,19
Taladro de pedestal	25,68
Taladro manual	0,04
Soldadora MAG	258,63
Amoladora	191,45

#### **4.3. TIEMPO DE PROCESO FUERA DE PLANTA**

El tiempo estándar de fabricación de cada pieza no contempló el acabado. Para decidir el tipo de acabado es necesario tomar en cuenta que dentro de las aplicaciones de la nave industrial está el montaje y desmontaje periódico. Bajo estas condiciones, si los elementos se pintan, probablemente requieran mantenimiento en poco tiempo de uso. Fabricar la estructura con perfiles galvanizados no es una buena opción debido a los procesos de soldadura, sin embargo se pueden galvanizar los elementos fabricados fuera de la planta de producción. Las galvanizadoras manejan un proceso de galvanizado en caliente similar al mostrado en la Figura 39.



**Figura 39 Diagrama del proceso de producción de piezas galvanizadas.**

Fuente: Secuencia operativa. Libro blanco para minimización de residuos y emisiones – Galvanizado en caliente. IHOBE S.A, Gobierno Vasco, 2014.

Los procesos de desengrase, decapado y galvanizado son los que más toman tiempo debido a la inmersión prologada que requieren, los dos primeros duran 15 y 90 minutos, mientras que la permanencia de las piezas en el baño de cinc fundido depende del tamaño de la pieza y es el mínimo posible (IHOBE, 2014, p. 48). En la Tabla 56 se lista el tiempo aproximado de

galvanización (incluyendo todos los procesos), considerando un galvanizado por simple inmersión<sup>10</sup> de 2 minutos.

#### 4.4. TIEMPO DE PRODUCCIÓN POR ELEMENTO EMBALADO

El embalaje es la etapa final en la cadena de valor de la planta de producción. Una vez que los elementos galvanizados retornan a la planta, se embalan para ser almacenarlos y luego trasladarlos al sitio de instalación. En la Tabla 56 se muestra el tiempo de embalaje por elemento.

**Tabla 56**

**Tiempo de producción por elemento embalado.**

Elemento	Tiempo (horas)			
	Fabricación	Galvanizado	Embalaje	Producción
Columna de pórtico	2,79	1,78	0,023	4,59
Columna de puerta	0,94	1,78	0,023	2,75
Columna de puerta peatonal	0,63	1,78	0,009	2,43
Correa de cubierta	0,05	1,78	0,001	1,83
Correa de pared	0,05	1,78	0,001	1,83
Cumbrera	1,89	1,78	0,025	3,70
Pie de amigo	0,88	1,78	0,008	2,67
Viga de puerta	0,14	1,78	0,001	1,92
Viga de puerta peatonal	0,14	1,78	0,001	1,93
Viga de amarre	1,15	1,78	0,015	2,95
Viga de pórtico tipo 1	1,76	1,78	0,025	3,56
Viga de pórtico tipo 2	1,86	1,78	0,025	3,67

**Continúa.**

<sup>10</sup> Una sola inmersión en el baño de cinc.

**Tabla 56****Tiempo de producción por elemento embalado (continuación).**

Elemento	Tiempo (horas)			
	Fabricación	Galvanizado	Embalaje	Producción
Riostra Ø6,4 mm	0,03	1,78	0,007	1,80
Riostra Ø14,5 mm	0,06	1,78	0,007	1,80

## 4.5. LOTE DE PRODUCCIÓN DIARIA Y ANUAL

### 4.5.1. LOTE DE ELEMENTOS SOLDADOS

Sin importar la velocidad con la que se produzcan las piezas individuales para formar los elementos, el número de estaciones de ensamblaje, soldadura y limpieza; y el tiempo, por elemento, que tome cada proceso; definirán la capacidad de producción de la planta. Esto porque los tres procesos están en serie y son los que forman la cola de espera, lo que no sucede con el galvanizado, ya que es un proceso fuera de planta que sucede paralelamente a los procesos dentro de la planta. Es decir, si diariamente se envía un lote a ser galvanizado, el mismo número de elementos retorna.

- 1) Ensamblaje: El tiempo de ensamble de cada elemento se obtiene de la Tabla 41 a la 54.
- 2) Soldadura: El tiempo de soldadura de cada elemento se obtiene de la Tabla 39.
- 3) Limpieza: El tiempo de limpieza de cada elemento se obtiene de la Tabla 40.

**Tabla 57****Tiempo de ensamble, suelda y limpieza por elemento.**

Elemento	Tiempo (horas)			
	Ensamble	Suelda	Limpieza	Total/elemento
Columna de pórtico	0,50	0,85	0,66	2,01
Columna de puerta	0,20	0,25	0,17	0,62
Columna de puerta peatonal	0,17	0,25	0,11	0,53
Cumbrera	0,25	0,55	0,42	1,22
Pie de amigo	0,18	0,25	0,12	0,55
Viga de amarre	0,13	0,49	0,33	0,95
Viga de pórtico tipo 1	0,28	0,58	0,43	1,29
Viga de pórtico tipo 2	0,32	0,58	0,43	1,33

Si la planta cuenta con dos estaciones para cada proceso, destinadas a la fabricación de la nave industrial, el tiempo total mostrado en la Tabla 57 se divide a la mitad y se obtienen los siguientes lotes de producción diaria y anual, suponiendo que se fabrique solo el elemento específico.

