



ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

**“ANÁLISIS Y DISEÑO EN ACERO ESTRUCTURAL DE UNA PLANTA DE
PREPROCESO DE PESCADO EN EL CANTÓN JARAMIJÓ”**

PROYECTO DE GRADO

Previa a la obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

Presentado por:

CINTHIA KATHERINE ORDÓÑEZ RIOFRIO

ANDREA LORENA VERA LOPEZ

GUAYAQUIL-ECUADOR

2018

DEDICATORIA

Dedico esta tesis a mi hija Brianna Feijoó quien fue mi motivación durante toda mi época universitaria; a mi madre Narciza Riofrio quien me apoyó en los momentos más difíciles de mi vida y al Dr. Wellington Suarez por ser mi guía espiritual y profesional. Para ellos es ésta dedicatoria de tesis, pues es gracias a ellos a quien se las debo por su apoyo incondicional.

Cinthia Katherine Ordoñez Riofrio.

DEDICATORIA

A mis padres, porque sin ellos no hubiera culminado con éxito esta etapa; a mis hermanos y amigos por ayudarme de alguna y otra manera en cualquier momento que yo lo necesite.

Andrea Lorena Vera López.

AGRADECIMIENTOS

A Dios por darnos la fortaleza y perseverancia para poder culminar esta etapa de nuestras vidas. Al Ing. Miguel Ángel Chávez por brindarnos el apoyo y la orientación a lo largo del proyecto. Al Ing. Andrés Acosta por toda la paciencia y ayuda brindada. Al Ing. Pindo porque a pesar de que nunca fue nuestro profesor se mostró siempre predispuesto ante cualquier inquietud que se tenía. A nuestros padres por todo el esfuerzo.

Cinthia Katherine Ordoñez Riofrio.

Andrea Lorena Vera López.

TRIBUNAL DEL PROYECTO

**Ph.D. Hugo Egüez Alava
PRESIDENTE DEL TRIBUNAL**

**Ph.D. Miguel Ángel Chávez
DIRECTOR DE MATERIA INTEGRADORA**

**M.Sc. Andrés Acosta Vera
MIEMBRO EVALUADOR**

DECLARACIÓN EXPRESA

“La responsabilidad del contenido de esta Tesis de Grado, nos corresponde exclusivamente; y el patrimonio intelectual de la misma, a la Escuela Superior Politécnica del Litoral”

(Reglamento de Exámenes y Títulos Profesionales de la ESPOL)

Srta. Cinthia Katherine Ordóñez Riofrio.

Srta. Andrea Lorena Vera López.

RESUMEN

El presente trabajo fue realizado en una terraza que se encuentra al borde de un farallón rocoso el cual desciende hasta el mar en el sector de Jaramijó, dado que todo proyecto debe tener un interés social se estableció contacto con la Municipalidad de Jaramijó y el Puerto Artesanal de Jaramijó, quienes están interesados en disponer de la infraestructura apta para una planta de pre proceso de pescado. Es importante destacar que la pesca es la actividad económica más importante de los moradores de ese sector. Para implantar el proyecto se eligió un área plana que está aproximadamente a 37m del acantilado. Debido a que la zona tiene una alta sismicidad, la edificación para la planta fue realizada en acero estructural el cuál debe ser debidamente mantenido para evitar afectaciones por corrosión. La estructura tiene una altura de 6.8m en la parte más alta, y 5 metros en la parte más baja, estas características físicas permiten la maniobrabilidad y facilitan las operaciones en la planta de pre proceso. La alternativa elegida es la que posee el menor costo, el menor tiempo de construcción, la mayor serviciabilidad, es la que menos afecta al ambiente y posee la mayor vida útil; por cierto, es la que tiene la mayor aceptación entre los pescadores. Para el diseño de la estructura se aplicaron las mejores normas que se conocen para edificaciones con elementos metálicos.

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA	II
AGRADECIMIENTOS.....	II
TRIBUNAL DEL PROYECTO	II
DECLARACIÓN EXPRESA.....	III
RESUMEN.....	IV
ÍNDICE GENERAL.....	V
ABREVIATURAS	XV
SIMBOLOGÍA	XVI
INDICE DE FIGURAS.....	XIX
ÍNDICE DE TABLAS	XXIV
CAPÍTULO 1.....	29
INTRODUCCIÓN	29
1.1 Preámbulo.	30
1.2 Planteamiento del Problema.....	30
1.3 Hipótesis.....	31
1.4 Objetivos.....	31
1.4.1 Objetivo General.....	31
1.4.2 Objetivos Específicos.	32
1.5 Metodología de estudio.....	32
1.6 Alternativas.....	33

1.6.1 Descripción de Alternativa 1.....	33
1.6.2 Descripción de Alternativa 2.....	34
1.6.3 Descripción de Alternativa 3.....	36
1.7 Criterios para la elección de la alternativa.....	36
1.8 Calificación de los criterios en las alternativas propuestas.....	38
CAPÍTULO 2.....	42
DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.....	42
2.1 Ubicación geográfica.....	43
2.2 Localización del proyecto.....	47
2.3 Estudio de suelo.....	48
2.4 Climatología.....	51
2.4.1 Clima.....	51
2.5 Aguas Subterráneas.....	52
2.6 Análisis de Amenazas Naturales.....	53
2.6.1 Sismos.....	54
2.6.2 Zonas Sísmicas y Factor de la zona Z.....	55
2.7 Geología Local.....	56
CAPÍTULO 3.....	58
METODOLOGÍA.....	58
3.1 Base de Diseño.....	59
3.1.1 Resistencia Requerida.....	59
3.1.2 Estados Límites.....	59

3.2	Diseño de miembros estructurales.	59
3.2.1	Diseño de miembros a tensión.	59
3.2.1.1	Resistencia nominal de miembros a tensión.	60
3.2.1.2	Área neta Efectiva (A_e).	61
3.2.1.3	Resistencia de diseño.	63
3.2.1.3.1	Requisito de resistencia (LRFD).	63
3.2.1.4	Control de Rigidez por esbeltez.....	63
3.2.1.5	Varillas y Barras.	64
3.2.2	Bloque de cortante.....	65
3.2.3	Diseño de miembros a compresión.	65
3.2.3.1	Elementos Rigidizados y No Rigidizados.	66
3.2.3.2	Clasificación de las secciones según pandeo local.	67
3.2.3.3	Fórmulas para columnas.	68
3.2.3.4	Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos.....	69
3.2.3.5	Longitud efectiva.	70
3.2.3.6	Máxima relación de esbeltez.	72
3.2.3.7	Resistencia a compresión, pandeo torsional y flexo-torsional de miembros sin elementos esbeltos.....	73
3.2.4	Diseño de miembros a flexión.	75
3.2.4.1	Comportamiento de miembros a flexión.	76
3.2.4.2	Comportamiento Plástico.	78
3.2.4.3	Pandeo Inelástico.....	79

3.2.4.4	Valores Típicos de Cb.	82
3.2.4.5	Pandeo Elástico.....	82
3.2.5	Diseño de miembros en Corte.	83
3.2.5.1	Deflexiones.....	84
3.2.5.1.1	Deflexión Permisible.	84
3.2.5.1.2	Deflexión última.	85
3.2.6	Diseño de la Cimentación.....	85
3.2.6.1	Diseño estructural en concreto armado.....	86
3.2.6.2	Factores de minoración de resistencia.	86
3.2.6.3	Flexión Simple.....	87
3.2.6.4	Resistencia al corte.	87
3.3	Materiales.	88
3.3.1	Propiedades del Acero A-36.....	88
3.4	Cargas de Diseño.	89
3.4.1	Cargas Gravitacionales.	89
3.4.1.1	Carga Muerta.....	89
3.4.1.2	Carga Viva.....	90
3.4.2	Cargas Ambientales.	90
3.4.2.1	Carga de Viento.....	91
3.4.2.1.1	Velocidad instantánea máxima del viento.	91
3.4.2.1.2	Velocidad corregida del viento.	92
3.4.2.2	Cargas de Sismo.	96

3.5	Combinación de cargas – NEC 2015.....	96
3.6	Pre diseño del Galpón.	97
3.6.1	Geometría del pórtico reticular.	98
3.6.2	Análisis del pórtico reticular.	99
3.6.2.1	Carga Lineal Aplicada en el Pórtico.....	99
3.6.2.2	Diagrama de Momentos.	100
3.6.2.3	Diagrama de Cortante.	100
3.6.2.4	Peraltes mínimos en la cercha.	101
3.6.2.5	Peralte mínimo en B.....	101
3.6.2.6	Peralte mínimo en C.....	102
3.6.2.7	Peralte en A = 0.3 m.....	103
3.6.3	Pre dimensionamiento de los canales o perfiles U.	103
3.6.4	Pre dimensionamiento de los ángulos.	105
3.6.5	Verificación unión cercha.....	107
3.6.6	Pre diseño de Correas G.....	108
3.6.7	Selección de perfil.	110
3.6.8	Pre dimensionamiento de vigas de contraviento.	110
3.6.8.1	Datos para el cálculo.	110
3.6.8.2	Esfuerzo horizontal del viento (Ph).....	111
3.6.9	Cálculo de las Cargas Actuales para el Galpón.	114
3.6.9.1	Cargas de viento.	116
3.6.9.2	Cargas aplicadas lateralmente al galpón.....	118

CAPÍTULO 4.....	120
DISEÑO ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS	120
4.1 Pórticos resistentes a momento de acero ordinario.....	121
4.1.1 Criterios de diseño sísmico.....	121
4.2 Espectro De Respuesta Elástico de Respuesta.	123
4.2.1 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.	123
4.3 Sistema Estructural.....	127
4.3.1 Niveles de fuerzas de diseño.....	127
4.3.1.1 Determinar Cs.	127
4.3.1.2 Procedimiento estático para la determinación de fuerzas laterales de sismo.....	129
4.3.1.3 Distribución de Fuerzas Sísmicas.	130
4.4 Límites Permisibles de Derivas.....	131
4.5 Modelación de la estructura mediante el programa SAP 2000.	132
4.6 Desplazamientos.	138
4.7 Diseño de los elementos y conexiones de la nave industrial.....	139
4.7.1 Diseño de miembros sometidos a tensión.	140
4.7.1.1 Diseño de ángulos.....	140
4.7.1.2 Diseño de canales.	145
4.7.2 Bloque de cortante.....	146
4.7.3 Diseño de miembros sometidos a compresión.	147
4.7.4 Varillas y barras.	151

4.7.5	Diseño de Largueros (Correas).	151
4.7.5.1	Flexión Asimétrica.	151
4.7.5.2	Aplicación de Tensores.	153
4.7.6	Diseño de tensores.	159
4.7.7	Diseño de la cimentación.	161
4.7.7.1	Propiedades de los Materiales.	162
4.7.7.2	Diseño de zapatas para la cimentación.	162
4.7.7.3	Diseño de la viga de cimentación.	164
4.7.7.4	Asentamiento.	169
4.8	Diseño de Cisterna.	173
4.8.1	Cisternas o depósitos enterrados.	174
4.8.2	Especificaciones para la construcción del depósito.	174
4.8.3	Diseño de depósitos rectangulares.	176
4.8.4	Cálculo del espesor de la pared.	179
4.8.5	Combinación de cargas para el diseño de la losa de fondo de los tanques apoyados directamente sobre el suelo.	180
4.8.6	Placa de Fondo.	184
4.8.6.1	Diseño de la losa tapa.	189
4.8.7	Verificación de los esfuerzos en el suelo de fundación.	192
4.8.8	Diseño de Acero.	193
4.8.8.1	Acero mínimo para el depósito.	193
4.9	Diseño de placa base para columnas cargadas concéntricamente.	195

4.9.1	Área de la Placa.	198
4.9.2	Espesor de la Placa.....	200
4.9.3	Calculo de la Placa y Anclas.	202
4.9.3.1	Calculo de las anclas A36.	204
4.10	Diseño de columnas de hormigón.	204
4.10.1	Pre-Diseño.....	205
4.10.2	Método Simplificado del ACI.	206
4.11	Instalaciones Eléctricas de la Planta de Pre-proceso.	209
4.11.1	Generalidades del Diseño.....	210
4.11.2	Descripción de las Instalaciones Eléctricas Propuestas.	211
4.11.2.1	Sistema Puesto a Tierra.....	211
4.11.2.2	Sistema de Canalización.....	212
4.11.2.3	Alumbrado en Exteriores.....	213
4.11.2.4	Luminaria.....	214
4.11.2.5	Tomacorrientes.....	217
4.11.3	Sistema Monofásico.....	217
4.11.3.1	Circuito monofásico.....	217
4.11.3.2	Diseño del Circuito Alimentador y su Protección.....	218
4.11.3.3	Acometida Monofásica.....	219
4.11.3.4	Diámetro de la tubería de una Acometida Monofásica.....	219
4.11.3.5	Acometida aéreas.....	219
4.11.3.6	Circuito Alimentador 1.....	223

4.11.3.7 Circuito Alimentador 2.	224
4.11.3.8 Circuito Alimentador Principal.	225
4.12 Instalaciones Sanitarias.	225
4.12.1 Red de Agua Potable.	226
4.12.2 Materiales y equipos.	228
4.12.3 Criterios de diseño.	228
4.13 Red de Aguas servidas.	232
4.13.1 Materiales.	232
4.13.2 Criterios de diseño.	232
4.14 Diseño Pluvial.	234
4.14.1 Sistemas de Evacuación de Aguas Lluvias.	234
4.14.2 Selección de Canales.	234
4.14.3 Alcantarillado Pluvial Interno.	235
4.14.3.1 Profundidades.	236
4.14.3.2 Tamaños y Materiales de los Ductos.	236
4.14.3.3 Cajas de Registro.	236
4.14.3.4 Canales Pluviales.	236
4.15 Manejo de las aguas residuales.	237
4.15.1 Descripción General del Proceso.	237
4.15.2 Ventajas y Beneficios.	241
4.15.3 Unidades funcionales.	242
4.15.3.1 Tanque de sedimentación preliminar.	242

4.15.3.2 Tanque de amortiguación.....	243
4.15.3.3 Tanque SBR.....	244
4.16 Estudio de Impacto Ambiental y Plan de Manejo Ambiental.....	246
4.16.1 Introducción.....	246
4.16.2 Actividades a evaluar.....	248
4.16.3 Plan de Manejo Ambiental.....	251
4.16.3.1 Objetivos.....	252
4.16.3.2 Estructura del Plan de Manejo Ambiental.....	252
4.16.3.3 Plan de Prevención, Control y mitigación de impactos ambientales negativos.....	253
4.16.3.4 Plan de Manejo de Desechos.....	256
4.16.3.5 Plan de Capacitación y Educación Ambiental.....	258
4.17 Análisis de Resultados.....	259
CAPÍTULO 5.....	263
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	263
CONCLUSIONES.....	264
RECOMENDACIONES.....	265
ANEXOS	
BIBLIOGRAFÍA	

ABREVIATURAS

ACI: American Concrete Institute.

AISC: American Concrete of Steel Construction.

ASTM: American Society for Testing and Materials.

LRFD: Load and Resistance Factor Design.

NEC: Normativa Ecuatoriana de la Construcción.

UEH: Unidad de Equivalencia Hidráulica.

SIMBOLOGÍA

A_s	Acero de refuerzo a flexión
$A_{s \text{ min}}$	Acero de refuerzo mínimo
A_v	Área de refuerzo al cortante
B	Ancho de cimentación
kg/m	Kilogramo por metro
ϕ	Diámetro de la varilla / Factor de reducción
C_s	Coefficiente sísmico
d	Espesor / Distancia desde la fibra extrema de compresión hasta el centroide de refuerzo longitudinal
ρ	Densidad / Cuantía de refuerzo A_s
σ_{adm}	Esfuerzo admisible del suelo
Δ_{deriva}	Deriva de piso
E	Módulo de elasticidad del acero

$f'c$	Esfuerzo de compresión del hormigón
Fy	Esfuerzo de fluencia del acero
Fa	Coeficiente de amplificación del suelo en la zona de periodo corto
Fd	Coeficiente de amplificación del suelo
H	Altura de los elementos estructurales
I, Ix, Iy	Inercias
Kg	kilogramo
m^2	Metro cuadrado
mm	Milímetro
Mn	Momento nominal
Mp	Momento plástico
Mu	Momento último
γ_h	Peso específico del agua
γ	Peso volumétrico de los suelos

Pu	Fuerza de compresión axial
pulg	Pulgada
R	Factor de reducción
D	Carga muerta
L	Carga viva
W	Carga de viento
S	Carga de sismo
z	Aceleración máxima

INDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Evisceradoras en el Cantón Jaramijó.....	43
Figura 2.2 Evisceradora 1.	44
Figura 2.3 Evisceradora 2.	44
Figura 2.4 Evisceradora 3.	45
Figura 2.5 Evisceradora 4 "Siempre Franklin".....	46
Figura 2.6 Evisceradora ubicada en La Sabana.	46
Figura 2.7 Localización de la Evisceradora 1.....	48
Figura 2.8 Croquis Sector 1 - Perforación 5.....	49
Figura 2.9 Desastres sucedidos en el Cantón Jaramijó.	54
Figura 2.10 Mapa de Sismos.	55
Figura 3.1 Factor de corte diferido para miembros a tensión.....	62
Figura 3.2 Razón Ancho-Espesor de Elementos en Compresión.	68
Figura 3.3 Curva de pandeo para columnas.	69
Figura 3.4 Longitudes efectivas (KL) en marcos arriostrados.	71
Figura 3.5 Nomograma para estimación del factor K.	72
Figura 3.6 Momento nominal en función de Lb.	77
Figura 3.7 Valores de Cb para miembros de simetría doble.	82
Figura 3.8 Acción del viento sobre una construcción con techo a dos aguas.	91
Figura 3.9 Presiones ejercidas por el viento en una estructura.	94

Figura 3.10	Planta de un edificio con cubierta de dos aguas.....	95
Figura 3.11	Coeficientes de presión exterior.....	95
Figura 3.12	Dimensiones del Pórtico.	98
Figura 3.13	Diagrama de momentos del pórtico.	100
Figura 3.14	Diagrama de cortante del pórtico.	100
Figura 3.15	Esquema de fuerzas sobre galpón.....	104
Figura 3.16	Resultante de las fuerzas en un ángulo.....	105
Figura 3.17	Resultante de las fuerzas.....	107
Figura 3.18	Viga simplemente apoyada.....	109
Figura 3.19	Esfuerzo horizontal del viento aplicado a la cubierta.	111
Figura 3.20	Fuerza horizontal del viento.....	111
Figura 3.21	Fuerza en el plano del techo.....	112
Figura 3.22	Fuerza en el plano del techo.....	113
Figura 3.23	Esquema del Galpón.....	114
Figura 3.24	Espaciamiento de las Correas.	115
Figura 3.25	Dirección del viento en el eje X.....	116
Figura 3.26	Dirección del viento en el eje Y.....	117
Figura 3.27	Presiones de viento, elevación lateral.....	118
Figura 3.28	Presiones de viento.....	119
Figura 4.1	Criterios de Diseño Sísmico.....	122
Figura 4.2	Criterios de Diseño Sísmico.....	123
Figura 4.3	Espectros del Cantón Jaramijó - Sector 1.....	129

Figura 4.4 Geometría del Galpón.....	132
Figura 4.5 Liberación de Momentos en SAP 2000.....	133
Figura 4.6 Definición del Espectro SAP 2000.	134
Figura 4.7 Definir Loads Cases - Ex y Ey - SAP 2000.	135
Figura 4.8 Desing Load Combinations Selection, SAP 2000.	136
Figura 4.9 Características de Diseño de la estructura de acero.....	137
Figura 4.10 Steel Frame Design.	138
Figura 4.11 Vistas de Desplazamientos en X con la C.C 1.2D + 1.6 L.	139
Figura 4.12 Comportamiento Biaxial.	152
Figura 4.13 Comportamiento de la viga con tensores en L/2, L/3 y sin tensor.	154
Figura 4.14 Fuerzas externas generadas en los largueros.	155
Figura 4.15 Diagrama de Momento.....	165
Figura 4.16 Diagrama de Cortante.....	165
Figura 4.17 Depósito de Agua Rectangular.	177
Figura 4.18 Clasificación de losa inferior de cisterna.	178
Figura 4.19 Distribución de presiones del terreno.....	181
Figura 4.20 Losas de fondo de depósitos de agua.	185
Figura 4.21 Diagrama de momento cortante de una viga doblemente empotrada.....	187
Figura 4.22 Placas base para columnas.	196
Figura 4.23 Comportamiento de la Placa.	197

Figura 4.24	Distancias donde se generan momentos máximos.....	198
Figura 4.25	Diseño de la columna.....	209
Figura 4.26	Puesta a tierra de Transformador tipo Poste.	211
Figura 4.27	Tubería Conduit EMT.....	212
Figura 4.28	Lámpara LED Tipo Cobra.	213
Figura 4.29	Luminaria Colgante con Pantalla.	215
Figura 4.30	Lámpara Fluorescente.	216
Figura 4.31	Lámpara F-26.....	216
Figura 4.32	Circuitos de Panel Secundario – 1.....	220
Figura 4.33	Circuitos de Panel Secundario – 2.....	222
Figura 4.34	Cuartos Sanitarios.....	225
Figura 4.35	Tanques de la Planta.	226
Figura 4.36	Diámetros de tuberías para agua potable.	227
Figura 4.37	Accesorios para red de agua potable.....	227
Figura 4.38	Válvulas de cuarto de vuelta.	228
Figura 4.39	Tabla de Flamant 1 1/2”.....	230
Figura 4.40	Tabla de Flamant 1/2”.....	231
Figura 4.41	Distribución de Canalones y Bajantes.....	235
Figura 4.42	Fase de Llenado.	238
Figura 4.43	Fase de Aireación y mezclado.	239
Figura 4.44	Fase de Sedimentación.	240
Figura 4.45	Fase de Extracción del sobredrenante.....	240

Figura 4.46 Componentes de la Planta de Agua Residuales.....	242
Figura 4.47 Esquema de AQUAmax.	246

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla I. Criterios para elección de alternativas.....	38
Tabla II. Puntaje de alternativa 1.....	39
Tabla III. Puntaje de alternativa 2.....	39
Tabla IV. Puntaje de alternativa 3.....	40
Tabla V. Coordenadas UTM de la Evisceradora 1.....	47
Tabla VI. Estudio de Suelo Sector 1 - Perforación 5.....	50
Tabla VII. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	56
Tabla VIII. Clasificación de los perfiles de suelo.....	56
Tabla IX. Límites de Deflexión tomadas de IBC 2009.....	84
Tabla X. Propiedades de Acero ASTM A36.....	89
Tabla XI. Carga Muerta.....	90
Tabla XII. Carga Viva.....	90
Tabla XIII. Coeficiente de corrección σ	93
Tabla XIV. Cargas de diseño por Sismo.....	96
Tabla XV. Propiedades mecánicas del acero.....	97
Tabla XVI. Geometría del galpón.....	98
Tabla XVII. Datos para preselección del perfil.....	102
Tabla XVIII. Datos para preselección del perfil.....	103
Tabla XIX. Peraltes de la cercha.....	103
Tabla XX. Áreas de perfiles U.....	105

