



PROYECTO: “ESTUDIOS COMPLEMENTARIOS PARA EL DETALLE DE INGENIERÍAS DE LA LÍNEA ROLDÓS – OFELIA”

Producto 2:

CAPÍTULO H: INFORME DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

RESPONSABLES:

	NOMBRE	CÉDULA	FIRMA
ELABORADO POR	Ing. Jorge Cisneros	1716762578	
	Ing. Ana Guerrón	1713739413	
JEFE DE ÁREA	Ing. Telmo Sánchez	1712171949	
	Ing. Jorge Valverde	1703820520	
APROBADO POR	Ing. Carlos Baldeón	1704378896	

CÓDIGO: QC-OF-TT-UEST-101-R1

JUNIO 2016

Índice

1. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.....	7
1.1 ALCANCE	7
1.2 SUBSISTEMA PILONAS.....	7
1.2.1 Tipologías de diseño.....	7
1.2.2 Perfiles tubulares	7
1.2.3 Transiciones cónicas	8
1.2.4 Bridas de sujeción	8
1.2.5 Placas base.....	8
1.2.6 Pernos de anclaje.....	9
1.2.7 Pernos de sujeción	9
1.2.8 Ménsulas o estructuras de cabeza de pila.....	9
1.3 SUBSISTEMA ESTACIONES.....	10
1.3.1 Estación motriz	10
1.3.2 Estaciones de retorno	11
1.3.3 Estación de paso	11
1.3.4 Pórtico tipo.....	12
2. MEMORIA DE CÁLCULO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL	13
2.1 CARGAS Y PARÁMETROS PARA EL DISEÑO	13
2.2 MATERIAL UTILIZADO.....	14
2.3 ANÁLISIS DE ESFUERZOS EN BRIDAS DE SUJECIÓN Y PLACAS BASE.....	14
2.3.1 Compresión en el metal base.....	15
2.3.2 Tracción en el metal base	15
2.3.3 Empuje sobre el metal base.....	16
2.4 ANÁLISIS DE ESFUERZOS EN LOS PERNOS DE SUJECIÓN Y PERNOS DE ANCLAJE	16
2.4.1 Corte en los pernos	16
2.4.2 Flexión en los pernos.....	17
2.5 DISEÑO DE MÉNSULAS DE CABEZA DE PILONA.....	17
2.5.1 Análisis de cargas.....	17
2.5.2 Determinación de secciones	17
2.6 DISEÑO DEL CONJUNTO SOPORTE DE LAS VIGAS PRINCIPALES DE LAS ESTACIONES DE RETORNO Y MOTRIZ	19
2.7 DISEÑO DE LAS COLUMNAS DE LAS ESTRUCTURAS DE SOPORTE DE LOS SISTEMAS ELECTROMECÁNICOS	21
2.7.1 Análisis de cargas.....	21
2.7.2 Diseño de columna.....	22
2.7.3 Diseño de Placa de Anclaje	22
2.7.4 Diseño de Ménsula de sujeción para estructura.....	25
2.8 DISEÑO DE LA COLUMNA PRINCIPAL Y VIGA PRINCIPAL DEL ESTACIONAMIENTO	25
2.8.1 Columna crítica del pórtico.....	25
2.8.2 Viga principal	27
2.8.3 Cálculo del espesor de la placa base para el estacionamiento.....	29
2.9 MEMORIA DE CIMENTACIONES	29

2.9.1	<i>Cálculo y Diseño de la Cimentaciones Excéntricas</i>	30
2.9.2	<i>Pilas prebarrenadas</i>	30
2.9.3	<i>Cálculo y Diseño de Cimentaciones de Mecanismos en Estructuras</i>	31
2.9.4	<i>Estabilidad del Talud Estación Colinas del Norte</i>	31
2.9.4.1	Propósito y Alcance.....	32
2.9.4.2	DIAGNOSTICO GEOTECNICO.....	32
2.9.4.3	Parámetros Mecánicos.....	32
2.9.4.4	ANALISIS DE ESTABILIDAD Y ESTABILIZACION.....	33
2.9.4.5	Método de Janbú.....	33
2.9.4.6	Método de Bishop.....	33
2.9.4.7	Programas de cálculo.....	34
2.9.4.8	SLOPE/W versión 7.10.....	35
2.9.4.9	PROPUESTA DE PROTECCION.....	39
3.	MEMORIA DEL SISTEMA CONSTRUCTIVO	39
3.1	PILONAS.....	39
3.1.1	<i>Perfiles tubulares</i>	39
3.1.2	<i>Transiciones cónicas</i>	39
3.1.3	<i>Montaje</i>	40
3.2	CABEZAS DE PILONA O MÉNSULA.....	40
3.3	ESTACIONES.....	41
3.4	PANTALLA CIRCULAR DE HORMIGÓN ARMADO PARA PROTECCIÓN DE PILONAS.....	42
3.5	CONSTRUCCIÓN DE LAS CIMENTACIONES.....	42
3.6	ESTABILIZACIÓN TALUD ESTACIÓN COLINAS DEL NORTE.....	43
4.	SIMULACIONES COMPUTACIONALES	43
4.1	DETERMINACIÓN DE PILONAS CRÍTICAS.....	43
4.2	SIMULACIÓN DEL COMPORTAMIENTO A COMPRESIÓN (<i>BUCKLING</i>) DE LA PILONA CRÍTICA (P21) POR MÉTODOS DE ELEMENTOS FINITOS.....	43
4.2.1	<i>Alcance</i>	43
4.2.2	<i>Material</i>	43
4.2.3	<i>Planos de la pila</i>	44
4.2.4	<i>Cargas actuantes</i>	45
4.2.5	<i>Resultados de los análisis por elementos finitos AEF</i>	46
4.2.6	<i>Cuadros comparativos de los resultados de los análisis por elementos finitos AEF</i>	59
4.2.7	<i>Conclusiones</i>	59
4.3	PILONA VERTICAL CON SECCIONES DE DIÁMETRO VARIABLE CON ELEMENTOS TIPO SHELL.....	60
4.4	SIMULACIÓN COMPUTACIONAL Y ANÁLISIS DE ESFUERZOS DE LA MÉNSULA.....	63
4.4.1	<i>Determinación de cargas</i>	63
4.4.2	<i>Análisis de cargas y esfuerzos</i>	63
4.4.3	<i>Análisis estructural</i>	64
4.5	SIMULACIÓN COMPUTACIONAL DE LAS ESTRUCTURAS DE LAS ESTACIONES.....	64
4.5.1	<i>Objetivo</i>	64
4.5.2	<i>Determinación de cargas</i>	64
4.5.3	<i>Pórtico base</i>	65
4.5.4	<i>Modelo tridimensional</i>	67
4.5.5	<i>Análisis estructural</i>	68
4.6	SIMULACIONES DE CIMENTACIONES.....	69

5. CUADRO RESUMEN DE MATERIALES	69
5.1 PILONAS	69
5.2 MÉNSULAS DE CABEZA DE PILONA	78
5.3 ESTRUCTURAS DE ESTACIONES	79
5.3.1 Estación de retorno	79
5.3.2 Estación de paso	85
5.3.3 Estación motriz	87
5.4 ESTACIONAMIENTOS	94
5.5 PANTALLA CIRCULAR DE HORMIGÓN ARMADO PARA PROTECCIÓN DE PILONAS	97
5.6 RESUMEN DE MATERIALES DE CIMENTACIÓN DE MECANISMOS EN ESTACIONES	97
5.7 RESUMEN DE MATERIALES DE CIMENTACIÓN DE PILONAS	97
5.8 RESUMEN DE MATERIALES CIMENTACIONES DE PILAS PREBARRENADAS	98
5.9 RESUMEN DE MATERIALES DE ESTABILIZACIÓN DEL TALUD DE LA ESTACIÓN COLINAS DEL NORTE	98
5.10 RESUMEN GENERAL DE MATERIALES EN OBRA CIVIL	99
6. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	100
6.1 CIMENTACIÓN	100
6.1.1 Pilonas	115
6.2 ESTACIONES	121
7. ANEXOS	126
7.1 LISTADO DE PLANOS	126
7.2 ANEXOS DE SIMULACIONES DE CIMENTACIONES	126
7.3 ANEXO DE REPORTE DE VIGAS DE ESTRUCTURAS EN LA ESTACIÓN COLINAS	126

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1 Esquema de los módulos de las pilonas	7
Figura 1-2 Esquemas de las transiciones cónicas.....	8
Figura 1-3 Esquema de la ménsula	10
Figura 1-4 Estructura de las estación motriz	11
Figura 1-5 Estructura de las estaciones de retorno	11
Figura 1-6 Estructura de la estación Mariscal	12
Figura 1-7 Pórtico principal	12
Figura 1-8 Soporte de vías.....	12
Figura 2-1 Esquema de bridas y placas base	15
Figura 2-2 Diagrama de momentos en la ménsula de cabeza de piona	18
Figura 2-3 Perfiles utilizados para la ménsula	19
Figura 2-4 Modelo estación Colinas.....	20
Figura 2-5 Diagrama de cuerpo libre según el Método de Bishop	34
Figura 2-6 Regiones de estudio	36
Figura 2-7 Definición de materiales.....	36
Figura 2-8 Análisis de Estabilidad	37
Figura 3-1 Componentes de la cabeza de piona	41
Figura 4-1. Curva esfuerzo-deformación aplicada en los modelos FEA	44
Figura 4-2. a) Vista superior de la Piona. b) Vista frontal de la Piona	45
Figura 4-3. Esquema de cargas actuantes sobre la Piona. Todos los análisis incluyen la carga gravitacional.....	46
Figura 4-4. Distribución de esfuerzos axiales S11.....	47
Figura 4-5. Distribución de esfuerzos axiales S11.....	48
Figura 4-6. Distribución de esfuerzos axiales S22.....	49
Figura 4-7. Distribución de esfuerzos axiales S22.....	50
Figura 4-8. Distribución de esfuerzos cortantes S12.	51
Figura 4-9. Distribución de esfuerzos cortantes S12.	52
Figura 4-10. Deformada del primer modo de pandeo. Criterio de falla Von Misses, Tensión de Von Misses [Pa].	53
Figura 4-11. Ampliación de la deformada del primer modo de pandeo. Criterio de falla Von Misses, Tensión de Von Misses [Pa].	54
Figura 4-12. Deformada del tercer modo de pandeo. Criterio de falla Von Misses, Tensión de Von Misses [Pa].	54
Figura 4-13. Ampliación de la deformada del tercer modo de pandeo. Criterio de falla Von Misses, Tensión de Von Misses [Pa].	55
Figura 4-14. Deformada de la piona y distribución de esfuerzos a flexión S11 en colapso.....	56
Figura 4-15. Ampliación de la Deformada de la piona y distribución de esfuerzos a flexión S11 en colapso.	56
Figura 4-16. Deformada de la piona y distribución de esfuerzos axiales S22 en colapso.	57
Figura 4-17. Ampliación de la Deformada de la piona y distribución de esfuerzos axiales S22 en colapso.	57
Figura 4-18. Deformada de la piona y distribución de esfuerzos cortantes S12 en colapso.	58
Figura 4-19. Deformada de la piona y distribución de esfuerzos cortantes S12 en colapso.	58
Figura 4-20 Geometría con elementos tipo shell.....	61
Figura 4-21 Esfuerzos equivalentes en la piona.....	62
Figura 4-22 Diagrama de momentos en las ménsulas	63
Figura 4-23 Diagrama de esfuerzos en la ménsula	63
Figura 4-24 Factores de carga en los perfiles de la ménsula	64

Figura 4-25 Pórtico base.....	65
Figura 4-26 Perfiles utilizados en el pórtico base	67
Figura 4-27 Modelo tridimensional de la estación	68
Figura 4-28 Resultados del análisis estructural de las estaciones.....	69

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1-1 Tipología de pilonas	7
Tabla 1-2 Perfiles tubulares	7
Tabla 1-3 Transiciones cónicas.....	8
Tabla 1-4 Cuadro descriptivo de las bridas utilizadas	8
Tabla 1-5 Cuadro descriptivo de placas base	9
Tabla 2-1 Cuadro de cargas de diseño	13
Tabla 2-2 Esfuerzos de compresión en el metal base.....	15
Tabla 2-3 Esfuerzos de tracción en el metal base.....	16
Tabla 2-4 Esfuerzos de empuje sobre el metal base.....	16
Tabla 2-5 Esfuerzos cortantes en los pernos	17
Tabla 2-6 Esfuerzos de tracción en los pernos	17
Tabla 2-7 Momentos en la ménsula	18
Tabla 2-8 Cargas en estaciones	21
Tabla 2-9 Parámetros mecánicos	32
Tabla 2-10 Factores de seguridad – Talud con Material de relleno 1	37
Tabla 2-11 Factores de seguridad – Talud con Material de relleno 2	38
Tabla 2-12 Parámetros para el análisis.....	38
Tabla 4-1 Análisis de cargas para piona 16.....	45
Tabla 4-2. Valores de los esfuerzos a flexión máximos.....	48
Tabla 4-3. Valores de los esfuerzos axiales máximos.....	50
Tabla 4-4. Valores de los esfuerzos cortantes máximos.	52
Tabla 4-5. Valores de esfuerzos máximos para el análisis estático geométrico no lineal.	52
Tabla 4-6. Factor de carga aplicada para cada modo de pandeo (Buckle Analysis).....	53
Tabla 4-7. Valores de los esfuerzos a flexión máximos.....	57
Tabla 4-8. Valores de los esfuerzos axiales máximos.....	57
Tabla 4-9. Valores de los esfuerzos cortantes máximos.	58
Tabla 4-10. Valores de esfuerzos máximos para el análisis de colapso.....	59
Tabla 4-11 Diagrama de momentos en el pórtico base	66
Tabla 5-1 Cuadro resumen de materiales de pilonas	70
Tabla 5-2 Resumen de materiales para el anclaje de pilonas	75
Tabla 5-3 Cuadro resumen de elementos estructurales.....	77
Tabla 5-4 Cuadro resumen de materiales de una ménsula	78
Tabla 5-5 Resumen de materiales de estación de retorno	79
Tabla 5-6 Resumen de materiales de estación de paso.....	85
Tabla 5-7 Resumen de materiales de estación motriz.....	87
Tabla 5-8 Cuadro resumen de los estacionamientos	94
Tabla 5-9 Resumen de acero para estaciones.....	96
Tabla 5-10 Cuadro resumen de la pantalla de hormigón.....	97
Tabla 5-11 Resumen de materiales de cimentación de mecanismos.....	97
Tabla 5-12 Resumen de materiales de cimentación de pilonas.....	97
Tabla 5-13 Resumen de materiales de pilas prebarrenadas	98
Tabla 5-14 Resumen general de estabilización de talud	98
Tabla 5-15 Resumen general de materiales en obra civil	99

1. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

1.1 Alcance

El presente informe de diseño estructural abarca distintos subsistemas estructurales. El primer subsistema, denominado *Pilonas*, está conformado por las pilonas de soporte del cable portador-tractor, sus cimentaciones y la ménsula que se ubica sobre la cabeza de la piona, sobre la que se instalan los diferentes trenes de poleas.

El segundo subsistema estructural aquí descrito, denominado *Estaciones*, se compone de las estructuras metálicas que soportan los conjuntos electromotrices dentro de las estaciones y sus cimentaciones.

El diseño del cable portador-tractor y la interacción de este con el sistema estructural se detalló en el Informe de Producto 1, Capítulo F, Informe de la Definición y Modelación del Trazado, numeral 6.

1.2 Subsistema PILONAS

1.2.1 Tipologías de diseño

Las pilonas se categorizan en 5 tipologías según su altura, considerando perfiles tubulares de 7 metros de altura, con diámetros variables. En la tabla a continuación, se detallan las 5 tipologías con la cantidad de pilonas que constituyen cada categoría.

Tabla 1-1 Tipología de pilonas

Categoría	10m	17 m	24 m	31 m	38 m
Cantidad	2	6	4	10	6

El objetivo de categorizar el conjunto de las 28 es para lograr una construcción modular, disminuyendo tiempos de ensamble y de montaje. Al momento de construir las torres de distintas alturas, el perfil de la cabeza de la piona será recortado a la altura necesaria. Un esquema del ensamble de las pilonas con los distintos perfiles se muestra a continuación.

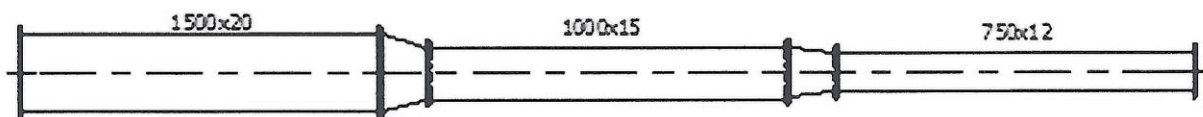


Figura 1-1 Esquema de los módulos de las pilonas

1.2.2 Perfiles tubulares

Los 3 perfiles utilizados son tubulares y sus dimensiones se detallan a continuación.

Tabla 1-2 Perfiles tubulares

PERFIL	1500x20	1000x15	750x12
Diám. Ext. [mm]	1500	1000	750
Espesor [mm]	20	15	12

Diám. Int. [mm]	1460	970	726
-----------------	------	-----	-----

1.2.3 Transiciones cónicas

Los perfiles cónicos tienen una altura de 900 mm y se detalla su geometría aproximada a continuación:

Tabla 1-3 Transiciones cónicas

TRANSICIÓN	T1500	T1000
Diám. Mayor [mm]	1500	1000
Espesor [mm]	20	15
Diám. Menor [mm]	1000	750
Altura [mm]	900	900
Ángulo [deg]	16	8

Los esquemas de estas transiciones se presentan a continuación:

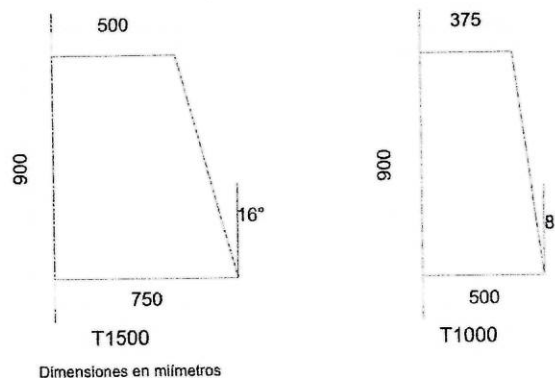


Figura 1-2 Esquemas de las transiciones cónicas

1.2.4 Bridas de sujeción

Las bridas son los elementos que permiten la sujeción entre los diferentes perfiles utilizados para la fabricación de las pilonas.

Las bridas utilizadas en este diseño y sus dimensiones se presentan a continuación:

Tabla 1-4 Cuadro descriptivo de las bridas utilizadas

BRIDA	DIÁMETRO EXTERNO [mm]	DIÁMETRO INTERNO [mm]	PERFORACIONES	ESPESOR [mm]
B750	1040	680	20	25
B1000	1290	930	24	25
B1500	1790	1430	32	25

El diámetro de las perforaciones debe ser mínimo 1/8" mayor al diámetro del perno, según el manual de construcción de la AISC. Se define de esta maneta un diámetro de perforaciones de 1 5/16".

1.2.5 Placas base

Las placas base son elementos que permiten la sujeción de las pilonas con la cimentación.

En cada cimentación, se funde una placa con la cimentación para mantener el alineamiento de los pernos de anclaje.

Las placas de anclaje utilizadas en este diseño y sus dimensiones se presentan a continuación:

Tabla 1-5 Cuadro descriptivo de placas base

PLACA BASE	DIÁMETRO EXTERNO [mm]	DIÁMETRO INTERNO [mm]	PERFORACIONES	ESPESOR [mm]
PB750	1040	680	20	25
PB1000	1290	930	24	25
PB1500	1790	1430	32	25

El diámetro de las perforaciones debe ser mínimo 1/8" mayor al diámetro del perno, según el manual de construcción de la AISC. Se define de esta manera un diámetro de perforaciones de 1 5/16".

1.2.6 Pernos de anclaje

Los pernos de anclaje tienen las siguientes características:

- Especificación SAE 1020 4800 kg/cm²
- Fluencia a la tracción: 68,3 ksi
- Diámetro: 1,25 pulgadas (32 mm)
- Longitud mínima: 1100 mm
- Longitud de la pata: 500 mm
- Longitud de rosca: 500 mm

1.2.7 Pernos de sujeción

Los pernos de sujeción utilizados tienen las siguientes características:

- Especificación ISO 8.8
- Resistencia última a la tracción: 113,6 ksi
- Diámetro: 1,25 pulgadas (32 mm)
- Longitud: 75 mm

1.2.8 Ménsulas o estructuras de cabeza de piona

La ménsula es la estructura que se ubica en la cabeza de las pilonas que transmite el peso del tren de poleas a ambos lados, las reacciones del cable y el peso de técnicos de instalación y mantenimiento hacia la piona.

El esquema de las ménsulas se indica a continuación:

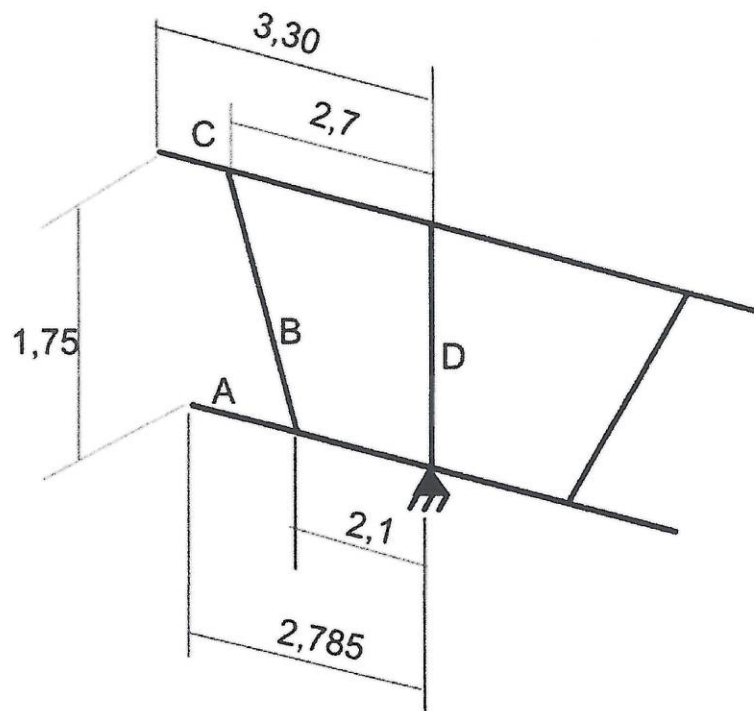


Figura 1-3 Esquema de la ménsula

El perfil A es el principal, pues es en los extremos de este que se fijan los trenes de poleas de cada pila. Su longitud está definida por el ancho de vía del teleférico (6,10 m) y el ancho de los trenes de polea (265 mm). Al momento de realizar el ensamble del tren de poleas con la ménsula, en este perfil se variará la ubicación de las placas de acople.

El perfil C es un perfil auxiliar en donde se acoplan los equipos auxiliares de ensamble (tecles...) para los trenes de poleas, contiene anillos para líneas de vida de los técnicos y un elemento de soporte para el cable de fibra óptica.

Los perfiles B y D cumplen con la función de soportar el perfil C y de redistribuir las cargas en la ménsula.

1.3 Subsistema ESTACIONES

En este capítulo, se describe el subsistema denominado Estaciones, que está constituido por las estructuras que contienen los sistemas electromecánicos dentro de las estaciones. Estas estructuras soportan las cargas correspondientes al peso de los componentes como motores, reductores, volantes, cilindros neumáticos y demás, así como el peso de los técnicos de instalación, operación y mantenimiento.

1.3.1 Estación motriz

Esta estación comporta los elementos principales del sistema electromecánico y se ubica en Colinas del Norte. El esquema de esta estación se indica a continuación.

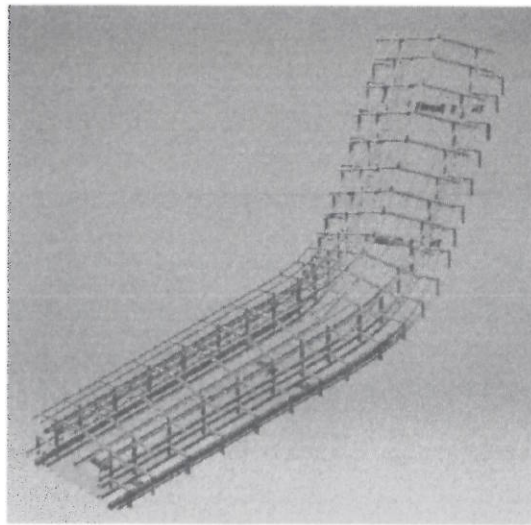


Figura 1-4 Estructura de las estación matriz

1.3.2 Estaciones de retorno

El modelo de las estaciones de retorno se indica a continuación. Estas estructuras son similares pues es aquí que las cabinas realizan el giro de retorno. Estas estaciones son Ofelia y Roldós.

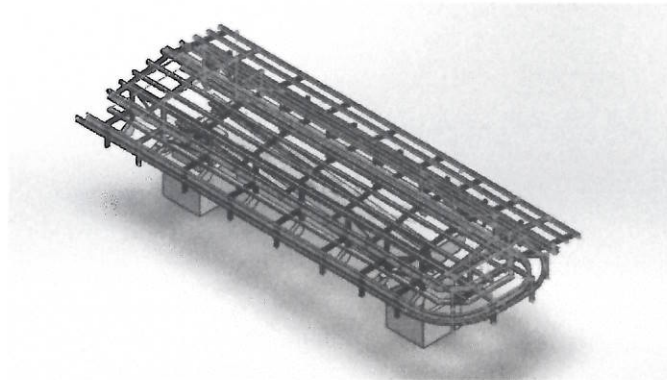


Figura 1-5 Estructura de las estaciones de retorno

Está compuesta por:

- La estructura de piso, la cual sirve de guías principales para la pinza de la cabina.
- Estructura principal
- Base de acoplamiento

1.3.3 Estación de paso

La estación Mariscal es una estación intermedia y permite el paso recto de las cabinas. A continuación se observa el modelo de esta estación.

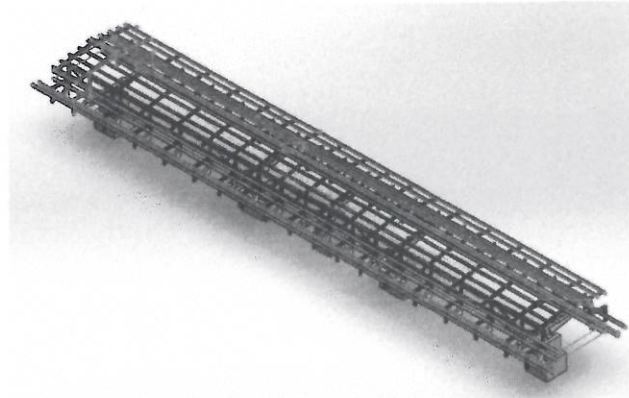


Figura 1-6 Estructura de la estación Mariscal

1.3.4 Pórtico tipo

La estructura principal está compuesto por un pórtico del siguiente tipo.