**Tabla 58****Lotes de producción de elementos soldados.**

Elemento	Horas por elemento	Horas por elemento con dos estaciones	Lote de producción		
			Por hora	Por día	Por año
Columna de pórtico	2,01	1,01	1	8	2008
Columna de puerta	0,62	0,31	3	24	6024
Columna de puerta peatonal	0,53	0,27	4	32	8032
Cumbrera	1,22	0,61	2	16	4016

**Continúa.**

Tabla 58

Lotes de producción de elementos soldados (continuación).

Elemento	Horas por elemento	Horas por elemento con dos estaciones	Lote de producción		
			Por hora	Por día	Por año
Pie de amigo	0,55	0,28	4	32	8032
Viga de amarre	0,95	0,48	2	16	4016
Viga de pórtico tipo 1	1,29	0,65	2	16	4016
Viga de pórtico tipo 2	1,33	0,67	2	16	4016
<b>Horas laborables en un día: 8</b>			<b>Días laborables en el año: 251</b>		

#### 4.5.2. LOTE DE ELEMENTOS NO SOLDADOS

El lote de elementos no soldados que la planta puede producir por día y por año depende del tiempo de fabricación (horas por pieza), al no haber proceso de ensamblaje y soldadura. De la misma manera que para los elementos soldados, el galvanizado es un proceso paralelo, por lo que se descarta el tiempo de galvanizado. En la Tabla 59 se listan los lotes de producción diaria y anual suponiendo que se fabrique solo el elemento específico.

Tabla 59

Lotes de producción de elementos no soldados.

Elemento	Horas de fabricación por elemento	Lote de producción		
		Por hora	Por día	Por año
Correa de cubierta	0,05	22	176	44176
Correa de pared	0,05	22	176	44176

Continúa.

Tabla 59

Lotes de producción de elementos no soldados (continuación).

Elemento	Horas de fabricación por elemento	Lote de producción		
		Por hora	Por día	Por año
Viga de puerta	0,14	7	56	14056
Viga de puerta peatonal	0,14	7	56	14056
Riostra Ø6,4 mm	0,03	31	248	62248
Riostra Ø14,5 mm	0,06	16	128	32128
<b>Horas laborables en un día: 8</b>		<b>Días laborables en el año: 251</b>		

#### 4.6. TIEMPO DE FABRICACIÓN DE UNA NAVE INDUSTRIAL DE 3600 m<sup>2</sup>

El tiempo que toma la fabricación dentro de planta de una nave industrial de 3600 m<sup>2</sup>, se puede determinar según los lotes de producción.

Tabla 60

Tiempo de fabricación de una nave industrial de 3600 m<sup>2</sup>.

Elemento	Cantidad	Lote/hora	Horas/piezas totales
Columna de pórtico	66	1	66,00
Columna de puerta	24	3	8,00
Columna de puerta peatonal	12	4	3,00
Correa de cubierta	390	22	17,73
Correa de pared	42	22	1,91
Cumbrera	33	2	16,50
Pie de amigo	66	4	16,50
Viga de puerta	6	7	0,86

Continúa.

**Tabla 60****Tiempo de fabricación de una nave industrial de 3600 m<sup>2</sup> (continuación).**

<b>Elemento</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Lote/hora</b>	<b>Horas/piezas totales</b>
Viga de puerta peatonal	6	7	0,86
Viga de amarre	60	2	30,00
Viga de pórtico tipo 1	132	2	66,00
Viga de pórtico tipo 2	66	2	33,00
Riostra Ø6,4 mm	300	31	9,68
Riostra Ø14,5 mm	24	16	1,50
<b>Número de horas totales</b>			<b>271,53</b>
<b>Número de días totales (8 horas laborables)</b>			<b>33,9</b>

Se necesitan 34 días laborables dentro de planta para fabricar una nave industrial de 3600 m<sup>2</sup> y 53512,5 kg. El peso pertenece a los elementos producidos, y se obtiene de la Tabla A1 del Anexo A.

## CAPÍTULO V

### EVALUACIÓN DE COSTOS

#### 5.1. COSTOS DE PRODUCCIÓN

##### 5.1.1. COSTO DIRECTO DE PRODUCCIÓN

##### 5.1.1.1. Costo de materiales directos

En la Tabla 61 se listan los costos de todos los materiales necesarios para la producción de una nave industrial de 3600 m<sup>2</sup>. Si la pintura fuera el acabado final de la estructura, los costos del proceso se dividirían en costo de la pintura y de la mano de obra directa de los pintores. Sin embargo, en nuestro caso el galvanizado es el acabado final y el proceso se hace fuera de la planta industrial, por lo tanto, el precio final del galvanizado se toma como costo de materia prima y depende del peso total de la nave industrial (costo por kilogramo).

Todos los materiales, excepto la puerta enrollable Janus modelo 3100, se cotizaron en el mercado nacional, los respectivos costos incluyen el impuesto al valor agregado (I.V.A) y los impuestos de importación. El costo total de materiales directos se calcula en la Tabla 61 acorde con la ecuación 5.1.

$$C_{md} = \sum Q_i P_i \quad (5.1)$$

Donde:

$Q_i$  = unidades totales de material.