Tabla XXI. Área de perfiles L.....	106
Tabla XXII. Área de perfil C o U.	108
Tabla XXIII. Cargas aplicadas a las correas.....	108
Tabla XXIV. Cargas aplicadas a las correas.	110
Tabla XXV. Definición de coeficiente de presiones.	116
Tabla XXVI. Definición de coeficiente de presiones.	117
Tabla XXVII. Carga Lineal en Correas.	117
Tabla XXVIII. Carga lineal lateralmente en la estructura.	118
Tabla XXIX. Parámetros de aceleración de respuesta espectral.....	122
Tabla XXX. Datos para la realización del Espectro Elástico e Inelástico....	123
Tabla XXXI. Espectro de respuesta elástico de aceleraciones.	126
Tabla XXXII. Cs - Espectro Inelástico.....	128
Tabla XXXIII. Distribución de Fuerzas Sísmica.	130
Tabla XXXIV. Límites Permisibles de Derivas.	131
Tabla XXXV. Cargas Puntuales para la Cercha.	133
Tabla XXXVI. Verificación de Desplazamientos Máximos y Mínimos.....	139
Tabla XXXVII. Derivas en Dirección Y.....	139
Tabla XXXVIII. Esfuerzo de fluencia, último y factor de reducción L40X40X4.	140
Tabla XXXIX. Propiedades del perfil pre seleccionado L40X40X4.....	140
Tabla XL. Capacidad de resistencia del Perfil 40x40x4.	141
Tabla XLI. Esfuerzo de fluencia, último y factor de reducción L30X30X4. .	142

Tabla XLII. Propiedades del perfil pre seleccionado L30X30X4.....	142
Tabla XLIII. Capacidad de resistencia del Perfil 30x30x4.	142
Tabla XLIV. Esfuerzo de fluencia, ultimo y factor de reducción L50X50X4.	143
Tabla XLV. Propiedades del perfil pre seleccionado L50X50X4.	144
Tabla XLVI. Capacidad de resistencia del Perfil 50x50x4.	144
Tabla XLVII. Esfuerzo de fluencia, ultimo y factor de reducción L50X50X4.	145
Tabla XLVIII. Propiedades del perfil pre seleccionado C200X50X4.....	145
Tabla XLIX. Capacidad de resistencia del Perfil C200X50x4.....	146
Tabla L. Parámetros para análisis de Bloque de Cortante.....	147
Tabla LI. Resistencia de compresión para L40x40x4.....	147
Tabla LII. Resistencia de compresión para L30x30x4.....	148
Tabla LIII. Resistencia de compresión para L50x50x4.....	149
Tabla LIV. Resistencia de compresión para C200x50x4.....	150
Tabla LV. Resistencia para verificación de bloque cortante.....	151
Tabla LVI. Datos de diseño para las zapatas corridas.	162
Tabla LVII. Cargas máximas del diseño de las zapatas.....	163
Tabla LVIII. Determinación del centro de reacciones.....	164
Tabla LIX. Momentos flectores de cimentación en el eje Y.....	165
Tabla LX. Cortantes Últimos de la Cimentación en el eje Y.	165
Tabla LXI. Dimensionamiento y armado de la viga de cimentación.	166
Tabla LXII. Refuerzo por flexión de las alas de la zapata.	167

Tabla LXIII. Longitud de desarrollo de zapata.....	168
Tabla LXIV. Parámetros para el cálculo de asentamiento.....	171
Tabla LXV. Valores Permisibles para Asentamientos.	173
Tabla LXVI. Datos generales para el diseño de la cisterna.....	179
Tabla LXVII. Cálculo de asiento de columnas y anclas metálicas.....	202
Tabla LXVIII. Datos generales para el pre-diseño de la columna.....	205
Tabla LXIX. Medidas Estándar de Tubería EMT.....	213
Tabla LXX. Información Técnica de Lámpara LED Tipo Cobra.....	214
Tabla LXXI. Selección del Cable Conductor.....	220
Tabla LXXII. Circuitos de Panel Secundario – 1.....	221
Tabla LXXIV. Circuito Alimentador 1.....	223
Tabla LXXV. Circuito Alimentador 2.....	224
Tabla LXXVI. Circuito Alimentador Principal.....	225
Tabla LXXVII. Demandas de caudales, presiones y diámetros en aparatos de consumo.....	231
Tabla LXXVIII. Diámetros de descargas mínimos y UEH para diferentes tipos de artefactos.....	233
Tabla LXXIX. Escala de valoración de la intensidad en los impactos ambientales.....	249
Tabla LXXX. Escala de valoración de la extensión en los impactos ambientales.....	249

Tabla LXXXI. Escala de valoración de la duración en los impactos ambientales.....	249
Tabla LXXXII. Escala de valoración de signo en los impactos ambientales.	250
Tabla LXXXIII. Escala de valoración de magnitud en los impactos ambientales.	250
Tabla LXXXIV. Escala de valoración de riesgo en los impactos ambientales.	250
Tabla LXXXV. Escala de valoración de reversibilidad en los impactos ambientales.....	250
Tabla LXXXVI. Escala de valoración de los impactos ambientales.....	251
Tabla LXXXVII. Escala de valoración para la Matriz de Evaluación.....	251
Tabla LXXXVIII. Ficha Ambiental del Plan de Prevención, Control y Mitigación de impactos ambientales negativos.	253
Tabla LXXXIX. Ficha Ambiental de Gestión del Recurso del Suelo.	255
Tabla XC. Ficha Ambiental de Plan de Manejo de Desechos.	256
Tabla XCI. Ficha Ambiental de Plan de Capacitación y Educación Ambiental.	258

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 Preámbulo.

El presente trabajo muestra el diseño y análisis estructural de una planta de pre proceso de pescado que será ubicada en el cantón Jaramijó, provincia de Manabí, se ha basado como guía principal en la norma ecuatoriana de la construcción y el AISC 360-10.

Los galpones industriales son estructuras idóneas para la utilización de actividades comerciales por lo que se diseñara una nave simple con pórticos reticulares para la planta de pre proceso.

Dado que el acero estructural permite menores tiempo de construcción ya que brinda una rapidez en el montaje de las estructuras, y permite construir con grandes vanos sin necesidad de columnas en medio, se ha escogido este material para el diseño de la planta de pre proceso a pesar de las desventajas que presenta el acero ante la corrosión y fuego que se pueden contrarrestar con un adecuado mantenimiento.

1.2 Planteamiento del Problema.

La economía del cantón Jaramijó está basada en la pesca, por lo que surge la necesidad de que se realice una infraestructura en las cuales los ciudadanos puedan trabajar en óptimas condiciones por tal motivo se

diseñará la planta de pre proceso de pescado de tipo galpón que será utilizado como espacio para los habitantes del sector en donde puedan realizar la actividad de eviscerar pescados.

1.3 Hipótesis.

Dado a la alta sismicidad que se presenta en el cantón Jaramijó ubicado en la provincia de Manabí y debido a la importancia que presenta las estructuras frente a los fenómenos naturales se diseñó tres alternativas para un galpón destinado a la actividad pesquera. Se parte del hecho que las tres estructuras pueden presentar condiciones sismo resistente, sin embargo, se deben considerar aspectos fundamentales como vida útil, el tiempo de construcción, mantenimiento, entre otros, como aspectos definitorios.

1.4 Objetivos.

1.4.1 Objetivo General.

Diseñar una planta de pre proceso de pescado optando una edificación de estructura metálica.

1.4.2 Objetivos Específicos.

- Analizar el comportamiento de los elementos bajo las cargas solicitantes de la estructura en el software SAP 2000.
- Realizar el análisis de precios unitarios de la alternativa propuesta.
- Elaborar un diseño estructural de un galpón con acero estructural.
- Diseñar las instalaciones eléctricas y sanitarias de la planta.
- Diseñar una cisterna para la planta de pre proceso con el fin de abastecer su producción a un 100%.
- Diseñar la cimentación apropiada para este tipo de estructura considerando el sector de riesgo sísmico.
- Dar a conocer las ventajas y desventajas del acero estructural, caña guadua y hormigón.

1.5 Metodología de estudio.

La primera fase de nuestro trabajo será visitar las diferentes evisceradoras del cantón de Jaramijó, las cuales se las describirá en el capítulo 2. El objetivo de esta primera fase es inspeccionar y analizar las infraestructuras de todas las evisceradoras para poder escoger los

materiales adecuados y diseñar la mejor estructura posible para la planta de pre proceso de pescado en el sector El Mirador.

Como segunda fase se procede a elegir qué tipo de estructura se diseñará para la planta que en nuestro trabajo se ha decidido por realizar el diseño de un galpón dado que la función de este será para la actividad específica de eviscerar pescado, también se elegirá el tipo de material con el que se hará el diseño, el cual es el acero estructural. Y la última fase comprende a la elaboración del diseño estructural, arquitectónico y sanitario de la planta, culminando con el análisis de precios unitarios y la realización del presupuesto de la alternativa planteada.

1.6 Alternativas.

1.6.1 Descripción de Alternativa 1.

La edificación será construida utilizando la denominada caña guadua, su nombre científico es *guadua angustifolia* que existe en relativa abundancia en la Provincia de Manabí.

La caña guadua bien desarrolladas crecen hasta 6 m de altura y un alto porcentaje de esta longitud puede servir para construir estructuras.

Existen ya numerosas experiencias de edificaciones construidas con caña guadua, también se han realizado algunos tipos de análisis del comportamiento estructural, en donde se comprueba el funcionamiento correcto del sistema estructural.

Por las razones antes expuestas, se plantea el diseño de un galpón de una altura máxima en la cumbrera de 6.80 m con luces de 5m.

La estructura de las columnas debe estar integrado por 4, 8 y hasta 12 cañas dependiendo de su altura. Las vigas que se amarran o ligan a las columnas se constituyen con 2 o 4 cañas.

Los entrabes se seleccionará utilizando madera de alta resistencia y varillas.

Una de las desventajas de este material es que su tiempo de vida puede ser corto, debido a un mal mantenimiento o pasar continuamente expuesto a humedades perjudicando a la resistencia del material causando daños en la edificación.

1.6.2 Descripción de Alternativa 2.

Se plantea realizar un diseño de estructura en acero con el uso de armaduras ya que las cerchas de cubierta, junto con las columnas

que la soportan constituyen una estructura en pórtico. El ancho de la estructura puede estar formado por uno o más pasos. (Lothers, 1973) La planta de pre proceso de pescado estará constituida por un paso o crujía. La longitud de la luz será de 20m.

Se implementaría una edificación con vigas de celosía de acero estructural laminado en frío A36 en forma inclinadas dado que estas son empleadas a menudo para grandes luces en estructuras cuando se desea disponer de una gran altura libre sobre el piso. (Lothers, 1973)

Las principales ventajas de utilizar el acero estructural como material de construcción además de su alta resistencia, ductilidad y elasticidad es que es usado comúnmente en el país para edificaciones como galpones por lo que ya se posee información para su diseño y los trabajadores están capacitados para realizar el montaje de este tipo de estructuras.

La pendiente será de 18% de 10. 20°, se utilizará perfiles del catálogo de DIPAC, los perfiles para los cordones inferiores y superiores serán canales, para la cercha se empleará perfiles de doble ángulo y para las correas se utilizará perfiles G que son los más usados en el Ecuador.

1.6.3 Descripción de Alternativa 3.

Los materiales más utilizados en la construcción son el hormigón y el acero estructural, se propone realizar un galpón con columnas de hormigón y cubierta compuesta de cerchas metálicas. Se sugiere el empleo de este sistema mixto ya que el uso de la edificación será para fines pesqueros por lo que se pretende evitar la corrosión en la planta utilizando hormigón en las columnas, y dado que la infraestructura se ubicará en una zona con alto riesgo sísmico sería ideal emplear acero estructural en las vigas.

Las columnas tendrán una altura de 5m, por lo que se necesita aumentar su ancho para que no se trabaje con elementos esbeltos, incrementando el costo de la construcción, otro aspecto a considerar en esta alternativa propuesta es que dado la altura mencionada anteriormente no sería viable fundir columnas de tal altura.

1.7 Criterios para la elección de la alternativa.

Se ha escogido siete criterios para realizar la selección de la mejor alternativa, dándole un puntaje a cada uno de los criterios, mostrados en

la tabla 1, que serán la base para asignar las calificaciones a las tres alternativas.

Los puntajes más altos fueron designados a los criterios de costo y vida útil, dado que siempre se busca que una construcción de cualquier tipo de estructura sea lo más económica posible, con una alta durabilidad para que la edificación pueda ser rentable.

Los criterios que ocupan el segundo lugar en el puntaje son el tiempo de construcción y la afectación ambiental, el tiempo de construcción es un aspecto que influye en el costo de la obra, ya que este criterio es proporcional al costo de mano de obra.

Es fundamental considerar la afectación ambiental debido a que en la actualidad se tiene como objetivo principal disminuir el impacto ambiental negativo que genera el campo de la construcción y como últimos criterios a considerar están la serviciabilidad, aceptación social y mantenimiento. Toda estructura debe ser segura para las personas por lo que la serviciabilidad es también otro criterio que considerar, no se puede permitir que las deformaciones sean mayores a las deformaciones admisibles.

La construcción de una obra civil surge de una necesidad de los pobladores, es importante informar siempre a las personas de cualquier obra que se vaya a ejecutar.

Entre las etapas que constituyen una construcción se encuentra la fase de operación por lo que es esencial tomar en cuenta el mantenimiento para elegir la ideal alternativa.

Tabla I. Criterios para elección de alternativas.

CRITERIOS PARA ELECCIÓN	PUNTOS
Costo	20
Tiempo de construcción	15
Serviciabilidad	10
Afectación ambiental	15
Vida útil	20
Aceptación social	10
Mantenimiento	10
TOTAL	100

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

1.8 Calificación de los criterios en las alternativas propuestas.

La alternativa 1 que es la edificación con caña de guadua obtuvo una calificación de 83 puntos, se disminuyó en los criterios de tiempo de construcción, serviciabilidad y vida útil.

El tiempo de construcción en este tipo de material será un poco más largo dado que en el país no se cuenta con mano de obra capacitada para la realización de edificaciones con caña de guadua. Para que se aumente la durabilidad de una estructura de caña de guadua se debe preservar este material con métodos que se describen en la NEC pero aun así

comparados con los otros materiales la caña de guadua tiene menor vida útil.

Tabla II. Puntaje de alternativa 1.

Alternativa 1	Puntos
Costo	20
Tiempo de construcción	10
Serviciabilidad	8
Afectación ambiental	15
Vida útil	10
Aceptación social	10
Mantenimiento	10
TOTAL	83

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

La alternativa dos presenta una calificación de 85 puntos, los criterios que fueron disminuidos, son los siguientes: costo y afectación ambiental. En el costo se puso 10 puntos debido a que una estructura de acero estructural tiene un elevado costo y se debe realizar un sistema de protección de pintura y en afectación ambiental se colocó 10 puntos porque la fabricación e implementación del acero estructural genera altas emisiones de CO₂.

Tabla III. Puntaje de alternativa 2.

Alternativa 2	Puntos
Costo	10
Tiempo de construcción	15
Serviciabilidad	10

Afectación ambiental	10
Vida útil	20
Aceptación social	10
Mantenimiento	10
TOTAL	85

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

La alternativa tres obtuvo un total de 73 puntos, los criterios a los cuales se restó puntos son: costo, tiempo de construcción, afectación ambiental y vida útil, las estructuras construidas con hormigón son más durables que el acero pero como esta alternativa es un sistema mixto de hormigón y acero, la durabilidad dependerá del adecuado mantenimiento que se realice a las estructuras metálicas, el tiempo de construcción siempre es mayor en las edificaciones de hormigón ya que se debe utilizar formaletas, y el costo será mayor en este tipo de sistema por la razón que se mencionó anteriormente en la descripción de la alternativa 3.

Tabla IV. Puntaje de alternativa 3.

Alternativa 3	Puntos
Costo	8
Tiempo de construcción	10
Serviciabilidad	10
Afectación ambiental	10
Vida útil	15
Aceptación social	10
Mantenimiento	10
TOTAL	73

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Como se puede observar en las tablas anteriores la alternativa con mayor puntaje es la alternativa 2 con un total de 85 puntos por lo que es la alternativa que se ha escogido para realizar el análisis y diseño para la planta de pre proceso.

CAPÍTULO 2

DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

2.1 Ubicación geográfica.

El área a estudiar para la elaboración de la planta de pre proceso de pescado se encuentra ubicado en la ciudad de Manabí cantón Jaramijó, donde se conoció el proceso de eviscerar algunos tipos de pescado como la pinchagua, en el cual se pudo comprobar que esta actividad se realiza en algunos sectores del cantón y es una fuente de trabajo para los habitantes del cantón.



Figura 2.1 Evisceradoras en el Cantón Jaramijó.

Fuente: Google Maps, 2018.

La evisceradora 1 se encuentra en la ciudadela el mirador a 36 msnm, el propietario del terreno alquila sus instalaciones para que realicen la actividad. La estructura ocupa un área de 630 m², está construida de caña guadua y hormigón. Sus columnas de caña se encuentran empotradas en pequeños cubos de hormigón.



Figura 2.2 Evisceradora 1.
Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

La evisceradora 2 ubicada dentro de las instalaciones del muelle pesquero artesanal del cantón Jaramijó es la única planta de pre proceso en óptimas condiciones para el desarrollo de esta actividad, una de sus desventajas es que la capacidad de la planta es pequeña para la producción que existe en el sector. La estructura es de hormigón con una cubierta metálica y sistemas de drenaje perimetral.



Figura 2.3 Evisceradora 2.
Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

La evisceradora 3 no se encuentra habilitada desde hace 1 año 7 meses por motivos del terremoto, dicho fenómeno produjo el colapso de la estructura lo que causó que esté fuera de funcionamiento y está ubicada a 1 msnm.



Figura 2.4 Evisceradora 3.
Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Denominada “Siempre Franklin”, esta evisceradora es usada únicamente por los propietarios, pero se desarrolla de manera similar que el resto, ya que contratan a moradores para la realización de esta actividad. La estructura está conformada de acero estructural y hormigón armado y se encuentra ubicada a 2 msnm. El agua utilizada para la actividad es descargada directamente al mar.



Figura 2.5 Evisceradora 4 "Siempre Franklin".
Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Las evisceradoras indicadas anteriormente son las únicas que se encuentran dentro de la ciudad, existe otra afuera de la ciudad a 15 minutos, en el sector La Sabana que brinda el servicio de alquiler de su instalación y de la mano de obra para eviscerar. El propietario indicó que obtenía el agua por medio de tanqueros para abastecer su producción.



Figura 2.6 Evisceradora ubicada en La Sabana.
Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

2.2 Localización del proyecto.

Para ejecutar el proyecto nos focalizamos en las necesidades de la evisceradora 1, con el fin de mejorar las situaciones actuales en las que labora el personal y hacer que esta actividad disminuya su impacto ambiental. El terreno se encuentra a 36 msnm. La ciudadela El Mirador donde se halla el terreno tiene todos los servicios básicos pero tienen constantes problemas con el AA.PP, causando una escasez de agua para todos los moradores. Lo que implica que para desarrollar normalmente la actividad de eviscerar los pescados necesitan adquirir tanqueros, ya que el agua es un implemento muy importante para el proceso de eviscerar.

Tabla V. Coordenadas UTM de la Evisceradora 1.

Punto	Coordenada E	Coordenada S
A	539507 m E	9895737 m S
B	539561 m E	9895731 m S
C	539511 m E	9895594 m S
D	539561 m E	9895611 m S

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.



Figura 2.7 Localización de la Evisceradora 1.
Fuente: Google Earth, 2018.

2.3 Estudio de suelo.

Las autoridades del cantón Jaramijó, después del terremoto ocurrido el 26 de abril del 2016, procedieron a realizar estudios de suelos en diferentes sectores de la ciudad con el fin de poder determinar qué tipo de edificaciones se puede construir en ciertas zonas del cantón. La información a analizar en el proyecto se encuentra dentro del sector 1 perforación 5 que es la más cercana al terreno. ANEXO A (Ubicación del Sector 1)

El estudio que presentó la consultora mediante el informe, lo efectuó, teniendo en cuenta los términos de referencia relativo a el proyecto del

municipio y se relaciona con la construcción de viviendas de ocupación digna, tipo residenciales de una planta, para lo cual se realizó 1 perforación de 8 m de profundidad, en el área de terreno (PERFORACIÓN 5) donde se desarrollará el Estudio de Mecánica de Suelo, ubicado en el Cantón Jaramijó, Figura 2.8.

El estudio realizado en el sector 1 es de gran ayuda ya que se encuentra muy cerca del terreno a estudiar. Lo que facilita el análisis del tipo de suelo en la zona a construir por lo que las características geotécnicas son similares en el sector. Lo que ayuda a proponer un tipo de cimentación óptimo para la estructura, ya que la estratigrafía y la capacidad admisible del suelo se mantiene en el perfil costero del sector 1.



Figura 2.8 Croquis Sector 1 - Perforación 5.

Fuente: Ladegocom S.A., 2017.

La información completa del estudio de suelo y la estratigrafía de la perforación 5. Se encontrará en el ANEXO B y ANEXO C.

Tabla VI. Estudio de Suelo Sector 1 - Perforación 5.

Estudio de mecánica de suelos en varias zonas del cantón Jaramijó provincia de Manabí				
Sector 1				
Perforación 5				
Coordenadas UTM (WGS 84)		P – 5 (9896315 N ; 538375 E)		
Muestra #	Profundidad m	Límites de Atterberg		Clasificación S.U.C.S.
		LL	I.P	
P-1-1	0.00 - 0.60	-	NP	SM
P-1-2	0.60 - 2.30	42,20	14,14	ML
P-1-3	2.30 - 8.00	71,54	32,68	MH
SM:	Mezcla de arena, limo y lutita, no plástica.			
ML:	Limo arenoso (lutita granulado fino), mediana plasticidad, consistencia media a firme.			
MH:	Lutitas y limolitas, consistencia firme.			

Fuente: Ladegocom S.A., 2017.

Teniendo en cuenta las condiciones del proyecto, se recomienda lo siguiente:

- Las edificaciones a proyectarse en dicha área, estarán sobre un relleno granular de no menos 1.20m. Dicho relleno consistirá en una capa inferior de piedra bola, en un espesor de 0.40 m, el material restante será granular (lastre clasificado y/o arenisca del sitio), el que

se colocará debidamente hidratado y compactado, en capas no mayores de 0.20 m.

- El tipo de cimentación será de zapatas corridas, fundidas monolíticamente con el contrapiso.
- La profundidad de desplante de la cimentación será superficial.
- La capacidad admisible de suelo, para en el cálculo de la cimentación será **qa = 1,2 Kg/cm2 = 12 T/m2.**
- Para los efectos de la respuesta sísmica, el perfil de suelo se lo clasifica como D.

La cimentación va estar sobre lutitas y limolitas meteorizadas.

Las obras adicionales (obras exteriores) que corresponden al mejoramiento del entorno, tendrán las consideraciones anteriores, variando solamente la profundidad del relleno debajo de la cimentación que será no mayor a 0.60 m. con material del sitio (arenisca) y/o material granular (lastre clasificado), el que se colocará debidamente hidratado y compactado en capas no mayores a 0.20 m.

2.4 Climatología.

2.4.1 Clima.

El clima predominante en el territorio de Jaramijó corresponde a un clima de tipo tropical mega térmico árido a semiárido, clima que se caracteriza por presentar temperaturas medias anuales de 24°C (mega térmico), las máximas rara vez superan los 32°C y las mínimas son del orden de los 16°C. Las precipitaciones anuales son 200-300 que cubre el 0,34%, de 300-400 que cobija el 56,87% y con el 400-500 que reviste el 42,78% de toda la superficie y están concentradas en una sola estación lluviosa (tropical), de enero a abril. (IZAMACONSUL, 2014)

2.5 Aguas Subterráneas.

El agua subterránea representa un enorme recurso que se puede administrar solamente mediante el entendimiento de los diferentes tipos de acuíferos y sus índices de recuperación o recarga.