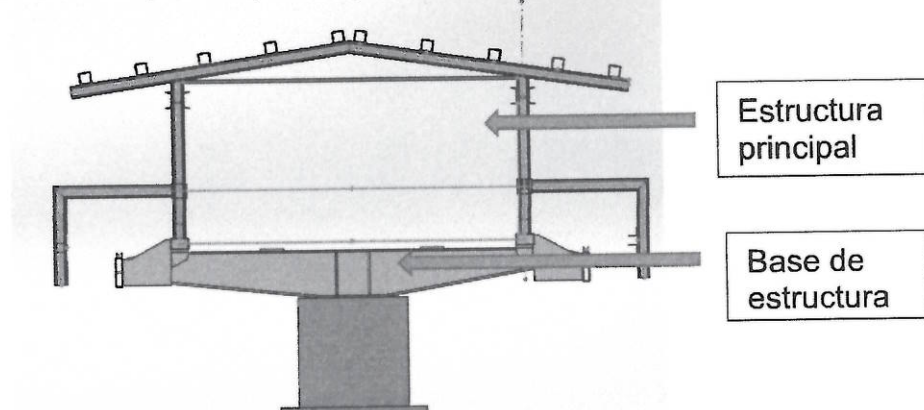


Figura 1-7 Pórtico principal

La estructura que soporta las vías principales se diseñan teniendo en cuenta las dimensiones de estas así como el ancho de vía del teleférico. El modelo del soporte de vías se muestra a continuación.

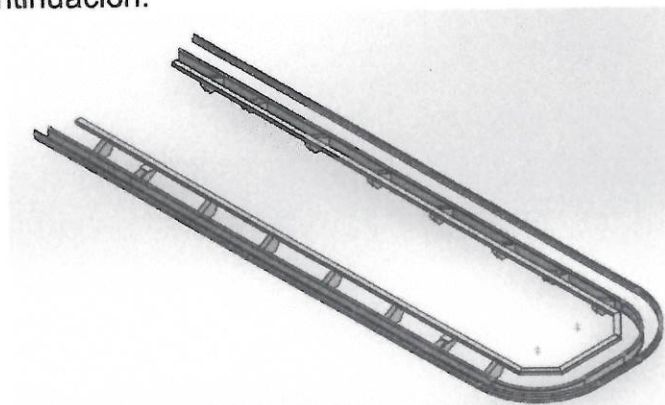


Figura 1-8 Soporte de vías

2. MEMORIA DE CÁLCULO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

2.1 Cargas y parámetros para el diseño

El cable es el elemento que transmite las cargas de las cabinas hacia las pilonas, por lo que se estudiarán las reacciones que este provoca en las pilonas.

Dichas reacciones se utilizan para diseñar tanto las pilonas como las cimentaciones de estas, por lo que se buscarán las reacciones máximas que abarquen la envolvente del sistema.

Los momentos en la base de cada pylona varían respecto a la altura de cada una de estas, y se señalan los momentos más desfavorables para la estabilidad de la pylona.

A continuación se muestra un cuadro recapitulativo de las reacciones en cada pylona, donde R_x designa las reacciones horizontales y R_z las verticales. Se detalla de igual manera el peso de cada pylona. La ménsula es la estructura sobre la cual se instalan los trenes de poleas, el peso de esta subestructura sobre cada pylona se detalla de igual manera.

Cabe recalcar que la inclinación es el ángulo que forma la pylona con la vertical en la base, tomado en sentido anti horario. De esta manera, las componentes R_z y R_x están direccionadas en el eje de la pylona y a 90 grados de esta, respectivamente. La convención de signos para ángulos y momentos es positivo anti horario, viendo el trazado con la estación Ofelia a la izquierda y la estación Roldós a la derecha.

Tabla 2-1 Cuadro de cargas de diseño

PILONA	Altura [m]	Inclinación [deg]	R_x [N]	R_z [N]	Peso pylona [N]	Peso ménsula [N]	Momento [N.m]
1	12,73	0,00	40299,48	413314,9	44015,8	39240	513012,4
2	13,96	0,00	40299,48	413314,9	44015,8	39240	562580,7
3	23	0,00	40299,48	413314,9	71536,2	39240	926888,0
4	31	0,00	40299,48	413314,9	181803,9	39240	1249283,9
5	32,7	0,00	40299,48	413314,9	181803,9	39240	1317793,0
6	26,89	0,00	40299,48	413314,9	126670,0	39240	1083653,0
7	24,25	0,00	40299,48	413314,9	126670,0	39240	977262,4
8	9,16	0,00	40299,48	413314,9	16495,4	39240	369143,2
9	14,23	0,00	40299,48	413314,9	44015,8	39240	573461,6
10	19,39	0,00	40299,48	413314,9	71536,2	39240	781406,9
11	26,3	2,86	40299,48	413314,9	126670,0	39240	-1194594,2
12	35,1	0,00	40299,48	413314,9	181803,9	39240	1414511,7
13	34,16	0,00	40299,48	413314,9	181803,9	39240	1376630,2
14	31,72	0,00	40299,48	413314,9	181803,9	39240	1278299,5
15	30,55	0,00	40299,48	413314,9	126670,0	39240	1231149,1
16	35,84	0,00	40299,48	413314,9	181803,9	39240	1444333,4
17	27,41	0,00	40299,48	413314,9	126670,0	39240	1104608,7

18	8,92	5,71	40299,48	413314,9	16495,4	39240	-401620,2
19	11,49	0,00	40299,48	413314,9	44015,8	39240	463041,0
20	13,52	11,31	40299,48	413314,9	44015,8	39240	-707247,2
21	29,37	14,04	40299,48	413314,9	126670,0	39240	-1914265,4
22	24,72	14,04	40299,48	413314,9	126670,0	39240	-1611189,7
23	17,36	11,31	40299,48	413314,9	71536,2	39240	-954969,8
24	18,06	-2,86	40299,48	413314,9	71536,2	39240	660160,8
25	29,56	0,00	40299,48	413314,9	126670,0	39240	1191252,6
26	25,77	0,00	40299,48	413314,9	126670,0	39240	1038517,6
27	27,7	0,00	40299,48	413314,9	126670,0	39240	1116295,6
28	12,16	0,00	40299,48	413314,9	44015,8	39240	490041,7

2.2 Material utilizado

El acero A573 G50 es un material estructural con aplicaciones en estructuras empernadas y soldadas con alta disponibilidad a nivel local y es el más utilizado en la industria de construcción en el Ecuador. Sus propiedades mecánicas se indican a continuación:

- Resistencia última a la tracción: 65 ksi 450 MPa
- Esfuerzo de fluencia: 50 ksi 350 MPa
- Elongación en 2": mínimo 18%

Adicionalmente, este material debe tener un acabado de galvanizado G90, para asegurar que sus propiedades no se deterioren con las condiciones climáticas.

2.3 Análisis de esfuerzos en bridas de sujeción y placas base

Los diseños y dimensiones de las placas base y de las bridas de sujeción son iguales. De esta manera, se facilita la fabricación y el montaje, pues se obtienen elementos estandarizados que simplifiquen la construcción modular de las pilonas.

En estos elementos, se realizarán análisis de esfuerzos correspondientes a las siguientes condiciones de carga:

- Compresión en el metal base
- Tracción en el metal base
- Empuje en el metal base

Es necesario realizar estas comprobaciones pues los alojamientos de los pernos constituyen concentradores de esfuerzo donde las posibles fisuras podrían generarse.

El esquema de los diferentes componentes se muestra a continuación.

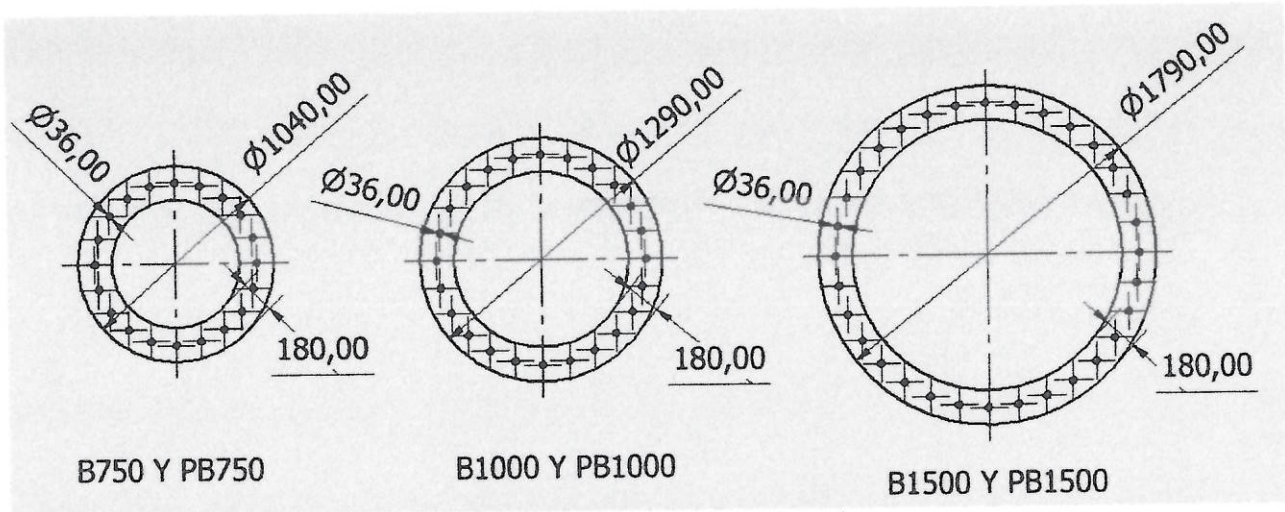


Figura 2-1 Esquema de bridas y placas base

2.3.1 Compresión en el metal base

Las cargas de aplastamiento son la combinación de la reacción vertical del cable, el peso de la piona, el peso de la ménsula y el peso de dos cabinas cargadas. El esfuerzo a aplastamiento se calcula como se indica a continuación:

$$\sigma_c = \frac{F_{vertical}}{A}$$

La tabla resumen de esfuerzos para cada brida se muestra a continuación:

Tabla 2-2 Esfuerzos de compresión en el metal base

Brida	Placa base	Fuerza [N]	Área [m ²]	Esfuerzo [N/m ²]	Esfuerzo [ksi]	Factor de seguridad
P750	PB750	502404,37	0,014024	3,58E+07	5,20	9,62
P1000	PB1000	557445,16	0,023385	2,38E+07	3,46	14,46
P1500	PB1500	667712,77	0,04681	1,43E+07	2,07	24,17

El factor de seguridad más bajo es de 9,62, lo que indica un diseño robusto.

2.3.2 Tracción en el metal base

Las fuerzas de corte en la base generan efectos de tracción en el metal base en el área transversal de la placa base o de la brida. Las trayectorias de falla son las líneas diametrales en donde existe el mayor número de pernos, pues las perforaciones son concentradores de esfuerzo.

Las áreas netas se definen como sigue:

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

Cabe recalcar que en todas las placas base y bridas, las trayectorias de falla contienen dos perforaciones. De igual manera, todos los elementos tienen el mismo ancho (180 mm) y el mismo espesor (25 mm), por lo que el área transversal es la misma en todas, así como el área neta en los elementos.

El esfuerzo de tracción se define como sigue:

$$\sigma_t = \frac{F_{corte}}{A_{neta}}$$

En la siguiente tabla, se detallan los resultados del análisis de esfuerzo para las placas base y las bridas.

Tabla 2-3 Esfuerzos de tracción en el metal base

Fuerza de corte [N]	A agujeros [m ²]	A transversal [m ²]	A neta [m]	Esfuerzo [N/m ²]	Esfuerzo [ksi]
40299,48	0,00166688	0,009	0,007333125	5495539,76	0,80

2.3.3 Empuje sobre el metal base

El empuje sobre el metal base es un efecto que ocurre cuando se aplican fuerzas cortantes, que provocan desgarramientos desde el borde de los agujeros. El esfuerzo de empuje se define en relación al área de contacto entre la cantidad de pernos y la proyección longitudinal de este sobre el material, como se indica a continuación.

$$\sigma_e = \frac{F_{cortante}}{\phi_{perno} * t * N}$$

En donde t es el espesor de la brida o placa base (25 mm en todas) y N es el número de pernos en la sección transversal radial (2 en todos los elementos).

Al igual que en el criterio de falla de tracción en el metal base, las áreas de falla son iguales en todos los elementos.

Los resultados de este análisis de esfuerzos se encuentran en la tabla a continuación.

Tabla 2-4 Esfuerzos de empuje sobre el metal base

Fuerza [N]	A contacto [m ²]	Esfuerzo [N/m ²]	Esfuerzo [ksi]
40299,48	0,015875	2538549,921	0,37

2.4 Análisis de esfuerzos en lo pernos de sujeción y pernos de anclaje

Los pernos de anclaje y pernos de sujeción son elementos clave para mantener la integridad de la construcción. Los estados de carga analizados para estos elementos son los siguientes:

- Corte en los pernos
- Flexión en los pernos

2.4.1 Corte en los pernos

El análisis a corte se realiza en función de la fuerza cortante aplicada sobre el área de todos los pernos existentes en cada brida y placa base, como se indica a continuación.

$$\tau = \frac{F_{cortante}}{A_{corte}}$$

En la tabla a continuación, se presentan los resultados del análisis de este estado de carga.

Tabla 2-5 Esfuerzos cortantes en los pernos

Denominación	Fuerza [N]	A contacto [m ²]	Esfuerzo [N/m ²]	Esfuerzo [ksi]
750	40299,48	1,58346087	25450,25312	3,69E-03
1000	40299,48	1,90015305	21208,54427	3,08E-03
1500	40299,48	2,5335374	15906,4082	2,31E-03

2.4.2 Flexión en los pernos

El análisis a flexión se realiza en base al momento flector que se transmite desde la piona hacia la cimentación, en relación con la distancia del eje neutro de los pernos a la fibra exterior y con el segundo momento de área de los pernos.

Los pernos de anclaje y los de sujeción tienen el mismo diámetro, por lo que tienen las mismas propiedades de sección.

El esfuerzo de tracción generado por el momento flector se calcula como se indica a continuación.

$$\sigma_t = \frac{M * c}{I * N_{pernos}}$$

Los resultados del análisis de flexión se encuentran a continuación.

Tabla 2-6 Esfuerzos de tracción en los pernos

Denominación	Momento [N.m]	I perno [m ⁴]	Esfuerzo [N/m ²]	Esfuerzo [ksi]
750	401620,1908	0,00049882	6390788,708	0,93
1000	954969,8204	0,00049882	12663312,43	1,84
1500	1914265,444	0,00049882	19037990,16	2,76

2.5 Diseño de ménsulas de cabeza de piona

2.5.1 Análisis de cargas

Las cargas a las que están sometidas las ménsulas son:

- Peso propio
- Peso de un tren de poleas a cada lado: máximo de 1,5 toneladas cada uno
- Peso de estructuras auxiliares (pasarelas, barandas, fibra óptica...): 400 kgf
- Reacción del cable sobre los extremos: 21066 kgf verticales y 2054 kgf horizontales en cada lado
- Peso de personal técnico: 2 personas de 80 kgf (norma EN 129230)

2.5.2 Determinación de secciones

Se definirán de preferencia secciones cuadradas para facilitar el montaje de los trenes de poleas en las ménsulas. El material es el mismo acero A572 G50, galvanizado.

Los momentos se obtienen mediante el programa de análisis y diseño estructural SAP2000, y los diagramas de momento se presentan a continuación.

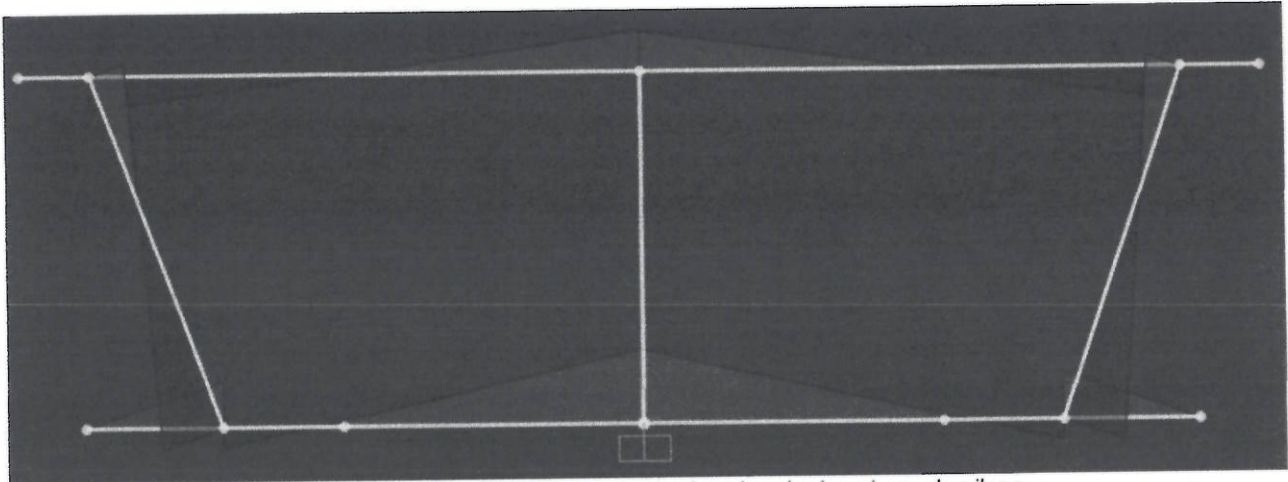


Figura 2-2 Diagrama de momentos en la ménsula de cabeza de pylona

Considerando los estados de carga mencionados, se obtienen los momentos en el apoyo central:

Tabla 2-7 Momentos en la ménsula

Mz	4210,7	kgf.m
My	46998,3	kgf.m
Mtot	47186,55	kgf.m

En base a un factor de seguridad de 2, se tiene:

$$\sigma_{max} = \frac{M_{tot}}{S_{xx}} < \frac{S_y}{2} = \frac{50}{2}$$

$$S_{xx} > 163,4 [in^3]$$

El módulo de sección mínimo del perfil debe ser de 164 pulgadas cúbicas.

El análisis de esfuerzos completo para toda la ménsula se presenta en el numeral correspondiente a simulaciones computacionales.

Los perfiles utilizados se muestran a continuación.

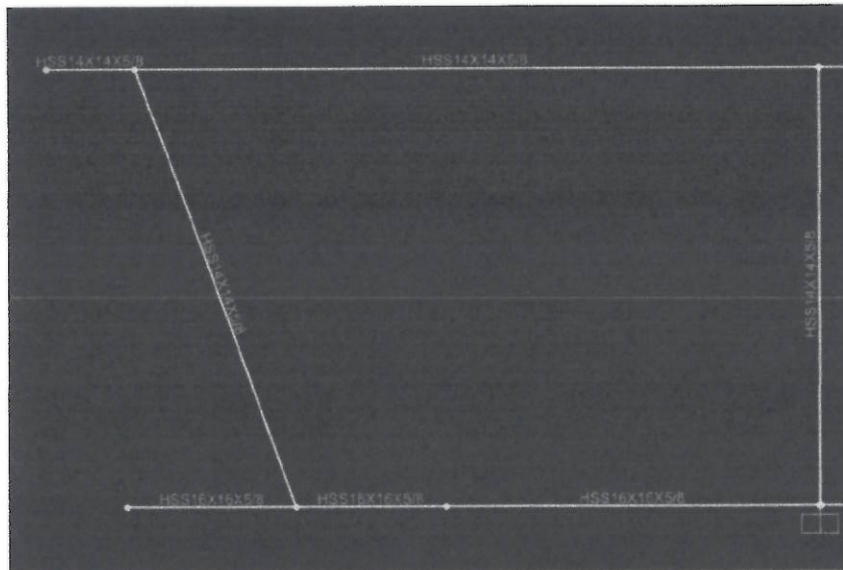
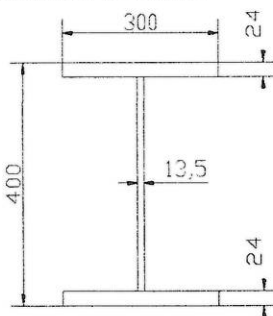


Figura 2-3 Perfiles utilizados para la ménsula

Todos los perfiles utilizados en la fabricación de la ménsula son perfiles normalizados, lo que permite optimizar el proceso de construcción.

2.6 Diseño del conjunto soporte de las vigas principales de las estaciones de retorno y matriz

Sección IPB400



1) Pandeo Local

$$\text{Patín: } \lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300 \text{ mm}}{2(21 \text{ mm})} = 6.25 \quad \lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^5}{250}} = 11.01$$

6.25 < 11.01 → El patín es compacto

$$\text{Alma: } \lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{400 \text{ mm}}{13.5 \text{ mm}} = 29.63 \quad \lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^5}{250}} = 108.98$$

29.63 < 108.98 → El alma es compacta

No hay pandeo local

2) Pandeo Lateral Torsional (PLT)

$$L_b = 14500 \text{ mm}$$

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76(73.9) \sqrt{\frac{2.1 \times 10^5}{250}} = 3800 \text{ mm}$$

$$L_b > L_p$$

$$L_r = 15770 \text{ mm} > L_b > L_p \rightarrow \text{PLT inelástico}$$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right]$$

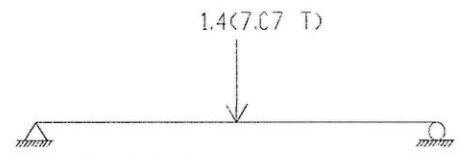
$$M_p = F_y Z_x = 250 \text{ MPa} (3240000 \text{ mm}^2) = 810 \text{ kNm}$$

$$M_n = 1.0 \left[810 - \left(810 - 0.7 \left(250 \times \left(\frac{2880000}{10^6} \right) \right) \right) \left(\frac{14500 - 3800}{15770 - 3800} \right) \right] = 536.47 \text{ kNm}$$

$$M_n = 53.65 \text{ Tm}$$

$$\phi M_n = 0.9(53.65 \text{ Tm}) = 48.29 \text{ Tm}$$

Estaciones Ofelia y Roldós:



$$M_u = 1.4 \frac{PL}{4} = 1.4 \frac{7.07 \text{ T}(14.5 \text{ m})}{4} = 35.88 \text{ Tm} < \phi M_n = 48.29 \quad \text{OK}$$

$$\frac{M_u}{\phi M_n} = 0.53$$

Estación Colinas:

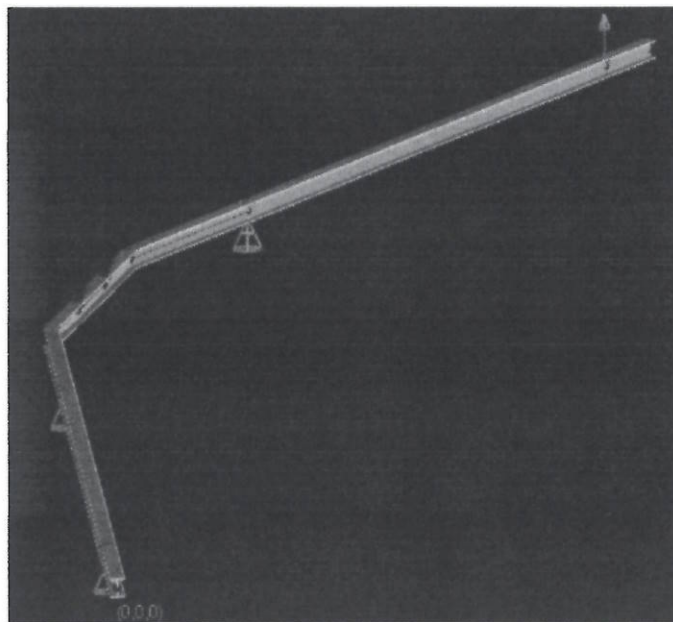


Figura 2-4 Modelo estación Colinas

$$P_u = 1.4 \frac{(24.004 \text{ Ton})}{4 \text{ puntos de carga}} = 8.40 \text{ T}$$

$$M_u = 39.76 \text{ Tm} < \phi M_n = 48.29 \quad \text{OK}$$

$$\frac{M_u}{\phi M_n} = 0.82$$

2.7 Diseño de las columnas de las estructuras de soporte de los sistemas electromecánicos

2.7.1 Análisis de cargas

Las cargas que soportan estos elementos son el peso de los componentes mecánicos, el peso de la estructura, las reacciones del cable en el volante (Producto 2, Cap. I) y la carga del pistón (Producto 2, Cap. I.4, inclinada a 5 grados).

En la tabla a continuación, se determina las cargas que soportan los sistemas de carga en estaciones debido a sus componentes electromecánicos y fuerzas producidas por reacciones del cable portador-tractor.