$P_i$  = precio por unidad de material.

$$C_{md} = 162468,2 \text{ [USD]}$$

**Tabla 61**

**Lista de materiales para la producción de 3600 m<sup>2</sup> de nave industria.**

<b>Descripción</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Unidades</b>	<b>Precio Unitario (\$)</b>	<b>Total (\$)</b>
Barra de anclaje Ø20x254 mm, ASTM F1554 Gr. 36	211,2	kg	1,23	259,78
Barra M16x320 mm, ASTM A354 Gr. BC	475,2	kg	1,27	603,50
Cable de acero clase 6x19 Ø14,5 mm (9/16")	182	m	3,48	633,36
Cable de acero clase 6x19 Ø6,4 mm (1/4")	2204	m	1,25	2755,00
Carga de gas CO <sub>2</sub>	36	u.	1,15	41,40
Carrete de 15 kg de alambre MIG/MAG Ø0,9 AWS ER 70S-6	12	u.	90,00	1080,00
Galvanizado	53030	kg	0,55	29166,50
Grapa cable 14,5mm, galvanizado	120	u.	0,74	88,80
Grapa cable 6,4mm, galvanizado	1500	u.	0,39	585,00
Membrana de alta resistencia	5117	m <sup>2</sup>	12,00	61404,00
Perfil G 250x100x25x5 mm, ASTM A36	702	m	19,04	13366,08
Perno expansivo de anclaje Ø10x75 mm, galvanizado	48	u.	0,67	32,16
Perno expansivo de anclaje Ø16x100 mm, galvanizado	96	u.	1,37	131,52
Perno Hex. M12x100 mm, ASTM A325 galvanizado	108	u.	0,96	103,68
Perno Hex. M12x55 mm, ASTM A325 galvanizado	396	u.	0,88	348,48
Perno Hex. M12x75 mm, ASTM A325 galvanizado	528	u.	0,92	485,76
Perno Hex. M16x130 mm, ASTM A325 galvanizado	804	u.	1,59	1278,36

**Continúa.**

**Tabla 61**

**Lista de materiales para la producción de 3600 m<sup>2</sup> de nave industria (continuación).**

<b>Descripción</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Unidades</b>	<b>Precio Unitario (\$)</b>	<b>Total (\$)</b>
Perno Hex. M16x150 mm, ASTM A325 galvanizado	312	u.	1,69	527,28
Perno Hex. M16x55 mm, ASTM A325 galvanizado	1584	u.	1,04	1647,36
Plancha 1220x2440 mm espesor 10mm, ASTM A36	5	u.	194,64	973,20
Plancha 1220x2440 mm espesor 4mm, ASTM A36	2	u.	79,32	158,64
Plancha 1220x2440 mm espesor 6mm, ASTM A36	5	u.	119,15	595,75
Plancha 1220x2440 mm espesor 8mm, ASTM A36	11	u.	166,96	1836,56
Puerta de madera, 2000x980 mm	6	u.	85,47	512,82
Puerta enrollable Janus modelo 3100, 16x16 pies	6	u.	779,74	4678,44
Templador 12,7x152 (1/2x6"), galvanizado	300	u.	7,74	2322,00
Templador 31,8x305 (1-1/4x12"), galvanizado	24	u.	21,88	525,12
Tubo cuad. 100x3 mm, ASTM A500 Gr. B	720	m	9,53	6861,60
Tubo cuad. 50x2 mm, ASTM A500 Gr. B	1872	m	2,70	5054,40
Tubo cuad. 75x3 mm, ASTM A500 Gr. B	3726	m	6,01	22393,26
Tubo rec. 150x100x3 mm, ASTM A500 Gr. B	156	m	11,36	1772,16
Tubo rec. 80x40x2 mm, ASTM A500 Gr. B	54	m	4,56	246,24
<b>Costo de materiales directos</b>				<b>162468,2</b>

**Nota.** El precio de los pernos incluye una tuerca y dos arandelas. Fuente: Base de datos de precios de materiales e insumos actualizada hasta Julio del 2015. Departamento de compras. METALSHOP S.A. Quito-Ecuador, 2015.

### 5.1.1.2. Costo de mano de obra directa

El costo de mano de obra depende de los salarios de los operarios que intervienen y del tiempo de fabricación de las piezas y elementos. Para obtener el salario hora de un operario, hay que sumar al sueldo anual todos los beneficios de ley, y dividir todo para las horas laborables en el año. En la Tabla 62 se calculan las horas laborables en el año.

**Tabla 62**

#### Horas laborables en el año.

Mes	Días calendario	Días libres y feriados	Días laborables
Enero	31	10	21
Febrero	29	10	19
Marzo	31	9	22
Abril	30	10	20
Mayo	31	8	23
Junio	30	9	21
Julio	31	9	22
Agosto	31	9	22
Septiembre	30	10	20
Octubre	31	8	23
Noviembre	30	10	20
Diciembre	31	13	18
<b>Días laborables en el año</b>			<b>251</b>
<b>Horas laborables en el año (8 horas diarias)</b>			<b>2008</b>

Los valores pagados a un trabajador en el año son:

- Sueldo anual: Es el sueldo completo mensual multiplicado por 12 meses.
- Décimo tercero: Es el sueldo completo pagado una vez en el año.
- Décimo cuarto: Es un sueldo básico pagado una vez en el año.

Tabla 63

Salario hora de operarios según su área de responsabilidad.