De acuerdo a los datos del documento de Evaluación de los Recursos de Agua del Ecuador 1998, determina que aproximadamente el 73,09% de la superficie del cantón es de agua dulce localmente abundante, en pequeñas a moderadas cantidades disponibles de sedimentos clásticos consolidados y no consolidados que se encuentran a una profundidad menor que 60 metros, y el restante de agua dulce escasa o deficiente con el 26,92% con características minúsculas a pequeñas cantidades

disponibles de fracturas aisladas dentro de rocas impermeables ígneas y metamórficas, que se encuentran a una profundidad de menor que 60 metros, en el siguiente mapa se detalla la localización de las aguas subterráneas. ANEXO 4 (IZAMACONSUL, 2014)

En el estudio de cada evisceradora se pudo conocer que 1 de ellas se abastecían de agua por medio de pozos, obteniendo de ahí agua azufrada que se puede usar para la actividad, ya que es indispensable que el agua sea salada para el lavado del pescado o si no el pez se estropea.

2.6 Análisis de Amenazas Naturales.

En base los datos de DesInventar, se han registrado 1937 eventos que han tenido de mayores y menores impactos, que revelan la exposición en todo el territorio de las amenazas de origen natural y antrópica. En efecto, se han producido innumerables eventos naturales del 55,76% y antrópicos de 44,24%, pero cabe advertir que los registros históricos mencionan aquellos que tuvieron consecuencias notables en los asentamientos humanos.

En la siguiente tabla se muestran los eventos que causaron pérdidas humanas y materiales, en el cantón de Jaramijó, en términos de mortalidad, los desastres relacionados con marejadas, inundaciones,

deslizamiento, lluvias e incendios forestales han tenido graves consecuencias en términos de población afectada.

Amenazas	Subgrupo	Descripción	Desastres Sub - Tipo	Desastres	
				Numero	%
Natural	Geofísico	Un peligro procedente de tierra sólida. Este término se utiliza indistintamente con el término de riesgos geológicos.	Sismo	1	3,23
			Movimiento de masa	1	3,23
	Meteorológico	Un peligro causado por la corta duración, la micro y meso escala de clima extremo y las condiciones atmosféricas que duran desde minutos a días.	Tempestad	1	3,23
			Avenida torrencial	1	3,23
	hidrológica	Peligro causado por la ocurrencia, el movimiento y la distribución del agua superficial y subterránea de agua dulce y agua salada	Inundaciones	1	3,23
			Lluvia	5	16,13
			Marejadas	6	19,35
	Climatológico	Peligro causado por la larga vida, meso de los procesos atmosféricos macro escala que va desde intra estacional a la variabilidad del clima multidecenal	Incendio forestal	4	12,90

Figura 2.9 Desastres sucedidos en el Cantón Jaramijó.

Fuente: DesInventar, 2015.

2.6.1 Sismos.

De la información sísmica histórica que comprende entre los años 1901 a 2015 que proporciono el Instituto Geofísico EPN. En base a esta información se realizó un mapa de los eventos que corresponden a una zona de peligro alto. Los mayores rangos de aceleración y energía sísmica liberada corresponden a la zona costera, callejón interandino y piedemonte hacia el Oriente.

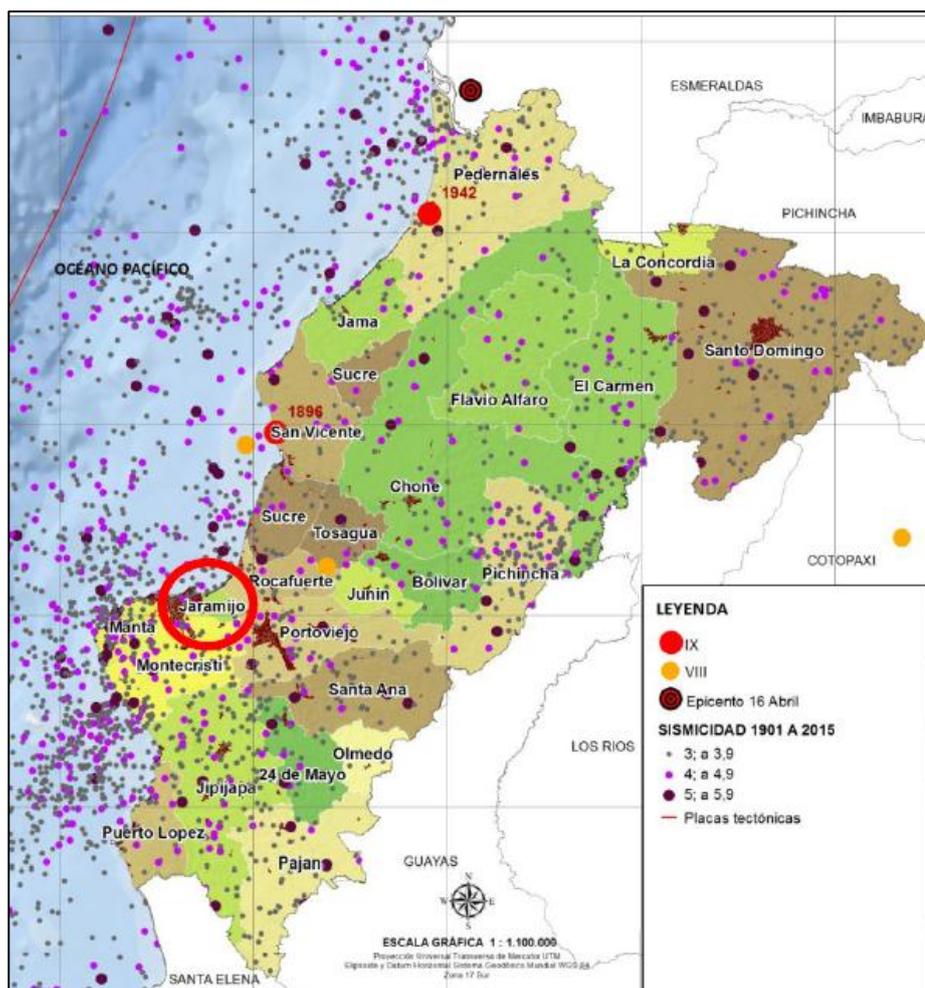


Figura 2.10 Mapa de Sismos.
Fuente: Instituto Geofísico EPN, 2015.

Lo que se puede concluir es, que el cantón Jaramijó no está libre de movimientos telúricos; por lo tanto, es importante el diseño sísmico en todo tipo de estructuras.

2.6.2 Zonas Sísmicas y Factor de la zona Z.

Tabla VII. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.5
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Fuente: NEC - SE – DS, 2015.

El Cantón Jaramijó se encuentra en la zona sísmica VI con un factor Z de 0.5 con una caracterización del peligro sísmico MUY ALTA.

2.7 Geología Local.

Se determinó con el estudio de suelos que el tipo de perfil para el diseño sísmico es el “D”.

Tabla VIII. Clasificación de los perfiles de suelo.

Tipo de Perfil	Descripción	Definición
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante; o, Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones.	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$ $50 > N \geq 15$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$

Fuente: NEC - SE – DS, 2015.

En la Tabla VIII se muestra información obtenida a partir del factor Z, tipo de suelo y de la importancia de la estructura, para el desarrollo de los Espectros Elásticos e Inelásticos.

CAPÍTULO 3

METODOLOGÍA

3.1 Base de Diseño.

El diseño se realizará de acuerdo con las disposiciones del método Diseño en Base a Factores de Carga y Resistencia (LRFD).

3.1.1 Resistencia Requerida.

La resistencia requerida de los miembros estructurales y conexiones será determinada mediante análisis estructural para las combinaciones de carga que corresponda.

3.1.2 Estados Límites.

El diseño estará basado en el principio que cuando la estructura es sometida a las combinaciones de carga apropiadas, ningún estado limite aplicable, resistente o de servicio será excedido.

3.2 Diseño de miembros estructurales.

3.2.1 Diseño de miembros a tensión.

3.2.1.1 Resistencia nominal de miembros a tensión.

La resistencia nominal de miembro a tensión se basa en dos estados límites:

- a) Fluencia: calculado en el área gruesa de la sección transversal.

$$P_n = F_y A_g$$

$$\Phi_t = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

- b) Ruptura: calculado en el área neta de la sección.

$$P_n = F_u A_e$$

$$\Phi_t = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

Donde:

Φ_t = factor de reducción de resistencia.

A_e = área neta efectiva de la sección, cm² (mm²).

A_g = área gruesa de la sección transversal, cm² (mm²).

F_y = tensión de fluencia mínima especificada, kgf/cm² (MPa).

F_u = tensión última mínima especificada, kgf/cm² (MPa).

P_n = carga mayorada a tracción, kgf.

3.2.1.2 Área neta Efectiva (A_e).

Cuando la conexión de extremo se da en todos los elementos de la sección transversal se efectúa una distribución uniforme de esfuerzos en el área neta de la zona de la conexión, sin embargo, cuando unos elementos se conectan y otros no, los esfuerzos deben fluir fuera de los elementos de la placa que no están conectados y hacia adentro de los otros que están conectados. Este congestionamiento de trayectorias de esfuerzos hace que se desarrollen mayores tensiones y por tanto se vea reducida la eficiencia de la sección.

El área neta efectiva de los miembros traccionados debe ser determinado de la siguiente forma:

$$A_e = A_g U$$

Donde U , es el factor de reducción, conocido como (shear lag), es determinado como se muestra en la Figura 3.1.

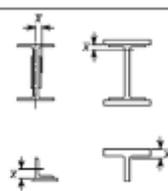
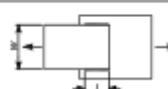
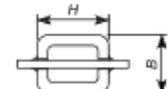
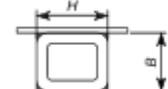
Case	Description of Element	Shear Lag Factor, U	Example
1	All tension members where the tension load is transmitted directly to each of the cross-sectional elements by fasteners or welds (except as in Cases 4, 5 and 6).	$U = 1.0$	—
2	All tension members, except plates and HSS, where the tension load is transmitted to some but not all of the cross-sectional elements by fasteners or longitudinal welds or by longitudinal welds in combination with transverse welds. (Alternatively, for W, M, S and HP, Case 7 may be used. For angles, Case 8 may be used.)	$U = 1 - \bar{x}/l$	
3	All tension members where the tension load is transmitted only by transverse welds to some but not all of the cross-sectional elements.	$U = 1.0$ and $A_n =$ area of the directly connected elements	—
4	Plates where the tension load is transmitted by longitudinal welds only.	$l \geq 2w \dots U = 1.0$ $2w > l \geq 1.5w \dots U = 0.87$ $1.5w > l \geq w \dots U = 0.75$	
5	Round HSS with a single concentric gusset plate	$l \geq 1.3D \dots U = 1.0$ $D \leq l < 1.3D \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = D/\pi$	
6	Rectangular HSS		
	with a single concentric gusset plate	$l \geq H \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B+H)}$	
	with two side gusset plates	$l \geq H \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B+H)}$	
7	W, M, S or HP Shapes or Tees cut from these shapes. (If U is calculated per Case 2, the larger value is permitted to be used.)	with flange connected with 3 or more fasteners per line in the direction of loading	$b_f \geq 2/3d \dots U = 0.90$ $b_f < 2/3d \dots U = 0.85$
		with web connected with 4 or more fasteners per line in the direction of loading	$U = 0.70$
8	Single and double angles (If U is calculated per Case 2, the larger value is permitted to be used.)	with 4 or more fasteners per line in the direction of loading	$U = 0.80$
		with 3 fasteners per line in the direction of loading (With fewer than 3 fasten-	$U = 0.60$

Figura 3.1 Factor de corte diferido para miembros a tensión.

Fuente: AISC 360, 2010.

$$U = 1 - \frac{x}{l}$$

Donde:

x = Excentricidad desde el centro de gravedad del área tributaria del miembro, al plano de contacto entre la placa unión y el elemento conectado.

l = Longitud total de la conexión.

3.2.1.3 Resistencia de diseño.

3.2.1.3.1 Requisito de resistencia (LRFD).

$$P_u \leq \Phi_t P_n$$

La capacidad de resistencia de un miembro $\Phi_t P_n$ debe ser el menor de los siguientes valores:

$$\Phi_t P_n \leq \begin{cases} 0.90 F_y A_g \\ 0.75 F_u A_e \end{cases}$$

3.2.1.4 Control de Rigidez por esbeltez.

La relación de Esbeltez máxima para miembros en tensión no debe exceder la siguiente relación:

$$\frac{L}{r} \leq 300$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Donde:

L= Longitud total del elemento.

r= radio de giro.

I= inercia de la sección.

A= área gruesa.

3.2.1.5 Varillas y Barras.

Cuando se usan varillas y barras como miembros a tensión, pueden soldarse simplemente sus extremos, o bien, mantenerse en posición por medio de roscas (cuerdas) con tuercas. El esfuerzo de diseño nominal a tensión del miembro puede calcularse como sigue: (McCormac, 2012).

$$R_n = F_{nt}A_D = 0.75F_u(0.75A_D)$$

3.2.2 Bloque de cortante.

Es el tipo de falla que se da en los extremos conectados de los miembros a tensión, ocurre cuando el miembro está sometido a tensión y corte.

La resistencia de diseño para el estado límite de ruptura de bloque cortante, a lo largo de una o varias trayectorias de falla por corte y tensión es:

$$R_n = 0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}$$

$$\phi = 0.75(LRFD)$$

3.2.3 Diseño de miembros a compresión.

La resistencia nominal de miembro a compresión se basa en los siguientes estados límites:

a) Pandeo por flexión

Llamado también Pandeo de Euler. Excesiva flexión alrededor de uno de los ejes (eje crítico) de su sección transversal.

b) Pandeo torsional

Rotación alrededor del centro de corte de la sección transversal.

c) Pandeo flexo torsional

Existe flexión combinada con rotación.

La capacidad de resistencia de un miembro $\Phi_c P_n$ debe ser el menor de los valores obtenidos de los tres estados límites mencionados anteriormente.

Considerar: $\Phi_c = 0,90$ (LRFD)

3.2.3.1 Elementos Rigidizados y No Rigidizados.

El Manual AISC se consideran dos tipos de elementos: los elementos rigidizados y los no rigidizados.

- Elementos Rigidizados: son aquellos que están soportados a lo largo de sus bordes.
- Elementos No Rigidizados: son aquellos que no poseen ningún soporte a lo largo de un borde a la dirección de la carga.

Para establecer los límites de las relaciones ancho a espesor de los elementos de los miembros a compresión, la Especificación AISC agrupa a los miembros en las tres clasificaciones siguientes: secciones compactas, secciones no compactas y elementos

esbeltos a compresión. Esta clasificación, de la que dependen los esfuerzos de diseño por compresión usados en columnas. (AISC 360, 2010)

3.2.3.2 Clasificación de las secciones según pandeo local.

El control del pandeo local es fundamental para el buen desempeño de un miembro estructural. Debido a ello se presenta una clasificación de secciones conforme a la relación ancho/espesor.

Cuando los elementos son sometidos a compresión axial, las secciones se clasifican como no esbeltas o esbeltas. Cuando el elemento se clasifica como sección no esbelta, la razón ancho-espesor de sus elementos comprimidos no debe de exceder los valores λ_r , de la Figura 3.2. Si la razón ancho espesor de cualquier elemento en compresión excede el valor λ_r , la sección se considera esbelta. (AISC 360, 2010)

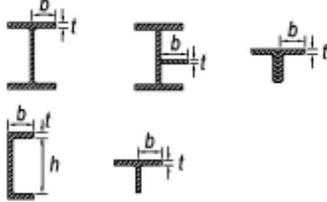
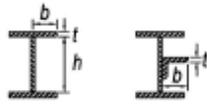
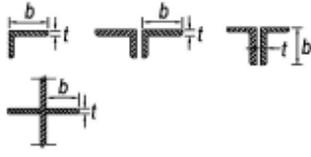
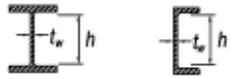
Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razón Límite Ancho-Espesor λ , (Esbelto-No Esbelto)	Ejemplos
Elementos No-Atiesados	1	b/t	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	2	b/t	$0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ ^[a]	
	3	b/t	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4	d/t	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos Atiesados	5	h/t_w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	6	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	7	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Figura 3.2 Razón Ancho-Espesor de Elementos en Compresión.
Fuente: AISC 360, 2010.

3.2.3.3 Fórmulas para columnas.

Cuando las columnas se clasifican como columnas cortas con pandeo inelástico el AISC determina el esfuerzo de pandeo a flexión por medio de la fórmula de Euler, F_{cr} , para un miembro a

compresión y cuando se trata de columnas largas se utiliza una ecuación parabólica empírica.

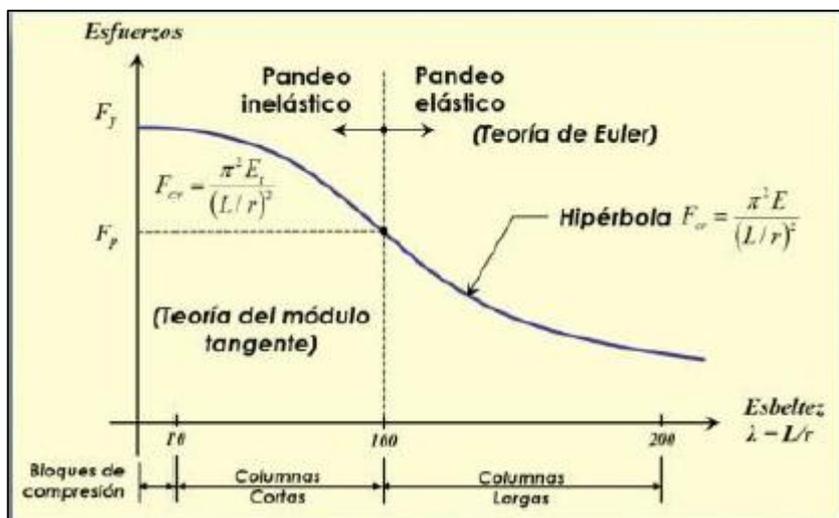


Figura 3.3 Curva de pandeo para columnas.
Fuente: AISC 360, 2010

3.2.3.4 Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos.

La resistencia de compresión nominal, P_n , debe ser determinada basada en el estado límite de pandeo por flexión:

$$P_n = F_{cr} A_g$$

Donde:

F_{cr} = Esfuerzo crítico

P_n = Resistencia teórica o nominal

A_g = Área gruesa de la sección transversal

El esfuerzo de pandeo por flexión, se determina como sigue:

a) Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ o $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y$$

b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ o $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

Donde:

F_e = esfuerzo de pandeo elástico, kgf/cm² (MPa).

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

3.2.3.5 Longitud efectiva.

La longitud efectiva es la distancia entre los puntos donde el momento es cero, es decir la distancia entre sus puntos de inflexión. (McCormac, 2012)

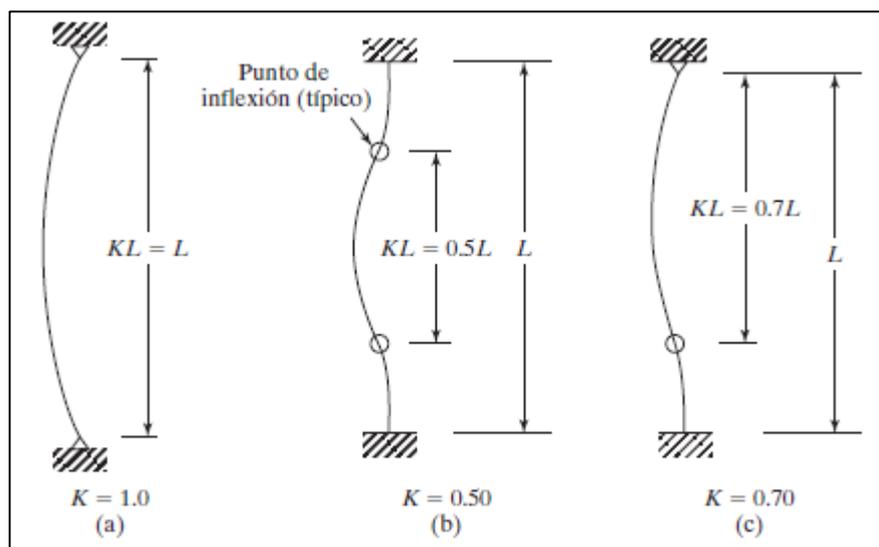


Figura 3.4 Longitudes efectivas (KL) en marcos arriostrados.
Fuente: McCormac, 2012.

Para miembros sometidos a compresión conformados por armaduras se puede considerar $K=1$ (Blaguietto, 2002), sin embargo, tomar un valor de $K=1$ es bastante conservador así que existe un método basado en nomogramas para determinar la longitud efectiva de columnas presentes en marcos continuos.

Por tanto, la restricción rotacional proporcionada por las vigas en el extremo de una columna es función de la rigidez rotacional de los miembros que se cruzan en la junta.

Teniendo claro que la rigidez rotacional es proporcional a EI/L , donde "I" es la inercia de la sección respecto al eje de flexión, entonces el factor de longitud efectiva K depende de la razón entre

la rigidez de las columnas y la rigidez de las vigas que llegan al nodo, se expresa de la siguiente manera (McCormac, 2012):

Para marcos arriostrados:

$$G = \frac{\sum \frac{4EI}{L} \text{ de las columnas}}{\sum \frac{4EI}{L} \text{ de las vigas}} = \frac{\sum \frac{Eclc}{Lc}}{\sum \frac{Eglg}{Lg}}$$

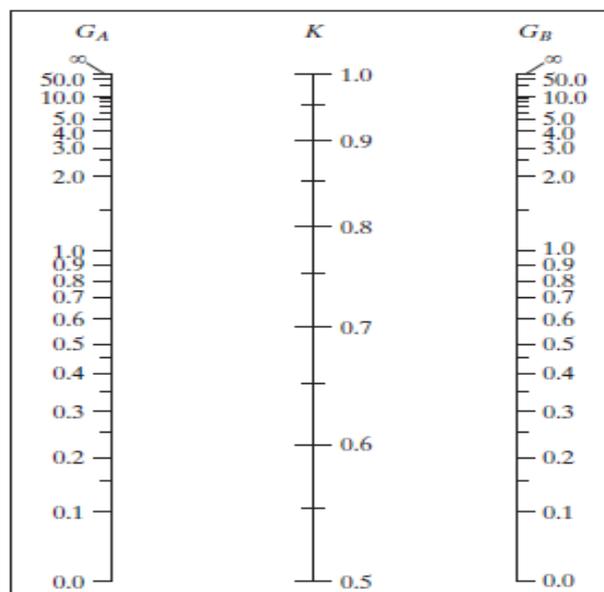


Figura 3.5 Nomograma para estimación del factor K.

Fuente: McCormac, 2012.

3.2.3.6 Máxima relación de esbeltez.

$$RE^* = \frac{KL}{r} \leq 200$$

Donde:

RE* = Relación de esbeltez para los miembros a compresión.