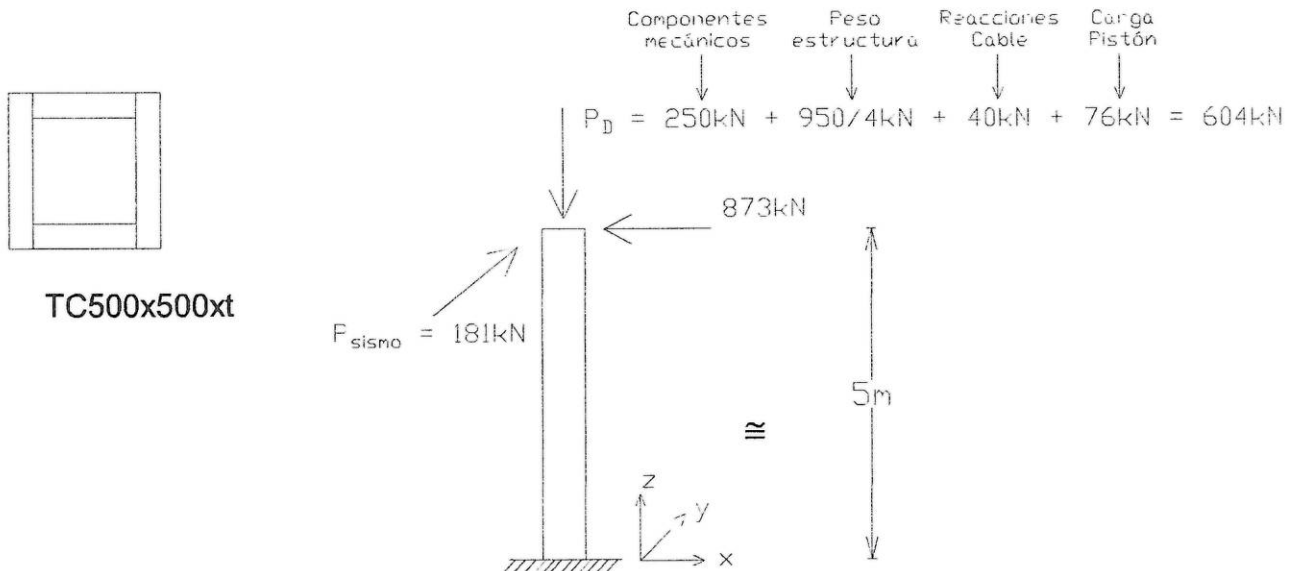
Tabla 2-8 Cargas en estaciones

Polea	N	DISTANCIA DESDE LA COLUMNA	
	[kN]	(mm)	
PT1	9.46035418	2250	
PTM2	9.35	2800	
PTM3	9.24	3350	
PT4	9.15	3900	

MOTOR PRINCIPAL	4400	Kg
REDUCTOR DE VELOCIDAD	5500	Kg
LUBRICACION 1 REDUCTOR	100	Kg
ENFRIAMIENTO REDUCTOR	2757	Kg
FRENO 1 PRINCIPAL ELECTROMAGNETICO	100	kg
UNIDAD HIDRAULICA PARA FRENO 2	70	Kg
FRENO 2 DE EMERGENCIA Y SERVICIO	100	kg
MOTOR ELÉCTRICO DE EMERGENCIA	1877	Kg
MOTO REDUCTOR PARA RIEL	100	kg

2.7.2 Diseño de columna

La sección de la columna se indica a continuación:



$$P_{sismo} = 0.3P_D = 604(0.3) = 181kN$$

↳ Asumiendo que la carga lateral es 30% de la carga vertical (conservador)

Si $t = 25mm$:

$$\phi P_n = 14050kN \rightarrow \text{Ver hoja de cálculo}$$

$$P_u = 1.4D = (1.4)(604kN) = 846kN$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{846}{14050} = 0.06 < 0.2 \therefore$$

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

$$\phi M_{nx} = \phi M_{ny} = 2630kN - m$$

$$M_{ux} = (1.4)(181)(5) = 1267kN - m$$

$$M_{uy} = (1.0)(875)(5) = 4375kN - m$$

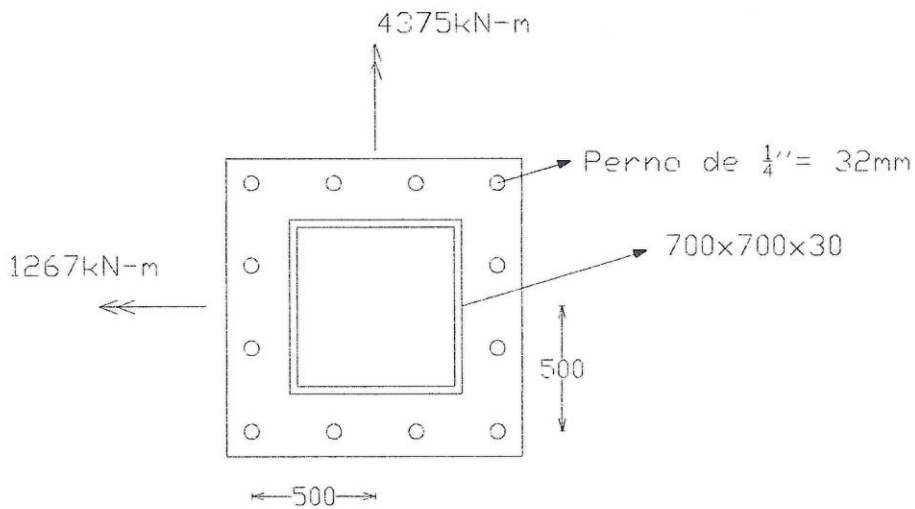
Aumentar la sección: 700x700x30

$$\phi P_n = 24363kN$$

$$\phi M_{nx} = \phi M_{ny} = 6276kN - m$$

$$\frac{846}{2(24363)} + \frac{1267}{6276} + \frac{4375}{6276} = 0.92 < 0.1 \text{ OK}$$

2.7.3 Diseño de Placa de Anclaje



$$\text{Carga en pernos} = \sqrt{873^2 + 181^2} = 892 \text{ kN} / 40 \text{ pernos}$$

$$\phi r_{vn} = (0.75)(A_b)(0.45F_v) = 0.75 \left(\frac{\pi}{4} 32^2 \right) (0.45)(125 \times 6.9) = 234 \text{ kN} \rightarrow \text{Cortante}$$

$$\phi r_{tn} = 0$$

$$F_{nt} = (0.75)(125 \times 6.9)(804) = 520 \text{ kN} \rightarrow \text{Tracción}$$

$$R_u = \frac{4375}{2 \times 0.5} + \frac{1267}{2 \times 0.5} = 5642 \text{ kN}$$

$$r_u = \frac{5642 \text{ kN}}{40 \text{ pernos}} = 141 \text{ kN} \rightarrow \text{Tracción}$$

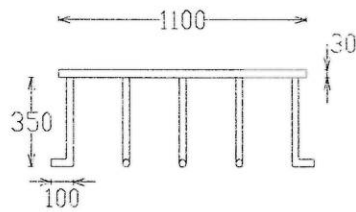
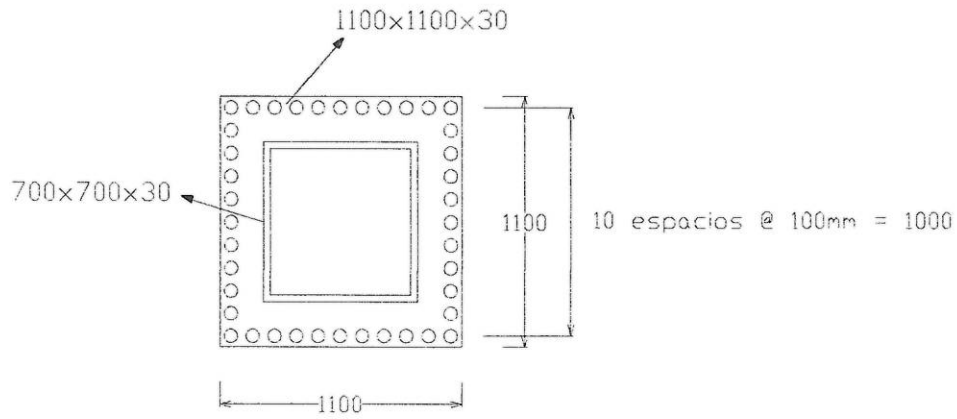
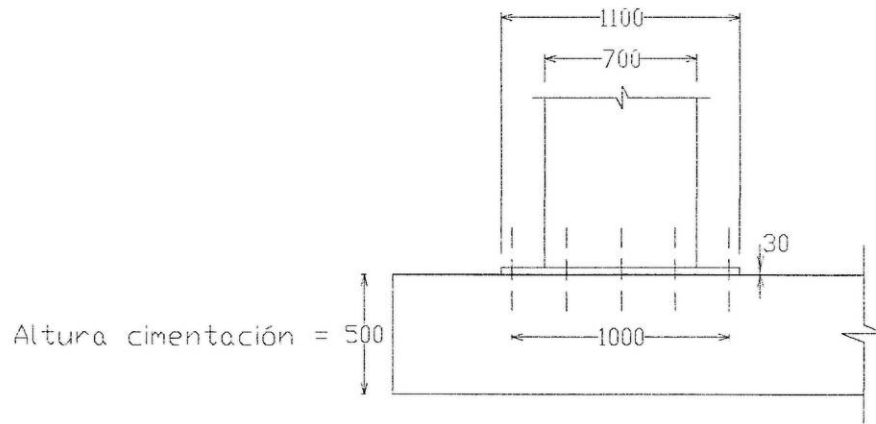
$$F'_{nt} = 1.3(F_{nt}) - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_{rv} \leq F_{nt}$$

$$F'_{nt} = 1.3(520) - \frac{520}{234}(22.3)$$

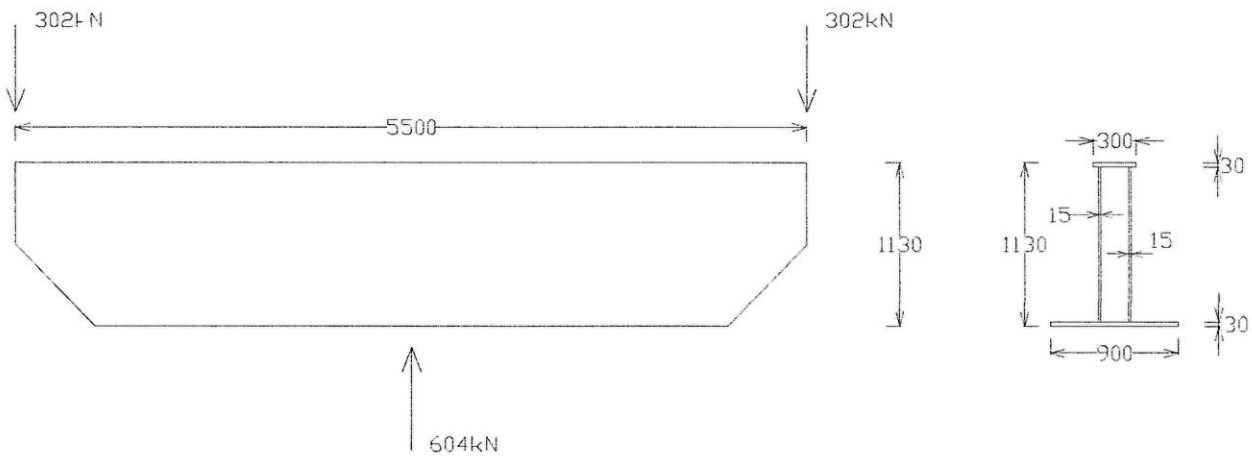
$$F'_{nt} = 626 \text{ kN} > 520 \text{ kN} \therefore F'_{nt} = 520 \text{ kN}$$

$$r_u = 141 \text{ kN} < \phi F'_{nt} = 0.75 \times 520 = 390 \text{ kN OK}$$

Usar pernos de anclaje ASTM A193 $\phi 1 \frac{1}{4}$ "



2.7.4 Diseño de Ménsula de sujeción para estructura



$$h = 1130 - 60 = 1070 \text{ mm}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{1070}{15} = 71.33$$

$$\phi V_n = 0.9(0.6)(F_y)(A_w)(C_v)$$

$$A_w = 2 \times 15 \times 1070 = 32100 \text{ mm}^2$$

$$F_y = 50 \times 6.9 = 345 \text{ MPa}$$

C_v:

$$1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 1.10 \sqrt{\frac{5 \times 29000}{50}} = 59.2$$

$$1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 1.37 \sqrt{\frac{5 \times 29000}{50}} = 73.8$$

$$59.2 \leq \frac{h}{t_w} = 71.33 \leq 73.8$$

$$C_v = \frac{1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}} = \frac{59.2}{71.33} = 0.83$$

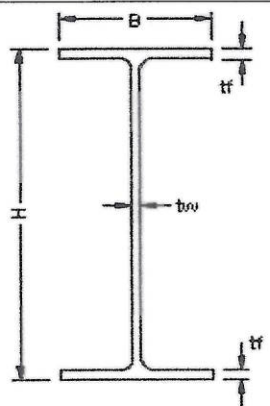
$$\phi V_n = (0.9)(0.6)(345)(32100)(0.83)$$

$$\phi V_n = 4963 \text{ kN} > R_v = 302 \text{ kN}$$

2.8 Diseño de la columna principal y viga principal del estacionamiento

2.8.1 Columna crítica del pórtico

Se utilizara un perfil HB300 con las siguientes características.

	$h = 300 \text{ cm}$	$I_{XX} = 24186 \text{ cm}^4$
	$b = 300 \text{ cm}$	$I_{yy} = 8552 \text{ cm}^4$
	$t_w = 1.9 \text{ cm}$	$S_{xx} = \text{cm}^3$
	$t_f = 1.1 \text{ cm}$	$S_{yy} = 4367.15 \text{ cm}^3$
	$A = 149 \text{ cm}^2$	$Z_{xx} = 14384.57 \text{ cm}^3$
		$Z_{yy} = 6713.07 \text{ cm}^3$

Se verifica el estado de la viga- columna

$$\frac{KL}{r_y} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{1.2 * 350 \text{ cm}}{7.61} = 52.5$$

$$52.5 \leq 135.7$$

$$P_n = F_{cr} A_g$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} = \frac{\pi^2 * 2100000 \text{ kg/cm}^2}{\left(\frac{1.2 * 350 \text{ cm}}{7.61} \right)^2} = 6807.06 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y = \left[0,658 \frac{2530}{6807} \right] * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 2165 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi P_n = F_{cr} A_g$$

$$P_n = 0.85 * 2165 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 765.9 \text{ cm}^2 = 271728 \text{ kg} = 271.7 \text{ Ton}$$

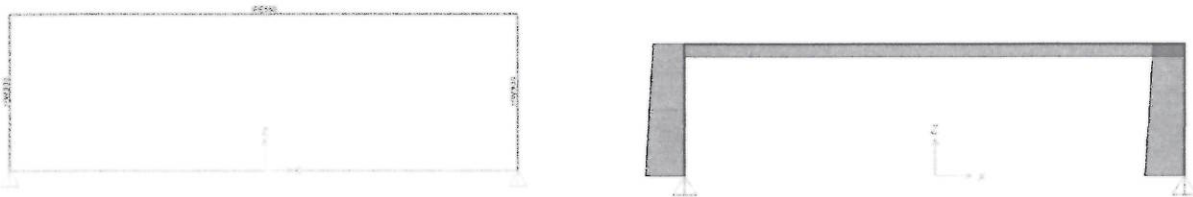
$$\phi M_{ny} = F_y Z_y = 0,9 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 862.95 \text{ cm}^3 = 1964777 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\phi M_{nx} = 19.64 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$\phi M_{nx} = F_y Z_x = 0,9 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 1790,4 cm^3 = 4076687 kg - cm$$

$$\phi M_{ny} = 40.76 Ton - m$$

Representación de pórticos presentes en estructura del garaje, con las cargas de momentos generadas.



$$\frac{P_U}{\phi P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} < 1$$

$$\frac{7,5}{271.7} + \frac{20.5}{40.76} + \frac{5.34}{19.64} < 1$$

$$0,027 + 0.502 + 0.27 < 1$$

$$0.802 < 1$$

Se verifica la capacidad de la columna para resistir las sollicitaciones de fuerzas y momentos producidos en los diferentes pórticos de la estructura del garaje.

2.8.2 Viga principal

Se debe verificar la resistencia de las vigas principales, para el presente caso se empleara una viga apoyada IPE500 para formar los pórticos. Del análisis estructural se obtiene las condiciones de carga, considerando que se ubicaran las cabinas de W= 1 tonelada.

La viga seleccionada tiene las siguientes características:

	$h = 50 \text{ cm}$	$I_{xx} = 48082 \text{ cm}^4$
	$b = 21 \text{ cm}$	$I_{yy} = 2473 \text{ cm}^4$
	$t_w = 1.02 \text{ cm}$	$S_{xx} = 1923 \text{ cm}^3$
	$t_f = 1.6 \text{ cm}$	$S_{yy} = 236 \text{ cm}^3$
	$A = 116 \text{ cm}^2$	$Z_{xx} = 2185 \text{ cm}^3$
		$Z_{yy} = 365 \text{ cm}^3$

Se verifica el estado de la viga seleccionada

$$\frac{h}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{50}{1.02} \leq 3,76 \sqrt{\frac{21000000}{2530}}$$

$$41.67 \leq 108,33$$

Es un perfil compacto por lo cual se determinan los estados límites para la viga seleccionada. Se determina un momento máximo de $M_n = 26.67 \text{ Ton} - m$. Se comprueba la resistencia a fluencia para lo cual debe cumplirse:

$$M_u < \phi M_n$$

$$\phi M_n = F_y Z_x = 0.85 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 2185 \text{ cm}^3 = 4698059 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\phi M_n = 46,98 \text{ Ton} - m$$

$$26.67 \text{ Ton} - m < 46.98 \text{ Ton} - m$$

Se verifica la capacidad a corte de a viga:

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v$$

Para el caculo del coeficiente C_v se emplea una valor $K=5$, como o recomienda el manual AISC en el capítulo de elementos a flexión.

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.1 \sqrt{\frac{k E}{F_y}}$$

$$\frac{50}{1.02} \leq 1,10 \sqrt{\frac{5 * 2100000}{2530}}$$

$$41.67 \leq 70,86$$

Se cumple la relación anterior por lo cual el valor de $C_v=1$

$$V_n = 0,6 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * 116cm^2 * 1 = 77413 kg$$

$$\phi V_n = 77.41 kg$$

$$V_u < \phi V_n$$

$$7.5 Ton < 77.41 Ton$$

2.8.3 Cálculo del espesor de la placa base para el estacionamiento

El espesor de la placa base se calcula mediante el método explicado en el Manual de Construcción de Acero AISC, donde n es la distancia entre el perfil HE300B y el borde de la placa base. Se considera que la resistencia del hormigón en donde se anclarán las columnas es de 240 kg/cm² (3,41 ksi), conforme al Diseño Estructural (Producto 2, Cap G.2).

$$t = \sqrt{\frac{1,25 * f'_c * n^2}{S_y}} = \sqrt{\frac{1,25 * 3,41ksi * 57,5^2mm^2}{50ksi}} = 17 mm$$

El espesor mínimo es de 17 milímetros, se selecciona un espesor de 25,4 mm, es decir, de una pulgada, lo que indica un factor de seguridad de:

$$FS = \frac{25,4}{17} = 1,49$$

2.9 Memoria de cimentaciones

Para el diseño de la cimentación de las estructuras del proyecto, se ha seguido las recomendaciones del informe del Estudio de Suelos, en el que se recomiendan los valores de capacidad de carga admisibles para cada sitio, y para la profundidad mínima recomendada.

Debido a las magnitudes de las cargas de diseño, sin mayorar, de la estructura, se seleccionó diseñar zapatas combinadas (vigas de cimentación) rígidas y en una dirección. La sección transversal de las zapatas es rectangular y cumple, por un lado los requisitos de demanda de esfuerzo cortante y el refuerzo de acero por flexión, y por otro lado las recomendaciones de rigidez. Además, la forma rectangular facilita la construcción de los pedestales necesarios para el anclaje de las pilonas y de las columnas metálicas de las estructuras. Los pedestales tienen dimensiones que colaboran a la resistencia la corte causada por las columnas. Debido a las altas excentricidades aplicadas a las zapatas, los

diagramas de presiones no son uniformes, pero son menores o iguales a los valores de capacidad de carga admisible recomendados.

2.9.1 Cálculo y Diseño de la Cimentaciones Excéntricas

El diseño de la cimentación de las pilonas y de los mecanismos del proyecto, está gobernado por la excentricidad, que se genera y transmite a la zapata, a través de la base de la pilona. La excentricidad es función del momento generado, a su vez depende de la altura de la pilona y las cargas horizontales que actúan en la parte superior de ella.

El diseño de la zapata cumple con las dos condiciones básicas: Primero que el diagrama de presiones sea positivo en toda la superficie de contacto; y segundo que estas presiones sean menores a la capacidad de carga admisible, calculada y reportada en el estudio de suelos. El cálculo de las presiones se la realiza con la ecuación básica de la estática:

$$\sigma = \frac{Q}{BL} + \frac{M}{I/c}$$

La carga vertical, Q, es la sumatoria de las cargas externas, incluida el sismo, y el peso de la zapata. Debido a que en este caso las cargas verticales son pequeñas y que los momentos son muy grandes, las excentricidades resultan valores muy altos, estabilizar la zapata solamente con el peso de la zapata resulta muy voluminoso y costoso. Por esta razón se emplean pantallas pequeñas laterales, colocadas en los extremos de la zapata, perpendiculares a la dirección del momento y excentricidad. Estas pantallas proporcionan fuerzas de fricción lateral en los dos sentidos y además generan reacciones en su base, las cuales se traducen en un momento balanceador y contrario al momento aplicado, uniformizando el diagrama de presiones. El proceso de cálculo es iterativo al variar las dimensiones, hasta alcanzar el dimensionamiento de la zapata óptimo.

2.9.2 Pilas prebarrenadas

Las pilas prebarrenadas constituyen un tipo de cimentación profunda, la cual se construye en el sitio, mediante la perforación de un pozo circular, por lo general hasta alcanzar el estrato competente y luego vertiendo el hormigón en el pozo. El hormigón puede o no tener armadura de acero como refuerzo. Algunas pilas pueden tener campana en la base para desarrollar mayor resistencia de carga a la punta. Las campanas son un ensanchamiento de la base, por lo general con un diámetro no mayor a 3 veces el diámetro del eje de la pila.

Las pilas tienen el propósito de transmitir la carga estructural a la base de ella, además de la fricción lateral desarrollada a lo largo de su longitud. Las pilas pueden ser construidas mediante el uso de equipo de perforación de gran diámetro o de forma manual, cuando no son de gran altura o profundidad, como es este caso.

La armadura de refuerzo es requerida cuando las pilas son esbeltas, es decir con una relación Altura / Diámetro mayor que 10. Caso contrario el código autoriza colocar una armadura mínima equivalente al 1% de la sección transversal de hormigón de la pila.

El hormigón para las pilas debe tener una resistencia a la compresión a los 28 días de 280 kg/cm² y el acero de refuerzo un valor de fluencia de 4200 kg/cm².

La armadura longitudinal debe estar conectada a la zapata de la piona o de la estructura, mediante una longitud de desarrollo mínima.

Este tipo de cimentación se utiliza en la piona 18, como consta en el Estudio de Suelos (Producto 1, Cap. B).

El detalle de cálculo se encuentra en el anexo de cálculo y diseño de cimentaciones.

2.9.3 Cálculo y Diseño de Cimentaciones de Mecanismos en Estructuras

Para el diseño de la cimentación de las estructuras del proyecto, se ha seguido las recomendaciones del informe del Estudio de Suelos, en el que se recomiendan los valores de capacidad de carga admisibles para cada sitio, y para la profundidad mínima recomendada.

Debido a las magnitudes de las cargas de diseño, sin mayorar, de la estructura, se seleccionó diseñar zapatas combinadas (vigas de cimentación) rígidas y en una dirección. La sección transversal de las zapatas es rectangular y cumple, por un lado los requisitos de demanda de esfuerzo cortante y el refuerzo de acero por flexión, y por otro lado las recomendaciones de rigidez. Además, la forma rectangular facilita la construcción de los pedestales necesarios para el anclaje de las pionas y de las columnas metálicas de las estructuras. Los pedestales tienen dimensiones que colaboran a la resistencia la corte causada por las columnas. Debido a las altas excentricidades aplicadas a las zapatas, los diagramas de presiones no son uniformes, pero son menores o iguales a los valores de capacidad de carga admisible recomendados.

2.9.4 Estabilidad del Talud Estación Colinas del Norte

El presente reporte contiene el informe del estudio de estabilidad y estabilización de los taludes ubicados, a lo largo de la línea Roldós – La Ofelia, en las abscisas 2+530, pie de talud y la 2+694.96 zona de cambio de dirección en la traza de la línea Roldós – La Ofelia, sitios en los que se presenta un relleno de gran magnitud.

El propósito de este estudio es revisar las condiciones de los materiales y de los taludes, para con los parámetros mecánicos de los suelos, analizar su estabilidad y definir las medidas y obras, que garanticen su estabilidad actual y futura. Además se presenta las recomendaciones constructivas que garanticen la seguridad del proyecto.

Los taludes se encuentran formando parte de las laderas, que se extienden desde la cima, donde se localiza la Piona P18 y Estación Colinas del Norte hasta la abscisa 2+530. La topografía del sector está conformada por una zona de pendientes, con pliegues y relieves fuertes, que marca la presencia de las quebradas del sector.

En general el talud junto a la plataforma donde se ubicará la estación, está conformado por una capa de materiales de relleno, en forma de cuña triangular, la cual ha sido colocada sobre el talud natural. En el análisis estos taludes presentan un grado de estabilidad

adecuado y superior al mínimo exigido y recomendado por los códigos. A pesar del poco adecuado manejo y control de las aguas de escorrentía, desde el talud superior hacia el pie del mismo, el estado de los taludes es aceptable, sin embargo, se recomienda diseñar y proporcionar un sistema de protección de la cara de los taludes, para garantizar su estabilidad futura, ante los posibles cambios en los parámetros mecánicos, debido a las variaciones de humedad de los suelos, especialmente por infiltración.

2.9.4.1 Propósito y Alcance

El propósito de este estudio es el de analizar la estabilidad actual y futura de los taludes presentes, y diseñar el sistema de estabilización, aplicables a este caso, que garantice esta estabilidad y su durabilidad.

2.9.4.2 DIAGNOSTICO GEOTECNICO

El sitio en general no presenta señales de inestabilidad local. La utilización de la corona de estos taludes y su manejo, como se ha estado realizando, no ha generado deslizamientos. El uso e intervención prevista por este proyecto para este predio público, y debido al potente estrato de materiales de relleno sin compactar, podrían alterar el estado actual del talud y causar inestabilidad, especialmente durante la construcción y funcionamiento de los apoyos, pilonas y cimentaciones de la estación.

2.9.4.3 Parámetros Mecánicos

Para el cálculo y análisis de la estabilidad de los taludes, se tomaron los parámetros mecánicos medidos en laboratorio, en el estudio geotécnico realizado anteriormente, a lo largo de la línea Roldós – La Ofelia. La siguiente tabla muestra los valores de estos parámetros para el análisis.

Tabla 2-9 Parámetros mecánicos

Sitio	Material	Cohesión, kPa	Angulo de fricción, °	Peso Unit. kN/m ³
P19	Suelo Natural	137.34	30.10	17.07
Estación3, Colinas del Norte	Relleno 1	23.54	27.30	16.67
Estación3, Colinas del Norte	Relleno 2	38.25	30.60	15.70

2.9.4.4 ANALISIS DE ESTABILIDAD Y ESTABILIZACION

Para calcular la estabilidad de un talud existen varios métodos. Todos tienen como hipótesis, el caso de material homogéneo y estratificado; es decir, que cumple ciertas circunstancias, muy pocas veces presentes en la naturaleza. En este estudio se aplican los métodos de Bishop y el de Janbú (resueltos con la ayuda del programa SLOPE/W versión 7.10).

Los métodos matemáticos en general siguen tres pasos fundamentales:

- Se asume el tipo de falla más probable, los movimientos que se producirán sobre ella y se indica en detalle todas las fuerzas motoras.
- Se adopta una ley de resistencia del suelo o roca.
- Se determina el procedimiento numérico a utilizarse y si la falla, representada en esta simulación puede llegar a suceder.

A continuación se describe cada uno de los dos métodos mencionados. El análisis de estabilidad del talud, en su parte de mayor altura, se realiza considerando el método de Bishop Modificado.

2.9.4.5 Método de Janbú

Sugerido por Janbú (1954), es aplicable a superficies de fallas no circulares, irregulares. En este método se asume el equilibrio de fuerzas y momentos de cada una de las dovelas. En el procedimiento se asume aproximaciones sucesivas y la ubicación de la línea de empuje para que el problema sea estáticamente determinado y que el incremento de la fricción entre dovelas sea nulo, con lo que se calcula el factor de seguridad por aproximaciones sucesivas.