Área	Sueldo mensual (\$)	Valores salariales por año (\$)					Total	Salario/hora
		Sueldo anual	Décimo tercero	Décimo cuarto	Aporte patronal	Fondos de reserva		
Soldadura	650	7800	650	354	975	647,40	10426,40	5,19
Soldadura	650	7800	650	354	975	647,40	10426,40	5,19
Ensamblaje	500	6000	500	353	750	498,00	8101,00	4,03
Ensamblaje	500	6000	500	354	750	498,00	8102,00	4,03
Ensamblaje	500	6000	500	354	750	498,00	8102,00	4,03
Ensamblaje	480	5760	480	355	720	478,08	7793,08	3,88
Corte en frío	480	5760	480	354	720	478,08	7792,08	3,88
Corte en caliente	480	5760	480	354	720	478,08	7792,08	3,88
Conformación plástica	480	5760	480	354	720	478,08	7792,08	3,88
Embalaje	354	4248	354	354	531	352,58	5839,58	2,91
Auxiliar	354	4248	354	354	531	352,58	5839,58	2,91

- Aporte patronal al IESS: Es el 12,5% del sueldo completo mensual multiplicado por 12 meses.
- Fondos de reserva: Es el 8,3% del sueldo completo mensual multiplicado por 12 meses.

El costo de mano de obra directa se calcula mediante la ecuación 5.2.

$$C_{mod} = \sum T_i Sh_i \quad (5.2)$$

Donde:

$T_i$  = tiempo medio empleado por el trabajador i.

$Sh_i$  = Salario hora a pagar al trabajador i.

El tiempo medio empleado por los trabajadores para fabricar una nave industrial de 3600 m<sup>2</sup>, es el calculado en la Tabla 60 de la Sección 4.6. El costo de mano de obra directa se calcula en la Tabla 64.

$$C_{mod} = 11900,49 [USD]$$

**Tabla 64**

**Costo de mano de obra directa.**

Área	Tiempo medio (horas)	Salario/hora	Total
Soldadura	271,53	5,19	1409,89
Soldadura	271,53	5,19	1409,89
Ensamblaje	271,53	4,03	1095,44
Ensamblaje	271,53	4,03	1095,58
Ensamblaje	271,53	4,03	1095,58
Ensamblaje	271,53	3,88	1053,80
Corte en frío	271,53	3,88	1053,67
Corte en caliente	271,53	3,88	1053,67
Conformación plástica	271,53	3,88	1053,67
Embalaje	271,53	2,91	789,65
Auxiliar	271,53	2,91	789,65
<b>Costo de mano de obra directa</b>			<b>11900,49</b>

### 5.1.2. COSTO INDIRECTO DE PRODUCCIÓN

Los costos indirectos se componen por el costo de materiales indirectos, costo de mano de obra indirecta y costo indirecto de fabricación. Los materiales que no forman parte físicamente de la nave industrial pero que permiten el funcionamiento adecuado del proceso de fabricación, se denominan indirectos. El personal que no opera las máquinas pero diseña, dirige, controla y administra el proceso de fabricación forma parte de la mano de obra indirecta. El costo indirecto de fabricación se debe a gastos que no son parte del proceso productivo pero permiten su existencia: servicios básicos, impuestos, seguros, costo de maquinaria (depreciación), etc.

Los costos indirectos se calculan en base a parámetros que puedan representar la variación de dichos costos. En este caso los costos indirectos se calculan en base a los procesos de fabricación que están representados por las máquinas, las herramientas como la sierra y el taladro de mano no se incluyen. En la Tabla 65 se asigna un número romano a cada máquina que interviene en el proceso de fabricación de la nave industrial, también se muestra la cantidad de máquinas.

**Tabla 65**

**Número de máquina.**

Proceso	Denominación	Cantidad	Numeración
Corte frío	Sierra de cinta	1	I
	Cizalla	1	II
Corte caliente	Plasma CNC	1	III
Conformación plástica	Plegadora	1	IV
	Baroladora de tubos	1	V
Arranque de viruta	Taladro de pedestal	1	VI
Soldadura	Soldadora MAG	2	VII
Acabado y limpieza	Amoladora	2	VIII

Los costos indirectos que se toman en cuenta para el proyecto se listan en la Tabla 66, el objetivo es obtener su valor monetario mensual, para lo cual es importante saber que no todos los costos se pueden cuantificar directamente en un mes debido que son gastos que se hacen cada cierto número de meses, por ejemplo, el cambio de aceites a las máquinas no se hace mensualmente sino como lo recomiende el fabricante. Esos gastos se prorratean para un mes como se indica en la Tabla 66. Todos los costos indirectos tienen su propio argumento de asignación a cada proceso (máquina).