3.2.3.7 Resistencia a compresión, pandeo torsional y flexo-torsional de miembros sin elementos esbeltos.

Para secciones doble ángulo y T en compresión:

$$F_{cr} = \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cr}F_{crz}H}{(F_{cr} + F_{crz})^2}} \right)$$

Donde F_{cry} se toma como F_{cr} de la ecuación de pandeo por flexión en torno al eje y de simetría.

$$\left(\frac{KL}{r} \right) = \left(\frac{KL}{r} \right)_m$$

Cuando $\frac{a}{ri} < 40$

$$\left(\frac{KL}{r} \right)_m = \left(\frac{KL}{r} \right)_o$$

Cuando $\frac{a}{ri} < 40$

$$\left(\frac{KL}{r} \right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r} \right)_o^2 + \left(\frac{Kia}{ri} \right)^2}$$

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A_g r_o^2}$$

$$H = 1 - \frac{x_0^2 + y_0^2}{r_0^2}$$

$$r_0^2 = x_0^2 + y_0^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g}$$

Para miembros con simetría simple donde y es el eje de simetría:

$$F_e = \left(\frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right]$$

$$F_{ey} = \left(\frac{KL}{r_y} \right)^2$$

$$F_{ez} = \left[\frac{\pi^2 EC}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{A_g r_0^2}$$

Donde:

A_g = área gruesa de miembro, cm² (mm²)

I_x, I_y = momento de inercia en torno de los ejes principales, cm⁴
(mm⁴)

G = modulo elástico de corte del acero = 790.000 kgf/cm² (77.200 MPa)

J = constante torsional, cm⁴ (mm⁴)

x_o, y_o = coordenadas del centro de corte con respecto al centroide,
cm (mm)

K_z = factor de longitud efectiva para pandeo torsional

r_y = radio de giro en torno al eje y, cm (mm)

$\left(\frac{KL}{r}\right)_m$ = esbeltez modificada de columna para el miembro armado

$\left(\frac{KL}{r}\right)_o$ = esbeltez de columna del miembro armado actuando como una unidad en la dirección de pandeo considerado.

$K_i = 0,50$ para ángulos espalda-espalda

a = distancia entre conectores, cm (mm)

r_i = radio de giro mínimo del componente individual, cm (mm)

3.2.4 Diseño de miembros a flexión.

Para satisfacer el requisito de resistencia por flexión, se debe cumplir que:

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

Donde:

Mu: Combinación gobernante de momento por cargas factorizadas.

Mn: Resistencia nominal por momento.

ϕ_b : Factor de reducción de resistencia para flexión (0.9).

3.2.4.1 Comportamiento de miembros a flexión.

La resistencia nominal de flexión viene dada por el momento plástico, que debe ser menor al valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia.

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z$$

Donde:

F_y = tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado, kgf/cm² (MPa)

Z_x = módulo de sección plástico en torno al eje x, cm³ (mm³).

La capacidad a flexión bajo condición plástica puede verse disminuida por 3 aspectos fundamentales:

1. Pandeo Lateral Torsional.
2. Pandeo Local del Ala.

3. Pandeo Local del Alma.

El pandeo lateral torsional se origina debido al pandeo global de la zona comprimida sin el adecuado soporte lateral. Cuando el miembro está sometido a flexión hay presencia de fuerzas cortantes actuando directamente en el alma. La compresión en las alas (patín) y la fuerza cortante en el alma pueden originar el *pandeo local*, provocado al no tener una relación de ancho/espesor apropiado.

Las vigas tienen tres intervalos de pandeo en función de su longitud no soportada lateralmente.

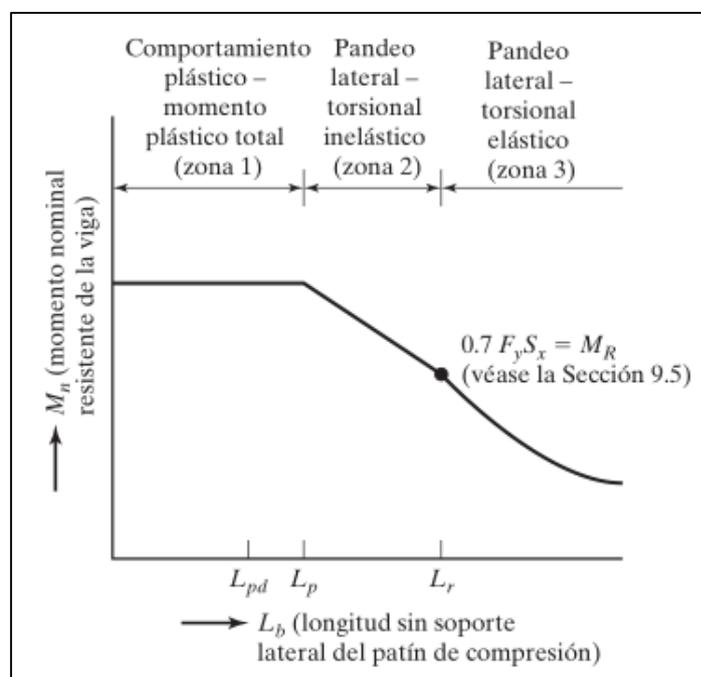


Figura 3.6 Momento nominal en función de L_b .
Fuente: McCormac, 2012.

3.2.4.2 Comportamiento Plástico.

Los criterios de plasticidad pueden utilizarse solo para análisis y diseño de miembros con secciones compactas con apropiados soportes laterales, de modo de que la falla se provoque por estado límite de cedencia del material y no por pandeo local o pandeo lateral torsional. Por tanto, las vigas deben ser capaces de desarrollar su momento plástico M_p y cumplir con el requerimiento de ductilidad para soportar grandes deformaciones en el rango inelástico.

Comportamiento plástico → Viga Compacta

L_p → depende de las dimensiones transversales de la viga y su límite de fluencia.

$$L_b \leq L_p$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$M_u \leq \phi_b M_p$$

Dónde:

L_b : Longitud del elemento sin soporte lateral

L_p : Límite de la longitud plástica

M_{ux} : Momento actuante mayorado con respecto al eje x

$$M_{ux} = \frac{W_n L^2}{8}$$

3.2.4.3 Pandeo Inelástico.

En esta zona no se puede desarrollar un análisis plástico, ya que al aumentar la separación de los soportes laterales las fibras de la viga que se esté comportando a compresión no estarán en su totalidad trabajando a fluencia F_y , provocando que no se genere una adecuada redistribución de momentos.

L_r → depende de las propiedades de las dimensiones transversales de la viga, de su límite de fluencia y de los esfuerzos residuales.

$L_b > L_p$ → La viga fallará inelásticamente (el estado límite de pandeo torsional lateral no es aplicable), a menos que L_b sea mayor L_r la viga fallará elásticamente.

$$L_p < L_b \leq L_r \rightarrow (\text{Pandeo inelástico}).$$

Se usará el término C_b (Factor de modificación de pandeo torsional), para diseños de vigas $C_b > 1$ garantizará una mayor capacidad de momento.

La resistencia nominal de momento para las longitudes sin soporte lateral entre L_p y L_r se calcula con la siguiente ecuación:

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

Donde:

C_b : Factor de modificación para pandeo torsional lateral.

L_b : Longitud entre soportes laterales.

L_p : Longitud máxima sin soporte lateral para el estado límite de fluencia.

L_r : Longitud máxima sin soporte lateral para el estado límite de pandeo torsional lateral inelástico.

S_x : Módulo de sección resistente.

ϕ_b : 0.9

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x \cdot h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y S_x \cdot h_o}{E J_c} \right)^2}}$$

Donde:

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$$

- $c = 1$ para perfiles I doblemente simétrico.
- $c = \frac{h_o}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}}$ para canales.

h_o : Distancia entre centroides de las alas.

E : Módulo de elasticidad del acero.

J : Constante torsional mm^4 .

C_w : Constante de Alabeo mm^6 .

3.2.4.4 Valores Típicos de C_b .

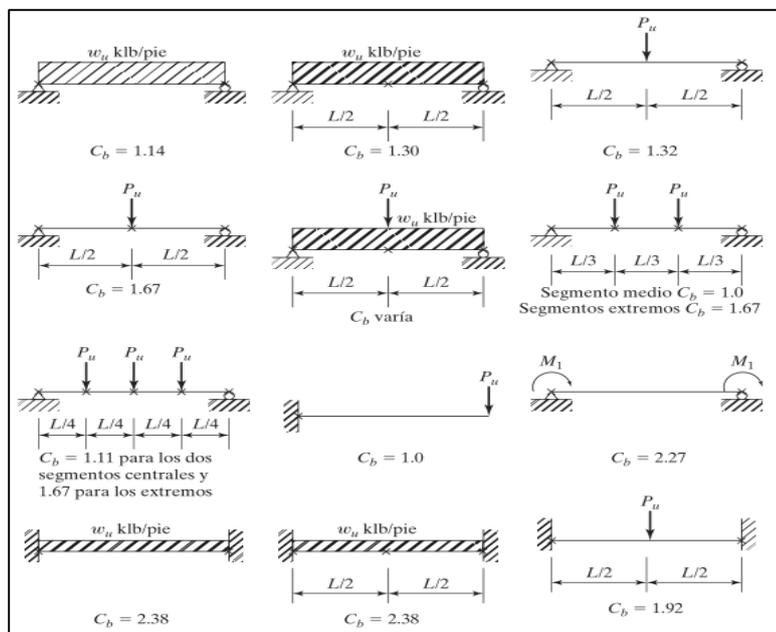


Figura 3.7 Valores de C_b para miembros de simetría doble.

Fuente: McCormac, 2012.

3.2.4.5 Pandeo Elástico.

Si la longitud no soportada lateralmente es mayor que L_r , la sección se pandeará elásticamente. Conforme se incrementa la separación de los soportes laterales, el momento de pandeo se vuelve más pequeño lo que causará que la viga falle antes de que cualquier punto alcance su esfuerzo de fluencia.

$$L_b > L_r$$

$$\Phi_b M_n = \Phi_b F_{cr} S_x \leq \Phi_b M_p$$

$$F_{cr} = \frac{Cb \pi^2 E}{\left(\frac{Lb}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x \cdot h_o} \left(\frac{Lb}{r_{ts}}\right)^2}$$

3.2.5 Diseño de miembros en Corte.

La resistencia nominal de corte, V_n , de almas no rigidizadas o rigidizadas de acuerdo con el estado límite de fluencia en corte y pandeo en corte, es:

$$\Phi_v V_n = \Phi_v (0.6 F_y A_w C_v)$$

Donde:

$$\Phi_v = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

$$A_w = dtw$$

C_v = coeficiente de corte del alma.

Para almas de todos los otros perfiles de simetría doble o simple y canales, el coeficiente de corte del alma, C_v se determina de la siguiente manera:

$$\text{a) Para } \frac{h}{tw} \leq 1.10 \sqrt{\frac{kvE}{F_y}}$$

$$C_v = 1.00$$

$$\text{b) Para } 1.10 \sqrt{\frac{kvE}{F_y}} < \frac{h}{tw} \leq 1.37 \sqrt{\frac{kvE}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{1.10 \sqrt{\frac{kvE}{F_y}}}{\frac{h}{tw}}$$

$$\text{c) Para } \frac{h}{tw} \leq 1.37 \sqrt{\frac{kvE}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{1.51Ekv}{\left(\frac{h}{tw}\right)^2 F_y}$$

3.2.5.1 Deflexiones.

La importancia de limitar las deflexiones de un elemento radica en que la materia se puede dañar generando grietas. La visualización de las deflexiones provoca inseguridad en los que utilizan la edificación, aunque cumpla por resistencia dicho elemento.

3.2.5.1.1 Deflexión Permisible.

Tabla IX. Límites de Deflexión tomadas de IBC 2009.

MIEMBROS	CONDICIÓN DE CARGA		
	L	D+L	S o W
Para miembros de piso	L/360	L/240	-
Para miembros de Techo que soportan plafón de yeso	L/360	L/240	L/360

Para miembros de techo que soportan plafones que no son de yeso	L/240	L/180	L/240
Para miembros de Techo que no soportan plafones	L/180	L/120	L/180

Fuente: McCormac, 2012.

3.2.5.1.2 Deflexión última.

$$\Delta = \frac{5wL^4}{384 EI}$$

Donde:

Δ : Deflexión máxima producida en el elemento.

W: Carga distribuida de servicio (carga muerta, viva, de nieve o viento).

L: Longitud del elemento.

E: Módulo de elasticidad del acero.

I: Momento de inercia en el eje longitudinal.

3.2.6 Diseño de la Cimentación.

Como se indicó en la sección 2.3, el tipo de cimentación será de zapatas corridas con una capacidad admisible del suelo de 12T/m².

Las zapatas continuas bajo una fila de columnas tienen generalmente un ancho B limitado, por lo cual no ofrecen suficiente área para que se produzca el punzonado. Por ello se deben verificar a flexión y corte simple. (Fratelli, 1993)

3.2.6.1 Diseño estructural en concreto armado.

El material que se utilizará para el diseño de la cimentación de la estructura será de concreto armado.

3.2.6.2 Factores de minoración de resistencia.

La resistencia de diseño de un elemento estructural se calcula multiplicando la resistencia nominal por el correspondiente factor de minorización, según se menciona a continuación:

- En flexión sin carga axial $\Phi=0,90$
- Tracción axial y flexotracción $\Phi=0,90$
- Miembros con estribos $\Phi=0,75$
- Corte y torsión $\Phi=0,85$

3.2.6.3 Flexión Simple.

En diseño para asegurar ductilidad del elemento flexado, se adoptará el valor de la cuantía mecánica $\omega = 0,18$, al que corresponde un coeficiente adimensional $\mu = 0,1448$ y $j_u = 0,894$. Por lo tanto, la altura mínima de una sección dúctil simplemente armada es:

$$d \geq \sqrt{\frac{Mu}{\mu f' c b}}$$

3.2.6.4 Resistencia al corte.

Los esfuerzos de corte son parcialmente resistidos por el concreto y por el acero transversal. En miembros sometidos únicamente a flexión y corte, la resistencia nominal a corte del concreto a 45ª es: (Fratelli, 1993)

$$V_c = 0,53\sqrt{f' c} b w d$$

Sin embargo, en zonas sísmicas se adopta $V_c = 0$, lo que significa que el acero va a resistir todos los esfuerzos al corte.

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

Donde:

A_v = área de la sección transversal de la armadura de corte, en forma de estribos perpendiculares al eje del miembro.

s = separación entre estribos.

La fuerza cortante mayorada debe cumplir:

$$V_u \leq \phi(V_c + V_s) = \phi V_n$$

Donde:

V_n = resistencia nominal al corte de la sección de concreto con armadura transversal en forma de estribos.

Se debe comprobar que $V_s > 2,2\sqrt{f_c}bwd$, si se excede el valor límite proporcionada al corte, se debe aumentar la sección.

En todos los casos se debe cumplir:

$$V_s = V_u - V_c$$

3.3 Materiales.

3.3.1 Propiedades del Acero A-36.

Tabla X. Propiedades de Acero ASTM A36.

A36	
Módulo de Elasticidad (E)	2.10 x 10 ⁶ kg/cm ²
Esfuerzo de Fluencia (fy)	36 ksi 2.53 Ton/cm ²
Esfuerzo de Fractura (fu)	58-80 ksi 4.07 - 5.62 Ton/cm ²
Peso Específico (δ)	7.85 kg/m ³

Fuente: Brockenbrough M., 2006.

3.4 Cargas de Diseño.

Las estructuras debes ser diseñada para resistir las posibles combinaciones de carga y fuerzas que actúan en ella.

Los valores de las cargas y sus combinaciones están dados por la norma ecuatoriana de la construcción NEC – 2015.

3.4.1 Cargas Gravitacionales.

3.4.1.1 Carga Muerta.

Peso de elementos estructurales y de cualquier objeto que éste permanentemente fijo en la estructura, estos objetos pueden ser elementos no estructurales. En la carga muerta se incluye el peso de vigas, columnas, losas, paredes y toda clase de acabados como baldosas, tumbados, ductos, enlucidos, etc.

Tabla XI. Carga Muerta.

Cubierta	6 kg/m ²
Instalaciones	7 kg/m ²
Total, WD	13 kg/m ²

Fuente: NEC - SE – DS, 2015.

3.4.1.2 Carga Viva.

Carga que varía de magnitud y de posición dependiendo del uso que se le va a dar a la edificación. En el caso del galpón que se diseñará, la carga viva es la que experimenta la estructura al momento de la instalación de la cubierta.

Tabla XII. Carga Viva.

Cubiertas planas, inclinadas y curvas	70 kg/m ²
---------------------------------------	----------------------

Fuente: NEC - SE – DS, 2015.

3.4.2 Cargas Ambientales.

Estas cargas son producidas por la naturaleza. Para la estructura se analizarán:

3.4.2.1 Carga de Viento.

Se debe de considerar las cargas por viento dado que la ubicación de la estructura es frente del mar por lo que el efecto del viento será considerable, para determinar las cargas de viento se ha recurrido a la norma del país, del código técnico del Gobierno de España y al libro de Diseño Estructural en Acero de Luis F. Zapata Blaguietto.

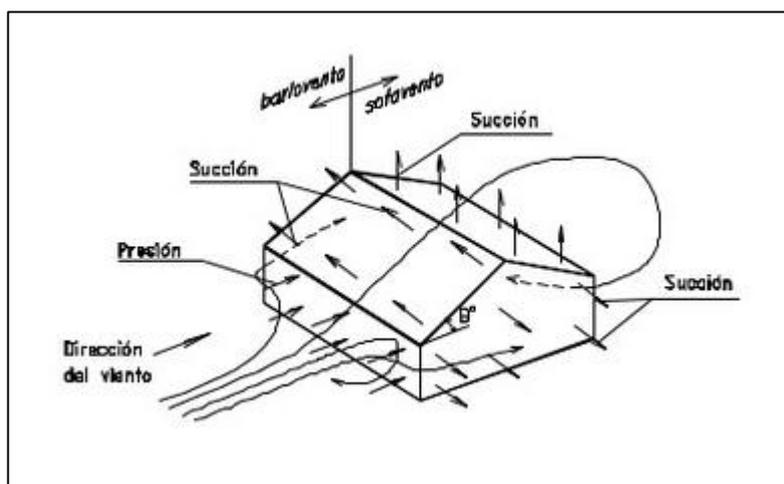


Figura 3.8 Acción del viento sobre una construcción con techo a dos aguas.

Fuente: Blaguietto, L., 2002.

3.4.2.1.1 Velocidad instantánea máxima del viento.

La NEC establece que la velocidad de diseño no puede ser menor que 21 m/s (75 km/h), para edificios de hasta 10 m de altura.

3.4.2.1.2 Velocidad corregida del viento.

La velocidad instantánea máxima del viento se multiplicará por un coeficiente de corrección σ que depende de la altura y de las características topográficas y/o de edificación del entorno (nivel de exposición al viento), de acuerdo con la Tabla XIII.

$$V_b = V \cdot \sigma$$

Dónde:

V_b : velocidad corregida del viento en m/s.

V : velocidad instantánea máxima del viento en m/s, registrada a 10 m de altura sobre el terreno.

σ : Coeficiente de corrección de la Tabla.

Las características topográficas se reparten en 3 categorías:

- Categoría A (sin obstrucción): edificios frente al mar, zonas rurales o espacios abiertos sin obstáculos topográficos.
- Categoría B (obstrucción baja): edificios en zonas suburbanas con edificación de baja altura, promedio hasta 10m.
- Categoría C (zona edificada): zonas urbanas con edificios de altura.

Nuestra planta de pre proceso se encuentra en la categoría A.

Tabla XIII. Coeficiente de corrección σ .

Altura (m)	Sin obstrucción (Categoría A)
5	0.91

Fuente: NEC, 2015.

$$V_b = V \cdot \sigma$$

$$V_b = (75\text{km/h}) \cdot (0.91)$$

$$V_b = 68.25\text{km/h}$$

La carga de viento depende de la forma y éstas cargas se supondrán perpendiculares a la superficie y se considerarán simultáneamente.

Se utilizó la siguiente ecuación para determinar las presiones originadas por el viento.

$$p = C_p \cdot q \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

Donde:

C_p = coeficiente de presión.

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

C_{pe} = Coeficiente de presión exterior.

C_{pi} = Coeficiente de presión interior.

$$q = 0.005v^2 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

en donde v está en kilómetros por hora y se obtuvo de la NEC.

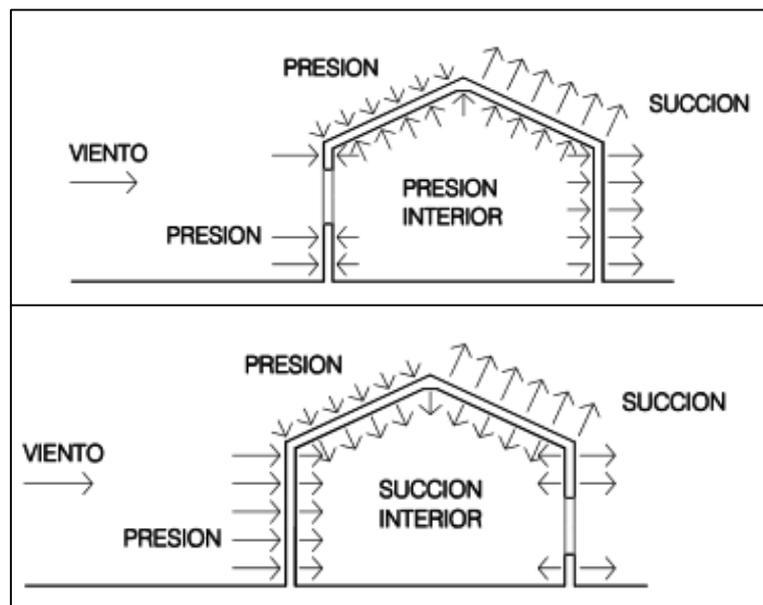


Figura 3.9 Presiones ejercidas por el viento en una estructura.

Fuente: CTE, 2015.

Las presiones serán consideradas positivas cuando se trata de presión y negativas cuando se trate de succión. (Blaguietto, 2002)

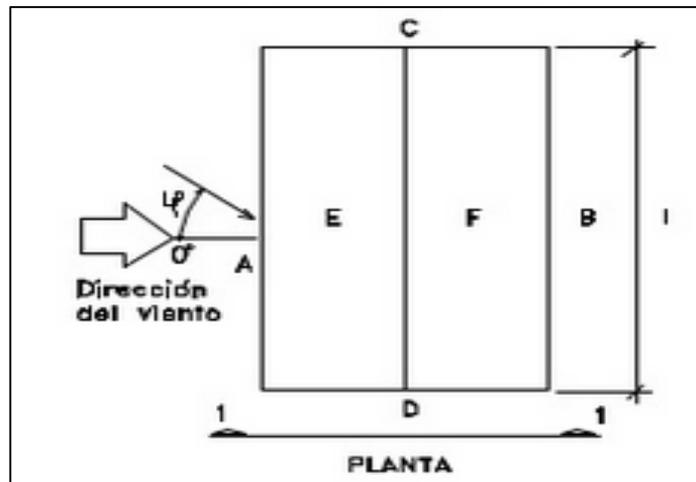


Figura 3.10 Planta de un edificio con cubierta de dos aguas.

Fuente: Blaguietto, 2002.

Cuando en una edificación las aberturas son mayores al 30% se considera el coeficiente C_{pi} igual en todas las presiones interiores de la estructura. (CTE, 2015) La estructura se considera con aberturas uniformemente distribuidas por lo que se tomara el C_{pi} más desfavorable $C_{pi} = \pm 0.30$. (Blaguietto, 2002)

ψ	A	B	C	D	E	F
0°	+0.9	-0.5	-0.7	-0.7	=	-0.7
90°	-0.7	-0.7	+0.9	-0.5	-1.0	-1.0

Figura 3.11 Coeficientes de presión exterior.

Fuente: Blaguietto, 2002.

3.4.2.2 Cargas de Sismo.

Se realizó un análisis dinámico para determinar las cargas sísmicas que se detallara en el capítulo 4.

Tabla XIV. Cargas de diseño por Sismo.