2.9.4.6 Método de Bishop

Este método más moderno fue sugerido inicialmente por Bishop (1955). Su versión simplificada (la más utilizada) fue desarrollada por Janbú y Col (1956). Supone el equilibrio de momentos: el momento actuante alrededor del centro de rotación producido por el peso de las dovelas es igual al momento resistente producido por la resistencia al corte del suelo movilizado a lo largo de la base de las dovelas (es decir, que las fuerzas actuantes sobre la cara lateral de cualquier dovela tiene una resultante nula en la dirección vertical). Se llega a la siguiente ecuación:

$$F_s = \frac{\sum_1^n [(W_i - b_i * \mu_i) * \tan \phi + c * b_i] \left[\frac{1}{M_i(\phi)} \right]}{\sum_1^n \Delta W \text{sen } \alpha_i} \quad (1)$$

Donde:

- Wi: el peso total de la i - enésima dovela
- bi: es el ancho de la i – enésima dovela
- c: es la cohesión efectiva del suelo
- ϕ : es el ángulo de fricción efectiva del suelo
- μ_i : es la presión neutral media en la base de la dovela. Se obtiene de la red de flujo

$$M_i(\phi) = \cos \alpha_i * \left(1 + \frac{tg \alpha_i * tg \phi}{F} \right) \quad (2)$$

Para resolver esta ecuación se deben realizar iteraciones, ya que los dos miembros de la ecuación tienen F (factor de seguridad). El proceso es rápido, ya que se obtiene el resultado a partir de dos o tres intentos (si el error aceptable es 0.01). A continuación se presenta el gráfico que indica un talud con la superficie de falla asumida y una dovela con las fuerzas que actúan sobre ella.

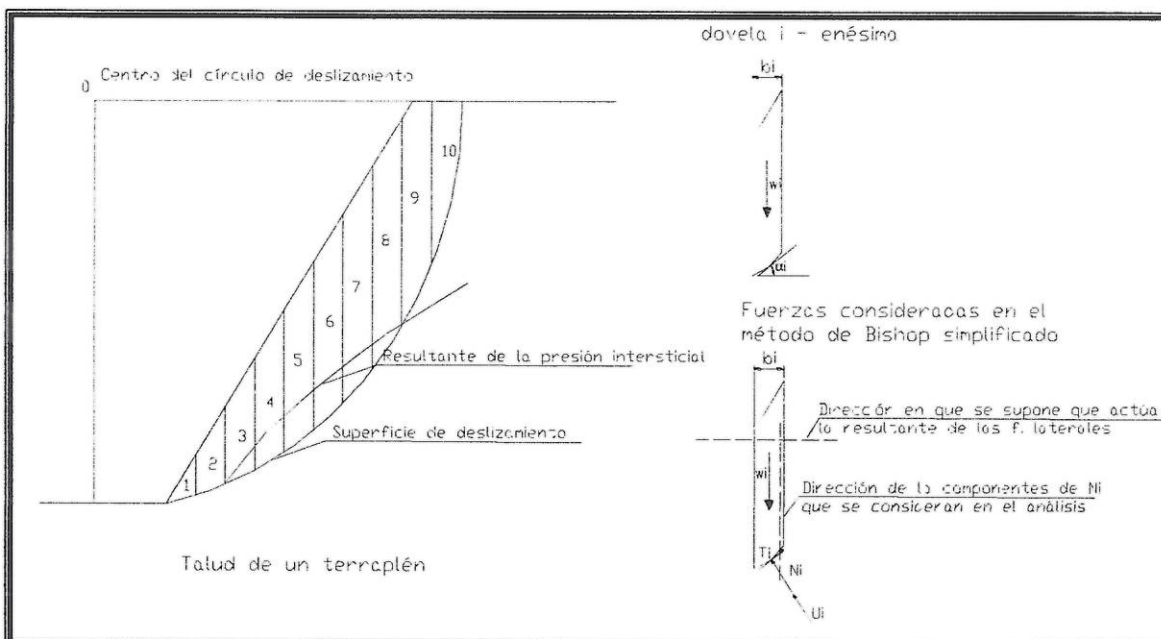


Figura 2-5 Diagrama de cuerpo libre según el Método de Bishop

2.9.4.7 Programas de cálculo

En el mercado existen varios programas comerciales, para la determinación de la estabilidad de taludes, estos generalmente no son apropiados, debido a que no integran los suficientes parámetros físicos y mecánicos de los suelos, como el que se utiliza en el programa SLOPE/W (versión 7.10), empleado en este estudio. A continuación se proporciona una información básica sobre este programa.

2.9.4.8 SLOPE/W versión 7.10

Es un software creado por la compañía GEO-SLOPE International, Ltd. especializado en soluciones seguras asequibles en suelos y rocas. SLOPE/W es utilizado para el análisis de estabilidad de taludes, utiliza el diseño CAD con el cual se puede crear o editar modelos complejos con gran facilidad, basados en la interfaz gráfica con una amplia variedad de modelos y tiene opciones de interpretación de datos que permiten realizar un análisis completo y rápido. Es un software muy completo de análisis de estabilidad de taludes, utilizando la técnica de los elementos finitos de filtración de aguas subterráneas.

El mismo que en la actualidad usa para determinar los factores de seguridad, de una superficie de deslizamiento, con las siguientes características:

- Método de búsqueda de la superficie crítica para superficies de deslizamiento circular o no circular.
- Bishop, Janbú, son los métodos de análisis seleccionados por defecto, sin embargo el usuario puede seleccionar cualquiera o todos los métodos de análisis disponibles en el programa como: Janbú simplificado, Janbú generalizado, Spencer, GLE/Morgenstern - Price, Sarma y otros.
- Múltiples materiales. Anisotrópicos, materiales no lineales, Mohr-Coulomb, modelo de rotura bilineal, criterios de rotura específicos y otros.
- Factores ru , red de flujo (seep) y de presiones de poro, o el análisis de infiltración y otros análisis realizados con sigma (cálculo tenso-deformacional) que toman en cuenta la presión de poro.
- Carga externa lineal, distribuida o sísmica, anclajes, clavos y suelo reforzado.
- El coeficiente sísmico y las sobrecargas.
- Ubicación de la grieta de tracción.

SLOPE/W utiliza el concepto de regiones para definir la geometría. Esto significa simplemente dibujar una línea alrededor de una unidad de suelo o capa estratigráfica para formar un polígono cerrado. Las regiones son una ayuda beneficiosa para el mallado de elementos finitos. SLOPE/W por sí mismo no necesita una malla de elementos finitos. El objetivo es definir sólo la geometría de una vez para su uso en muchos tipos de análisis diferentes.

Todas las regiones necesitan estar conectadas para formar un solo conjunto. Las regiones están conectados mediante el intercambio de los puntos (Regiones de estudio) y las dos regiones en consecuencia, se comportan como un solo conjunto.

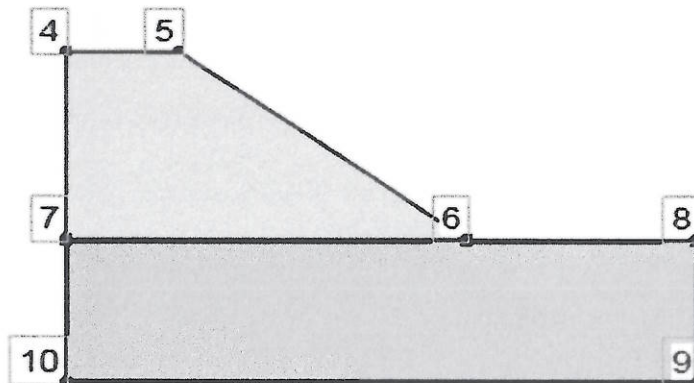


Figura 2-6 Regiones de estudio

Hay muchas maneras de describir la resistencia de los materiales (suelo o roca) en un análisis de estabilidad. A continuación se describe la manera más común de describir la resistencia al corte de materiales geotécnicos que es por Mohr-Coulomb (Definición de materiales).

Material Model:

Basic | Suction | Drawdown | Liquefaction | Advanced

Unit Weight: ...

Cohesion: ...

Phi: ...

Figura 2-7 Definición de materiales

El programa permite calcular los factores de seguridad, para un sinnúmero de círculos potenciales de falla. La superficie del talud es utilizada para generar el deslizamiento circular para una búsqueda de red. Para el diseño se ha seleccionado el valor del factor de seguridad más bajo, que a su vez corresponde al más crítico y por lo tanto es el que controla el diseño del talud. El análisis se hace con la combinación de los parámetros de saturación, presión intersticial, sobrecarga y carga sísmica (Análisis de Estabilidad).

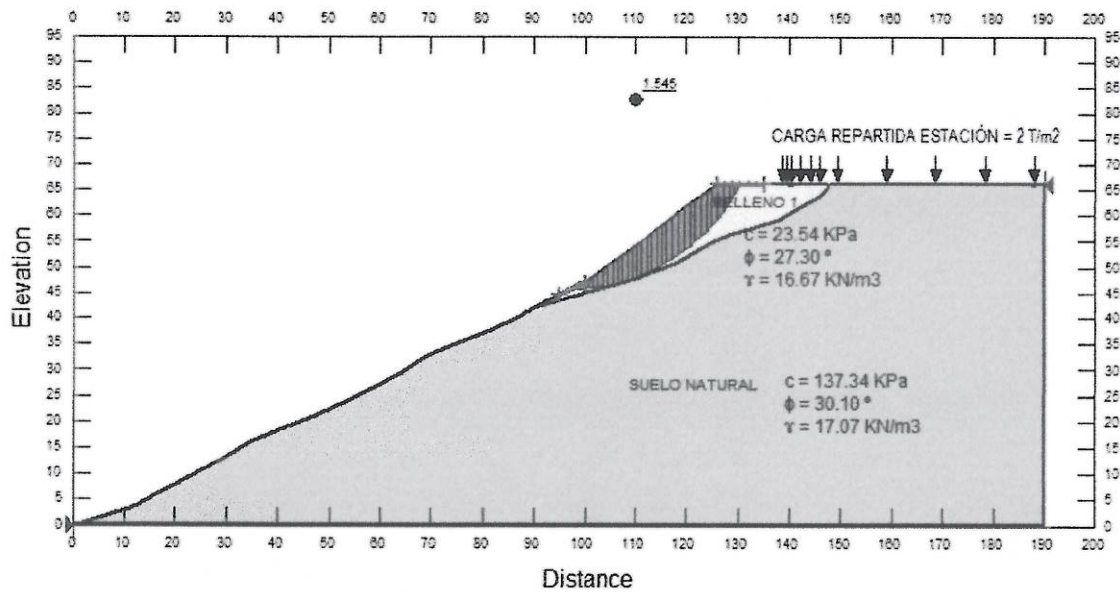


Figura 2-8 Análisis de Estabilidad

Para todos los análisis se tomaron las siguientes condiciones de carga:

Coefficiente de carga sísmica horizontal: 0.20 g

Coefficiente de carga sísmica vertical: 0.05 g

Las condiciones de riesgo sísmico del sitio son relativamente altas. Estudios anteriores para otros proyectos ubicados en la zona y en la región, han definido valores de aceleración en superficie del orden de 0.40 g. El utilizar en el análisis pseudo estático un valor de 0.20 g en nuestro criterio, equivale razonablemente al valor antes mencionado en un análisis dinámico riguroso. El valor del coeficiente de carga sísmica horizontal es introducido en el análisis pseudo estático. Se utilizó un valor de coeficiente sísmico vertical mínimo, porque se descarta un eventual sismo importante, localizado justamente por debajo del sitio de implantación del proyecto, ya que al admitir esta coincidencia en la ubicación del talud, con el epicentro del sismo, las pendientes y los volúmenes de construcción serían demasiado generosos.

Para considerar estable a un talud, se ha seleccionado el valor de 1.50, como factor de seguridad mínimo, para todos los análisis de estabilidad, en condiciones estáticas y de 1.20 para condiciones dinámicas o sísmicas. Este valor cubre la importancia y magnitud del proyecto.

Las Tablas a continuación muestran algunos de los factores de seguridad calculados dentro de los análisis realizados, con las etapas constructivas.

Tabla 2-10 Factores de seguridad – Talud con Material de relleno 1

Perfil	FS con sismo	FS sin
--------	--------------	--------

		sismo
Estación Colinas del Norte	1.215	1.545

Tabla 2-11 Factores de seguridad – Talud con Material de relleno 2

Perfil	FS con sismo	FS sin sismo
Estación Colinas del Norte	1.536	2.127

Los resultados obtenidos en la simulación numérica, muestran que las alturas que presentan los taludes del proyecto, son de gran magnitud y que al contener material de relleno los factores de seguridad calculados, son ligeramente mayores que los mínimos recomendados por el Código Ecuatoriano, NEC-2015 por lo que es necesario diseñar obras de protección y de estabilización en ellos.

Como complemento se realizó un análisis simple de estabilidad del talud, utilizando una falla traslacional, muy proclive en estos materiales, utilizando una cuña de falla sobre un plano recto, que resulta ser el plano de contacto entre el suelo natural y el relleno. La tabla siguiente muestra los valores de los parámetros utilizados para el análisis.

Tabla 2-12 Parámetros para el análisis

Sitio	Material	Cohesión n, kg/cm ²	Angulo de fricción, °	Peso Unit. T/m ³
Estación3, Colinas del Norte	Relleno 1	0.24	27.30	1.70

La hoja de cálculo que se adjunta en el anexo muestra que la estabilidad del talud ante esta posibilidad de falla, también es poco probable ya que los factores seguridad calculados son los siguientes:

Condición sin sismo: 2.24

Condición con sismo: 1.50

Al igual que en el caso de falla circular, los parámetros mecánicos y coeficientes sísmicos son similares.

2.9.4.9 PROPUESTA DE PROTECCION

En los taludes adyacentes se propone utilizar malla electro soldada R-283 o similar, sujeta en el pie y en la corona del talud, mediante zanjas someras, rellenas de hormigón para asegurar su reacción a la tensión. La malla debe estar sujeta con bastones de varillas de acero, para asegurar su buen contacto con la superficie del talud.

Luego de colocada la malla debe recubrirse ésta, con una capa de hormigón de agregado grueso, que cumplirá la doble función de preservar a la malla y de controlar la erosión eólica e hidráulica, por el humedecimiento de la cara del talud. El detalle de esta recomendación forma parte del plano anexo.

3. MEMORIA DEL SISTEMA CONSTRUCTIVO

3.1 Pilonas

Las pilonas son las estructuras que transmiten las cargas desde el cable hacia el suelo. El tipo de pilonas a utilizar es con perfiles tubulares de sección variable, con transiciones cónicas, de forma que el montaje se pueda realizar de forma modular. Cada piona se compone de una placa base, los perfiles necesarios para alcanzar la altura requerida, bridas de sujeción entre perfiles del mismo diámetro, las transiciones cónicas necesarias y una brida de sujeción para la cabeza de la piona. Estas estructuras deben ser lo suficientemente robustas para soportar los movimientos sísmicos de la región.

El material a utilizar en las pilonas es un acero estructural ASTM A572 grado 50 o equivalente, laminado en caliente. Este material tendrá un recubrimiento de galvanizado, para garantizar resistencia a las condiciones atmosféricas. Este material se utilizará tanto para los perfiles como para las bridas de sujeción y placa base.

Las dimensiones se deben verificar en obra y con la constructora.

3.1.1 Perfiles tubulares

Los espesores de las planchas a utilizarse son de 12, 15 y 20 milímetros.

El diámetro del perfil tubular más grande no debe superar 1.5 metros. La cantidad de secciones a utilizar debe garantizar que las transiciones cónicas tengan los menores esfuerzos posibles.

La altura de cada sección tubular no debe superar los 7 metros y será la adecuada de tal forma que se minimicen los desperdicios.

Los perfiles tubulares se conforman desde planchas de acero ASTM A572 G50 al pasar por un proceso de rolado y soldado helicoidal con proceso MIG, electrodo ER 70s-6, gas protector C25. El diámetro de este electrodo es de 1/4" de diámetro.

3.1.2 Transiciones cónicas

La altura de las transiciones es de 900 milímetros.

Los ángulos de cono son de 8° y 16°.

El espesor de las transiciones es constante e igual al espesor del perfil de mayor diámetro que esta transición junte.

3.1.3 Montaje

Los perfiles tubulares se construyen desde planchas mediante un proceso de rolado y posterior soldadura helicoidal a 45 grados. Cada sección tubular está conformada de manera general por dos bridas de sujeción y el perfil tubular. De igual manera las transiciones cónicas. Las secciones que se acoplan a la cimentación están conformadas por una brida de sujeción, una placa base y el perfil tubular.

El montaje se debe realizar teniendo en cuenta los peligros de edificaciones cercanas, peligros de trabajo en altura y demás especificados en la norma EN 1709.

Se utilizarán grúas, helicópteros y/o demás maquinas necesarias en el montaje, según la topografía del sector a instalar.

El torque de los pernos de sujeción deberá ser el ideal para garantizar la seguridad de la estructura.

Las pilonas deben tener elementos de sujeción para escaleras, así como elementos donde se puedan enganchar con seguridad los técnicos para el montaje. Estos elementos deben estar de preferencia soldados a la estructura.

Las pilonas deben constar con escaleras y anclajes para las líneas de vida de los técnicos.

Se deben usar elementos de alineamiento para asegurar la concetricidad de los perfiles tubulares y cónicos.

3.2 Cabezas de piona o ménsula

Las cabezas de piona son las estructuras que se ubican sobre las pilonas y sostienen en las extremidades los trenes de poleas.

Esta estructura debe soportar las reacciones del cable, el peso de técnicos de instalación y mantenimiento, el peso de elementos auxiliares, el peso de los trenes de poleas.

Asimismo, en esta estructura deben constar elementos para sostener el conjunto de cables de comunicación.

El material preferencial para las ménsulas es el acero estructural ASTM A572 grado 50 o equivalente, laminado en caliente, con recubrimiento de galvanizado.

El esquema general de las ménsulas y sus componentes se indica a continuación.

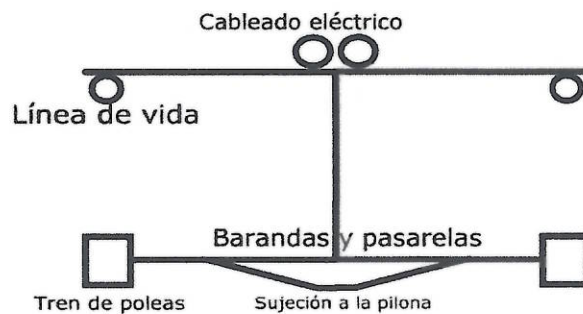


Figura 3-1 Componentes de la cabeza de pilona

La ménsula es una estructura donde se realizarán trabajos en altura, por lo que en esta deben constar al menos los siguientes elementos de seguridad:

- Barandillas para acceder a los balancines
- Pasarelas con piso tipo grating antideslizante o similar que soporten el peso de dos técnicos
- Soportes para líneas de vida
- Escalera para subir desde la pilona

El elemento de sujeción a la pilona se conforma de una brida de sujeción al perfil tubular más pequeño. Esta brida debe soportar las cargas fluctuantes del pasar de las cabinas llenas a cabinas vacías.

Los elementos de sujeción al tren de poleas se utilizarán placas empernadas a la viga inferior y al tren de poleas. Se debe asegurar que durante el montaje, se mantenga la alineación necesaria de los trenes de poleas.

El montaje de estos elementos debe realizarse siguiendo las normativas de seguridad aplicables, como la EN 1709. El montaje debe asegurar que se mantenga la distancia de 6,10 metros del ancho de vía.

El montaje debe asegurar que el torque de los pernos de anclaje y de sujeción sea el adecuado para garantizar una estructura segura.

3.3 Estaciones

La cápsula tecnológica está diseñada para ser auto portante, con las consideraciones mencionadas en la memoria técnica.

El procedimiento para construir comienza con la colocación de las columnas de acero en las cimentaciones respectivas como se indica en el plano de cimentación. El izado de las columnas se lo realizará con ayuda de la grúa móvil y herramientas de fijación.

A continuación se soldara el conjunto soporte de vigas principales a la columna y se montará la estructura de guías principales como se detalla en los planos de taller, de igual manera la cubierta de la estructura de retorno, así conforman la cápsula tecnológica.

Finalmente se ubican los elementos de seguridad y la cubierta.

3.4 Pantalla circular de hormigón armado para protección de pilonas

Este es un elemento de protección de las pilonas, que se construye con hormigón armado $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$, tendrá una altura constante de 3 metros, un diámetro exterior constante de 2.50 metros, y un espesor de 0,30 metros.

En su interior, en el espesor promedio del elemento de colocará una malla electro soldada de $100 \times 100 \times 8 \text{ mm}$, que arranca en la base de la cimentación superficial, sube los 3 metros de altura y se inclina hasta topar con la piona, en donde será soldada a esta. Adicionalmente como acero de refuerzo de esta pantalla circular de hormigón, se colocarán varillas verticales longitudinales, ancladas en la cimentación 0,50 m cada 50 cm, las cuales irán amarradas o soldadas a la malla perimetral.

Una vez montada la piona, y su sistema de anclaje, y verificado su funcionamiento, se procederá a la construcción de la pantalla circular de hormigón. Para esto los anclajes verticales ya deben estar embebidos en la cimentación.

Se sueldan las prolongaciones de varillas de anclaje, y a estas se sujeta la malla electro soldada perimetral mediante alambre o suelda, siempre controlando las dimensiones que constan en los planos estructurales y de detalle. Luego se procede a realizar el encofrado interior de madera, controlando la verticalidad del mismo, a continuación se procede con el encofrado metálico exterior, se revisarán los espesores internos de la pantalla, y una vez que la Fiscalización haya dado el visto bueno, se procederá a verter el hormigón premezclado, de acuerdo a las Especificaciones Técnicas.

La utilidad de este elemento, es para protección de las pilonas y su sistema de anclaje, del vandalismo, y de un eventual impacto o fuerza horizontal que podría producirse.

3.5 Construcción de las cimentaciones

La construcción de las zapatas debe cumplir el siguiente proceso:

1. Replanteo del área de la zapata de acuerdo a lo dispuesto en el plano, con la orientación precisa.
2. Excavación manual o con equipo liviano de la zanja o plinto de acuerdo a lo indicado en el plano, alcanzando la profundidad especificada y con la mayor regularidad y uniformidad posibles, tanto en la base como en la paredes del plinto.
3. En caso de desmoronamiento de los suelos al excavar la zanja, debe sobre excavarse o suficiente para garantizar la estabilidad de los taludes formados, en lo posible sin entibamiento o soporte, para facilitar la colocación del acero y del hormigón. Puede requerirse encofrado en la cara exterior de la zapata.
4. Fundición del replantillo con el espesor y resistencia indicadas en el plano.
5. Colocación del acero de refuerzo, manteniendo la horizontalidad y nivelación adecuadas.
6. Fundición del hormigón con la resistencia indicada y el adecuado vibrado para alcanzar una mezcla homogénea y sin aire en su interior.

En el caso de las pilas prebarrenadas el proceso es similar al de las zapatas, con la diferencia de que el pozo es circular y a mayor profundidad. La armadura de refuerzo debe ser preparada previo al vertido del hormigón en el pozo excavado con máquina o de forma manual.

3.6 Estabilización talud Estación Colinas del Norte

Para la estabilización y protección de los taludes de esta estación y piona, en las áreas indicadas, se sugiere el siguiente proceso:

Retiro de la capa vegetal existente en un espesor no mayor a 40 centímetros.

Compactación manual mediante el uso de equipo liviano o manual de compactación, tipo pisonos o plancha, de la capa superficial del talud, para uniformizarla y corregir uniformidades.

4. SIMULACIONES COMPUTACIONALES

4.1 Determinación de pilonas críticas

Las pilonas son elementos estructurales que soportan compresión y flexión, de manera que las más críticas son aquellas de mayor altura y de mayor inclinación. En base a estos criterios, las pilonas a considerar son la P16 (más alta sin inclinación) y la P21 (más alta y más inclinada).

Desde un punto de vista constructivo, la piona P21 es la más crítica, pues es esta la que generará mayor momento debido al peso propio, por lo que se llevará a cabo un análisis más exhaustivo en esta piona. En esta piona, se realizarán análisis de los modos de pandeo, de colapso y análisis estáticos.

Adicionalmente, se realizarán análisis con elementos tipo Shell para la torre modular más alta.

Las cargas utilizadas son las cargas críticas, es decir, las cargas generadas por las condiciones más desfavorables de operación y estas se encuentran detalladas en el Informe de Producto 1, Capítulo F, numeral 7, Reacciones en las pilonas.

4.2 Simulación del comportamiento a compresión (*buckling*) de la piona crítica (P21) por métodos de elementos finitos

4.2.1 Alcance

Realizar el modelado de la piona para ejecutar tres análisis por elementos finitos cada uno con las siguientes características:

1. Análisis estático. - Geométrico no lineal NL + Material lineal.
2. Análisis de modos de pandeo. - Se buscarán los primeros modos de pandeo.
3. Análisis de colapso. - Geométrico no lineal GNL + Material no lineal MNL. Se considera la zona plástica de la curva esfuerzo deformación del acero.