**Tabla 66**

**Argumentos de asignación de costos indirectos de producción a cada proceso.**

<b>Ítems del costo</b>	<b>Argumentos para la asignación de cuotas de acumulación</b>
<b>Costo de los materiales indirectos</b>	
Aceites	En base al costo anual de los aceites de lubricación e hidráulico, prorrateado a un mes, para las máquinas pertinentes
Consumibles	En base al costo mensual promedio de piezas consumibles necesarias para el funcionamiento de las máquinas pertinentes
Utilería	En base al costo mensual promedio de guantes, gafas, mascarillas, etc., que se asigna al operario de cada máquina
<b>Costo de la mano de obra indirecta</b>	
Jefe de producción	En base al salario dividido para el número de máquinas que tiene a cargo (todas)
Diseñador	En base al salario dividido para el número de procesos disponibles para la fabricación del proyecto
Secretaria	En base al salario dividido para el número de procesos disponibles para la fabricación del proyecto
Mantenimiento externo	En base al costo mensual del servicio de mantenimiento, que es parte de la garantía del proveedor de las máquinas pertinentes
<b>Costo indirecto de fabricación</b>	
Depreciación de máquina	En base al 10% de depreciación anual de cada máquina prorrateado a un mes
Servicios básicos	En base al costo mensual de servicios de agua, luz, teléfono e internet dividido para el número de procesos disponibles para la fabricación del proyecto

Tabla 67

## Costo indirecto de producción total por mes.

Ítem	Máquina/proceso								Total mensual
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	
<b>A.- Costo de materiales indirectos por máquina/proceso</b>									
Aceites	0,00	105,04	0,00	175,30	89,10	0,00	0,00	0,00	369,44
Consumibles	97,15	0,00	116,27	0,00	0,00	40,89	12,25	130,00	396,56
Utilería	2,35	2,35	2,84	2,35	2,35	2,35	12,24	5,92	32,75
<b>Total</b>	<b>99,50</b>	<b>107,39</b>	<b>119,11</b>	<b>177,65</b>	<b>91,45</b>	<b>43,24</b>	<b>24,49</b>	<b>135,92</b>	<b>798,75</b>
<b>B.- Costo de mano de obra indirecta por máquina/proceso</b>									
Jefe de producción	143,45	143,45	143,45	143,45	143,45	143,45	143,45	143,45	1147,60
Diseñador	120,80	120,80	120,80	120,80	120,80	120,80	120,80	120,80	966,40
Secretaria	105,70	105,70	105,70	105,70	105,70	105,70	105,70	105,70	845,60
Mantenimiento externo	0,00	12,30	35,10	12,30	0,00	0,00	0,00	0,00	59,70
<b>Total</b>	<b>369,95</b>	<b>382,25</b>	<b>405,05</b>	<b>382,25</b>	<b>369,95</b>	<b>369,95</b>	<b>369,95</b>	<b>369,95</b>	<b>3019,30</b>
<b>C.- Costo indirecto de fabricación por máquina/proceso</b>									
Depreciación de máquina	130,65	192,13	248,25	273,08	100,96	11,25	108,33	3,92	1068,57
Servicios básicos	29,89	29,89	29,89	29,89	29,89	29,89	29,89	29,89	239,12
<b>Total</b>	<b>160,54</b>	<b>222,02</b>	<b>278,14</b>	<b>302,97</b>	<b>130,85</b>	<b>41,14</b>	<b>138,22</b>	<b>33,81</b>	<b>1307,69</b>
<b>Costo total</b>	<b>629,99</b>	<b>711,66</b>	<b>802,30</b>	<b>862,87</b>	<b>592,25</b>	<b>454,33</b>	<b>532,66</b>	<b>539,68</b>	<b>5125,74</b>

En la Tabla 67 se asignan los costos indirectos a cada proceso según lo visto en la Tabla 66, el resultado final es el costo indirecto mensual. El costo indirecto de producción de una nave industrial de 3600 m<sup>2</sup>, se calcula prorrateando el costo indirecto mensual para el número de días que toma la fabricación. De la Sección 4.6, se sabe que se requieren 34 días para la fabricación. Si un mes tiene en promedio 20 días laborables, entonces:

$$C_{ip} = \frac{(34)(5125,74)}{20}$$

$$C_{ip} = 8713,76 [USD]$$

### 5.1.3. COSTO TOTAL DE PRODUCCIÓN

El costo total de producción se calcula mediante la ecuación 5.3.

$$CP = C_{md} + C_{mod} + C_{ip} \quad (5.3)$$

Reemplazando valores se tiene:

$$CP = 162468,20 + 11900,49 + 8713,76 = 183082,45 [USD]$$

## 5.2. COSTO DE INSTALACIÓN

El costo de instalación se compone por el costo de transporte de los elementos, el costo de mano de obra de instalación y el costo de los equipos que se utilicen.

- Costo de transporte: Depende de la carga que se va a transportar y la distancia al lugar de instalación, por lo que es difícil cotizar un solo precio por carga. El precio promedio de transporte de carga pesada que establecen las empresas y personas particulares que prestan este servicio es:

$$C_{km/tn} = 0,15 \left[ \frac{\$}{km - tn} \right]$$

El peso de los elementos que conforman la nave industrial de 3600 m<sup>2</sup> es 53030 kg, y el peso del recubrimiento 5000 kg. Si suponemos un recorrido de 300 km, obtenemos:

$$C_{ti} = \frac{(0,15)(53030 + 5000)(300)}{1000} = 2611,35 [USD]$$

- Costo de mano de obra de instalación: Al igual que el costo de mano de obra directa, se calcula en función del tiempo que toma el proceso y el salario hora de los trabajadores que intervienen. El tiempo medio de instalación es proporcionado por la empresa METALSHOP S.A. de instalaciones de estructuras similares.