Carga Muerta	13 kg/ m ²
Carga Viva	70 kg/ m ²
Carga Viento	30.29 kg/m ²

Fuente: NEC - SE – DS, 2015.

3.5 Combinación de cargas – NEC 2015.

Las combinaciones de carga son esencialmente las mismas que las de ASCE 7-10 con la diferencia que en la determinación de las cargas sísmicas no se incluye el efecto de las fuerzas sísmicas verticales excepto en los voladizos de los edificios.

- 1.4D
- 1.2D + 1.6L + 0.5(Lr ó S ó R)
- 1.2D + 1.6(Lr ó S ó R) + (L ó 0.5W)
- 1.2D + 1.0W + L + 0.5(Lr ó S ó R)
- 1.2D + 1.0E + L + 0.2S
- 0.9D + 1.0W
- 0.9D + 1.0E

D: Carga Muerta

L: Carga Viva

Lr: Sobrecarga Cubierta (carga viva)

S: Carga de Granizo

R: Carga de Lluvia

W: Carga de Viento

E: Carga de Sismo

3.6 Pre diseño del Galpón.

El acero para trabajar en el diseño del galpón es A36, como método de aproximación se usarán las siguientes resistencias para el acero. Se reduce la resistencia del material para asumir las reducciones de resistencias que tendrá la sección por disminución del área efectiva y los problemas de pandeo en elementos de compresión.

Tabla XV. Propiedades mecánicas del acero.

Esfuerzo de Fluencia – fy	36 ksi	2531 kg/cm ²
Esfuerzo de Fluencia a tensión – ft	0.6 fy	1518.6 kg/cm ²
Esfuerzo de Fluencia a compresión - fc	0.4 fy	1024.4 kg/cm ²

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

3.6.1 Geometría del pórtico reticular.

El pórtico será articulado por lo que no estará restringido a momento, tendrá una luz o claro de 20m, la estructura estará conformada por seis pórticos y tendrán una separación entre pórticos de 6m que para este tipo de estructura se recomienda valores entre 6m-7.25m (Lothers, 1973), se ha optado por una pendiente de 18%. En la figura 3.12, se indican las dimensiones del pórtico.

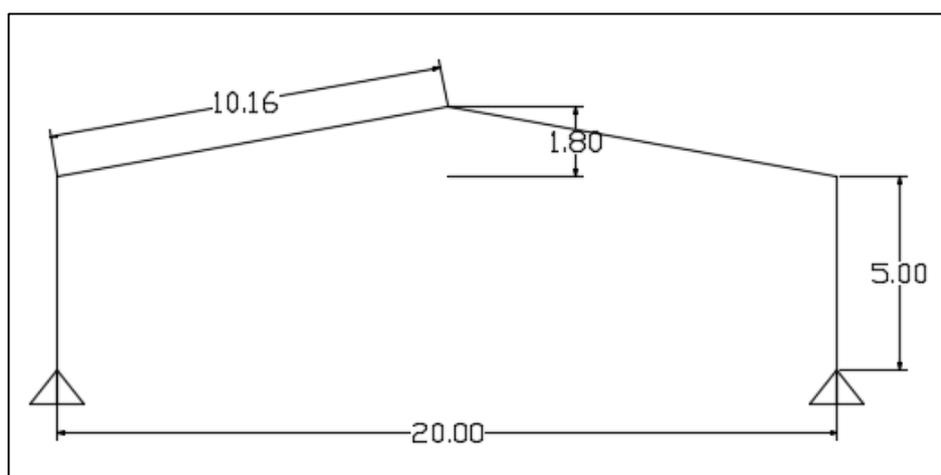


Figura 3.12 Dimensiones del Pórtico.

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Tabla XVI. Geometría del galpón.

DATOS GENERALES		
Longitud Total del Galpón	30	m
Luz o Ancho del Galpón	20	m
Espaciamiento entre Cerchas	6	m
Altura de la Columna Metálica	5	m

Altura Central del Galpón	6.8	m
Angulo de Inclinación de la Cubierta	10.2	°
Pendiente de la Cubierta	18	%

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

3.6.2 Análisis del pórtico reticular.

Para el pre dimensionamiento de las secciones de acero que conformaran el galpón se partió del análisis del diagrama de momentos del pórtico reticular con la combinación de 1.2D+1.6L que es la combinación que predomina.

3.6.2.1 Carga Lineal Aplicada en el Pórtico.

Distancias entre cerchas 6m.

$$D = 13 \frac{Kg}{m^2} \times 6m = 78kg/m$$

$$L = 70 \frac{kg}{m^2} \times 6m = 420kg/m$$

$$W = 1.2D + 1.6L$$

$$W = 1.2 \left(\frac{78kg}{m} \right) + 1.6 \left(\frac{420kg}{m} \right)$$

$$W = 765.6 kg/m$$

3.6.2.2 Diagrama de Momentos.

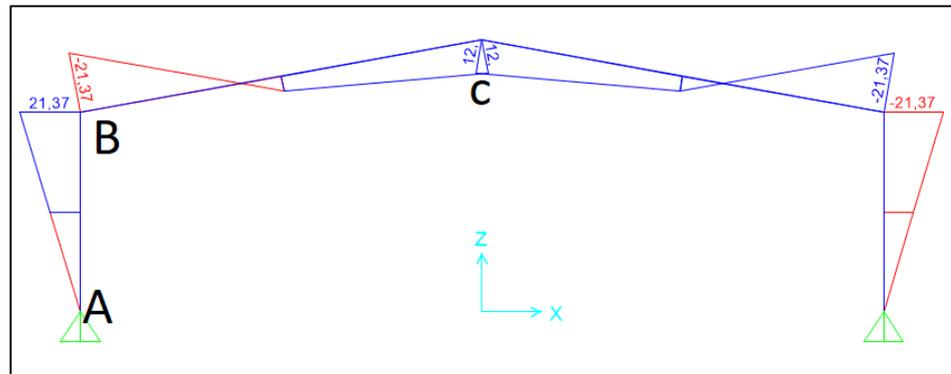


Figura 3.13 Diagrama de momentos del pórtico.

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

$$M_A = 0 \text{ T.m}$$

$$M_B = 21.37 \text{ T.m}$$

$$M_C = 12.00 \text{ T.m}$$

3.6.2.3 Diagrama de Cortante.

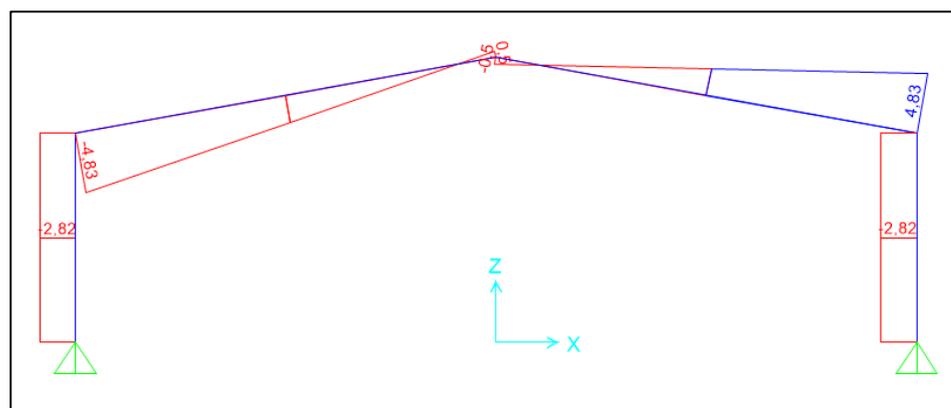


Figura 3.14 Diagrama de cortante del pórtico.

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

$$V_A = 2.82 T$$

$$V_B = 4.83 T$$

$$V_C = -0.5 T$$

3.6.2.4 Peraltes mínimos en la cercha.

Como se puede observar en el diagrama de momento del pórtico de la Figura 3.13, los mayores momentos se presentan en los extremos del pórtico, en la intersección de la columna con la viga, por lo que los perfiles en esa sección tendrán mayor peralte.

3.6.2.5 Peralte mínimo en B.

Para determinar el peralte mínimo en B, se seleccionara dos perfiles C, este perfil será la diagonal que se colocará en la unión entre la columna y la viga, se empleó el momento de $M_B = 21.37 T.m$, se preselecciono un área del perfil de 11.5cm^2 que se escogió del catálogo de DIPAC, dando como resultado un peralte mínimo de 61cm, adoptándose un peralte de 1.5m, mediante las ecuaciones siguientes se determinó el peralte mínimo del perfil.

$$M = F \cdot d$$

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

$$d = \frac{M}{ftA}$$

Donde:

M: Momento en la sección B

A: Área

F: Esfuerzo a fluencia a tensión del acero.

D: Peralte de la sección B

Tabla XVII. Datos para preselección del perfil.

Momento	2137000	kg-cm
Esfuerzo de tensión	1518	kg/cm ²
Peralte	61,21	cm
Área	23	cm ²
Perfil pre seleccionado	C200x50x4	
Peralte de diseño	1,5	m

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

3.6.2.6 Peralte mínimo en C

Para determinar el peralte mínimo en C, este perfil estará en la parte más alta de la cumbrera; se empleó el momento de $M_C = 12.00 T.m$ y se preselecciono un área del perfil de 11.5 cm² que

se escogió del catálogo de DIPAC, dando como resultado un peralte mínimo de 35 cm, adoptándose un peralte de 0.8m, ya que no se puede adoptar un peralte menor que 0.88 porque debe cumplir con la relación $L/25$ (McCormac, 2012). Se siguió el mismo procedimiento descrito anteriormente en el peralte en B.

Tabla XVIII. Datos para preselección del perfil.

Momento	1200000	kg-cm
Esfuerzo de tensión	1518	kg/cm ²
Peralte	35	cm
Área	23	cm ²
Perfil pre seleccionado	C200x50x4	
Peralte de diseño	0,88	m

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

3.6.2.7 Peralte en A = 0.3 m.

Tabla XIX. Peraltes de la cercha.

Peralte Sección	Metros (m)
A	0.50
B	1.50
C	0.88

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

3.6.3 Pre dimensionamiento de los canales o perfiles U.

Como se puede observar en el diagrama de momentos el momento flector resultante máximo es 21.37 T, asumiendo una separación entre perfiles de 1m, la fuerza axial es de 21.37 T y se procede a pre dimensionar el galpón.

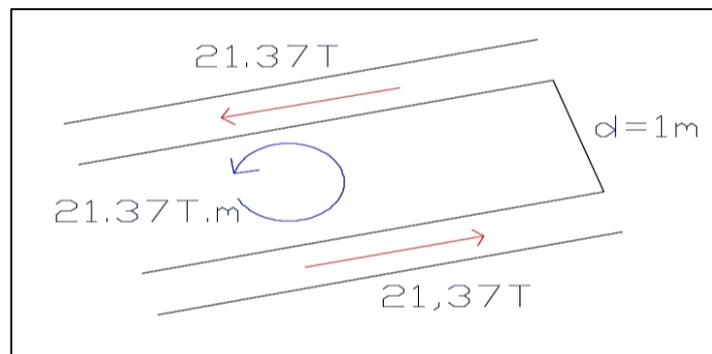


Figura 3.15 Esquema de fuerzas sobre galpón.
Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

$$\sigma = F.A$$

$$\frac{M}{X} = F.A$$

$$A = \frac{M}{F.X}$$

$$A = \frac{21.37 \text{ T.m}}{1.5 \frac{\text{T}}{\text{cm}^2} \times 1.5\text{m}}$$

$$A = 9.50 \text{ cm}^2$$

Donde:

M: Momento en la sección B

A: Área

F: Esfuerzo a fluencia a tensión del acero.

X: Peralte de la sección B

Tabla XX. Áreas de perfiles U.

PERFIL C o U	Área (cm²)
C 200 X 50 X 5	14.2
C 250 X 60 X 4	14.27
C 200 X 50 X 4	11.50

Fuente: Catalogo de Dipac, 2017.

3.6.4 Pre dimensionamiento de los ángulos.

Para la pre selección del ángulo se considera la fuerza cortante máxima que resiste el galpón.

$$V_{max} = 4.83 T$$

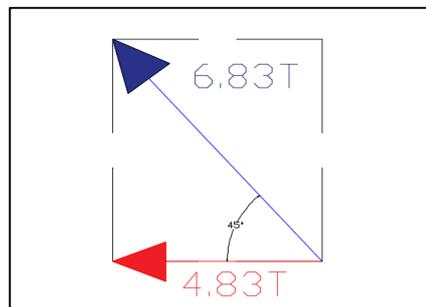


Figura 3.16 Resultante de las fuerzas en un ángulo.

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Cálculo de la fuerza T:

$$T \cos 45^\circ = 4.83 \text{ Ton}$$

$$T = \frac{4.83 \text{ Ton}}{\cos 45^\circ}$$

$$T = 6.83 \text{ Ton}$$

Cálculo del área:

$$A = \frac{T}{f_t}$$

$$A = \frac{6.83 \text{ Ton}}{1.5 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2}}$$

$$A = 2L = 4.55c$$

$$A = 2L$$

$$L = 2.28 \text{ cm}^2$$

Selección del ángulo:

Tabla XXI. Área de perfiles L.

Ángulo	Área (cm ²)
L 40 X 4	2.90 cm ²
L 50 X 5	4.54 cm ²
L 30 X 4	2.10 cm ²

Fuente: Catálogo de Dipac, 2017.

3.6.5 Verificación unión cercha.

Las secciones más críticas son las uniones entre columna y cercha por lo que se debe verificar si el perfil seleccionado para los cordones inferiores y superiores de la cercha cumple con el área mínima para esta sección.

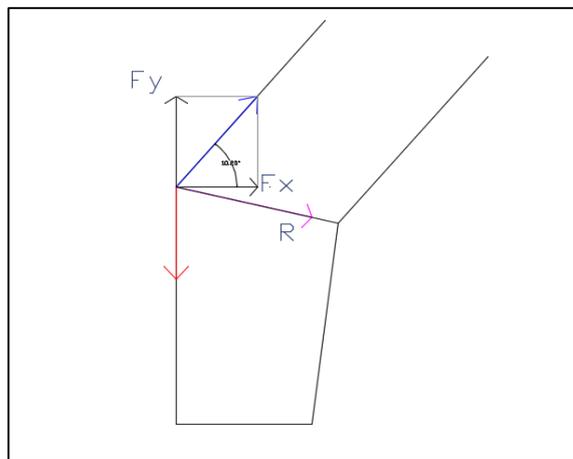


Figura 3.17 Resultante de las fuerzas.
Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

$$R = (M_B \cos \theta) i + (M_B \operatorname{sen} \theta - M_B) j$$

$$R = (21.37 \cos 10.20) i + (21.37 \operatorname{sen} 10.20 - 21.37) j$$

$$R = 21.03 i - 17.59 j$$

$$R = 27.42 \operatorname{Ton} . m$$

Cálculo de área:

$$A = \frac{T}{f_t}$$

$$A = \frac{27.42 \text{ Ton} \cdot \text{m}}{1.5 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2}}$$

$$A = 2C = 18.28 \text{ cm}^2$$

$$C = 9.14 \text{ cm}^2$$

Tabla XXII. Área de perfil C o U.

PERFIL C ó U	Área (cm2)
C 200 X 50 X 4	11.5

Fuente: Catalogo de Dipac, 2017.

3.6.6 Pre diseño de Correas G.

$$\text{Peralte mínimo} = \frac{L}{20 \text{ ó } 24}$$

$$\text{Peralte mínimo} = \frac{6 \text{ m}}{24}$$

$$\text{Peralte mínimo} = 0.25 \text{ m}$$

Tabla XXIII. Cargas aplicadas a las correas.

Carga Muerta	D	13 kg/ m2 x 1 m	13 Kg/m
Carga Viva	L	70 kg/ m2 x 1 m	70 Kg/m

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

$$1.2D + 1.6L = 1.2(13\text{Kg/m}) + 1.6(70\text{Kg/m}) = 127.6 \text{ kg/m.}$$

Las correas se asumen como una viga simplemente apoyada.

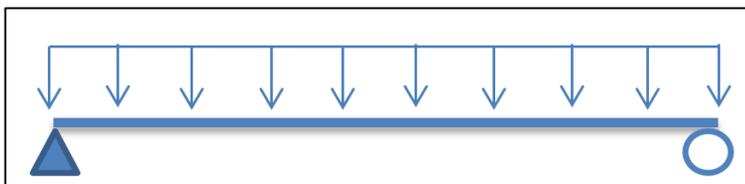


Figura 3.18 Viga simplemente apoyada.

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Cálculo de momento:

$$M = \frac{wL^2}{8}$$

$$M = \frac{127.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}} (6\text{m})^2}{8}$$

$$M = 0.574 \text{ T.m}$$

Cálculo del esfuerzo admisible:

$$\sigma_{adm} = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y}$$

$$\sigma_{adm} = \frac{0.574 \cos 10.20 \text{ T.m}}{0.0000815 \text{ m}^3} + \frac{0.574 \text{ sen } 10.20 \text{ T.m}}{0.0000213 \text{ m}^3}$$

$$\sigma_{adm} = 11707.85 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{adm} = 11707.85 \frac{T}{m^2} \leq 15000 \frac{T}{m^2}$$

Donde:

$M_x =$ Momento en X

$M_y =$ Momento en Y

$W_x =$ Módulo Resistente X

$W_y =$ Módulo Resistente Y

3.6.7 Selección de perfil.

Tabla XXIV. Cargas aplicadas a las correas.

PERFIL	Área cm ²	Wx cm ³	Wy cm ³	σ_{adm} T/m ²
G 200 x 75 x 25 x 4	16.90	81.50	21.3	11707.85
G 300 x 100 x 30 x 4	21.3	191	38.3	10032.8

Fuente: Catálogo de Dipac, 2017.

3.6.8 Pre dimensionamiento de vigas de contraviento.

3.6.8.1 Datos para el cálculo.

Inclinación del techo: 10.20°

Esfuerzo del viento normal al techo: presión básica del viento:

$$Pv = 30,29 \text{ kg/m}^2 \text{ (succión).}$$

Área por módulo: 3 m x 10 m = 30 m²

3.6.8.2 Esfuerzo horizontal del viento (Ph).

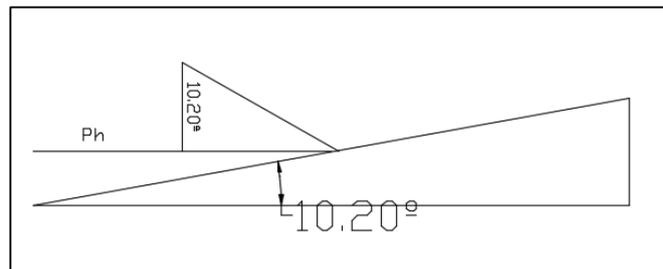


Figura 3.19 Esfuerzo horizontal del viento aplicado a la cubierta.

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

$$Ph = \frac{30,29 \text{ Kg}}{\text{m}^2} \text{sen} 10,20$$

$$Ph = 5,36 \text{ Kg/m}^2$$

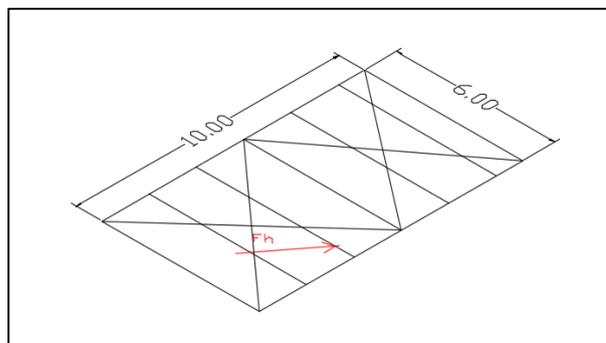


Figura 3.20 Fuerza horizontal del viento.

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

$$F_h = \frac{5.36 \text{ Kg}}{\text{m}^2} 30 \text{ m}^2 = 160.8 \text{ Kg}$$

Esta fuerza es repartida equitativamente entre cada uno de los contravientos colocados a ambos lados del techo.

$$F_h = 80.4 \text{ Kg}$$

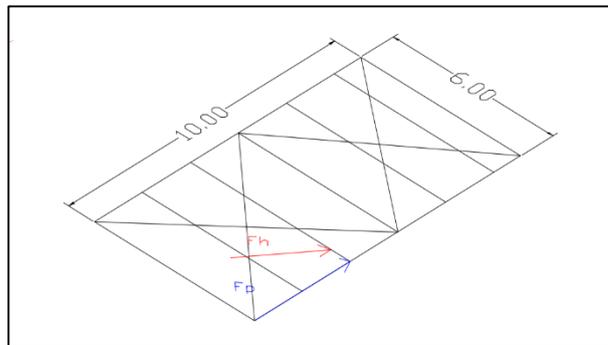


Figura 3.21 Fuerza en el plano del techo.
Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

$$F_p = \frac{F_h}{\cos 10.20^\circ}$$

$$F_p = 81.69 \text{ Kg}$$

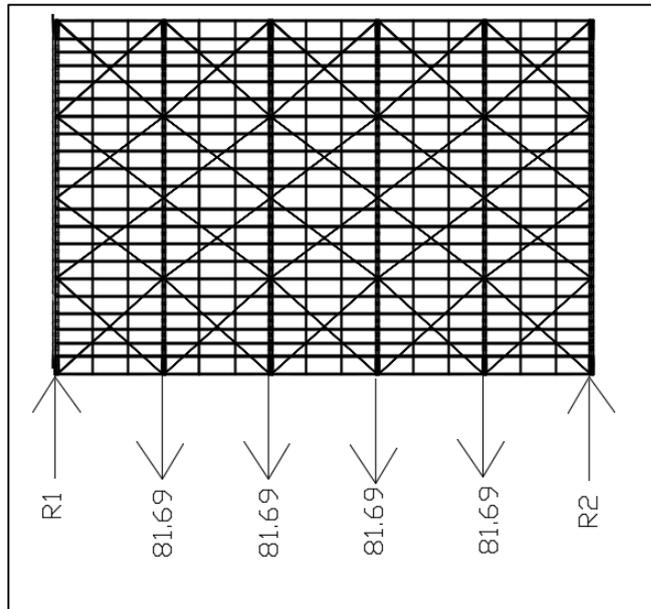


Figura 3.22 Fuerza en el plano del techo.
Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Reacciones:

$$R1 = R2 = \frac{81.69 * 4}{2} = 163.78 \text{ Kg}$$

Inclinación de los contravientos:

$$\text{Tg}\alpha = \frac{6m}{10m}$$

$$\alpha = 30.96^\circ$$

Carga máxima en los contravientos:

$$F_{\text{máx}} = \frac{R1}{\cos 30.96^\circ}$$

$$F_{\text{máx}} = \frac{163.78Kg}{\cos 30.96^\circ} = 191 Kg$$

$$F_y = 2350 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$d = 0,31cm$$

Se escogerá varillas de diámetro de 10 mm.