4.2.2 Material

Acero ASTM A572 Gr.50

Curva esfuerzo-deformación aplicada en los análisis por elementos finitos:

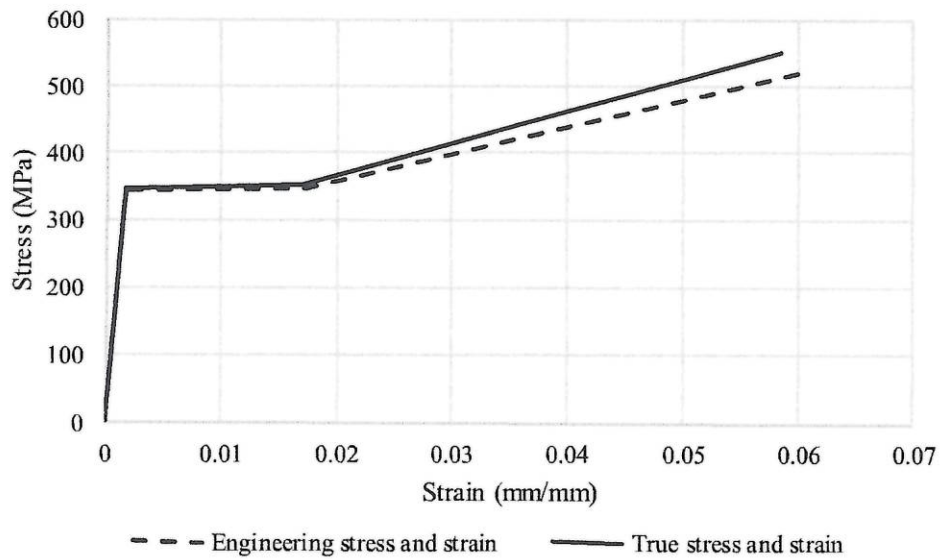


Figura 4-1. Curva esfuerzo-deformación aplicada en los modelos FEA

4.2.3 Planos de la piona

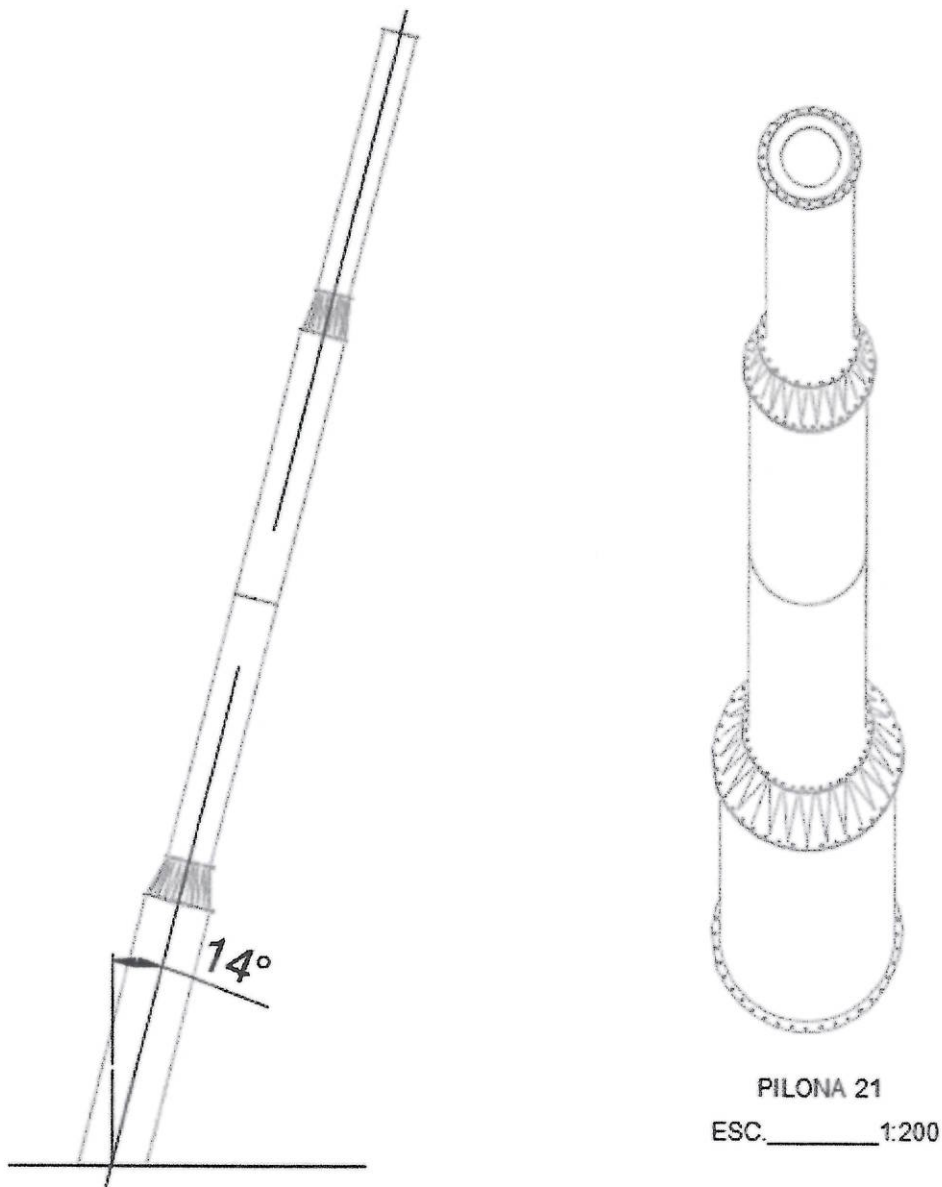


Figura 4-2. a) Vista superior de la Pilona. b) Vista frontal de la Pilona

4.2.4 Cargas actuantes

Las cargas actuantes en la pilona son la reacción del cable, el peso de la ménsula y el peso propio de la pilona, como se indica en la tabla a continuación. Cabe recalcar que el proceso de obtención de las reacciones se detalla en el Producto 1, Capítulo F.

Tabla 4-1 Análisis de cargas para pilon 16

PILONA	Altura [m]	Inclinación %	Rx [kgf]	Rz [kgf]	Peso pilon [kgf]	Peso ménsula [kgf]
--------	------------	---------------	----------	----------	------------------	--------------------

16	35,84	0	4108	42132	18532,5	4000
----	-------	---	------	-------	---------	------

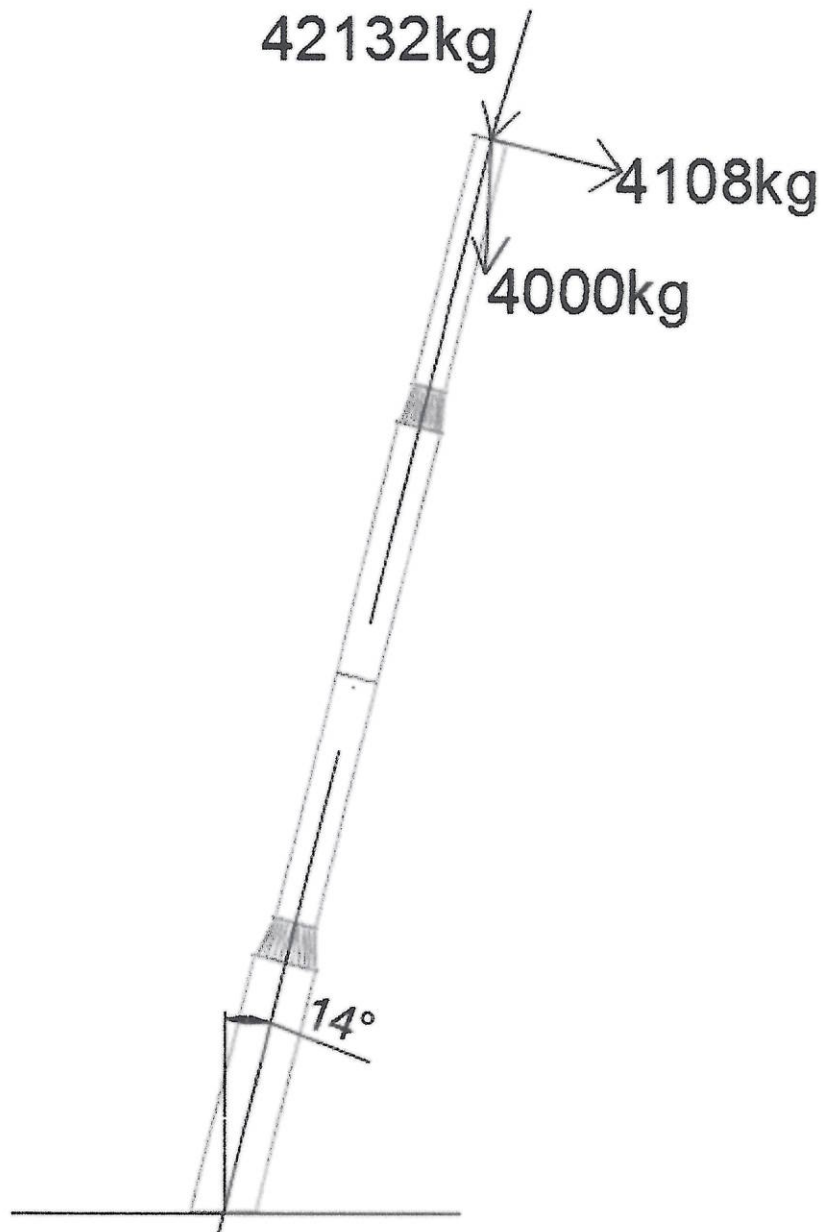


Figura 4-3. Esquema de cargas actuantes sobre la Pilona. Todos los análisis incluyen la carga gravitacional.

4.2.5 Resultados de los análisis por elementos finitos AEF.

Para la modelación de la estructura se usó el software comercial ABAQUS.

1. **Análisis estático.** - Geométrico no lineal NL + Material lineal.

Esfuerzo a flexión (S11):

Los esfuerzos máximos a flexión ocurren en la zona de transición de la pila. Las figuras 4 y 5 muestran la distribución de esfuerzos. Las unidades de los valores del rango de esfuerzos están en [Pa].

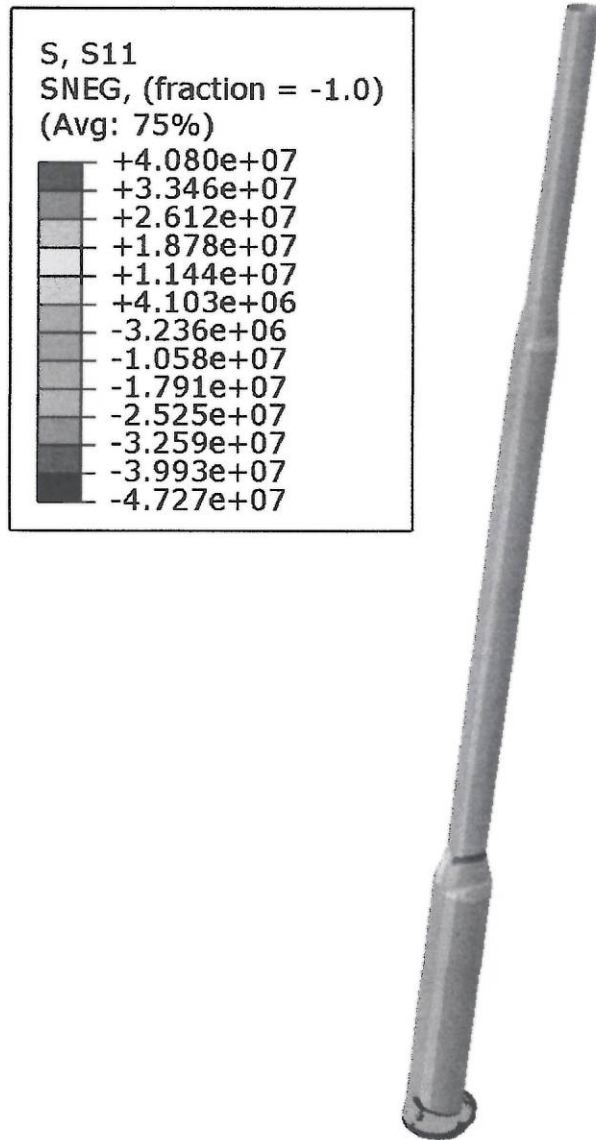


Figura 4-4. Distribución de esfuerzos axiales S11.

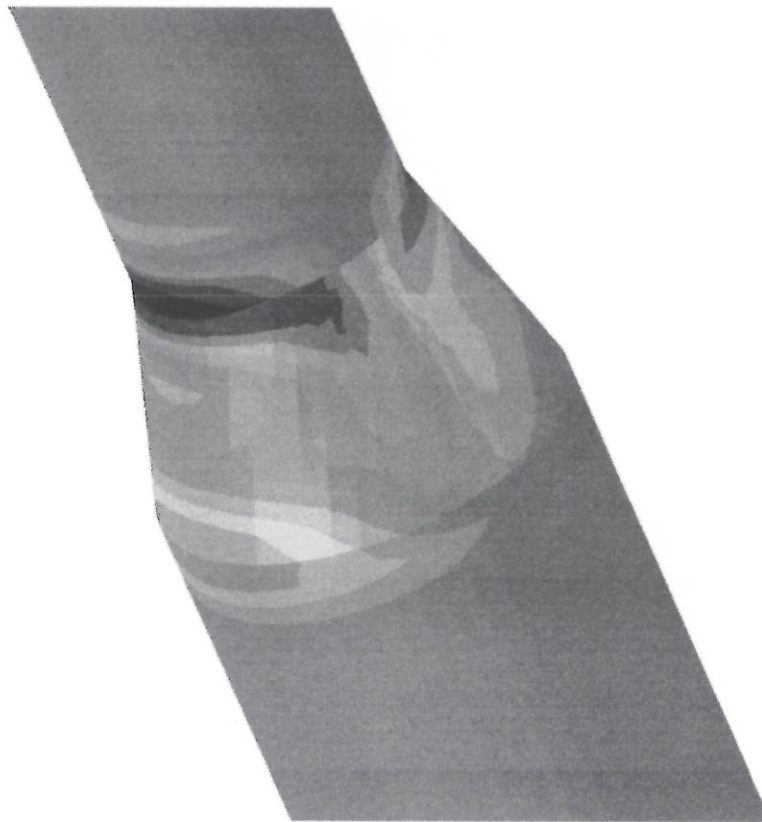
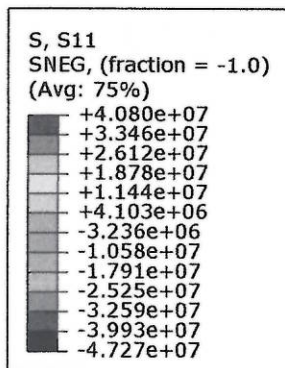


Figura 4-5. Distribución de esfuerzos axiales S11.

Tabla 4-2. Valores de los esfuerzos a flexión máximos.

Esfuerzo Máximo [Mpa]	A Tensión	A Compresión
Esfuerzos a flexión (S11)	40.8	-47.3

Esfuerzos Axiales (S22):

Los esfuerzos axiales máximos ocurren en la zona de transición de la piona. Las figuras 6 y 7 muestran la distribución de esfuerzos. Las unidades de los valores del rango de esfuerzos están en [Pa].

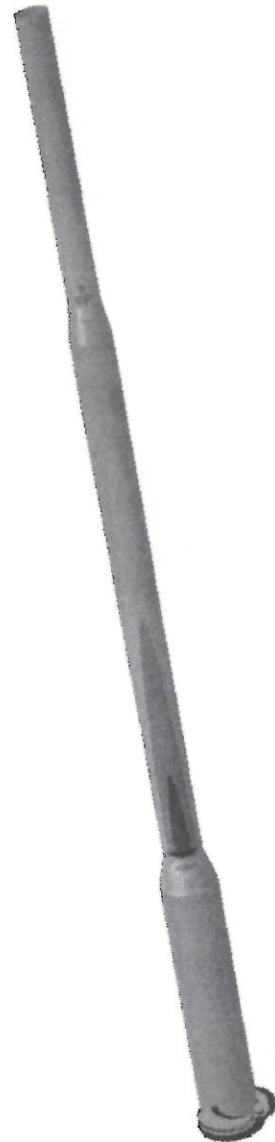
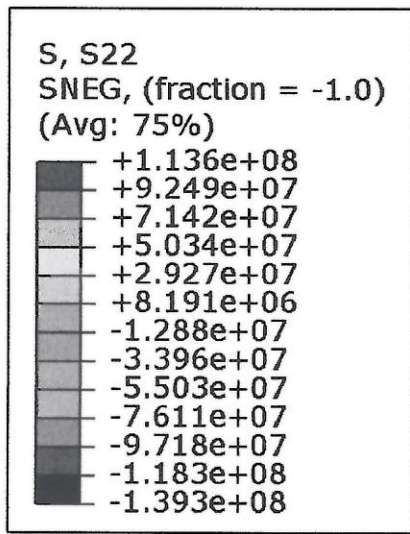


Figura 4-6. Distribución de esfuerzos axiales S22.

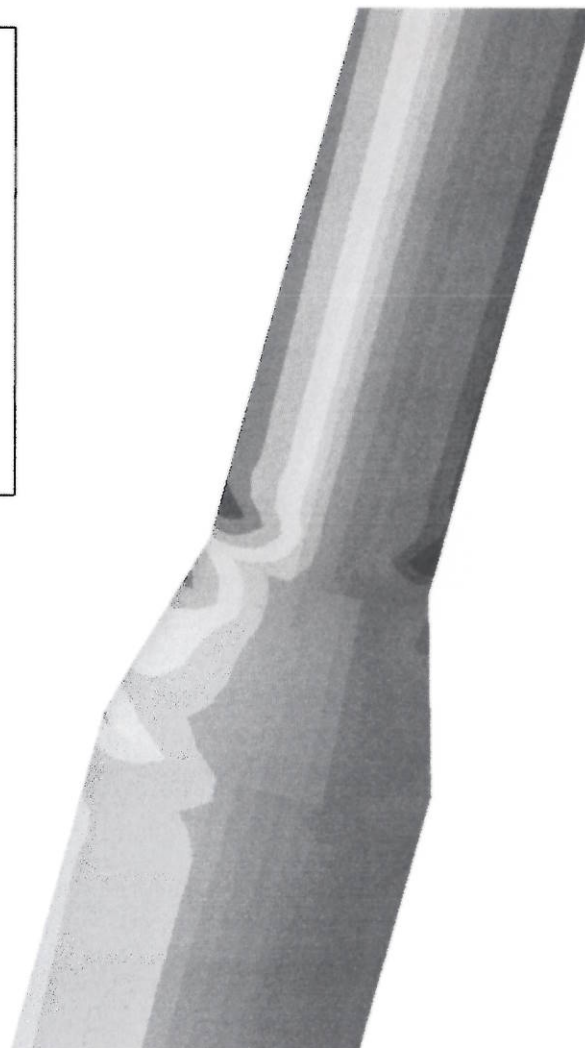
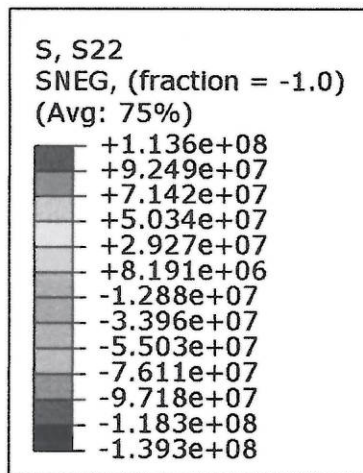


Figura 4-7. Distribución de esfuerzos axiales S22.

Tabla 4-3. Valores de los esfuerzos axiales máximos.

Esfuerzo Máximo [Mpa]	A Tensión	A Compresión
Esfuerzos axiales (S22)	113	-139

Esfuerzos Cortantes (S12):

Los esfuerzos cortantes máximos ocurren en la zona de transición de la piona. Las figuras 8 y 9 muestran la distribución de esfuerzos. Las unidades de los valores del rango de esfuerzos están en [Pa].

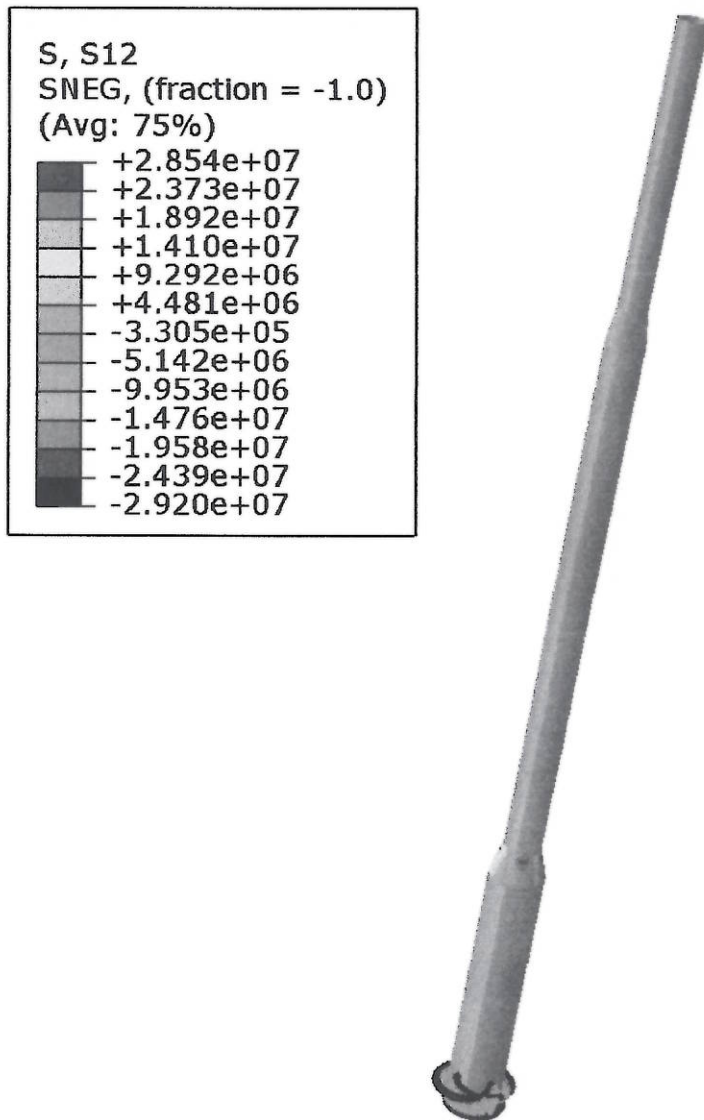


Figura 4-8. Distribución de esfuerzos cortantes S12.

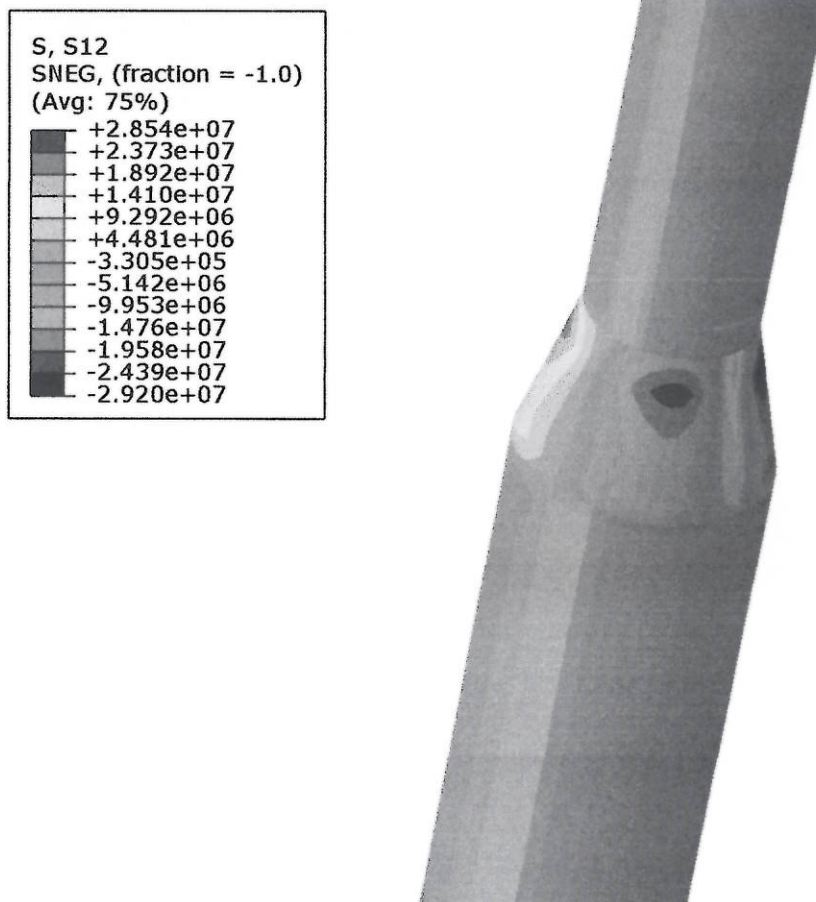


Figura 4-9. Distribución de esfuerzos cortantes S12.

Tabla 4-4. Valores de los esfuerzos cortantes máximos.

Esfuerzo Máximo [Mpa]	A Tensión	A Compresión
Esfuerzos axiales (S12)	28.5	-29.2

En resumen, la Tabla 5 muestra los valores máximos para S11, S22 y S12:

Tabla 4-5. Valores de esfuerzos máximos para el análisis estático geométrico no lineal.

Esfuerzo Máximo [Mpa]	A Tensión	A Compresión
Esfuerzos a flexión S11	40.8	-47.3
Esfuerzos axiales S22	113	-139
Esfuerzos cortantes S12	28.5	-29.2

2. Análisis de modos de pandeo

La siguiente tabla muestra los valores de los factores de carga que multiplican a la condición de carga mostrada en la Figura 3 para generar los modos de pandeo según correspondan.

Tabla 4-6. Factor de carga aplicada para cada modo de pandeo (Buckle Analysis)

Modo	Valor propio o Factor de carga
1	9.6
2	9.7
3	16.6
4	16.7
5	-22.8
6	-22.9
7	26.5

De acuerdo a la tabla 4 es necesario aplicar 9.6 veces las cargas mostradas de la Figura 3 para generar el primer modo de pandeo. Este modo ocurre en la primera zona de transición de la pila. Como observaremos en la siguiente sección, los esfuerzos que ocurren en este modo de pandeo superan la fluencia del material. Es decir, no existe pandeo elástico sobre la pila.

Primer modo de pandeo

Las Figuras 10 y 11 muestran la deformada del primer modo de pandeo. Se observa **pandeo global**. Los esfuerzos superan el valor de la fluencia del material (345MPa) por lo que la pila no sufrirá efectos de pandeo elástico. Sección compacta.

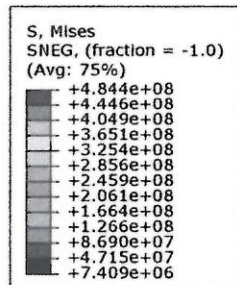


Figura 4-10. Deformada d

ansión de Von Misses [Pa].

Step: Step-2
Mode 1: Eigenvalue = 9.5923
Primary Var: S
Deformed Var: Deformation Scale Factor: +5.000e+00

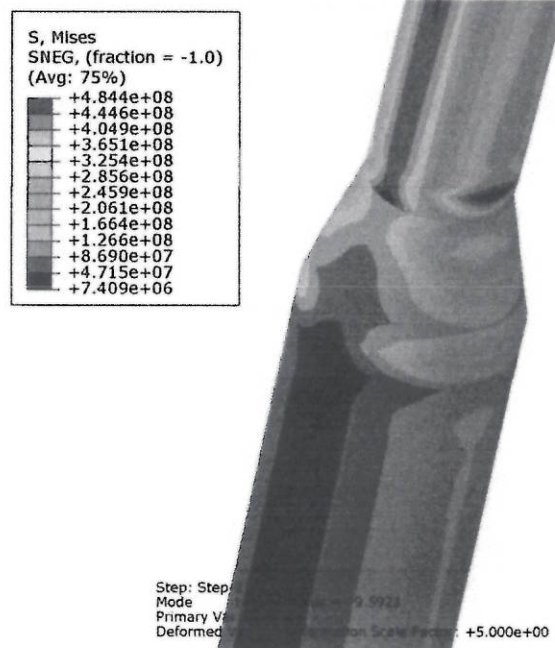


Figura 4-11. Ampliación de la deformada del primer modo de pandeo. Criterio de falla Von Misses, Tensión de Von Misses [Pa].

Tercer modo de pandeo

Las Figuras 12 y 13 muestran la deformada del tercer modo de pandeo. Se observa **pandeo local**. Los esfuerzos superan el valor de la fluencia del material (345MPa) por lo que la piona no sufrirá efectos de pandeo elástico. Sección compacta.