$$t_i = 0,11 \left[ \frac{h}{m^2} \right]$$

Multiplicando por el área de la estructura a instalar:

$$t_{iT} = (0,0666)(3600) = 240 [h]$$

El salario hora de los instaladores se establece en base al sueldo básico más la aportación al IESS de un mes, dividido para las horas laborables del mes. Si un mes tiene en promedio 20 días laborables, entonces:

$$Sh = \frac{354,00 + (0,125)(354,00)}{(20)(8)} = 2,49 \left[ \frac{\$}{h} \right]$$

**Tabla 68**

**Costo de mano de obra de instalación.**

N°	Tiempo medio (horas)	Salario/hora	Total
1	240	2,49	597,6
2	240	2,49	597,6
3	240	2,49	597,6
4	240	2,49	597,6
5	240	2,49	597,6
6	240	2,49	597,6
7	240	2,49	597,6

**Continúa.**

Tabla 68

**Costo de mano de obra de instalación (continuación).**

N°	Tiempo medio (horas)	Salario/hora	Total
8	240	2,49	597,6
<b>Costo de mano de obra directa</b>			<b>4780,8</b>

El costo de mano de obra de instalación:

$$C_{moi} = 4780,80 \text{ [USD]}$$

- Costo de equipos: Para la instalación de la nave industrial se requiere una grúa telescópica para el posicionamiento de las columnas sobre las bases, el sistema de izaje de vigas para levantar las cerchas y andamios para la instalación en general. La compañía posee las dos últimas pero debe alquilar la grúa telescópica, cuyo costo por hora es USD 30,00. Considerando el número de horas totales para la instalación:

$$C_{ei} = (30,00)(240) = 7200 \text{ [USD]}$$

El costo total de instalación se calcula mediante la ecuación 5.4.

$$CI = C_{ti} + C_{moi} + C_{ei} \quad (5.4)$$

$$CI = 2611,35 + 4780,80 + 7200 = 14592,15 \text{ [USD]}$$

### 5.3. VALIDACIÓN DE COSTOS

Se han calculado por separado los costos de producción y de instalación para una misma estructura metálica, sin embargo, en la práctica es poco común que los clientes estén interesados en adquirir una estructura metálica y asumir los gastos de transporte y montaje por cuenta propia. Entonces, si el objetivo de las compañías es fabricar e instalar, los costos deben ser sumados como sigue:

$$CT = CP + CI \quad (5.5)$$

$$CT = 183082,45 + 14592,15 = 197674,60 \text{ [USD]}$$

Comúnmente, las estructuras metálicas se cotizan por unidades de área. Tomando en cuenta que el área de la nave industrial es 3600 m<sup>2</sup>, tenemos:

$$ct = \frac{197674,60}{3600} = 54,91 \left[ \frac{\$}{m^2} \right]$$

El precio de venta al público (PVP) se compone del costo total y del porcentaje de utilidad de dicho costo, esta última depende de los objetivos de las compañías que se basan en la rentabilidad que se espera de una línea de negocio. El objetivo de la empresa METALSHOP S.A es tener una utilidad neta de:

$$U = 8 \left[ \frac{\$}{m^2} \right]$$

Que es el 14,57% del costo total, entonces el PVP sin impuestos se calcula usando la ecuación 5.6:

$$PVP = \frac{ct}{(1 - \%U)} \quad (5.6)$$

$$PVP = \frac{54,91}{(1 - 0,1457)} = 64,27 \left[ \frac{\$}{m^2} \right]$$

Incluyendo el 12% de IVA:

$$PVP = (1,12)(64,27) = 71,98 \left[ \frac{\$}{m^2} \right]$$

Según los estudios de mercado que la empresa METALSHOP S.A. realiza constantemente a través de sus vendedores, en el mercado, el precio de edificios industriales tradicionales, para aplicaciones similares a las de este proyecto, varía de 55 a 80 dólares por metro cuadrado. Las estructuras más económicas son fabricadas con cerchas conformadas por canales estructurales y perfiles angulares laminados en frío, no son galvanizadas y el recubrimiento es parcial. Las estructuras más caras son fabricadas con perfiles de alma llena laminados en caliente y/o en frío, pueden ser galvanizadas y el recubrimiento es total con paneles metálicos. En ambos

casos, la estructura no es modular y desmontable. En la Tabla 69 se muestra las ventajas de las tres estructuras clasificadas según su PVP.

**Tabla 69 Validación del PVP en función de las ventajas.**

Ventajas	PVP (\$/m <sup>2</sup> )		
	≤ 55	71,98	≥ 80
Estructura liviana	X	X	
Estructura galvanizada		X	X
Aplicaciones severas			X
Seguridad ante robo			X
Modularidad		X	
Estructura desmontable		X	
Recubrimiento desmontable		X	
Expansión simplificada		X	

## CAPÍTULO VI

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 6.1. CONCLUSIONES

- 1) Para diseñar la nave industrial, se planteó comprobar los elementos estructurales utilizando un software de elementos finitos aplicados al diseño estructural, sin embargo, para dimensionar las conexiones se recurrió a ecuaciones numéricas estipuladas en la norma AISC 360-10. Dicha norma es usada por el software para comprobar los elementos estructurales, por lo que surgió la posibilidad de comparar los resultados del software, con los de un cálculo manual. La capacidad de resistencia utilizada de cada elemento analizado, es el parámetro de comparación entre ambos métodos de análisis, cuyos valores obtenidos por el software son menores a los hallados numéricamente. El 55,55% de los datos tienen un error porcentual menor al 5%, mientras que el resto de los datos supera este porcentaje de error, sin embargo, el error porcentual más alto llega a 14,57%, siendo el único que supera el 10%, y pertenece a la cuerda de viga del pórtico que se apoya en el pie de amigo. El error se debe a que no se consideró la interacción de ambos componentes cuando se calculó la resistencia a la compresión disponible de la cuerda, es decir que no se consideró que la conexión con el pie de amigo incrementa la longitud efectiva.