3.6.9 Cálculo de las Cargas Actuantes para el Galpón.

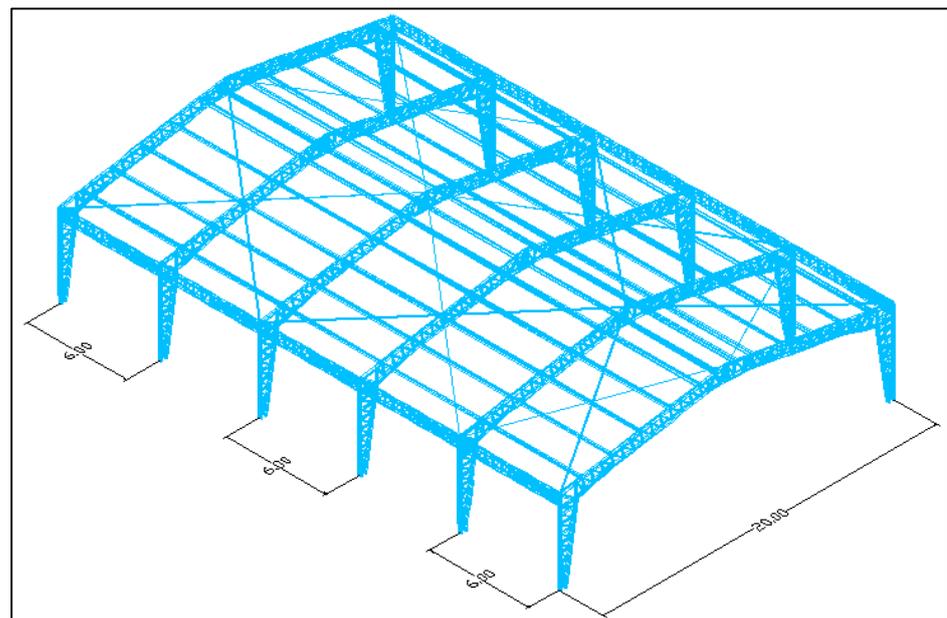


Figura 3.23 Esquema del Galpón.
Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Las cargas aplicadas en el galpón se las efectuaron en las correas y en las columnas lateralmente la cual fue lineal, la distancia de las correas no es iguales al inicio ni al final, por lo tanto, la distribución de cargas varía para cada una de ellas.

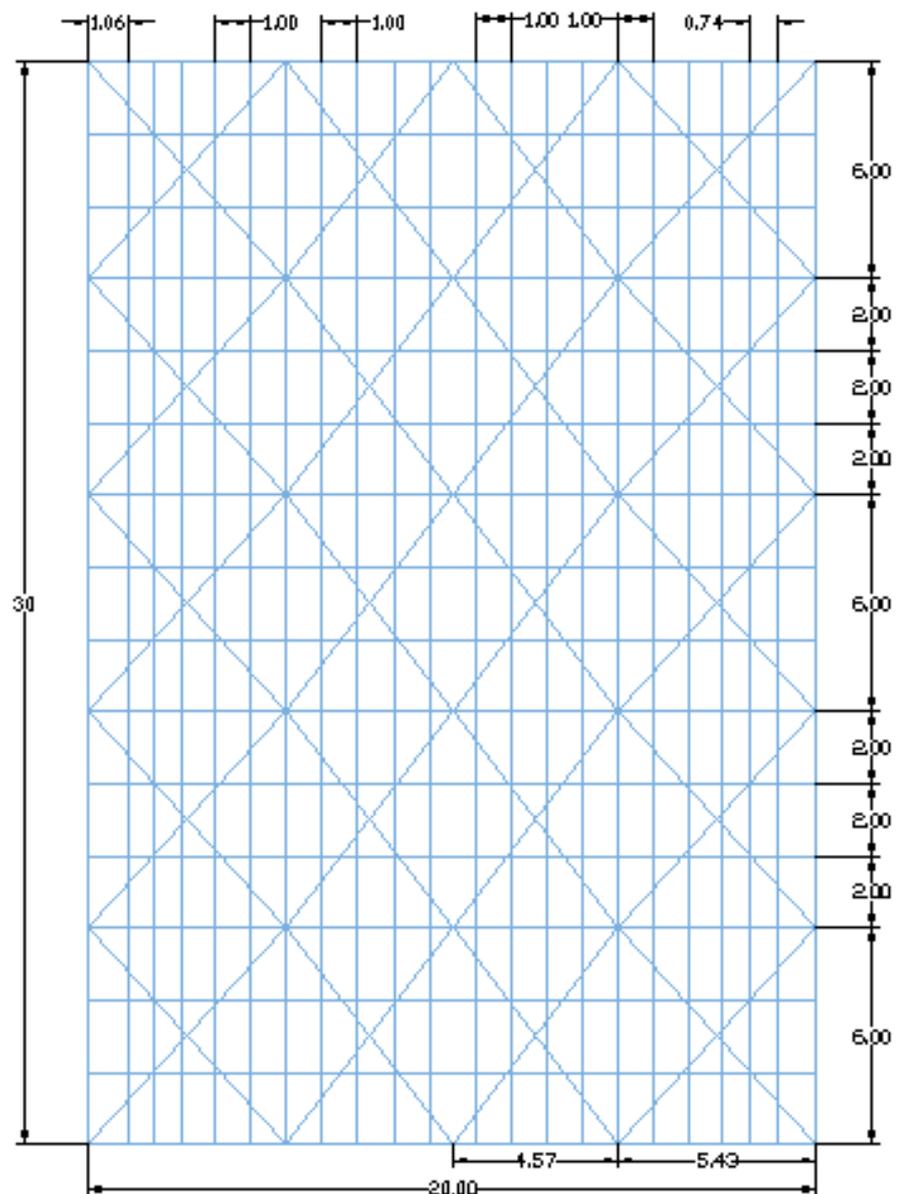


Figura 3.24 Espaciamento de las Correas.
Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

3.6.9.1 Cargas de viento.

Se conoce: velocidad del viento de 75 km/h y altura del galpón de 6.8 m.

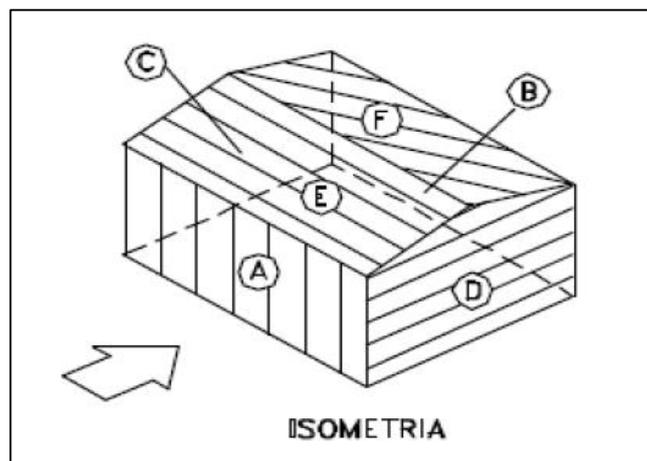


Figura 3.25 Dirección del viento en el eje X.
Fuente: Blaguetto, 2002.

En Tabla XXV y Tabla XXVI se muestra los coeficientes de presión exterior, interior y las presiones en dirección del viento en el eje X y Y.

Tabla XXV. Definición de coeficiente de presiones.

	Cp	Cpi	Cpe - Cpi	Presiones
Ca	0,9	0,3	1,2	27,96
Cb	-0,5	-0,3	-0,8	-18,64
Cc	-0,7	-0,3	-1	-23,3
Cd	-0,7	-0,3	-1	-23,3
Ce	-0,48	-0,3	-0,78	-18,174
Cf	-0,7	-0,3	-1	-23,3

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

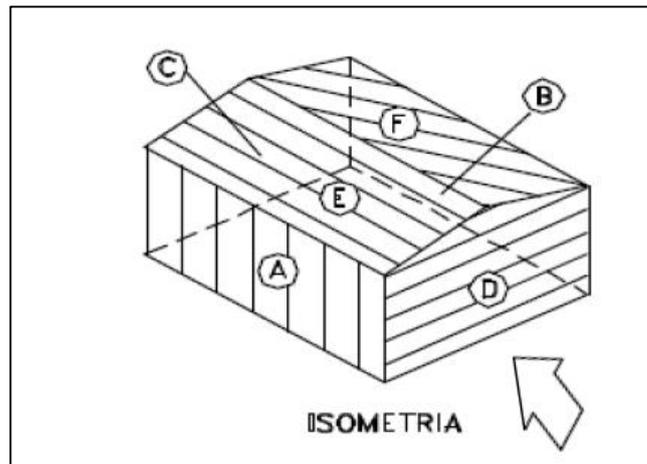


Figura 3.26 Dirección del viento en el eje Y.

Fuente: Blaguetto, 2002.

Tabla XXVI. Definición de coeficiente de presiones.

	Cp	Cpi	Cpe - Cpi	Presiones
Ca	-0,7	0,3	-1	-23,3
Cb	-0,7	-0,3	-1	-23,3
Cc	-0,5	-0,3	-0,8	-18,64
Cd	0,9	-0,3	1,2	27,96
Ce	-1	-0,3	-1,3	-30,29
Cf	-1	-0,3	-1,3	-30,29

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Las cargas aplicadas a la estructura se las presenta en la tabla de resumen:

Tabla XXVII. Carga Lineal en Correas.

Nº Correa	Ancho de influencia (m)	Carga muerta kg/m²	Carga viva kg/m²	Carga viento kg/m²	Carga lineal muerta kg/m	Carga lineal viva kg/m	Carga lineal viento kg/m
A	0,825	13	70	30,29	10,725	57,75	24,99
B	1	13	70	30,29	13	70	30,29

C	1	13	70	30,29
D	1	13	70	30,29
E	1	13	70	30,29
F	1	13	70	30,29
G	1	13	70	30,29
H	0,95	12,35	66,5	28,77
I	0,85	11,05	59,5	25,75
J	0,8	10,4	56	24,23
K	0,5	6,5	35	15,15

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

3.6.9.2 Cargas aplicadas lateralmente al galpón.

Tabla XXVIII. Carga lineal lateralmente en la estructura.

Ancho de influencia (m)	Carga lineal viento (kg/m)
6	-139,8

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

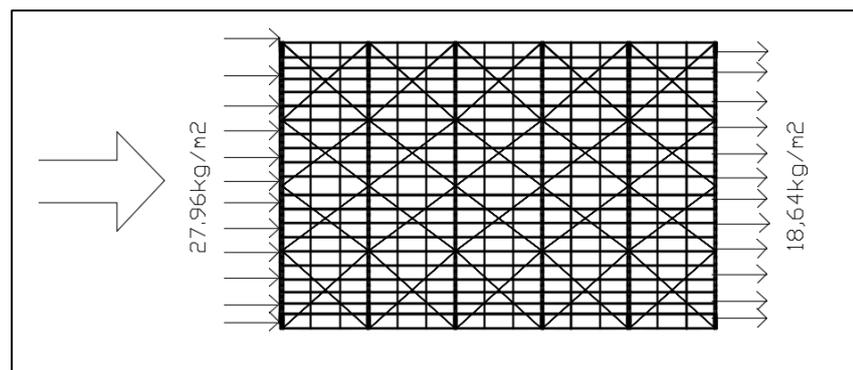


Figura 3.27 Presiones de viento, elevación lateral.

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

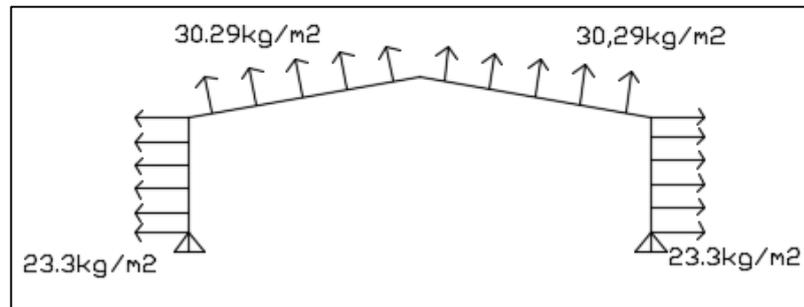


Figura 3.28 Presiones de viento.
Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

CAPÍTULO 4

DISEÑO ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

4.1 Pórticos resistentes a momento de acero ordinario.

Los pórticos resistentes a momento de acero ordinario de una sola planta en estructuras asignadas a Diseño Sísmico Categoría D o E están permitidos hasta una altura estructural, h_n , de 65 pies (20 m) donde la carga muerta soportada y tributaria al techo no exceda 20 psf (0.96 kN / m²). Además, la carga muerta de las paredes exteriores a más de 35 pies (10.6 m) por encima del afluyente base a los marcos de momento no debe exceder 20 psf (0.96 kN / m²) (ASCE 07, 2010)

Los sistemas ordinarios se diseñan con acciones sísmicas mayores (factor R menor) y por lo tanto el nivel de detalles requerido es menos estricto, por lo esto sistemas tendrán una respuesta de ductilidad limitada o intermedia. (Crisafulli, 2014)

4.1.1 Criterios de diseño sísmico.

Dado que el diseño de la estructura es sismo resistente se debe asignar una categoría de diseño sísmica de acuerdo con la sección 11.6 del ASCE 7-10 para aquello se parte de los parámetros de aceleración de respuesta espectral de diseño S_{ds} , S_{d1} y de la categoría de riesgo que es I o II, dando como resultado que

nuestra estructura se encuentra en la categoría D, en la Tabla XXIX se detallan los parámetros de aceleración obtenidos para seleccionar la categoría de diseño sísmica de la estructura.

Tabla XXIX. Parámetros de aceleración de respuesta espectral.

PARÁMETROS ASCE 7-10	
Ss	1,5
S1	0,6
Tipo de suelo	D
Fa	1
Fv	1,5
SMS	1,5
SM1	0,9
SDS	1
SD1	0,6
le	1

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Value of S_{DS}	Risk Category	
	I or II or III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 < S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.50 \leq S_{DS}$	D	D

Figura 4.1 Criterios de Diseño Sísmico.

Fuente: ASCE 07, 2010.

Value of S_{D1}	Risk Category	
	I or II or III	IV
$S_{D1} < 0.067$	A	A
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{D1}$	D	D

Figura 4.2 Criterios de Diseño Sísmico.
Fuente: ASCE 07, 2010.

4.2 Espectro de Respuesta Elástico.

4.2.1 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.

Tabla XXX. Datos para la realización del Espectro Elástico e Inelástico.

Tipo de Perfil	D	
Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.	Z	0.5
Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.	Fa	1.2
Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuestas de desplazamientos para diseño en roca.	Fd	1.11

Comportamiento no lineal de los suelos.	F_s	1.4
Razón entre la aceleración espectral. Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)	η	1.8
Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica. (Para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E)	r	1
Coficiente de Importancia. Categoría → "Otras estructuras"	I	1
Factor de reducción de resistencia sísmica	R	3.5

Fuente: NEC - SE – DS, 2015.

Determinar T_o y T_c :

$$T_o = 0.1F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_o = 0.1 \times 1.4 \times \frac{1.11}{1.12}$$

$$T_o = 0.138$$

$$T_c = 0.55F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0.55 \times 1.4 \times \frac{1.11}{1.12}$$

$$T_c = 0.7$$

Construir el espectro elástico de diseño:

Región 1: $T \leq T_o$

$$S_a = Z.Fa. \left(1 + (n - 1) \frac{T}{T_o}\right)$$

$$S_a = 0.5 \times 1.12. \left(1 + (1.8 - 1) \frac{T}{0.138}\right)$$

$$T = 0$$

$$S_a = 0.56$$

$$T = T_o = 0.130$$

$$S_a = 1.008$$

Region 2: $T_o < T \leq T_c$

$$S_a = n.Z.Fa$$

$$S_a = 1.8 \times 0.5 \times 1.12$$

$$S_a = 1.008$$

Region 3: $T > T_c$

$$S_a = n.Z.Fa \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$$

$$S_a = 1.8 \times 0.5 \times 1.12 \left(\frac{0.712}{T} \right)^1$$

Tabla XXXI. Espectro de respuesta elástico de aceleraciones.

DEFINICIÓN DE LA GRÁFICA DEL ESPECTRO SÍSMICO ELÁSTICO DE ACELERACIONES (S_a vs T)				
Clase:	D			
T (s)		Región 1 S_a (g)	Región 2 S_a (g)	ELÁSTICO S_a (g)
0		0.56		0.56
0.139	T _o	1.008		1.008
0.763	T _c	1.008	1.008	1.008
0.80			0.939	0.939
0.85			0.857	0.857
0.95			0.726	0.726
1.05			0.625	0.625
1.20			0.511	0.511
1.35			0.428	0.428
1.50			0.366	0.366
1.65			0.317	0.317
1.80			0.278	0.278
1.95			0.247	0.247
2.10			0.221	0.221
2.25			0.199	0.199
2.40			0.181	0.181
2.55			0.165	0.165
2.70			0.151	0.151
2.85			0.140	0.140
3.00			0.129	0.129
3.15			0.120	0.120
3.30			0.112	0.112
3.45			0.105	0.105
3.60			0.098	0.098
3.75			0.093	0.093

3.90	0.087	0.087
4.05	0.082	0.082

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

4.3 Sistema Estructural.

4.3.1 Niveles de fuerzas de diseño.

4.3.1.1 Determinar C_s .

El galpón a diseñar es una estructura regular tanto como en elevación como de planta los coeficientes tienen los siguientes valores:

φ_p : Coeficiente de regularidad en planta.

φ_e : Coeficiente de regularidad en elevación.

$$\varphi_p = 1$$

$$\varphi_e = 1$$

$$C_s = \frac{S_a \cdot I}{R \varphi_p \varphi_e}$$

$$C_s = \frac{S_a \cdot 1}{3.5 \times 1 \times 1}$$

$$C_s = \frac{S_a}{3.5}$$

Tabla XXXII. C_s - Espectro Inelástico.

DEFINICIÓN DE LA GRÁFICA DEL ESPECTRO SÍSMICO INELÁSTICOS DE ACELERACIONES (S_a vs T)		
Clase:	D	REDUCIDO
T (s)		($S_a \cdot I \cdot g$) / ($R \cdot f_e \cdot f_p$)
0		0.160
0.139	T_o	0.288
0.763	T_c	0.288
0.80		0.268
0.85		0.245
0.95		0.207
1.05		0.178
1.20		0.146
1.35		0.122
1.50		0.105
1.65		0.091
1.80		0.080
1.95		0.071
2.10		0.063
2.25		0.057
2.40		0.052
2.55		0.047
2.70		0.043
2.85		0.040
3.00		0.037
3.15		0.034
3.30		0.032
3.45		0.030

3.60	0.028
3.75	0.026
3.90	0.025
4.05	0.024

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

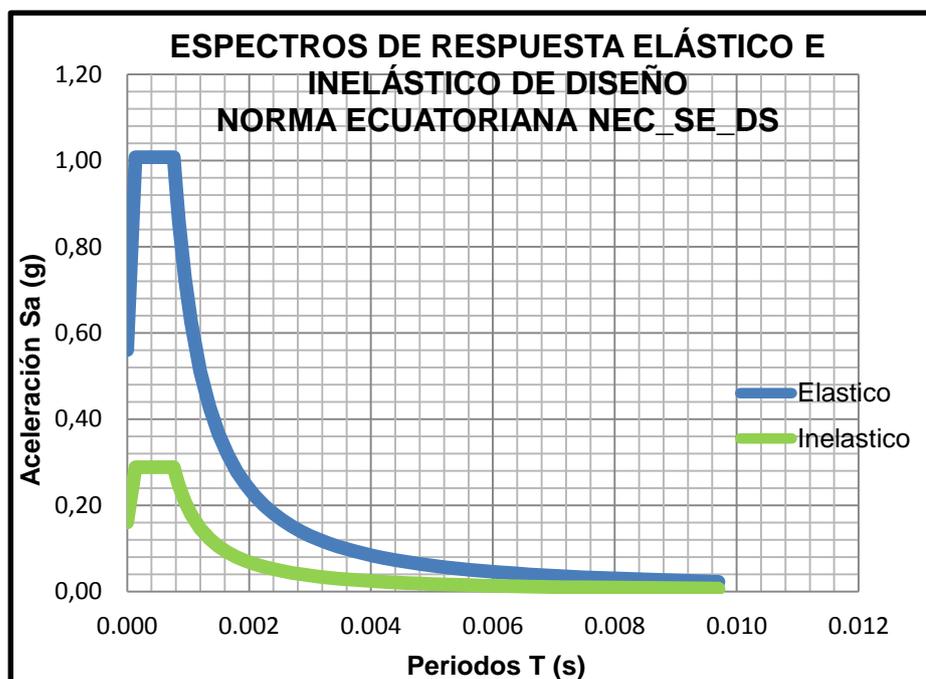


Figura 4.3 Espectros del Cantón Jaramijó - Sector 1.

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

4.3.1.2 Procedimiento estático para la determinación de fuerzas laterales de sismo.

Cortante Basal:

$$V = C_s * W$$

W = Sumatoria de los pesos verticales sobre la estructura de la cubierta incluyendo el peso propio.

Cálculo de W :

$$W = \text{Carga Muerta} \left(\frac{Kg}{m^2} \right) \times \text{Área} (m^2)$$

$$W = 13 \left(\frac{Kg}{m^2} \right) \times (20 * 30)(m^2)$$

$$W = 7800 Kg$$

$$W = 7.8 Ton$$

Cálculo de V :

$$V = C_s * W$$

$$V = 0.432 * 7.8 Ton$$

$$V = 3.37 Ton$$

4.3.1.3 Distribución de Fuerzas Sísmicas.

Tabla XXXIII. Distribución de Fuerzas Sísmica.

Nivel	W (kg)	h (m)	Wh^k	$C = Wh^k / Wh^k$	$F = C * V$ (Ton)
1	7.8	5	105	1	3.37

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Nota: Como son 6 cerchas la fuerza sísmica para cada pórtico será de:

$$F_x = \frac{3.37}{6} \text{ Ton}$$

$$F_x = 0.56 \text{ Ton}$$

4.4 Límites Permisibles de Derivas.

La deriva máxima para la nave industrial depende de la altura de la estructura, en la Norma Ecuatoriana de la Construcción indica los límites de deriva inelástica. El valor permisible para el desplazamiento debe cumplir según el tipo de estructura, para esta edificación se analizará el ΔM máxima de estructura metálica.

Tabla XXXIV. Límites Permisibles de Derivas.

Estructuras de:	ΔM máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: NEC_SE_DS, 2015.

4.5 Modelación de la estructura mediante el programa SAP 2000.

Se realizó el análisis del pre diseño en SAP 2000 V.19 donde se comprobó si las dimensiones obtenidas para los elementos del galpón eran las apropiadas. La etapa de modelación para el galpón fue el siguiente:

1. Elección del sistema de unidades, ton, m, C.
2. Se realizó la geometría del Galpón en 2D con las dimensiones indicadas en el capítulo 3.

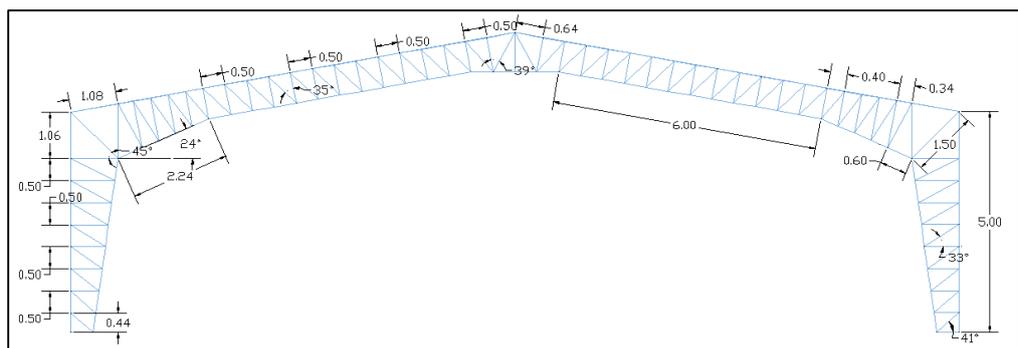


Figura 4.4 Geometría del Galpón.
Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

3. Determinación del material a usar, para el proyecto toda la estructura se diseñará con acero A-36.
4. Se ingresó las secciones del pre diseño del galpón.
5. Se asigna el tipo de apoyo. (Articulado)
6. Se libera la cercha de momentos y torsión, ya que los elementos que conforman a la estructura trabajan a tensión o a compresión.