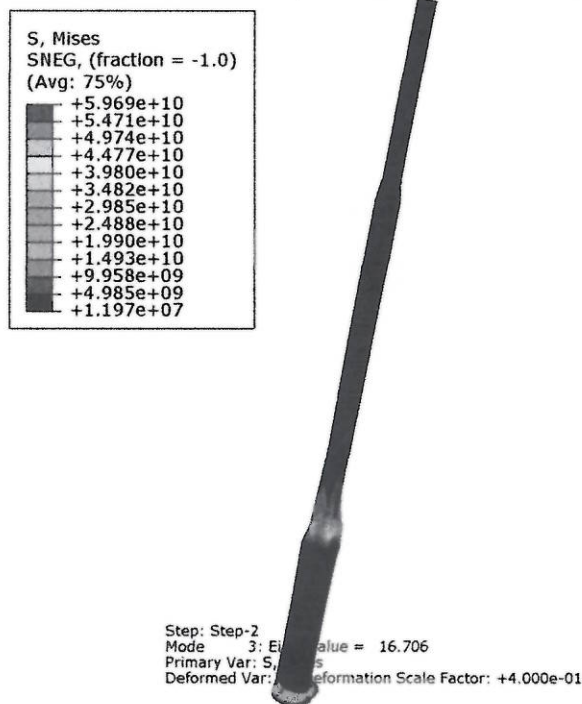


Figura 4-12. Deformada del tercer modo de pandeo. Criterio de falla Von Misses, Tensión de Von Misses [Pa].

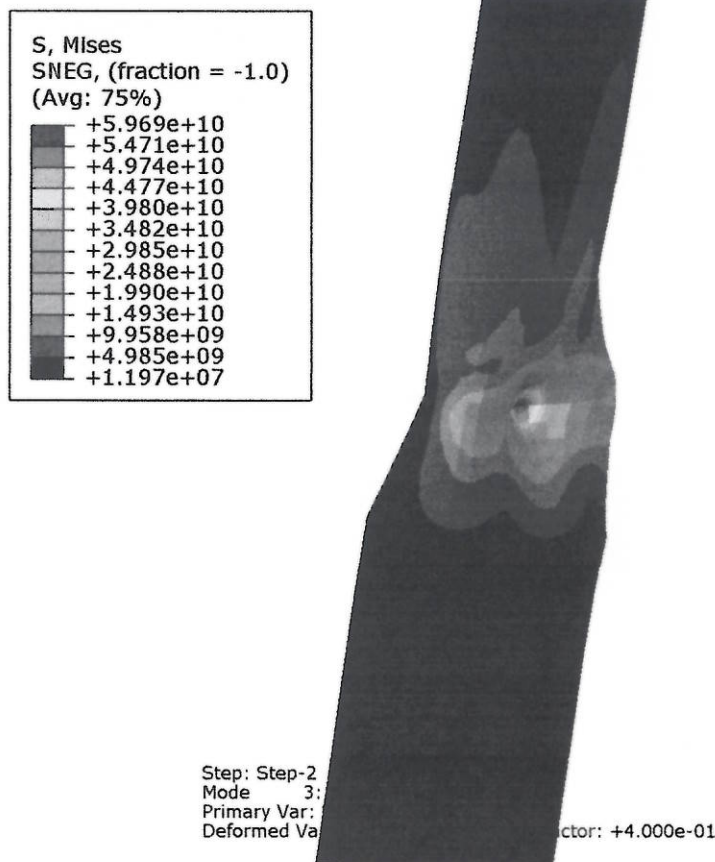


Figura 4-13. Ampliación de la deformada del tercer modo de pandeo. Criterio de falla Von Misses, Tensión de Von Misses [Pa].

3. Análisis de colapso.

El análisis de colapso utilizará la condición de carga mostrada en la figura 3 y la incrementará gradualmente hasta obtener el colapso de la estructura. Este tipo de análisis es geométrico no lineal GNL y usa la no-linealidad del material MNL. Por lo tanto, considera la zona plástica de la curva esfuerzo deformación del acero.

La piona colapsa con un factor de carga de 4.3. Es decir, cuando se aplica **4.3 veces** la condición de carga estudiada. Este valor es menor al factor de carga del primer modo de pandeo (9.6) debido a que el análisis toma en cuenta la no linealidad de material.

Esfuerzo a flexión (S11) al colapso:

Los esfuerzos máximos a flexión ocurren en la zona de transición de la piona. Las figuras 14 y 15 muestran la distribución de esfuerzos. Las unidades de los valores del rango de esfuerzos están en [Pa].

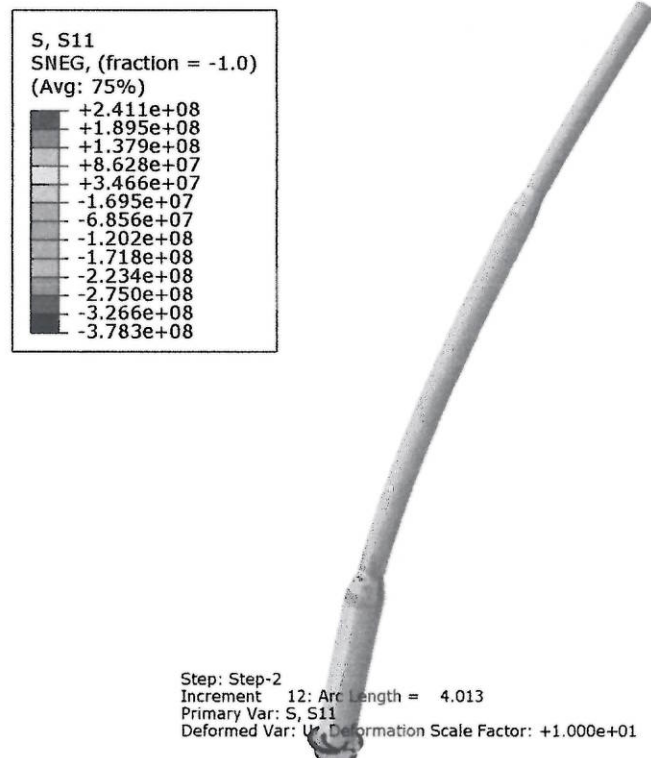


Figura 4-14. Deformada de la pila y distribución de esfuerzos a flexión S11 en colapso.

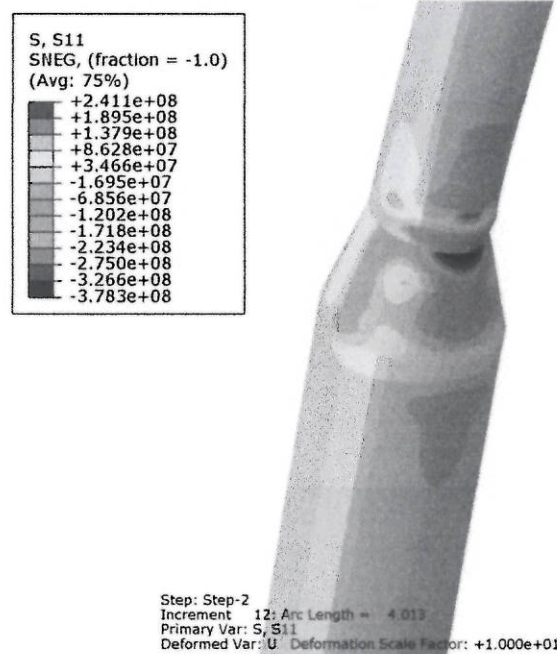


Figura 4-15. Ampliación de la Deformada de la pila y distribución de esfuerzos a flexión S11 en colapso.

Tabla 4-7. Valores de los esfuerzos a flexión máximos.

Esfuerzo Máximo [Mpa]	A Tensión	A Compresión
Esfuerzos a flexión (S11)	241	-378

Esfuerzos Axiales (S22):

Los esfuerzos axiales máximos ocurren en la zona de transición de la piona. Las figuras 16 y 17 muestran la distribución de esfuerzos. Las unidades de los valores del rango de esfuerzos están en [Pa].

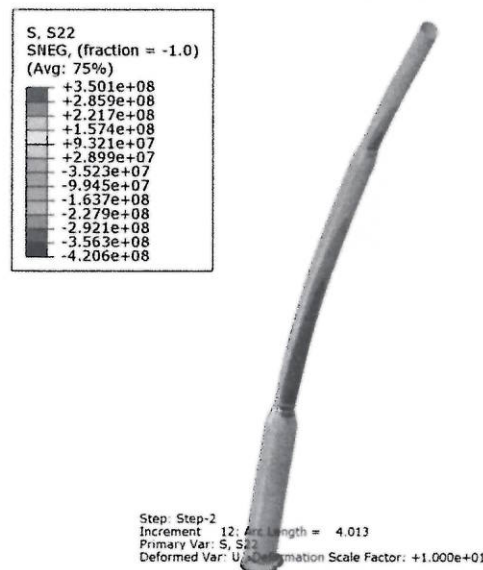


Figura 4-16. Deformada de la piona y distribución de esfuerzos axiales S22 en colapso.

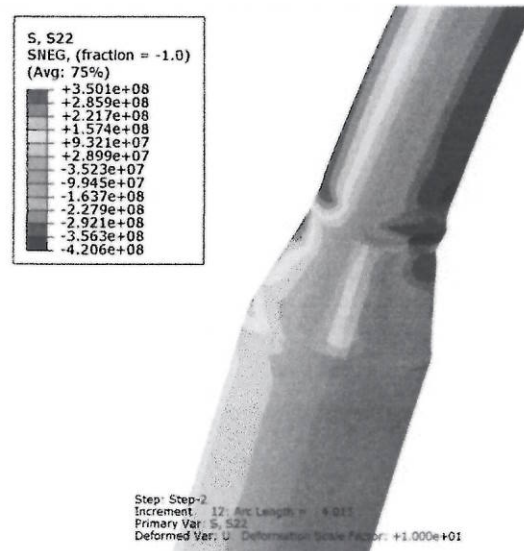


Figura 4-17. Ampliación de la Deformada de la piona y distribución de esfuerzos axiales S22 en colapso.

Tabla 4-8. Valores de los esfuerzos axiales máximos.

Esfuerzo Máximo [Mpa]	A Tensión	A Compresión
-----------------------	-----------	--------------

Esfuerzos axiales (S22)	350	-420
-------------------------	-----	------

Esfuerzos Cortantes (S12):

Los esfuerzos cortantes máximos ocurren en la zona de transición de la piona. Las figuras 18 y 19 muestran la distribución de esfuerzos. Las unidades de los valores del rango de esfuerzos están en [Pa].

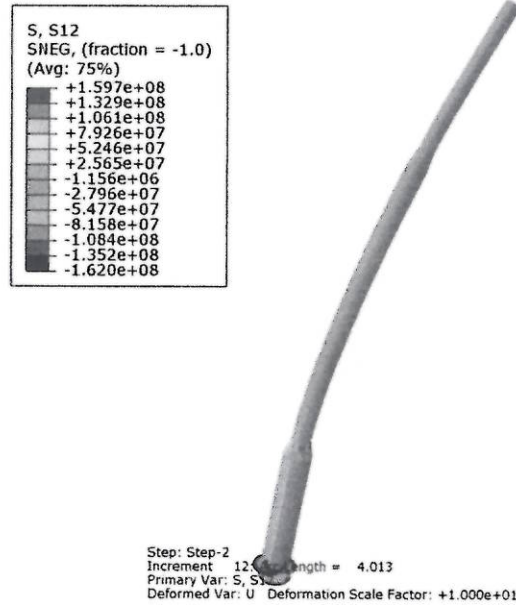


Figura 4-18. Deformada de la piona y distribución de esfuerzos cortantes S12 en colapso.

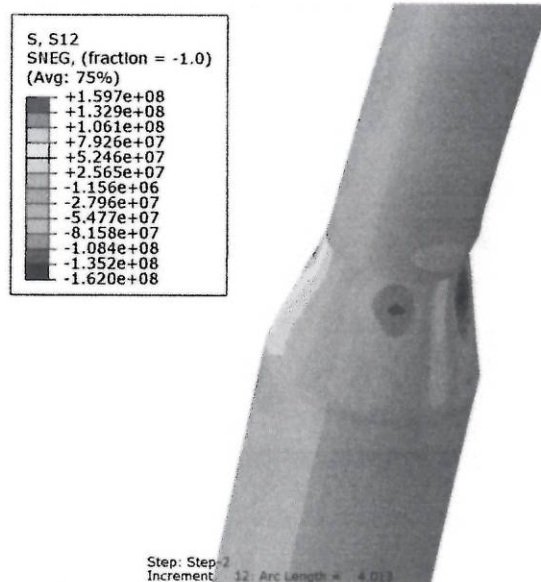


Figura 4-19. Deformada de la piona y distribución de esfuerzos cortantes S12 en colapso.

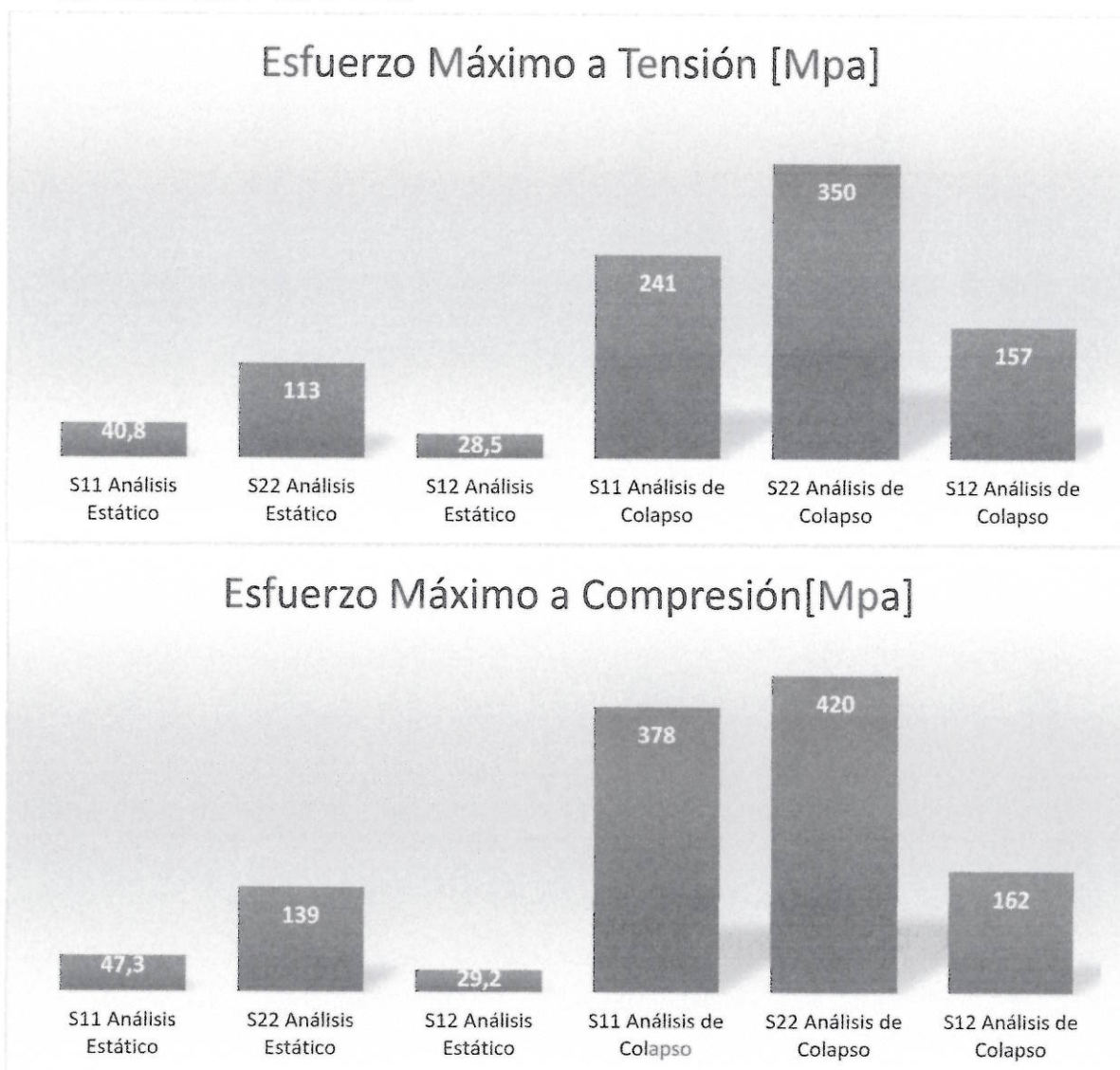
Tabla 4-9. Valores de los esfuerzos cortantes máximos.

Esfuerzo Máximo [Mpa]	A Tensión	A Compresión
Esfuerzos axiales (S12)	157	-162

En resumen, la Tabla 9 muestra los valores máximos para S11, S22 y S12 en el colapso:
 Tabla 4-10. Valores de esfuerzos máximos para el análisis de colapso.

Esfuerzo Máximo [Mpa]	A Tensión	A Compresión
Esfuerzos a flexión S11	40.8	-47.3
Esfuerzos axiales S22	113	-139
Esfuerzos cortantes S12	28.5	-29.2

4.2.6 Cuadros comparativos de los resultados de los análisis por elementos finitos AEF.



4.2.7 Conclusiones.

- De acuerdo al análisis estático no lineal con la condición de carga aplicada, la estructura trabaja al 40% de su capacidad elástica máxima. Los esfuerzos

máximos (flexión, axiales y cortantes) ocurren en la primera zona de transición de la pila.

- El análisis de pandeo muestra que las secciones transversales de la pila son compactas. Es decir, primero ocurre la fluencia del material. Para que ocurra el primer modo de pandeo es necesario aplicar 9.6 veces la condición de carga solicitada. El fenómeno de pandeo dominante es pandeo global.
- **La estructura tiene la capacidad de resistir 4.3 veces** la condición de carga solicitada antes de su colapso.
- Del análisis de colapso se obtiene que el máximo esfuerzo axial es de 420MPa, es decir, el material ha sobrepasado el esfuerzo de fluencia (350MPa). Lo que refuerza los resultados obtenidos, puesto que este valor ocurre antes del primer modo de pandeo.
- De manera global, se ha determinado que la estructura de las pilas es una estructura segura pues es capaz de soportar un mínimo de 4.3 veces la carga máxima aplicada antes de su colapso.

Realizando un análisis estático de momentos en la base, considerando peso propio, el mayor momento generado se encuentra en la pila P21, por lo que esta es la pila que se analizará.

4.3 Pila vertical con secciones de diámetro variable con elementos tipo Shell

Este análisis consiste en una simulación por elementos finitos, utilizando elementos Shell para describir el comportamiento de la torre.

Las secciones utilizadas son de 7 metros de alto y de perfiles tubulares 1500x20, 1000x15 y 500x15.

La geometría se muestra a continuación.

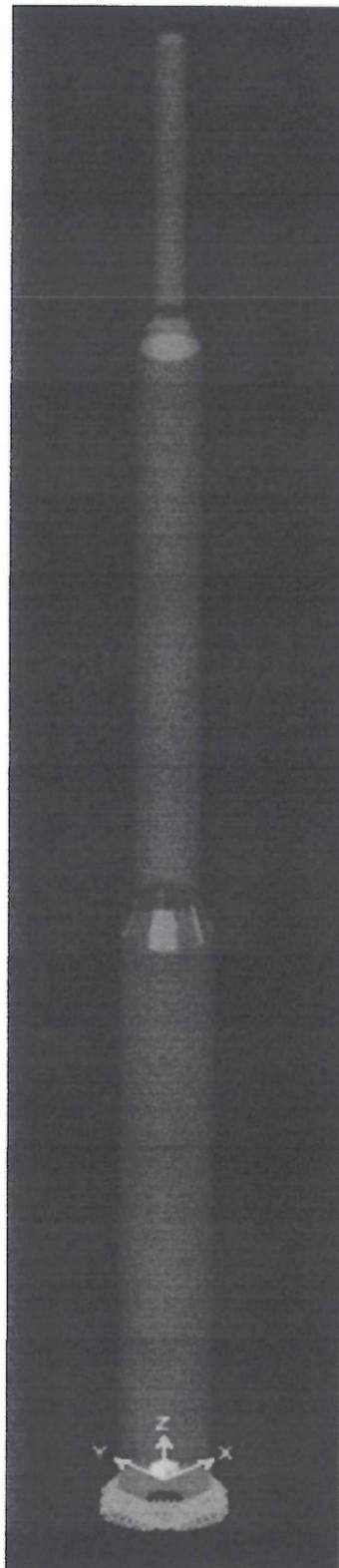


Figura 4-20 Geometría con elementos tipo shell

Las cargas aplicadas son:

- Cargas de peso propio

- Peso de la ménsula (4 toneladas)
- Reacciones del cable

Se obtienen los esfuerzos equivalentes como se muestran en las figuras a continuación.

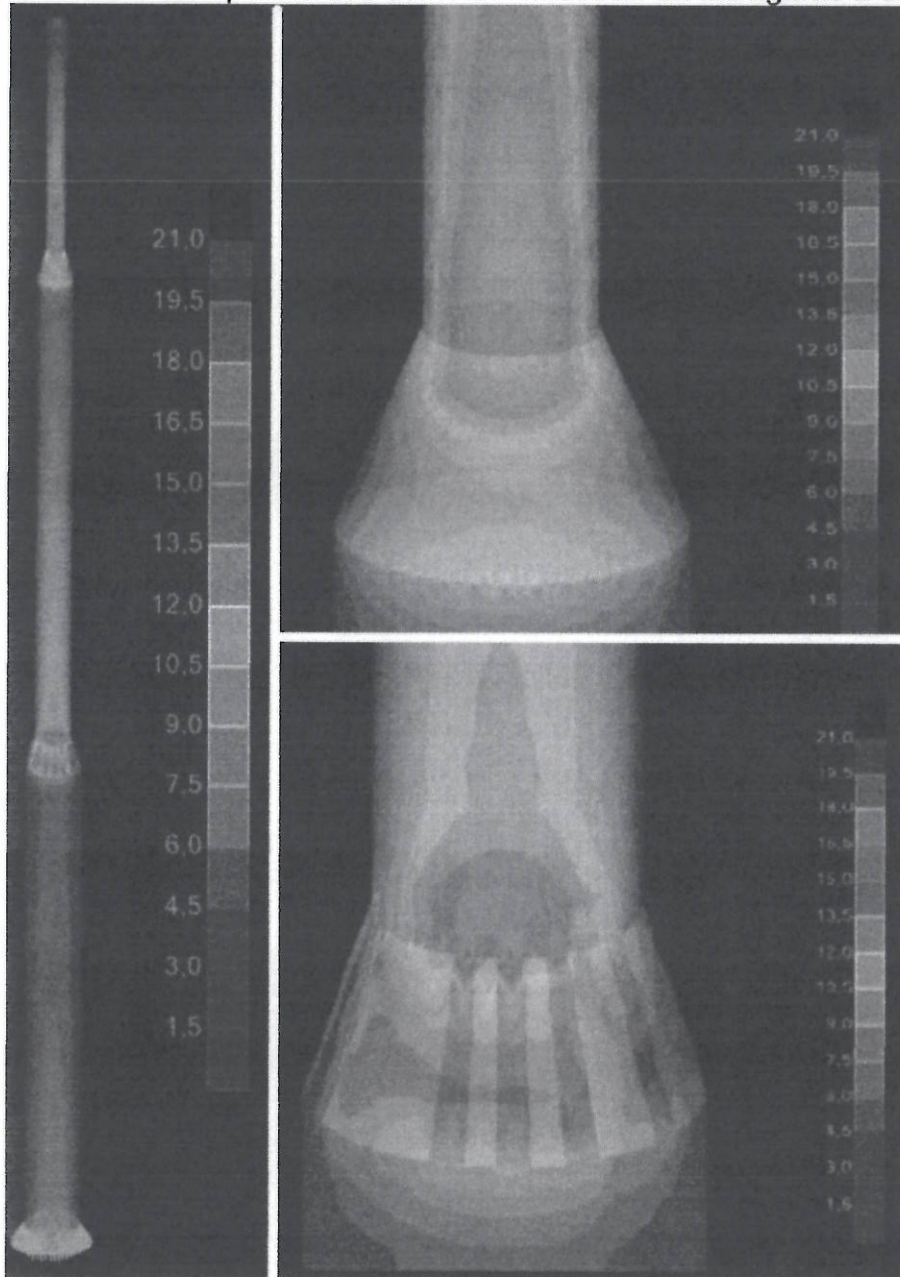


Figura 4-21 Esfuerzos equivalentes en la pila

Se observa que los valores más altos son en los cambios de sección desde las transiciones hacia los perfiles tubulares. Sin embargo, el valor máximo es de 22.2 ksi. El factor de seguridad se calcula como sigue:

$$FS = \frac{S_y}{\sigma_{eq}} = \frac{50}{22,2} = 2,252$$

4.4 Simulación computacional y análisis de esfuerzos de la ménsula

4.4.1 Determinación de cargas

Las cargas a las que están sometidas las ménsulas son:

- Peso propio
- Peso de un tren de poleas a cada lado: máximo de 1,5 toneladas cada uno
- Peso de estructuras auxiliares (pasarelas, barandas...): 400 kgf
- Reacción del cable sobre los extremos: 21066 kgf verticales y 2054 kgf horizontales en cada lado
- Peso de personal técnico: 2 personas de 80 kgf (norma EN 129230)

4.4.2 Análisis de cargas y esfuerzos

El diagrama de momentos en toda la estructura se presenta a continuación:

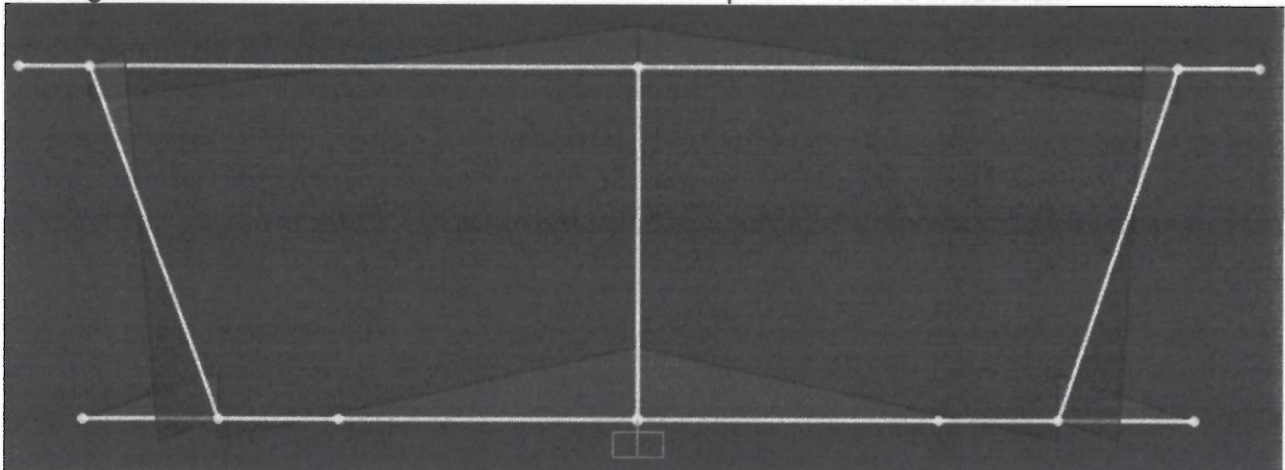


Figura 4-22 Diagrama de momentos en las ménsulas

Aplicando las cargas determinadas, se obtiene un diagrama de esfuerzos como se indica a continuación.