Después de lo visto, las normas, sus métodos y ecuaciones, son herramientas que los diseñadores deben dominar para interpretar los resultados obtenidos de un análisis computacional, y tener la capacidad de comprobar los resultados con cálculos manuales cuando se crea conveniente disminuir la incertidumbre y aumentar la confiabilidad.

- 2) Cumpliendo con las dimensiones y los conceptos estipulados, los análisis estructurales por elementos finitos y por ecuaciones numéricas

de la norma AISC 360-10, no presentan elementos de la estructura metálica en falla o riesgo de falla ante las cargas: muerta, viva, de viento, de granizo y sísmica. Las mismas que se calcularon bajo la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) y el estándar de Cargas Mínimas de Diseño para Edificios y Otras Estructuras de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles ASCE, por sus siglas en inglés.

- 3) El sistema autónomo de izaje de las vigas del pórtico se diseñó de tal manera que se adapta a los perfiles del pórtico sin presentar colisiones con las piezas y juntas. El análisis estructural se realizó numéricamente aplicando los mismos criterios y ecuaciones utilizadas para la nave industrial y los elementos no presentan riesgo de falla.
- 4) El precio de venta al público obtenido para el presente proyecto es de 71,98 dólares por metro cuadrado. Según los estudios de mercado que realiza la empresa METALSHOP S.A., este valor está en el rango de precios de estructuras de similares aplicaciones. Sin embargo, se próxima al valor más alto de 80 dólares por metro cuadrado, que pertenece a estructuras de prestaciones más exigentes.
- 5) El recubrimiento de membrana presenta ventajas comparables e incluso mejores a las del recubrimiento metálico, sin embargo la desventaja es que no es segura ante intentos de allanamiento (seguridad ante robo).

## **6.2. RECOMENDACIONES**

- 1) Se puede disminuir la diferencia entre los resultados de un análisis por elementos finitos y uno numérico, verificando los métodos y normas de cálculo que utiliza el software, para que sean los mismos que estén al alcance del diseñador. Dicho esto, es necesario que el diseño computacional se haga con el conocimiento absoluto de la norma para verificar resultados que pueden parecer errados.

- 2) La capacidad de resistencia de algunos miembros está por debajo de 0,5, lo que significa que están subutilizados, se puede buscar perfiles alternativos a los tubulares cuadrados y rectangulares.
- 3) Comprobar que el sistema de auto izaje de vigas es funcional, va más allá del alcance de este proyecto. Para garantizar su funcionalidad se debe hacer pruebas con prototipos.
- 4) El tiempo de fabricación de una nave industrial puede disminuirse en primer lugar, identificando a los procesos de ensamble, soldadura y limpieza como los que provoca la mayor cola de espera en el proceso productivo; aumentar una estación de trabajo para cada proceso, disminuye los tiempos con un incremento de 0,63 USD en el precio de venta al público. En segundo lugar, estandarizando y disminuyendo la cantidad de elementos que conforman el edificio, por ejemplo, mejorar el diseño de la viga de pórtico tipo 2 para eliminar la necesidad del pie de amigo.
- 5) El sistema de auto izaje impone que las columnas intermedias no sean compartidas, esto incrementa el costo de la estructura por lo que el sistema requiere de una investigación más rigurosa.
- 6) Para bajar los costos de producción de la nave industrial hay que enfocarse en el costo de los materiales directos, ya que representa el 88,74% del costo de producción. Dentro de los materiales, el 32,64% pertenece al costo de galvanizado, y representa el 28,96% del costo de producción, por lo que es evidente que un acabado más económico disminuiría el costo global de la estructura y permitiría un precio de venta más accesible.
- 7) El uso de membrana como recubrimiento estructural limita la instalación del edificio a lugares con cerramiento para evitar robos. Una alternativa de mejora para este proyecto sería usar membrana en la cubierta y panales de acero en las paredes.

## REFERENCIAS

KNOXVILLE, JAMES THOMAS ENGINEERING, INC. Product range 2014. Primera ed. Knoxville, s.e., 2014, p. 100.

QUITO, METALSHOP S.A. Estudio de mercado, nave industrial modular con auto-izaje de vigas. Primera ed. Quito, s.e., 2013, 65 p.

VINNAKOTA, S. Estructuras de acero: comportamiento y LRFD. Primera ed. Mexico D.F., MacGraw Hill, 2006, pp. 59-102.

[http://www.steelconstruction.info/Single\\_storey\\_industrial\\_buildings](http://www.steelconstruction.info/Single_storey_industrial_buildings). Single storey industrial buildings. Inglés. 2015.

<http://www.thinkdefence.co.uk/2012/01/uk-military-bridging-equipment-the-bailey-bridge/>. Modular bridge. Inglés. 2012.