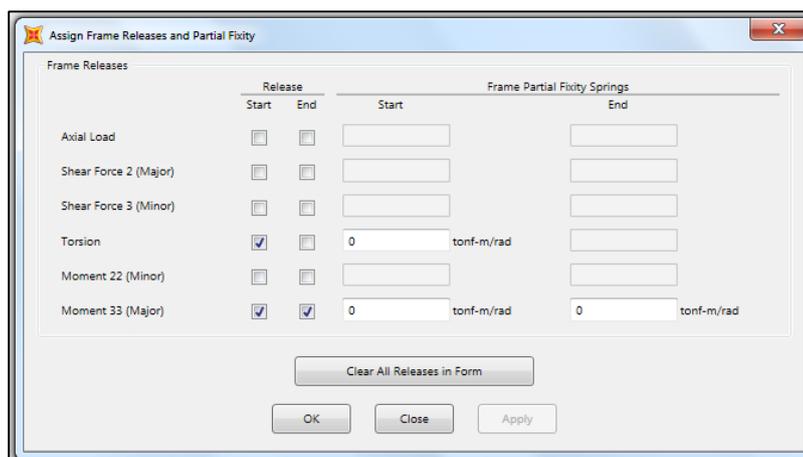


Figura 4.5 Liberación de Momentos en SAP 2000.

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

7. Asignación de las cargas puntuales en los nodos donde van hacer colocadas las correas. Se calculó el área de influencia de una cercha central que representa el caso más desfavorable, tomando en cuenta que la separación entre cada pórtico es de 6 metros.

Tabla XXXV. Cargas Puntuales para la Cercha.

Nº Correa	Área Tributaria (m ²)	Carga Muerta (kg/m ²)	Carga Viva (kg/m ²)	Carga Lineal Muerta (kg)	Carga Lineal Viva (kg)
A	3.9			136.5	273
B	9.3			325.5	651
C	10.8			378	756
D	10.8	35	70	378	756
E	10.8			378	756
F	8.4			294	588
G	6.6			231	462

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

8. Ingresar las combinaciones de carga de la NEC-2015.

9. Definir las variables para la ejecución de espectro inelástico.

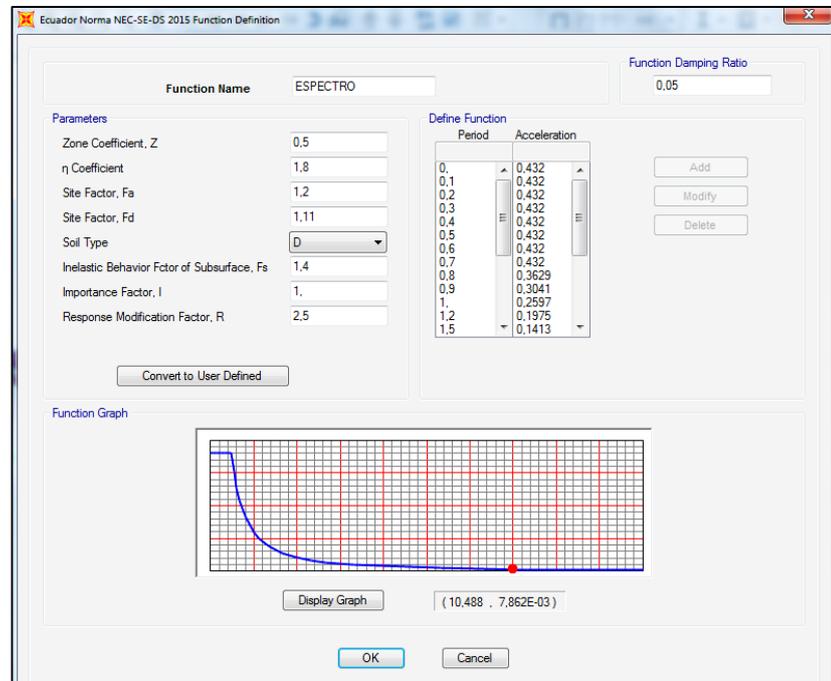


Figura 4.6 Definición del Espectro SAP 2000.

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

10. Definir Load Cases Data – Response Spectrum Ex y Ey.

Load Case Name: Ex

Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Response Spectrum [Design...]

Modal Combination:

- CQC
- SRSS
- Absolute
- GMC
- NRC 10 Percent
- Double Sum

GMC f1: 1, GMC f2: 0, Periodic + Rigid Type: SRSS

Modal Load Case: Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

- Standard - Acceleration Loading
- Advanced - Displacement Inertia Loading

Diaphragm Eccentricity: Eccentricity Ratio: 0, [Override...]

Mass Source: Previous (MASA REACTIVA)

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	ESPECTRO	9,81

[Add] [Modify] [Delete]

Show Advanced Load Parameters:

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0,05 [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 4.7 Definir Loads Cases - Ex y Ey - SAP 2000.

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

11. Seleccionar las combinaciones de cargas para el diseño.

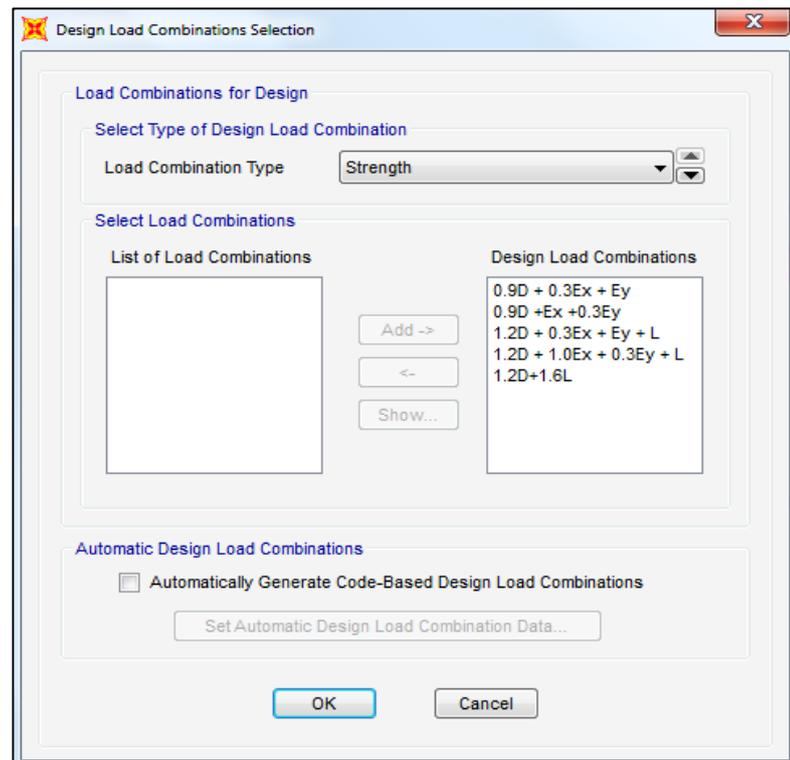
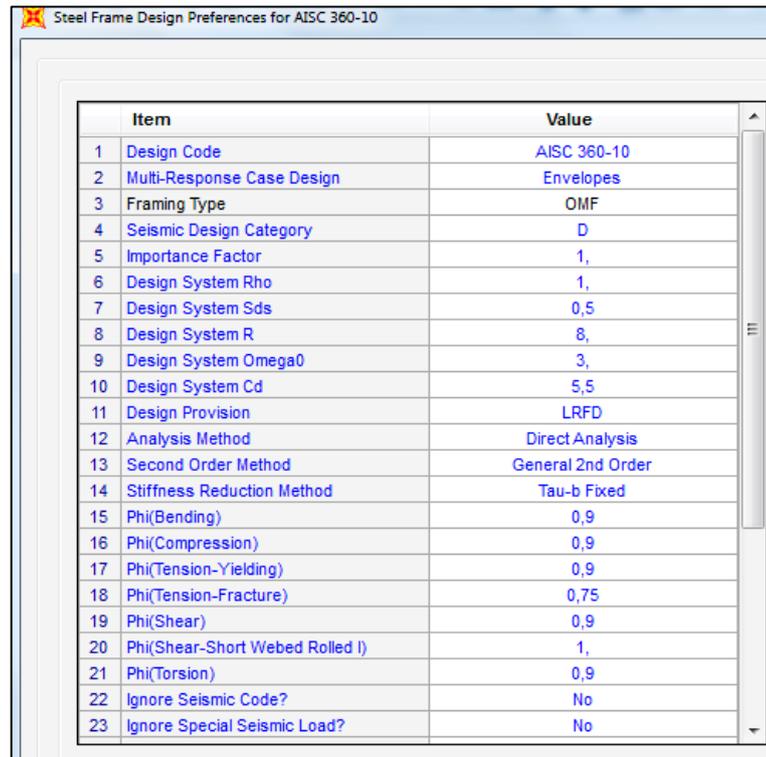


Figura 4.8 Desing Load Combinations Selection, SAP 2000.

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

12. Se seleccionó el código de diseño y parámetros a usar: Framing Type especifica las consideraciones de ductilidad que se usará en el diseño, ya se especificó en la sección XXX que se usará el sistema OMF.



Item	Value
1 Design Code	AISC 360-10
2 Multi-Response Case Design	Envelopes
3 Framing Type	OMF
4 Seismic Design Category	D
5 Importance Factor	1,
6 Design System Rho	1,
7 Design System Sds	0,5
8 Design System R	8,
9 Design System Omega0	3,
10 Design System Cd	5,5
11 Design Provision	LRFD
12 Analysis Method	Direct Analysis
13 Second Order Method	General 2nd Order
14 Stiffness Reduction Method	Tau-b Fixed
15 Phi(Bending)	0,9
16 Phi(Compression)	0,9
17 Phi(Tension-Yielding)	0,9
18 Phi(Tension-Fracture)	0,75
19 Phi(Shear)	0,9
20 Phi(Shear-Short Webed Rolled I)	1,
21 Phi(Torsion)	0,9
22 Ignore Seismic Code?	No
23 Ignore Special Seismic Load?	No

Figura 4.9 Características de Diseño de la estructura de acero.

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

13. Una vez que el modelo ha sido corrido en SAP 2000 mostrará un informe sobre el análisis realizado e indicará si la estructura va a fallar. Para el galpón ingresado se examinó el comportamiento de los elementos de la estructura y se determinó que estaba sobre diseñada, por lo cual se procedió a disminuir las secciones con el fin que la estructura sea más viable y al mismo tiempo cumpla con la resistencia de diseño de cada componente estructural sea mayor o igual a la resistencia requerida, determinada de acuerdo con las combinaciones de carga LRFD.

14. Obteniendo las secciones adecuadas, se replica 6 veces la estructura a cada 6 metros en el eje y, posteriormente se finaliza con la geometría del galpón dibujando las vigas de amarre secundarias, las correas y tensores (trabajan solo a tensión).
15. Finalmente se manda a correr el programa, para que esté analice todos los elementos del modelo y mediante la opción de Steel Frame Design/ Start Design/Check of Structure, el programa determina si los elementos no van a fallar.

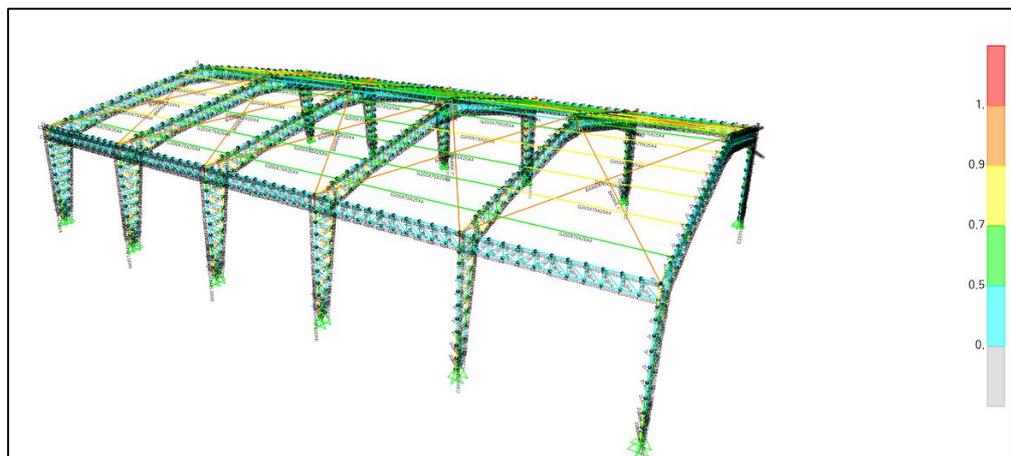


Figura 4.10 Steel Frame Design.
Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

4.6 Desplazamientos.

Los desplazamientos en la estructura están dentro del rango indicado en la. A continuación, se presenta una tabla donde se indica los máximos y mínimos desplazamientos, valores que son obtenidos mediante el software SAP 2000.

Tabla XXXVI. Verificación de Desplazamientos Máximos y Mínimos.

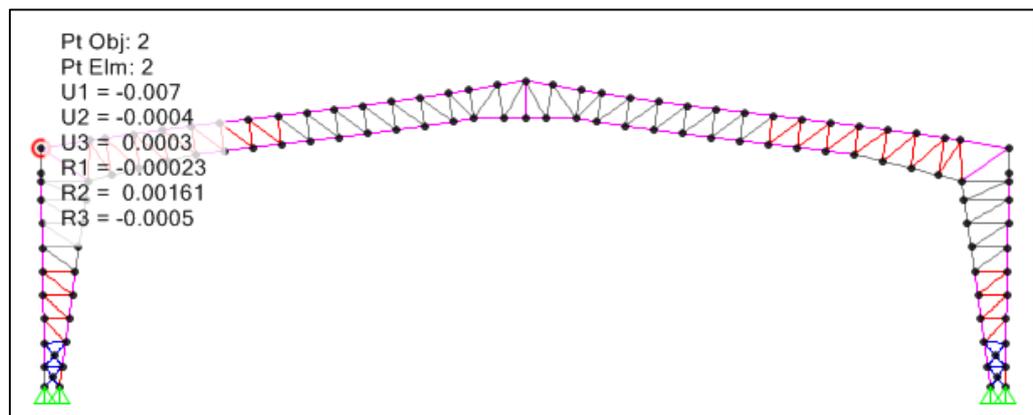
Joint Displacements					
Joint	OutputCase	U1 (m)	U2 (m)	U3 (m)	Δ
855	1.2D + 1.0Ex + 0.3Ey + L	0.039468	0.000036	0.000578	MAX
35	1.2D + 0.3Ex + Ey + L	0.006458	0.025648	0.021534	MIN

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Tabla XXXVII. Derivas en Dirección Y.

DESPLAZAMIENTO						
Punto	Umax	R*0.75	Δdx	h	Deriva	OK
569	0.031	2.625	0.082	6.8	0.012	< 0.02

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

**Figura 4.11** Vistas de Desplazamientos en X con la C.C 1.2D + 1.6 L.

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

4.7 Diseño de los elementos y conexiones de la nave industrial.

En esta sección se presentará los cálculos respectivos para el diseño de los miembros sometidos a tensión, compresión, flexión y cortante.

Se tomará en cuenta las fuerzas axiales mayores que se presentan en la estructura para el diseño de los elementos.

4.7.1 Diseño de miembros sometidos a tensión.

4.7.1.1 Diseño de ángulos.

El perfil preseleccionado para las cerchas intermedias fueron dos ángulos L40X40X4, cuyas propiedades se detallan en las siguientes tablas:

Tabla XXXVIII. Esfuerzo de fluencia, último y factor de reducción L40X40X4.

DATOS:		
Fy	2530	kg/cm ²
Fu	4080	kg/cm ²
U	0,85	

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Tabla XXXIX. Propiedades del perfil pre seleccionado L40X40X4.

Perfil L40x40x4		
Área	2,9	cm ²
rx	1,24	cm
lx	4,44	cm ⁴
ry	1,24	cm
ly	4,44	cm ⁴
b	4	cm
h	4	cm

e	0,4	cm
x	1,2	cm

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Mediante las ecuaciones nombradas en la sección de diseño a miembros a tracción se obtuvo las siguientes cargas de resistencia nominal:

Tabla XL. Capacidad de resistencia del Perfil 40x40x4.

$\Phi_t P_{nt}$	13206,6	Kg
$\Phi_f P_{nf}$	60343,2	Kg
Ag	5,8	cm ²
Ae	9,86	cm ²
Pu	5260	Kg

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Entonces:

$$P_u \leq \Phi_t P_n$$

Máxima relación de esbeltez:

$$\frac{L}{r} \leq 300$$

$$100,81 \leq 300$$

✓ Por lo que el perfil si cumple.

El perfil preseleccionado para las cerchas de los extremos son dos ángulos L30X30X4, cuyas propiedades se detallan en las siguientes tablas:

Tabla XLI. Esfuerzo de fluencia, último y factor de reducción L30X30X4.

DATOS:		
Fy	2530	kg/cm ²
Fu	4080	kg/cm ²
U	0,84	

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Tabla XLII. Propiedades del perfil pre seleccionado L30X30X4.

Perfil L30x30x4		
Área	2,1	cm ²
rx	0,91	cm
lx	1,76	cm ⁴
ry	0,91	cm
ly	1,76	cm ⁴
b	3	cm
h	3	cm
e	0,4	cm
x	0,95	cm

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Tabla XLIII. Capacidad de resistencia del Perfil 30x30x4.

Pnt	9563,4	Kg
Pnf	43268,4	Kg
Ag	4,2	cm ²

Ae	7,07	cm ²
Pu	2550	Kg

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Entonces:

$$P_u \leq \Phi_t P_n$$

Máxima relación de esbeltez:

$$\frac{L}{r} \leq 300$$

$$100,81 \leq 300$$

✓ Por lo que el perfil si cumple.

El perfil preseleccionado para las cerchas de las columnas en la parte inferior son dos ángulos L50X50X4, cuyas propiedades se detallan en las siguientes tablas:

Tabla XLIV. Esfuerzo de fluencia, ultimo y factor de reducción L50X50X4.

DATOS:		
Fy	2530	kg/cm ²
Fu	4080	kg/cm ²
U	0,86	

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Tabla XLV. Propiedades del perfil pre seleccionado L50X50X4.

Perfil L50x50x4		
Área	3,70	cm ²
rx	1,56	cm
lx	9,01	cm ⁴
ry	1,56	cm
ly	9,01	cm ⁴
b	5	cm
h	5	cm
e	0,4	cm
x	1,45	cm

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Tabla XLVI. Capacidad de resistencia del Perfil 50x50x4.

Pnt	16849,8	Kg
Pnf	8,20956	Kg
Ag	7,4	cm ²
Ae	6,364	cm ²
Pu	7260	Kg

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Entonces:

$$P_u \leq \Phi_t P_n$$

Máxima relación de esbeltez:

$$\frac{L}{r} \leq 300$$

$$45.51 \leq 300$$

✓ Por lo que el perfil si cumple.

4.7.1.2 Diseño de canales.

Para los cordones superiores e inferiores de la cercha se preselecciono un perfil tipo C o U de 200x50x4.

Tabla XLVII. Esfuerzo de fluencia, ultimo y factor de reducción L50X50X4.

DATOS:		
Fy	2530	kg/cm ²
Fu	4080	kg/cm ²
U	0,875	

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Tabla XLVIII. Propiedades del perfil pre seleccionado C200X50X4.

Perfil C200x50x4		
Área	11,5	cm ²
rx	7,23	cm
lx	600	cm ⁴
ry	1,39	cm
ly	22,1	cm ⁴
b	5	cm
h	20	cm
e	0,4	cm
x	1	cm

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Tabla XLIX. Capacidad de resistencia del Perfil C200X50x4.

$\Phi_t P_{nt}$	26185,5	Kg
$\Phi_f P_{nf}$	61582,5	Kg
Ag	23	cm ²
Ae	20,125	cm ²
Pu	10538	Kg

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Entonces:

$$P_u \leq \Phi_t P_n$$

Máxima relación de esbeltez:

$$\frac{L}{r} \leq 300$$

$$71,94 \leq 300$$

✓ Por lo que el perfil si cumple.

4.7.2 Bloque de cortante.

$$R_n = 0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}$$

$$\phi = 0.75(LRFD)$$

Tabla L. Parámetros para análisis de Bloque de Cortante.

Pu	10538	Kg	Fuerza Máxima de tracción
l	8	cm	longitud de la conexión
Agv	3,2	cm ²	Área total sujeta a cortante
Anv	3,2	cm ²	Área neta sujeta a cortante
Ant	3,2	cm ²	Área neta sujeta a tensión
Ubs	1		Factor de reducción
Rn1	20889,6	Kg	Fractura de tracción
Rn2	17913,6	Kg	Fluencia de corte
Rn	17913,6	Kg	Resistencia de diseño a la fractura por bloque cortante
∅	0,75		
∅Rn	13435,2	Kg	

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Entonces:

$$P_u \leq \emptyset R_n \rightarrow OK$$

4.7.3 Diseño de miembros sometidos a compresión.

Tabla LI. Resistencia de compresión para L40x40x4.

Diseño de ángulos:		L40x40x4
E	2100000	kg/cm ²
Área	2,9	cm ²
b	4	cm
t	0,4	cm
b/t	10	
λr	16,13	Sección NO ESBELTA
K	1	
L	77	cm

r	1,24	cm
Fe	5375,03	kg/cm ²
Para	$\lambda < \lambda_r$	Fcr=Fe
0,44Fy	1113,2	Fe \geq 0,44Fy
Fcr	5375,03	Esfuerzo de Pandeo elástico
Pu	4030	Kg
ϕ	0,9	
Pn	14028,83	Kg

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Entonces:

$$P_u \leq \phi_c P_n$$

Máxima relación de esbeltez:

$$\frac{L}{r} \leq 200$$

$$62,10 \leq 200$$

Tabla LII. Resistencia de compresión para L30x30x4.

Diseño de ángulos:		L30x30x4
E	2100000	
Área	2,10	cm ²
b	3,00	cm
t	0,40	cm
b/t	7,50	
λ_r	16,13	Sección NO ESBELTA
K	1,00	
L	56,00	cm

r	0,91	cm
Fe	5473,00	kg/cm ²
Para	$\lambda < \lambda_r$	Fcr=Fe
0,44Fy	1113,20	Fe \geq 0,44Fy
Fcr	5473,00	Esfuerzo de Pandeo elástico
Pu	2550,00	Kg
ϕP_n	10343,98	Kg

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Entonces:

$$P_u \leq \phi_c P_n$$

Máxima relación de esbeltez:

$$\frac{L}{r} \leq 200$$

$$62,54 \leq 200$$

Tabla LIII. Resistencia de compresión para L50x50x4.

Diseño de ángulos:		L50x50x4
E	2100000,00	Kg/cm ²
Área	3,70	cm ²
b	5,00	cm
t	0,40	cm
b/t	12,50	
λ_r	16,13	Sección NO ESBELTA
K	1,00	
L	66,00	cm
r	1,56	cm

Fe	11579,25	kg/cm ²
Para	$\lambda < \lambda_r$	F _{cr} =Fe
0,44F _y	3,96	Fe ≥ 0,44F _y
F _{cr}	11579,25	Esfuerzo de Pandeo elástico
P _u	7260,00	Kg
φP _n	38558,90	Kg

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Entonces:

$$P_u \leq \phi_c P_n$$

Máxima relación de esbeltez:

$$\frac{L}{r} \leq 200$$

$$42,31 \leq 200$$

Tabla LIV. Resistencia de compresión para C200x50x4.