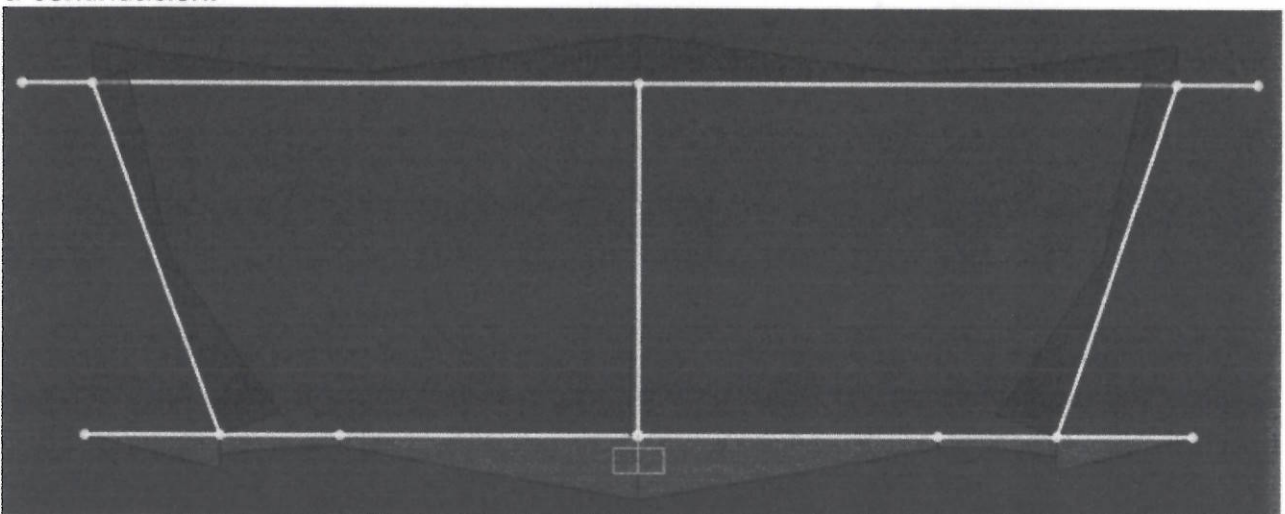


Figura 4-23 Diagrama de esfuerzos en la ménsula

El esfuerzo máximo que se obtiene en la ménsula es de 21,7 ksi, obteniendo un factor de seguridad de:

$$FS = \frac{Sy}{\sigma_{max}} = \frac{50}{21,1} = 2,37$$

4.4.3 Análisis estructural

El análisis estructural de la ménsula se realiza por medio del método LFRD, como lo indica la NEC. El resultado del análisis estructural se presenta a continuación.

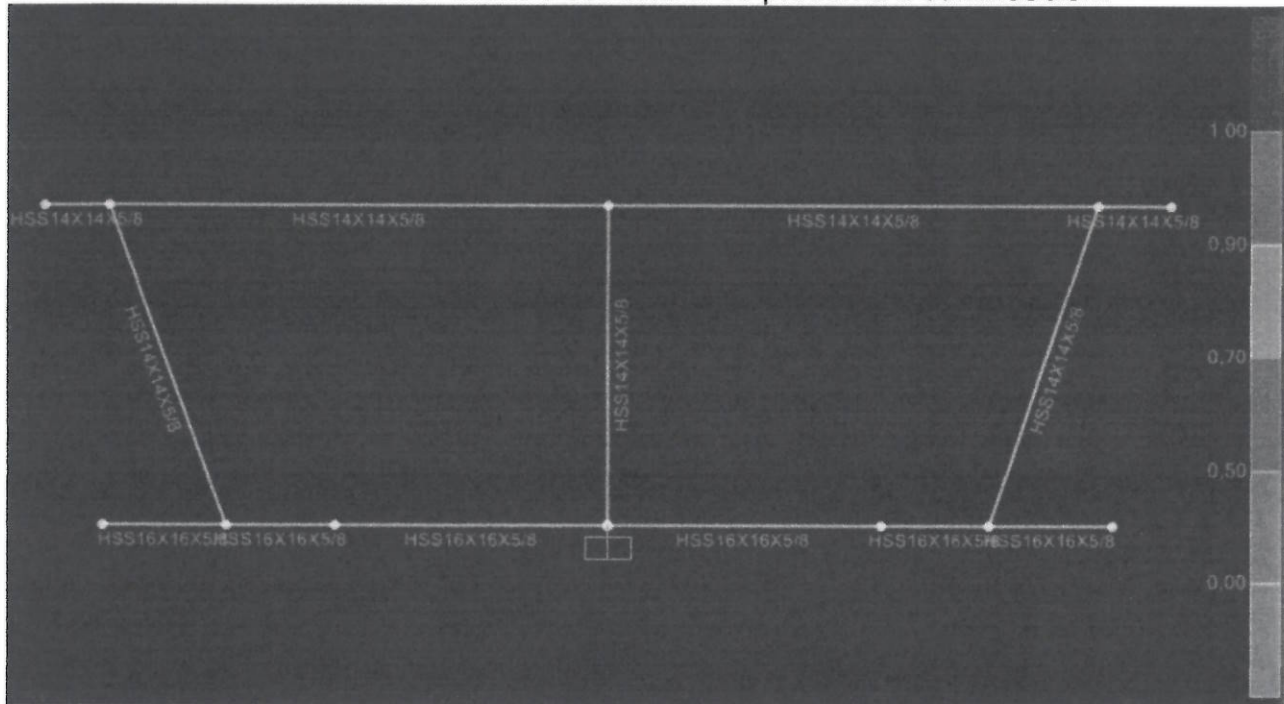


Figura 4-24 Factores de carga en los perfiles de la ménsula

Se observa que el factor de carga se mantiene menor a 0,5, de esta manera se garantiza una estructura segura.

4.5 Simulación computacional de las estructuras de las estaciones

4.5.1 Objetivo

El objetivo de esta simulación es la de determinar los factores de carga en la estructura de soporte de los sistemas electromecánicos, siguiendo la metodología LFRD.

4.5.2 Determinación de cargas

Las estaciones soportan:

- Vías principales: 611,83 kilogramos a la mitad de cada elemento C, en ambos lados.
- 6 cabinas cargadas en su totalidad, 1700 kilogramos cada una.
- Peso de las pasarelas de mantenimiento: distribuidas 13 kilogramos por metro en cada lado.

- Peso de técnicos de instalación, mantenimiento y operación, 5 de 80 kilogramos cada uno.
- Carga sísmica de 0,3 veces el valor del peso muerto (valor conservador).

4.5.3 Pórtico base

La geometría del pórtico modular que se va a replicar en el conjunto se presenta a continuación.

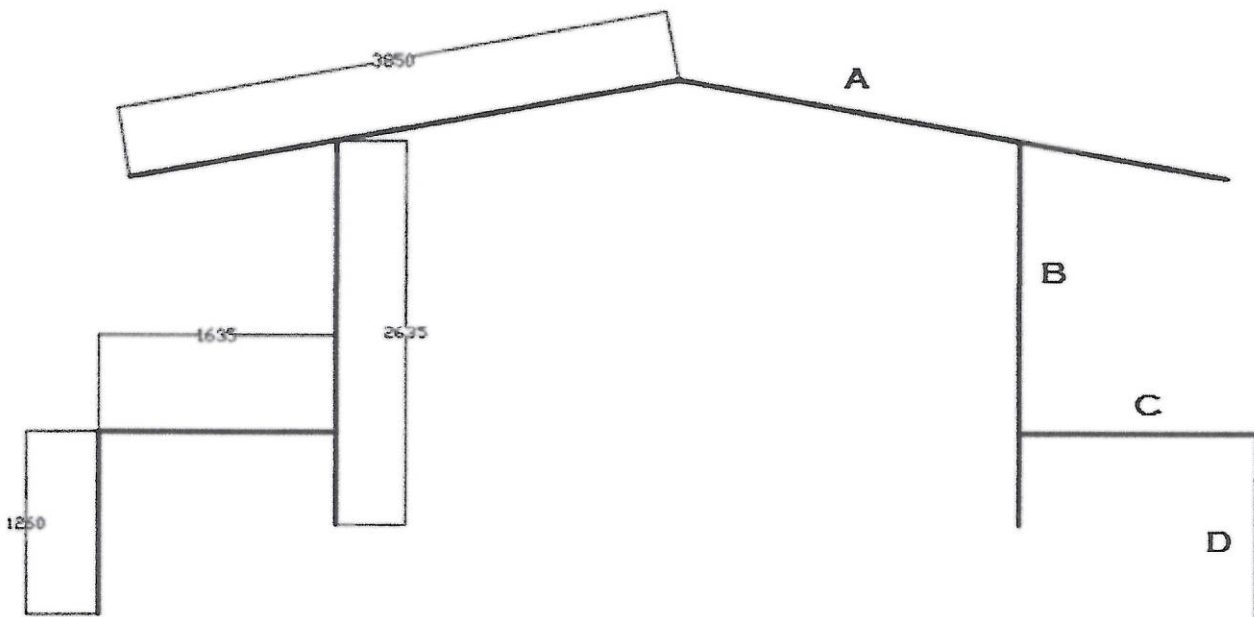
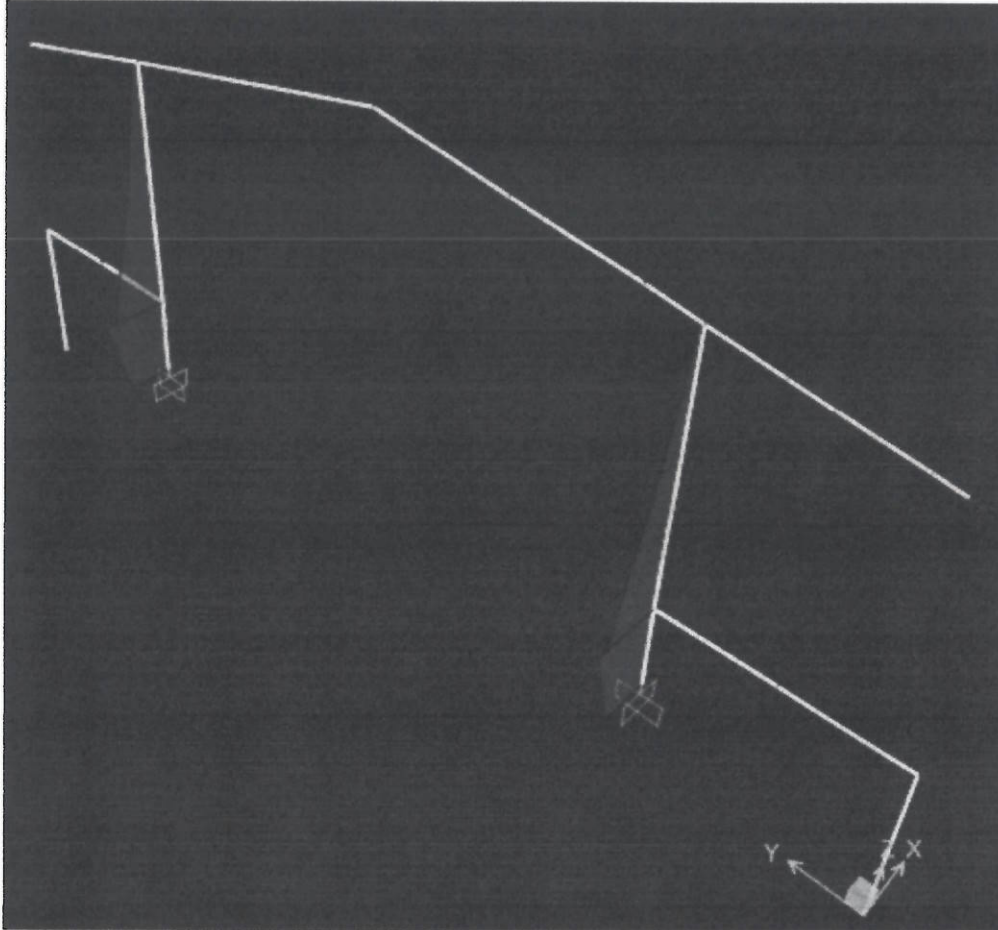


Figura 4-25 Pórtico base

Estos pórticos base soportan las cargas detalladas anteriormente. El diagrama de momentos resultantes en este pórtico se presenta a continuación.

Tabla 4-11 Diagrama de momentos en el pórtico base



El momento mayor en el perfil B es de 45,8 kip.in y en el perfil C es de 87,912 kip.in. La carga axial máxima en el perfil C es de 3,743 kip. La ecuación de diseño para la selección del perfil utilizado en el elemento C es:

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{S_{xx}} < \frac{S_y}{2}$$

El módulo de sección S_{min} mínimo del perfil es:

$$S_{min} = \frac{87,912}{25} = 3,52 \text{ in}^3$$

Se selecciona un perfil HE180B, cuyas propiedades de sección son:

$$S_{min} = 9,242 \text{ in}^3$$

$$A_{trans} = 10,1215 \text{ in}^2$$

De esta manera, el esfuerzo máximo en el perfil C es:

$$\sigma = \frac{M_{max}}{S} = \frac{87,912}{9,242} = 9,512 \text{ ksi}$$

El esfuerzo de seguridad local es:

$$FS = \frac{50}{9,512} = 5,26$$

Se selecciona el mismo perfil HE180B para todos los elementos. La esbeltez λ de la columna B es la siguiente (calculado según la norma AISC, Manual de Construcción en Acero, Parte 4):

$$\lambda = \frac{kL}{r} = \frac{1 * 78,543}{1,799} = 43,66$$

En base al valor de la esbeltez, el esfuerzo crítico es (AISC, método LFRD):

$$\phi_c F_{cr} = 39,1 \text{ ksi}$$

El esfuerzo combinado de compresión y flexión (debida al momento) es el siguiente (AISC):

$$\sigma = \frac{P + 0,3 * M}{A_{trans}} = \frac{3,743 + 0,3 * 45,8}{10,1215} = 1,73 \text{ ksi}$$

El esfuerzo de compresión combinado en la columna es menor al crítico, utilizando el perfil HE180B.

Los perfiles utilizados para el pórtico base se muestran a continuación.

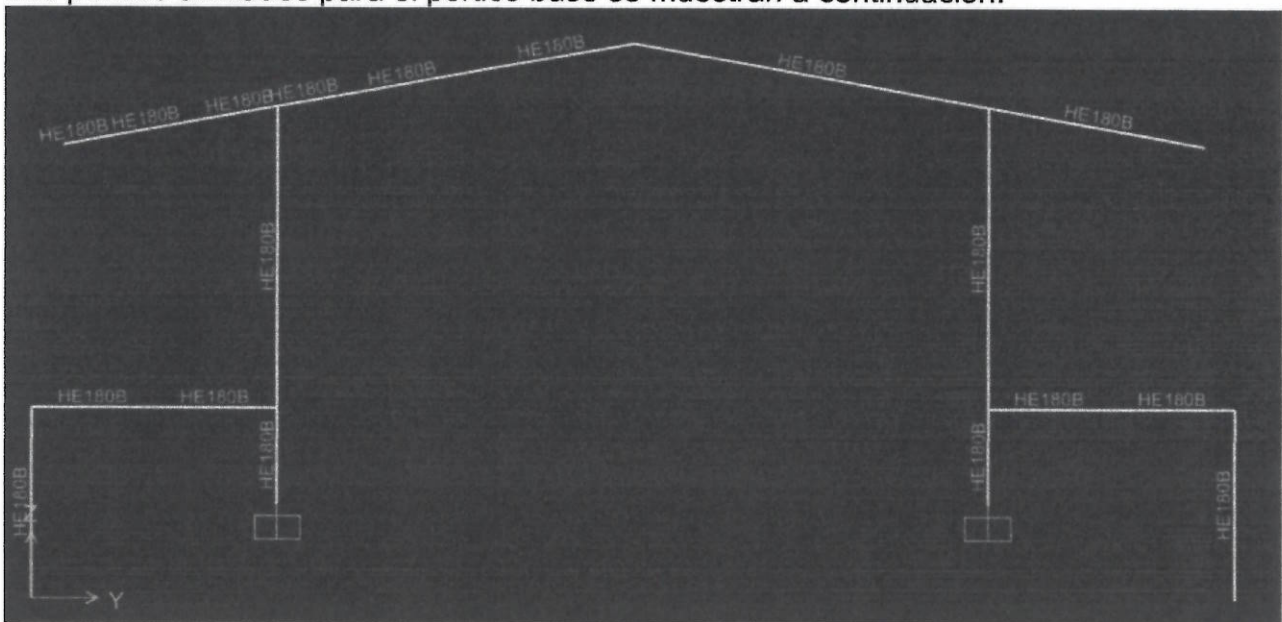


Figura 4-26 Perfiles utilizados en el pórtico base

4.5.4 Modelo tridimensional

El modelo configurado para la simulación se muestra en la figura a continuación, y representa la estación Colinas del Norte. Esta estación es el objeto de la simulación, pues es esta la que soporta la mayor cantidad de equipos y, por ende, la mayor carga.

Se combinan los pórticos diseñados anteriormente, conforme los planos de implantación. El modelo tridimensional se muestra a continuación.

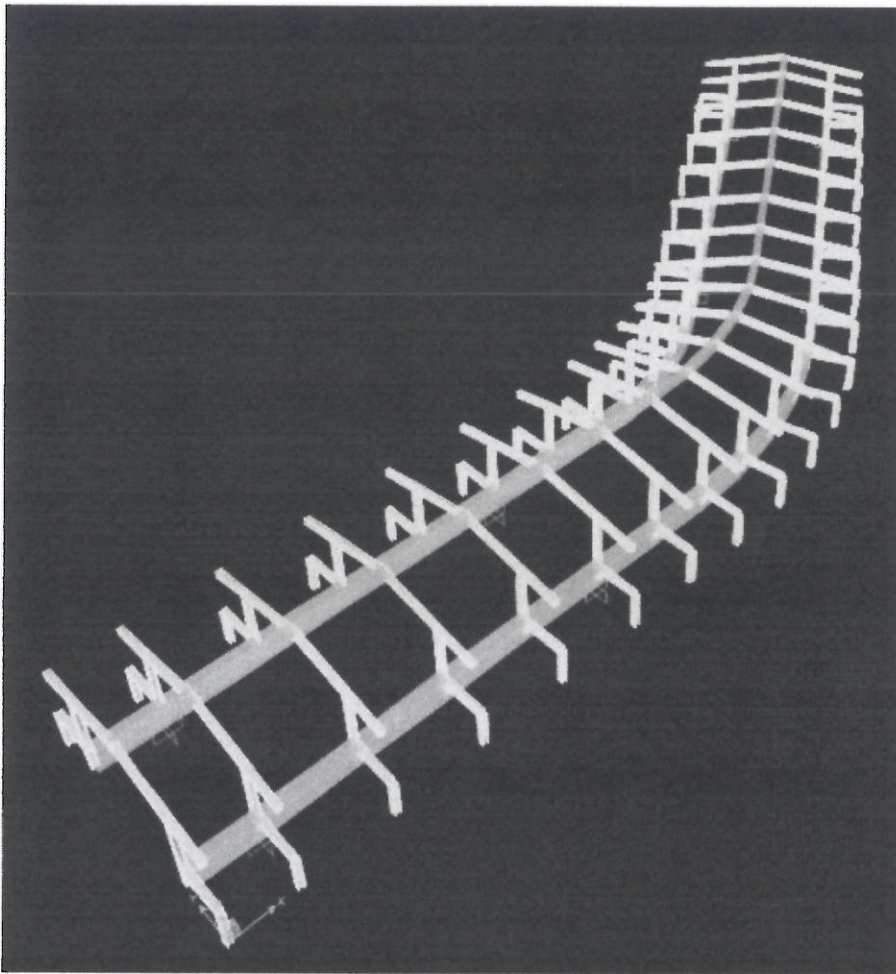


Figura 4-27 Modelo tridimensional de la estación

4.5.5 Análisis estructural

Las condiciones de simulación son las explicadas anteriormente. Los resultados del análisis estructural se presentan a continuación.

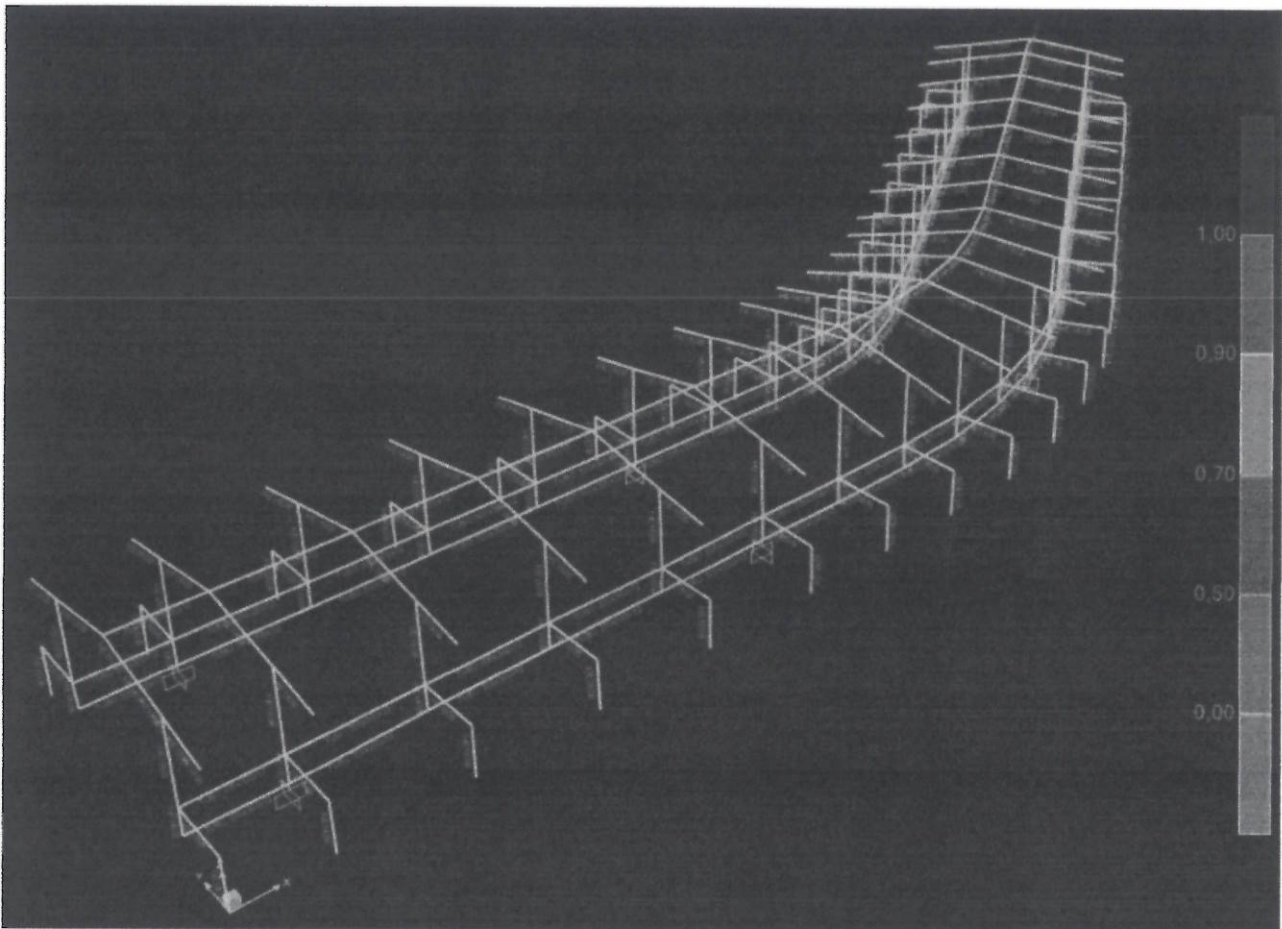


Figura 4-28 Resultados del análisis estructural de las estaciones

En la figura precedente, el código de colores representa los factores de carga en cada uno de los perfiles utilizados. Estos factores de carga corresponden a la metodología LFRD, implementada en las normas AISC (Manual de Construcciones de Acero) y NEC (Diseño sísmo resistente y estructuras metálicas).

El análisis estructural indica que el factor de carga en todos los perfiles de la estación con condiciones de carga más crítica (estación Colinas del Norte) es menor a 0,50.

De esta manera, se establece que las estructuras de soporte de los sistemas electromecánicos son estructuras seguras.

4.6 Simulaciones de cimentaciones

Los resultados de las simulaciones de cimentaciones se presentan en anexo.

5. CUADRO RESUMEN DE MATERIALES

5.1 Pilonas

Los cuadros de resumen de los materiales se presentan en cada plano de conjunto y de subconjunto. A continuación, se el detalle del resumen de materiales de pilonas. Cabe recalcar que en esta tabla se suma una placa base correspondiente a la que sirve de

elemento de alineamiento de los pernos de anclaje y que se funde con la cimentación por debajo de la placa base superficial.