[www.baileybridge.com](http://www.baileybridge.com). The Bailey bridge. Inglés. 2015.

[https://en.wikipedia.org/wiki/Modular\\_building](https://en.wikipedia.org/wiki/Modular_building). Modular building. Inglés. 2015.

MADRID, NOMADITE. Catálogo: sistema de construcción modular industrializada. Primera ed. Madrid, s.e., 2012, pp. 6-8.

ASTOL, PROLYTE SALES BV. Prolyte Technical Matters. 2da. ed. Astol, s.e., 2008, pp. 61-62.

KNOXVILLE, JAMES THOMAS ENGINEERING, INC. Product range 2014. Primera ed. Knoxville, s.e., 2014, p. 81.

GUEVARA, L.F. et al. Cargas no Sísmicas. Ecuador. Ministro de Desarrollo Urbano y Vivienda. NEC-SE-CG. 2014, 32 p.

GUEVARA, L.F. et al. Cargas Sísmicas y Diseño Sismo Resistente. Ecuador. Ministro de Desarrollo Urbano y Vivienda. NEC-SE-DS. 2014, pp. 9-73.

INSTITUTO DE LA CONSTRUCCIÓN. Guía Técnica para la Prevención de Patologías en las Viviendas Sociales, Anexo 1. Chile. INNOVA Chile, p. 6

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. Minimum Design Loads for Buildings and other Structures. U.S.A. ASCE Standard ASCE/SEI-7-10. 2010, p. 258.

ROJAS, G. Armaduras de acero. Primera ed. Costa Rica, s.e, 2015, p. 2.

VINNAKOTA, S. Estructuras de acero: comportamiento y LRFD. Primera ed. Mexico D.F., MacGraw Hill, 2006, pp. 105-135.

[http://www.steelconstruction.info/Portal\\_frames](http://www.steelconstruction.info/Portal_frames). Bracing. Inglés. 2015.

MENDOZA, C. Análisis y diseño estructural en acero, de una nave industrial con las especificaciones A.I.S.C. método L.R.F.D. 1993. Tesis de Ing. Civil. México D.F. Instituto Politécnico Nacional. Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura. 2007. pp. 58-80.

HERRERA, R. Métodos de diseño. Primera ed. Santiago de Chile, s.e, 2006, pp. 15-17.

SECRETARÍA DE LAS INFRAESTRUCTURAS Y EL ORDENAMIENTO TERRITORIAL SUSTENTABLE. Manual de Diseño para la Construcción con Acero. México. Gobierno del Estado de Oaxaca, p. 80.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. Specification for Structural Steel Buildings ANSI/AISC 360-10. U.S.A. American Institute of Steel Construction, Inc. 2010, p. 469.

[http://www.steelconstruction.info/Single\\_storey\\_industrial\\_buildings](http://www.steelconstruction.info/Single_storey_industrial_buildings). Desing concept. Inglés. 2015.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. Specification for Structural Steel Buildings ANSI/AISC 360-10. U.S.A. American Institute of Steel Construction, Inc. 2010, pp. 10-19.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. Specification for Structural Steel Buildings ANSI/AISC 360-10. U.S.A. American Institute of Steel Construction, Inc. 2010, pp. 26-79.

VINNAKOTA, S. Estructuras de acero: comportamiento y LRFD. Primera ed. Mexico D.F., MacGraw Hill, 2006, pp. 351-441.

VINNAKOTA, S. Estructuras de acero: comportamiento y LRFD. Primera ed. Mexico D.F., MacGraw Hill, 2006, pp. 593-681.

JAMES M. FISHER, Ph.D., P.E. y LAWRENCE A. KLOIBER, P.E. Guide 1: Base Plate and Anchor Rod Design. 2da. ed. U.S.A., American Institute of Steel Construction, Inc., 2006, 62 p.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. Specification for Structural Steel Buildings ANSI/AISC 360-10. U.S.A. American Institute of Steel Construction, Inc. 2010, pp. 105-138.

BUENOS AIRES, IPH SAICF. Cables de acero para uso general. Primera ed. Buenos Aires, s.e., 2011, pp. 19-20.

BUENOS AIRES, IPH SAICF. Cables de acero para uso general. Primera ed. Buenos Aires, s.e., 2011, p. 5.

TULSA, THE CROSBY GROUP. Product catalog: Jaw & eye turnbuckles. Primera ed. Tulsa, s.e., 2013, p. 188.

CUENCA, PLASTIAZUAY. Ficha técnica: Carpa pesada. Primera ed. Cuenca, s.e., 2013, p. 15.

QUITO, RUEDAS Y GARRUCHAS. Catálogo. Primera ed. Quito, s.e., 2015.

MEYERS E., FRED. Estudio de tiempos y movimientos para la manufactura ágil. 2da. ed. México D.F., Pearson Educación, 2000, pp. 47-70.

DEPARTAMENTO DE ORDENACIÓN DEL TERRITORIO, VIVIENDA Y MEDIO AMBIENTE DEL GOBIERNO VASCO. Libro Blanco para la Minimización de Residuos y Emisiones: Galvanizado en Caliente. Gobierno Vasco. IHOBE S.A., pp. 46-48.

GÓMEZ B., OSCAR Y ZAPATA S., PEDRO. Contabilidad de costos. 3ra. ed. Colombia, McGraw-Hill, 1999.