Tabla 5-1 Cuadro resumen de materiales de pilonas

PILONA	Altura [m]	LONIGTUD TUBOS [m]			PESO TUBOS [kg]		
		LONGITUD 1500x20	LONGITUD 1000x15	LONGITUD 750x12	PESO 1500x20	PESO 1000x15	PESO 750x12
1	12,73	0	7	4,68	0	2550,618	1022,121
2	13,96	0	7	5,91	0	2550,618	1290,756
3	23	0	14	7,9	0	5101,236	1725,376
4	31	14	14	0,85	10219,72	5101,236	185,642
5	32,7	14	14	2,55	10219,72	5101,236	556,925
6	26,89	7	14	3,79	5109,86	5101,236	827,744
7	24,25	7	14	1,15	5109,86	5101,236	251,162
8	9,16	0	0	9,06	0	0	1978,722
9	14,23	0	7	6,18	0	2550,618	1349,724
10	19,39	0	14	4,29	0	5101,236	936,945
11	26,3	7	14	3,2	5109,86	5101,236	698,886
12	35,1	14	14	4,95	10219,72	5101,236	1081,09
13	34,16	14	14	4,01	10219,72	5101,236	875,792
14	31,72	14	14	1,57	10219,72	5101,236	342,891
15	30,55	7	14	7,45	5109,86	5101,236	1627,095
16	35,84	14	14	5,69	10219,72	5101,236	1242,707
17	27,41	7	14	4,31	5109,86	5101,236	941,313
18	8,92	0	0	8,82	0	0	1926,306
19	11,49	0	7	3,44	0	2550,618	751,303
20	13,52	0	7	5,47	0	2550,618	1194,659
21	29,37	7	14	6,27	5109,86	5101,236	1369,381
22	24,72	7	14	1,62	5109,86	5101,236	353,811
23	17,36	0	14	2,26	0	5101,236	493,589
24	18,06	0	14	2,96	0	5101,236	646,47
25	29,56	7	14	6,46	5109,86	5101,236	1410,877
26	25,77	7	14	2,67	5109,86	5101,236	583,133
27	27,7	7	14	4,6	5109,86	5101,236	1004,649
28	12,16	0	7	4,11	0	2550,618	897,632
TOTALES	647,02	154	322	126,22	112416,92	117328,428	27566,701

PILONA	TRANSICIONES CÓNICAS [U]		PESO TRANSICIONES CÓNICAS [kg]	
	T1500	T1000	PESO T1500	PESO T1000
1	0	1	0	289,02

2	0	1	0	289,02
3	0	1	0	289,02
4	1	1	566,3	289,02
5	1	1	566,3	289,02
6	1	1	566,3	289,02
7	1	1	566,3	289,02
8	0	0	0	0
9	0	1	0	289,02
10	0	1	0	289,02
11	1	1	566,3	289,02
12	1	1	566,3	289,02
13	1	1	566,3	289,02
14	1	1	566,3	289,02
15	1	1	566,3	289,02
16	1	1	566,3	289,02
17	1	1	566,3	289,02
18	0	0	0	0
19	0	1	0	289,02
20	0	1	0	289,02
21	1	1	566,3	289,02
22	1	1	566,3	289,02
23	0	1	0	289,02
24	0	1	0	289,02
25	1	1	566,3	289,02
26	1	1	566,3	289,02
27	1	1	566,3	289,02
28	0	1	0	289,02
TOTALES	16	26	9060,8	7514,52

PILONA	BRIDAS [U]			PESO BRIDAS [kg]		
	B1500	B1000	B750	PESO B1500	PESO B1000	PESO B750
1	0	2	3	0	236,78	274,335
2	0	2	3	0	236,78	274,335
3	0	4	3	0	473,56	274,335
4	4	6	3	689,12	710,34	274,335
5	4	6	3	689,12	710,34	274,335
6	2	6	3	344,56	710,34	274,335
7	2	6	3	344,56	710,34	274,335
8	0	0	3	0	0	274,335
9	0	2	3	0	236,78	274,335

10	0	4	3	0	473,56	274,335
11	2	6	3	344,56	710,34	274,335
12	4	6	3	689,12	710,34	274,335
13	4	6	3	689,12	710,34	274,335
14	4	6	3	689,12	710,34	274,335
15	2	6	3	344,56	710,34	274,335
16	4	6	3	689,12	710,34	274,335
17	2	6	3	344,56	710,34	274,335
18	0	0	3	0	0	274,335
19	0	2	3	0	236,78	274,335
20	0	2	3	0	236,78	274,335
21	2	6	3	344,56	710,34	274,335
22	2	6	3	344,56	710,34	274,335
23	0	4	3	0	473,56	274,335
24	0	4	3	0	473,56	274,335
25	2	6	3	344,56	710,34	274,335
26	2	6	3	344,56	710,34	274,335
27	2	6	3	344,56	710,34	274,335
28	0	2	3	0	236,78	274,335
TOTALES	44	124	84	7580,32	14680,36	7681,38

PILONA	PLACAS BASE [U]			PESO PLACAS BASE [kg]		
	PB1500	PB1000	PB750	PESO PB1500	PESO PB1000	PESO PB750
1	0	1	0	0	118,39	0
2	0	1	0	0	118,39	0
3	0	1	0	0	118,39	0
4	1	0	0	172,28	0	0
5	1	0	0	172,28	0	0
6	1	0	0	172,28	0	0
7	1	0	0	172,28	0	0
8	0	0	1	0	0	91,445
9	0	1	0	0	118,39	0
10	0	1	0	0	118,39	0
11	1	0	0	172,28	0	0
12	1	0	0	172,28	0	0
13	1	0	0	172,28	0	0
14	1	0	0	172,28	0	0
15	1	0	0	172,28	0	0
16	1	0	0	172,28	0	0
17	1	0	0	172,28	0	0

18	0	0	1	0	0	91,445
19	0	1	0	0	118,39	0
20	0	1	0	0	118,39	0
21	1	0	0	172,28	0	0
22	1	0	0	172,28	0	0
23	0	1	0	0	118,39	0
24	0	1	0	0	118,39	0
25	1	0	0	172,28	0	0
26	1	0	0	172,28	0	0
27	1	0	0	172,28	0	0
28	0	1	0	0	118,39	0
TOTALES	16	10	2	2756,48	1183,9	182,89

PILONA	NERVADURAS			PESO NERVADURAS		
	NERVADURA 750	NERVADURA 1000	NERVADURA 1500	PESO N750	PESO N1000	PESO N1500
1	8	8	0	11,712	11,712	0
2	8	8	0	11,712	11,712	0
3	8	16	0	11,712	23,424	0
4	8	16	16	11,712	23,424	23,424
5	8	16	16	11,712	23,424	23,424
6	8	16	8	11,712	23,424	11,712
7	8	16	8	11,712	23,424	11,712
8	16	0	0	23,424	0	0
9	8	8	0	11,712	11,712	0
10	8	16	0	11,712	23,424	0
11	8	16	8	11,712	23,424	11,712
12	8	16	16	11,712	23,424	23,424
13	8	16	16	11,712	23,424	23,424
14	8	16	16	11,712	23,424	23,424
15	8	16	8	11,712	23,424	11,712
16	8	16	16	11,712	23,424	23,424
17	8	16	8	11,712	23,424	11,712
18	16	0	0	23,424	0	0
19	8	8	0	11,712	11,712	0
20	8	8	0	11,712	11,712	0
21	8	16	8	11,712	23,424	11,712
22	8	16	8	11,712	23,424	11,712
23	8	16	0	11,712	23,424	0
24	8	16	0	11,712	23,424	0
25	8	16	8	11,712	23,424	11,712

26	8	16	8	11,712	23,424	11,712
27	8	16	8	11,712	23,424	11,712
28	8	8	0	11,712	11,712	0
TOTALES	240	368	176	351,36	538,752	257,664

PILONA	PESO TOTAL [kg]	PERNOS ISO 8.8 M33 (incluye arandelas y tuercas)
1	4514,688	54
2	4783,323	54
3	8017,053	78
4	18266,583	166
5	18637,866	166
6	13442,553	134
7	12865,971	134
8	2367,926	30
9	4842,291	54
10	7228,622	78
11	13313,695	134
12	19162,031	166
13	18956,733	166
14	18423,832	166
15	14241,904	134
16	19323,648	166
17	13556,122	134
18	2315,51	30
19	4243,87	54
20	4687,226	54
21	13984,19	134
22	12968,62	134
23	6785,266	78
24	6938,147	78
25	14025,686	134
26	13197,942	134
27	13619,458	134
28	4390,199	54
TOTALES	309100,955	3032

A continuación, se presenta la tabla resumen de los materiales necesarios para la fabricación y montaje de los anclajes de las pilonas.

Tabla 5-2 Resumen de materiales para el anclaje de pilonas

PILONA	PLACAS DE ANCLAJE EN CIMENTACION			PESO PLACAS EN CIMENTACION [kg]		
	PB1500	PB1000	PB750	PESO PB1500	PESO PB1000	PESO PB750
1	0	1	0	0	118,39	0
2	0	1	0	0	118,39	0
3	0	1	0	0	118,39	0
4	1	0	0	172,28	0	0
5	1	0	0	172,28	0	0
6	1	0	0	172,28	0	0
7	1	0	0	172,28	0	0
8	0	0	1	0	0	91,445
9	0	1	0	0	118,39	0
10	0	1	0	0	118,39	0
11	1	0	0	172,28	0	0
12	1	0	0	172,28	0	0
13	1	0	0	172,28	0	0
14	1	0	0	172,28	0	0
15	1	0	0	172,28	0	0
16	1	0	0	172,28	0	0
17	1	0	0	172,28	0	0
18	0	0	1	0	0	91,445
19	0	1	0	0	118,39	0
20	0	1	0	0	118,39	0
21	1	0	0	172,28	0	0
22	1	0	0	172,28	0	0
23	0	1	0	0	118,39	0
24	0	1	0	0	118,39	0
25	1	0	0	172,28	0	0
26	1	0	0	172,28	0	0
27	1	0	0	172,28	0	0
28	0	1	0	0	118,39	0
TOTALES	16	10	2	2756,48	1183,9	182,89
TOTAL				4123,27	kg	

PERNOS DE ANCLAJE TIPO L SAE 1020 M33	
PILONA	CANTIDAD PERNOS DE ANCLAJE (inc. arandela y tuerca)
	PESO PERNOS DE ANCLAJE

1	24	206,232
2	24	206,232
3	24	206,232
4	32	274,976
5	32	274,976
6	32	274,976
7	32	274,976
8	20	171,86
9	24	206,232
10	24	206,232
11	32	274,976
12	32	274,976
13	32	274,976
14	32	274,976
15	32	274,976
16	32	274,976
17	32	274,976
18	20	171,86
19	24	206,232
20	24	206,232
21	32	274,976
22	32	274,976
23	24	206,232
24	24	206,232
25	32	274,976
26	32	274,976
27	32	274,976
28	24	206,232
TOTALES	792	6805,656

PILONA	PESO TOTAL DE SISTEMA DE ANCLAJE [kg]
1	324,622
2	324,622
3	324,622
4	447,256
5	447,256
6	447,256
7	447,256
8	263,305
9	324,622

10	324,622
11	447,256
12	447,256
13	447,256
14	447,256
15	447,256
16	447,256
17	447,256
18	263,305
19	324,622
20	324,622
21	447,256
22	447,256
23	324,622
24	324,622
25	447,256
26	447,256
27	447,256
28	324,622
TOTALES	10928,926

A continuación se presenta un cuadro resumen de materiales de elementos y subconjuntos, son estos los que van a componer los diferentes sistemas estructurales.

Tabla 5-3 Cuadro resumen de elementos estructurales

PLANO REF.	NOMBRE	PESO [kg]
QC-OR-TT-PI-101	BRIDA DE SUJECIÓN B750	91,445
QC-OR-TT-PI-102	BRIDA DE SUJECIÓN B1000	118,39
QC-OR-TT-PI-103	BRIDA DE SUJECIÓN B1500	172,28
QC-OR-TT-PI-104	TRANSICIÓN T1500	566,33
QC-OR-TT-PI-105	TRANSICIÓN T1000	289,02
QC-OR-TT-PI-106	PLACA BASE PB1500	172,28
QC-OR-TT-PI-107	PLACA BASE PB1000	118,39
QC-OR-TT-PI-108	PLACA BASE PB750	91,445
QC-OR-TT-PI-109	SUBCONJUNTO DE TRANSICIÓN TR1500	857
QC-OR-TT-PI-110	SUBCONJUNTO DE TRANSICIÓN TR1000	498,855
QC-OR-TT-PI-111	SUBCONJUNTO PERFIL TUBULAR 750x12	1723,416
QC-OR-TT-PI-112	SUBCONJUNTO PERFIL TUBULAR 1000x15	2799,11
QC-OR-TT-PI-113	SUBCONJUNTO PERFIL TUBULAR 1500x20	5466,132
QC-OR-TT-PI-114	BRIDA DE SUJECIÓN DE MÉNSULA	459,634
QC-OR-TT-PI-115	SUBCONJUNTO PERFIL TUBULAR 750x12 CON PLACA BASE	1723,416

QC-OR-TT-PI-116	SUBCONJUNTO PERFIL TUBULAR 1000x15 CON PLACA BASE	2799,11
QC-OR-TT-PI-117	SUBCONJUNTO PERFIL TUBULAR 1500x20 CON PLACA BASE	5466,132
N/A	TUBO 750x12, 7 METROS DE LONGITUD	1528,814
N/A	TUBO 1000x15, 7 METROS DE LONGITUD	2550,618
N/A	TUBO 1500x20, 7 METROS DE LONGITUD	5109,863

5.2 Ménsulas de cabeza de pila

A continuación, se indica el cuadro resumen de materiales para la construcción de una ménsula.

Tabla 5-4 Cuadro resumen de materiales de una ménsula

ITEM	PARTE REF.	DESCRIPCIÓN	MASA [kg]	CANT.	MASA TOTAL [kg]	MATERIAL
1		ESTRUCTURA DE LA MÉNSULA BASE	4036,721	1	4036,721	ASTM A572 G50 Galvanizado
2		Plataforma Tipo Izquierda	252,7	2	505,400	Ver PARTE REF.
3		Plataforma Tipo Derecha	252,7	2	505,400	Ver PARTE REF.
4	QC-OR-TT-PI-ME-004	Conjunto Peldaño Largo	28,000	8	224,000	ASTM A572 G50 Galvanizado
5	QC-OR-TT-PI-ME-007	RIGIDIZADOR HORIZONTAL	9,971	2	19,942	ASTM A572 G50 Galvanizado
6	QC-OR-TT-PI-ME-005	Tirante Superior Tipo	15,882	4	63,528	ASTM A572 G50 Galvanizado
7	QC-OR-TT-PI-ME-006	Tirante Inferior Tipo	10,611	4	42,444	ASTM A572 G50 Galvanizado
8	QC-OR-TT-PI-ME-008	Escalera de Plataformas	12,365	4	49,460	ASTM A572 G50 Galvanizado
PESO TOTAL DE LA MÉNSULA			5446,895	28	152513,06	
COMPONENTES AUXILIARES						
9	QC-OR-TT-PI-117	BRIDA DE SUJECIÓN DE LA MÉNSULA	459,63	28	12869,640	ASTM A572 G50 Galvanizado
10	ISO 4014	Perno M12x50	---	32	---	ISO 8.8 Galvanizado
11	ISO 4014	Perno M12x60	---	8	---	ISO 8.8 Galvanizado
12	ISO 4014	Perno M14x100	---	20	---	ISO 8.8 Galvanizado
13	ISO 4014	Perno M16x160	---	4	---	ISO 8.8 Galvanizado
14	ISO 4014	Perno M20x180	---	4	---	ISO 8.8 Galvanizado
15	ISO 4032	Tuerca M12	---	40	---	ISO 8.8 Galvanizado

16	ISO 4032	Tuerca M14	---	20	---	ISO 8.8 Galvanizado
17	ISO 4032	Tuerca M16	---	4	---	ISO 8.8 Galvanizado
18	ISO 4032	Tuerca M20	---	4	---	ISO 8.8 Galvanizado
19	ISO 7089	Arandela 12 - 140 HV	---	32	---	ISO 8.8 Galvanizado
20	ISO 7093 A	Arandela ST 12 - 140 HV	---	16	---	ISO 8.8 Galvanizado
21	ISO 7093 A	Arandela ST 14 - 140 HV	---	40	---	ISO 8.8 Galvanizado
22	ISO 7093 A	Arandela ST 16 - 140 HV	---	8	---	ISO 8.8 Galvanizado
23	ISO 7093 A	Arandela ST 20 - 140 HV	---	8	---	ISO 8.8 Galvanizado
		PESO TOTAL MÉNSULA	5906,525	28	165382,7	kg

5.3 Estructuras de estaciones

5.3.1 Estación de retorno

Los materiales utilizados en la estación de retorno son los siguientes:

Tabla 5-5 Resumen de materiales de estación de retorno

CUBIERTA ESTRUCTURA DE RETORNO						
ITEM	Nº DE PIEZA	DESCRIPCIÓN	CTDAD	MASA	MASA TOTAL	MATERIAL
3	QC-OR-TT-EST1-121	PORTICO PRINCIPAL	8	569,15 kg	4553,2 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
4	DIN1026-1 - U 220 - 22745	Canales de acero laminados en caliente - Parte 1: canales de acero de ala cónica	90980.000 mm	668,56 kg	2674,22 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
5	DIN1026-1 - U 220 - 5060	Canales de acero laminados en caliente - Parte 1: canales de acero de ala cónica	10120.000 mm	148,73 kg	297,46 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
6	DIN EN 10219-2 - 100 x 100 x 8 - 23125	Perfiles huecos para construcción conformados en frío de acero no aleado y de grano fino	231250.000 mm	494,54 kg	4945,36 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
7	QC-OR-TT-EST1-122	PORTICO 2	1	569,15 kg	569,15 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado

8	QC-OR-TT-EST1-123	PORTICO 3	1	410,5 2 kg	410,52 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
---	-------------------	-----------	---	---------------	--------------	-----------------------------------

ESTRUCTURA DE GUIAS PRINCIPALES

IT E M	N° DE PIEZA	DESCRIPCIÓN	CTDAD	MASA	MASA TOTAL	MATERIAL
4	DIN 1025 - IPB 180-1350	Viga en I laminada en caliente IPB	5400.00 0 mm	64,54 kg	258,16 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
7	DIN EN 10219-2 - 300 x 300 x 12 - 2934.264	Perfiles huecos para construcción conformados en frío de acero no aleado y de grano fino	5868.52 8 mm	291,3 0 kg	582,61 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
8	DIN EN 10219-2 - 300 x 300 x 12 - 21412.132	Perfiles huecos para construcción conformados en frío de acero no aleado y de grano fino	85648.5 28 mm	2213, 28 kg	8853,1 3 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
9	DIN EN 10219-2 - 300 x 300 x 12 - 1474.838	Perfiles huecos para construcción conformados en frío de acero no aleado y de grano fino	5899.35 2 mm	140,0 1 kg	560,04 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
27	DIN EN 10219-2 - 400 x 200 x 8 - 21350	Perfiles huecos para construcción conformados en frío de acero no aleado y de grano fino	42700.0 00 mm	1529, 20 kg	3058,4 0 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
30	DIN1026-1 - U 100 - 21350	Canales de acero laminados en caliente - Parte 1: canales de acero de ala cónica	42700.0 00 mm	225,4 8 kg	450,96 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
31	DIN1026-1 - U 100 - 3488.739	Canales de acero laminados en caliente - Parte 1: canales de acero de ala cónica	6977.47 7 mm	36,84 kg	73,69 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
32	DIN1026-1 - U 100 - 973.5	Canales de acero laminados en caliente - Parte 1: canales de acero de ala cónica	1947.00 0 mm	10,28 kg	20,56 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
33	DIN EN 10056-1 - L150x150x10-21350	Sección de acero para construcciones laminada en caliente - Ángulos iguales	85400.0 00 mm	490,6 4 kg	1962,5 5 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
34	DIN EN 10056-1 - L150x150x10-4486.194	Sección de acero para construcciones laminada en caliente - Ángulos iguales	17944.7 77 mm	104,3 5 kg	417,39 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado

35	DIN EN 10056-1 - L150x150x10-973.5	Sección de acero para construcciones laminada en caliente - Ángulos iguales	3894.00 0 mm	22,37 kg	89,49 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
57	DIN 1026-2 - UPE 100 - 5020	Canales de acero laminados en caliente - Parte 2: canales de acero de ala paralela	15060.0 00 mm	49,28 kg	147,83 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
58	DIN 1026-2 - UPE 100 - 1020	Canales de acero laminados en caliente - Parte 2: canales de acero de ala paralela	22440.0 00 mm	10,01 kg	220,27 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
72	QC-OR-TT-EST1-131	PORTICO SECUNDARIO		528,4 8 kg	2642,4 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
74	DIN EN 10219-2 - 400 x 200 x 8 - 3488.739	Perfiles huecos para construcción conformados en frío de acero no aleado y de grano fino	6977.47 7 mm	249,8 8 kg	499,76 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
75	DIN EN 10219-2 - 400 x 200 x 8 - 973.5	Perfiles huecos para construcción conformados en frío de acero no aleado y de grano fino	1947.00 0 mm	69,73 kg	139,45 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
76	DIN 1025 - IPB 180- 1675.639	Viga en I laminada en caliente IPB	3351.27 8 mm	81,22 kg	162,44 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
77	DIN 1025 - IPB 180- 1574.806	Viga en I laminada en caliente IPB	3149.61 1 mm	76,06 kg	152,11 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
80	DIN EN 10219-2 - 80 x 80 x 8 - 1279.275	Perfiles huecos para construcción conformados en frío de acero no aleado y de grano fino	2558.55 1 mm	18,25 kg	36,51 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
81	DIN EN 10219-2 - 80 x 80 x 8 - 1879.376	Perfiles huecos para construcción conformados en frío de acero no aleado y de grano fino	3758.75 1 mm	26,61 kg	53,21 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
82	PORTICO SECUNDARIO N1	PORTICO SECUNDARIO SIN RIGIDIZADORES		360,9 3 kg	1082,7 9 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado

CONJUNTO SOPORTE VIGAS PRINCIPALES

IT E M	N° DE PIEZA	DESCRIPCIÓN	CTDAD	MASA	MASA TOTAL	MATERIAL
--------------	-------------	-------------	-------	------	---------------	----------

1	MENSULA 1		1	1508,15 kg	1508,15 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
2	MENSULA 2		1	2019,85 kg	2019,85 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
3	PLACA VIGA PRINCIPAL - MENSULA		4	19,33 kg	77,30 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
4	ESTRUCTURA VIGA PRINCIPAL		2	2364,27 kg	4728,54 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
5	ISO 7089 - 20 - 140 HV	Arandelas planas - Serie normal - Productos de clase A	28			Acero galvanizado
6	AS 1111 - M20 x 325	Tornillos y pernos ISO comerciales hexagonales métricos	12			Acero galvanizado
7	DIN 128 - A20	Arandela de presión	28			Acero galvanizado
8	ISO 4032 - M20	Tuercas hexagonales, tipo 1 - Productos de clases A y B	28			Acero galvanizado
9	PLACA SOPORTE MENSULA ESTRUCTURA		4	24,62 kg	98,48 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
10	ISO 4014 - M20 x 80	Perno de cabeza hexagonal - Productos de clases A y B	16			Acero galvanizado
ESTRUCTURA VIGA PRINCIPAL						
IT E M	N° DE PIEZA	DESCRIPCIÓN	CTDAD	MASA	MASA TOTAL	MATERIAL
11	DIN 1025 - IPB 400-14650.751	Viga en I laminada en caliente IPB	14650.751 mm	2271,32 kg	2271,32 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
12	DIN 1025 - IPB 300-311.189	Viga en I laminada en caliente IPB	311.189 mm	34,88 kg	34,88 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
13	PLACA SOPORTE VIGA PRINCIPAL		1	19,24 kg	19,24 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
14	PLACA SOPORTE VIGA PRINCIPAL S		2	19,41 kg	38,83 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
15	ISO 7089 - 20 - 140 HV	Arandelas planas - Serie normal - Productos de clase A	12			Acero galvanizado

16	ISO 4014 - M20 x 80 ISO 8.8	Perno de cabeza hexagonal - Productos de clases A y B	12			Acero galvanizado
17	DIN 128 - A20	Arandela de presión	12			Acero galvanizado
18	ISO 4032 - M20	Tuercas hexagonales, tipo 1 - Productos de clases A y B	12			Acero galvanizado

ESTRUCTURA DE RETORNO

ITEM	N° DE PIEZA	DESCRIPCIÓN	CTDAD	MASA	MASA TOTAL	MATERIAL
1	QC-OR-TT-EST1-110	CÁPSULA TECNOLÓGICA	1	34913,66 kg	34913,66 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
2	QC-OR-TT-EST1-140	CONJUNTO SOPORTE VIGAS PRINCIPALES	1	8432,32 kg	8432,32 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
3	QC-OR-TT-EST1-150	IMPLEMENTOS DE SEGURIDAD	1	4150,11 kg	4150,11 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
4	N/A	PLACA MENSULA ESTRUCTURA	8	26,54 kg	212,32 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado

IMPLANTACION OFELIA

ITEM	N° DE PIEZA	DESCRIPCIÓN	CTDAD	MASA	MASA TOTAL	MATERIAL
1	QC-OR-TT-EST1-110	CÁPSULA TECNOLÓGICA	1	34919,82 kg	34919,82 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
2	QC-OR-TT-EST1-140	CONJUNTO SOPORTE VIGAS PRINCIPALES	1	8432,32 kg	8432,32 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
3	QC-OR-TT-EST1-150	IMPLEMENTOS DE SEGURIDAD	1	4175,09 kg	4143,95 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
4	N/A	PLACA MENSULA ESTRUCTURA	8	26,54 kg	212,32 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
5	QC-OR-TT-EST1-009	COLUMNA 7.35	1	5041,34 kg	5041,34 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
6	QC-OR-TT-EST1-009	COLUMNA 7.8	1	5325,36 kg	5325,36 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado

IMPLANTACION ROLDOS

IT E M	N° DE PIEZA	DESCRIPCIÓN	CTDAD	MASA	MASA TOTAL	MATERIAL
1	QC-OR-TT-EST1-110	CÁPSULA TECNOLÓGICA	1	34919 ,82 kg	34919, 82 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
2	QC-OR-TT-EST1-140	CONJUNTO SOPORTE VIGAS PRINCIPALES	1	8432, 32 kg	8432,3 2 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
3	QC-OR-TT-EST1-150	IMPLEMENTOS DE SEGURIDAD	1	4175, 09 kg	4143,9 5 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
4	N/A	PLACA MENSULA ESTRUCTURA	8	26,54 kg	212,32 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
5	QC-OR-TT-EST1-009	COLUMNA 7.34	1	5035. 03 kg	5035.0 3 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
6	QC-OR-TT-EST1-009	COLUMNA 10.34	1	6963. 65 kg	6963.6 5 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado

5.3.2 Estación de paso

La estación de paso se compone de:

Tabla 5-6 Resumen de materiales de estación de paso

ESTRUCTURA GUIAS PRINCIPALES

ITEM	N° DE PIEZA	DESCRIPCIÓN	CTDAD	MASA	MASA TOTAL	MATERIAL
8	DIN EN 10219-2 - 300 x 300 x 12 - 49500	Perfiles huecos para construcción conformados en frío de acero no aleado y de grano fino	198000.0 00 mm	5131,50 kg	20526,00 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
27	DIN EN 10219-2 - 400 x 200 x 8 - 49500	Perfiles huecos para construcción conformados en frío de acero no aleado y de grano fino	99000.00 0 mm	3545,45 kg	7090,91 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
30	DIN1026-1 - U 100 - 49500	Canales de acero laminados en caliente - Parte 1: canales de acero de ala cónica	99000.00 0 mm	522,77 kg	1045,55 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
33	DIN EN 10056-1 - L150x150x10- 49500	Sección de acero para construcciones laminada en caliente - Ángulos iguales	198000.0 00 mm	1137,54 kg	4550,17 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
58	DIN 1026-2 - UPE 100 - 1020	Canales de acero laminados en caliente - Parte 2: canales de acero de ala paralela	79560.00 0 mm	10,01 kg	780,95 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
59	QC-OR-TT-EST1- 131	PORTICO SECUNDARIO	12	528,48 kg	6341,76 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
61	PORTICO SECUNDARIO N1	PORTICO SECUNDARIO SIN RIGIDIZADORES	7	360,93 kg	2526,51 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado

CUBIERTA DE ESTRUCTURA DE PASO

ITEM	N° DE PIEZA	DESCRIPCIÓN	CTDAD	MASA	MASA TOTAL	MATERIAL
3	QC-OR-TT-EST1- 121	PORTICO PRINCIPAL	19	569,15 kg	10813,85 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado
4	DIN EN 10219-2 - 100 x 100 x 8 - 47900	Perfiles huecos para construcción conformados en frío de acero no aleado y de grano fino	479000.0 00 mm	1024,36 kg	10243,58 kg	ASTM A572, G50, Galvanizado