Diseño de canales:		C200x50x4
E	2100000	
Área	11,5	cm ²
b	5	cm
t	0,4	cm
b/t	12,5	
λ _r	16,13	Sección NO ESBELTA
K	1	
L	600	cm
r _y	1,39	cm
Fe	111,24	kg/cm ²

Para	$\lambda < \lambda_r$	Fcr=Fe
0,44Fy	1113,2	Fe \geq 0,44Fy
Fcr	111,24	Esfuerzo de Pandeo elástico
Pu	9000	Kg
ϕP_n	1151,29	Kg

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

4.7.4 Varillas y barras.

$$R_n = F_{nt} A_D = 0.75 F_u A_D$$

Tabla LV. Resistencia para verificación de bloque cortante.

ϕ	0,75	
Fu	5300	Kg/cm ²
Pu	381,33	Kg
d	10	mm
Ad	0,79	cm ²
Rn	2341,47	Kg

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

4.7.5 Diseño de Largueros (Correas).

4.7.5.1 Flexión Asimétrica.

Los ejes de los largueros que tienen un ángulo de inclinación de 10.2° no son las mismas que las fuerzas aplicadas. Las cargas

externas al no ser coplanaras a los ejes del elemento generan un comportamiento biaxial.

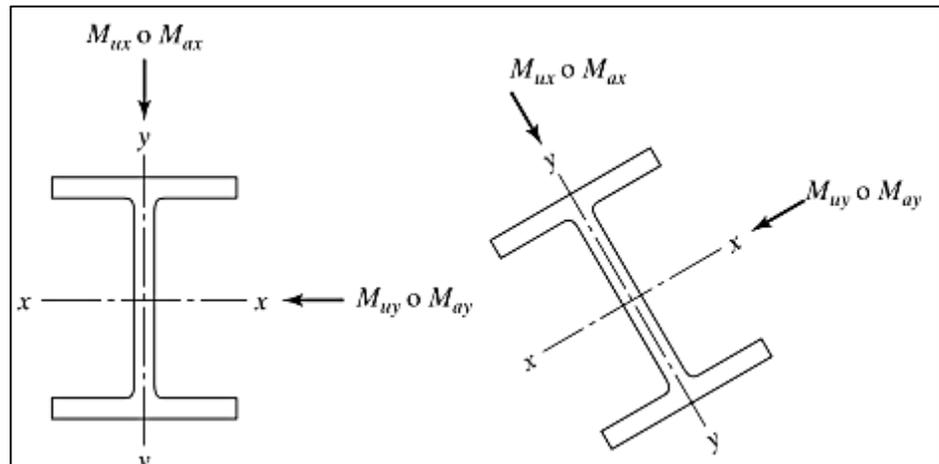


Figura 4.12 Comportamiento Biaxial.

Fuente: McCormac, 2012.

Para revisar si los largueros están adecuadamente flexionados respecto a ambos ejes, el AISC proporciona una ecuación:

Si $Pr/P_c < 0.2$

$$\frac{Pr}{P_c} + \left(\frac{Mr_x}{Mc_x} + \frac{Mr_y}{Mc_y} \right) \leq 1$$

Dónde:

Pr : es la resistencia axial requerida para el método LRFD.

P_c : es la resistencia axial disponible para el método LRFD.

M_{rx} y M_{ry} son las resistencias a la flexión de diseño requeridas con respecto a los ejes x y y para el método LRFD.

M_{cx} y M_{cy} son las resistencias a la flexión de diseño con respecto a los ejes x y y usando el método LRFD.

Nota: P_r es igual a 0 ya que la fuerza axial para este elemento es despreciable.

$$\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

4.7.5.2 Aplicación de Tensores.

Si la distancia entre armaduras es grande se recomienda colocar tensores ya que se disminuyen los momentos provocando que el tamaño del larguero no resulte demasiado grande y volverse impráctico.

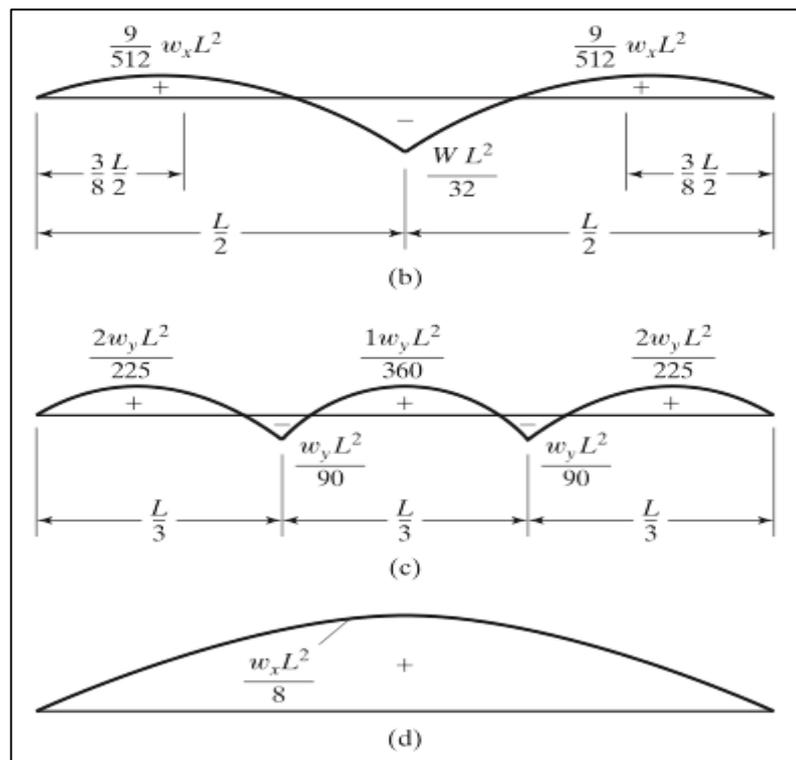


Figura 4.13 Comportamiento de la viga con tendones en $L/2$, $L/3$ y sin tensor.

Fuente: McCormac, 2012.

En la figura se nota la disminución de momentos al incrementar arrostramientos, notando que el momento máximo se genera en la viga que no tiene tendones.

Se selecciona la combinación de carga que predomina en el diseño, los valores son validados en SAP 2000.

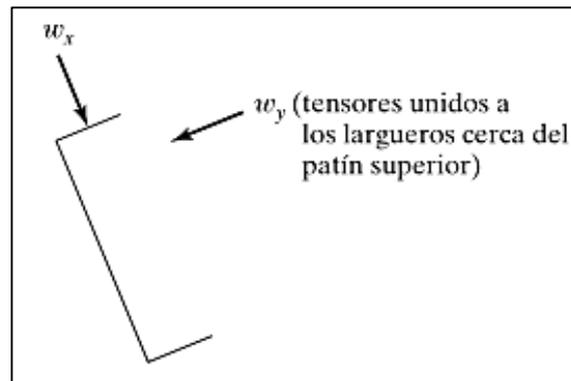


Figura 4.14 Fuerzas externas generadas en los largueros.
Fuente: McCormac, 2012.

Como las distancias entre las correas varían en el tramo inicial y final, para el diseño se utilizará la de mayor ancho influencia $d = 1.8$ m.

Carga Muerta (D): Peso de la Cubierta + Peso de las Instalaciones + Peso de la Correa.

$$\text{Carga Muerta (D): } 6 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 1.8 \text{ m} + 7 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 1.8 \text{ m} + 11.63 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{Carga Muerta (D): } 35.03 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Carga Viva (L): valor que indica la NEC 2015

$$\text{Carga Viva (L): } 70 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 1.8 \text{ m}$$

$$\text{Carga Viva (L): } 126 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$W_u = 1.2D + 1.6L$$

$$W_{ux} = Wu \left(\frac{kg}{m^2} \right) \cdot d(m) \cdot \cos \alpha$$

$$W_{ux} = 1.2 \times 35.03 \frac{kg}{m} \cos 10.2 + 1.6 \times 126 \frac{kg}{m} \cos 10.2$$

$$W_{ux} = 239.79 \frac{kg}{m}$$

$$W_{uy} = Wu \left(\frac{kg}{m^2} \right) \cdot d(m) \cdot \sen \alpha$$

$$W_{uy} = 1.2 \times 36.6 \frac{kg}{m} \cdot \sen 10.2 + 1.6 \times 126 \frac{kg}{m} \cdot \sen 10.2$$

$$W_{uy} = 43.14 \frac{kg}{m}$$

Calcular M_{ux} y M_{uy} :

$$M_u = \frac{wL^2}{8}$$

$$M_{u_x} = \frac{239.79 \frac{kg}{m} (6m)^2}{8}$$

$$M_{u_x} = 1079.1 \text{ kg} \cdot m$$

$$M_{u_y} = \frac{43.14 \frac{kg}{m} (6)^2}{90}$$

$$M_{u_y} = 17.26 \text{ kg} \cdot m$$

Perfil G 125X50X15X3

$$S_x = 26.5 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 6.43 \text{ cm}^3$$

$$M_{cx} = 0.9 \times 26.5 \text{ cm}^3 \times 2531 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$M_{cx} = 60364.4 \text{ Kg. cm}$$

$$M_{cy} = 0.9 \times 6.43 \text{ cm}^3 \times 2531 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$M_{cy} = 14646.9 \text{ Kg. cm}$$

$$\left(\frac{1079.1}{603.64} + \frac{17.26}{146.46} \right) \leq 1$$

1.9 ≤ 1 **AUMENTAR SECCIÓN**

Perfil G 200X75X15X4

$$S_x = 89.5 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 21.3 \text{ cm}^3$$

Momentos Resistentes de diseño:

$$M_c = \Phi \cdot S \cdot F_y$$

$$M_{cx} = \Phi \cdot S_x \cdot F_y$$

$$M_{cx} = 0.9 \times 89.5 \text{ cm}^3 \times 2531 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$M_{cx} = 611616.15 \text{ Kg.cm}$$

$$M_{cx} = 6116.2 \text{ Kg.m}$$

$$M_{cy} = \Phi \cdot S_y \cdot F_y$$

$$M_{cy} = 0.9 \times 21.3 \text{ cm}^3 \times 2531 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$M_{cy} = 48519.27 \text{ Kg.cm}$$

$$M_{cy} = 485.2 \text{ Kg.m}$$

Flexión asimétrica:

$$\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

$$\left(\frac{1079.1}{6116.2} + \frac{17.26}{485.2} \right) \leq 1$$

$$0.3 \leq 1 \text{ OK}$$

Perfil G 175X50X15X4

$$S_x = 53.71 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 8.07 \text{ cm}^3$$

$$M_{cx} = 0.9 \times 53.71 \text{ cm}^3 \times 2531 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$M_{cx} = 1223.46 \text{ Kg. m}$$

$$M_{cy} = 0.9 \times 8.07 \text{ cm}^3 \times 2531 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$M_{cy} = 18382.65 \text{ Kg. cm}$$

$$\left(\frac{1079.1}{1223.15} + \frac{17.26}{183.82} \right) \leq 1$$

$$0.98 \leq 1 \text{ OK}$$

4.7.6 Diseño de tensores.

Los tensores inclinados tomarán la “carga tributaria a la superficie del techo”.

$$T_{ux} = W_{uy} \cdot \left(\frac{d}{n} \cdot h \right)$$

Dónde:

W_{uy} : Componente paralela a superficie del techo.

d = separación entre armaduras.

n = número de tensores en el larguero +1.

h = distancia diagonal de la cubierta.

Carga Muerta (D): Peso de la Cubierta + Peso de las
Instalaciones + Peso de la Correa.

$$\text{Carga Muerta (D): } 6 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 7 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 6.46 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Carga Muerta (D): } 20 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Carga Viva (L): valor que indica la NEC 2015

$$\text{Carga Viva (L): } 70 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$W_{uy} = 1.2 \times 20 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot \text{sen}10.2 + 1.6 \times 70 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot \text{sen}10.2$$

$$W_{uy} = 24.08 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$T_{ux} = 24.08 \cdot \left(\frac{6\text{m}}{3} \times 10.16\text{m} \right)$$

$$T_{ux} = 489.3 \text{ kg}$$

Para varillas roscadas (AISC 2010; Tabla J3.2) se aplican los mismos requerimientos para pernos.

$$\phi T_n = (0.75F_u) \cdot (0.75A_v)$$

En donde:

Fu: Resistencia a la tensión de la varilla roscada.

Av: Área de varilla.

$$Av = \frac{\Phi Tn}{0.75^2 * Fu}$$

$$Av = \frac{489.3 \text{ kg}}{0.75^2 * 5300 \text{ kg/cm}^2}$$

$$Av = 0.16 \text{ cm}^2$$

Serviciabilidad para barras o varillas:

$$\Phi_{min} = \frac{L}{500}$$

$$\Phi_{min} = \frac{180 \text{ cm}}{500}$$

$$\Phi_{min} = 0.36 \text{ cm}$$

Seleccionar varilla más liviana:

Varilla $\Phi = 8 \text{ mm}$, $Av = 0.5 \text{ cm}^2$

4.7.7 Diseño de la cimentación.

Se realizará el diseño de las zapatas corridas en dirección Y dado que se tiene menor longitud entre columnas y lo que se busca es

obtener mayor rigidez, a continuación, se detalla el diseño de la cimentación.

4.7.7.1 Propiedades de los Materiales.

Los materiales considerados en el proyecto son:

- Hormigón Estructural: $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$
- Hormigón para Replanto: $f'c= 140 \text{ kg/cm}^2$
- Acero de Refuerzo: $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad del concreto $E_c= 15100(f'c)^{1/2}$
- Relleno compactado $1,70 \text{ kg/m}^3$
- Hormigón estructural $2,40 \text{ kg/m}^3$
- Agua $1,00 \text{ kg/m}^3$
- Acero estructural $7,85 \text{ kg/m}^3$

4.7.7.2 Diseño de zapatas para la cimentación.

Tabla LVI. Datos de diseño para las zapatas corridas.

DATOS:			
Qa	12	t/m ²	Esfuerzo admisible del suelo
Df	1,2	m	Profundidad de desplante
C	50	cm	ancho de columna
Qs	2,04	t/m ²	Esfuerzo del relleno compactado
Qe	9,96	t/m ²	Esfuerzo permisible del suelo

Qd	0,013	t/m2	Carga Muerta
Ql	0,07	t/m2	Carga Viva

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Para el diseño de la zapata corrida se utilizan las cargas mayoradas de la estructura, tomando la combinación más crítica que sería la envolvente.

Tabla LVII. Cargas máximas del diseño de las zapatas.

DESCARGAS ÚLTIMA (Ton)		
EJES	A	B
6	7,42	7,42
5	6,77	6,77
4	6,77	6,77
3	6,77	6,77
2	6,77	6,77
1	7,42	7,42

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

El área requerida para las zapatas se determina con la siguiente ecuación:

$$A_{ir} = \frac{\sum P_i}{q_e}$$

Para determinar el ancho requerido de la zapata se debe obtener el centro de reacciones, por lo que:

$$\bar{y}_{cc} = \frac{\sum P_{ix} y_i}{\sum P_i}$$

El ancho requerido de la zapata será:

$$B_{iy} = \frac{\sum P_{ix} A_{ir}}{\sum P_i} \frac{A_{ir}}{L_z}$$

Tabla LVIII. Determinación del centro de reacciones.

DIRECCION Y						
Ar	8,42					
EJES	A	B		Xcc	10	m
Piy	41,92	41,92	83,84	2Xcc	20	m
Xi	0	20				
Piy*xi	0	838,40	838,40			
Ly	30	30				
Biy,req	0,56	0,56				
Biy,asumido	1,2	1,2				
Ai	36	36	72			m2
q	1,16	t/m2	OK			

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Se verifica que:

$$q \leq q_e$$

4.7.7.3 Diseño de la viga de cimentación.

Para el diseño de la viga de cimentación se modeló en SAP 2000 para obtener los valores de momentos nominales y las resistencias de corte nominal.

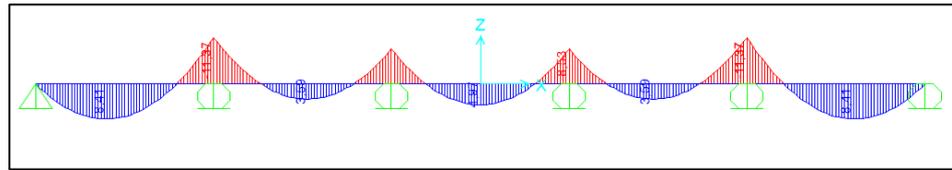


Figura 4.15 Diagrama de Momento.
Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Tabla LIX. Momentos flectores de cimentación en el eje Y.

Mu-	11,37	8,53	8,53	11,37	
Mu+	8,41	3,59	4,97	3,59	8,41

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

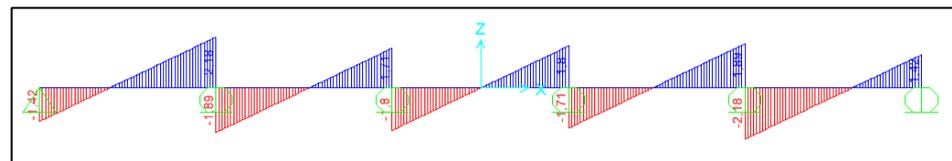


Figura 4.16 Diagrama de Cortante.
Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Tabla LX. Cortantes Últimos de la Cimentación en el eje Y.

Vu-	1,42	1,89	1,8	1,71	2,18
Vu+	2,18	1,71	1,8	1,89	1,42

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Se revisará la viga por flexión y corte como se indicó en la sección XX, para determinar el acero de refuerzo de la viga se utilizó la siguiente ecuación:

$$A_s = \frac{Mu}{0,9\phi f_y d}$$

$$A_{smin} = \frac{14}{f_y} bwd$$

Tabla LXI. Dimensionamiento y armado de la viga de cimentación.

DISEÑO DE VIGA		
Pd	3,90	t
Pl	21,00	t
qu	0,10	t/m ²
B	1,20	m
pu	0,12	t/m
Mu	11,37	t.m
bw	70,00	cm
d	20,00	cm
d	108,00	cm
dc	10,80	cm
h	118,80	cm
h	120,00	cm
As	3,09	cm ²
As,min	25,20	cm²
Nb	10,00	unidades
db	20,00	mm
As	31,42	cm ²
Vc	0,00	t
Vs,r	2,91	t
w'	0,01	cm ² /cm
w',min	0,06	cm ² /cm
dbe	8,00	mm
Av	1,01	cm ²
s,req	17,23	cm

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Peralte de las alas:

Las vigas tendrán un ancho de 120cm, por lo que las alas tienen un ancho de 25 cm.

Se tiene que $V_u = qbfB$ y $M_u = \frac{1}{2}qubf^2B$. Dado que:

$$V_c = \phi 0,53 \sqrt{f'c} b f d_o$$

Entonces $d_o = 6,26$ cm, pero para ser conservadores se asume $d_o = 20$ cm.

Revisión por flexión:

$$bf = \frac{1}{2}(B - c)$$

$$A_{s, req} = \frac{M_u}{0,9\phi f_y d_o}$$

$$A_{s, min} = \frac{14}{f_y} b f d_o$$

Tabla LXII. Refuerzo por flexión de las alas de la zapata.

Mu	0,04	t-m
ϕ	0,75	
Do	6,26	cm
Do	20,00	cm
Ho	26,50	cm
Asreq	2,27	cm ²
Asmin	0,50	cm ²
Asreq	2,27	cm ²

Nb	5	
Db	8	mm
As	2,51	cm ²
S	25,00	cm

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Se verifica longitud de desarrollo (ACI 12,3).

$$\begin{cases} Ldc = \frac{0,075dbfy}{\sqrt{f'c}} \\ Ld = 0,004dbfy \end{cases} \quad Ldc = \text{máx}$$

$$\text{Longitud de traslape} = \text{máx} \left\{ \begin{array}{l} Ldc \\ 0,0073dbfy \end{array} \right.$$

Tabla LXIII. Longitud de desarrollo de zapata.

ANCLAJE		
Nb	5	unidades
db	8	mm
As	2,51	cm ²
As, min	24,5	cm ²
Ldc	15,06	cm
Traslape	24,528	cm

No se requiere pata

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Si $Ldc < do$

Se verifica aplastamiento en la base: (ACI 10,14)

$$\frac{A2}{A1} = \frac{120}{70}$$

$$1,7 < 2$$

$$P_{maxbase} = 1,7\Phi(0,85 f_c A_1)$$

$$P_{maxbase} = 1982.54T/m$$

$$P_{maxbase} > P_u$$

4.7.7.4 Asentamiento.

La NEC establece que toda cimentación debe revisarse por estado límite de falla y por estado límite de servicio como son los asentamientos, dado que el tipo de suelo debajo de la profundidad de desplante es limo arenoso y sin presencia de nivel freático debido a que la edificación se encuentra próxima a una ladera, se efectuara asentamientos inmediatos, producto de una carga aplicada a suelo no saturado.

Se determinará el asentamiento inmediato mediante la teoría de la elasticidad propuesta por Scheilcher (1926), el asentamiento se puede expresar como: (BRAJA, DAS).

$$S_e = q_o(\alpha B') \frac{1 - \mu_s^2}{E_s} I_s I_f$$

Donde:

q_o = presión neta aplicada sobre la cimentación.

μ_s = coeficiente de Poisson para el suelo.

E_s = módulo de elasticidad promedio del suelo debajo de la cimentación.

$Z = H$ o $5B$, el que sea menor.

$B' = B/2$ para el centro de la cimentación.

= B para la esquina de la cimentación.

I_s = factor de forma (Steinbrenner, 1934).

$$I_s = F_1 + \frac{1 - 2\mu_s}{1 - \mu_s} F_2$$

I_f = factor de profundidad (Fox, 1948).

α = factor que depende de la ubicación de la cimentación en donde el asentamiento está siendo calculado.

Para el cálculo del asentamiento en el centro de la cimentación:

$$\alpha = 4$$

$$m' = \frac{L}{B}$$

$$n' = \frac{H}{\left(\frac{B}{2}\right)}$$

Para hallar el valor de I_f se ingresa a otra tabla con $D_f/2$ y B/L .

Cálculo de asentamiento:

Tabla LXIV. Parámetros para el cálculo de asentamiento.

DATOS:		
Df	1,2	m
Limo	4,7	m
Arena	2,1	m
H	8	m
5B	6	m
Z	6	m
L	6	m
B	1,2	m
m'	5	
n'	13,3	

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

El módulo de elasticidad para suelos limo arenosos se asumió de 15 MPa tomado de la tabla de parámetros elásticos para varios tipos de suelo que se recomienda en Braja M. Das.

Dado los valores de m' y n' , se puede obtener F_1 y F_2 de las tablas de DAS, $F_1 = 0.647$ y $F_2 = 0.094$.

El valor del coeficiente de Poisson se asumió 0.4 típico para suelos en las condiciones establecidas; por lo tanto, se obtiene que:

$$I_s = F_1 + \frac{1 - 2\mu_s}{1 - \mu_s} F_2$$

$$I_s = 0.647 + \frac{1 - 2(0.4)}{1 - 0.4} 0.094$$

$$I_s = 0.629$$

Hallando los valores de:

$$\frac{Df}{2} = 0.6$$

$$\frac{B}{L} = 0.2$$

Se obtiene que $I_f = 0.89$, entonces se procede a calcular el asentamiento en el centro de la cimentación flexible dando como resultado $Se = 23.96$ mm pero como nuestra cimentación es completamente rígida se puede estimar que es el 93% de la flexible dando como resultado que $Se = 22.29$ mm.

La NEC 2015 establece los valores máximos de asentamientos.

Tabla LXV. Valores Permisibles para Asentamientos.

Tipo de Construcción	Δ_{max}
Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamiento menores	L/160

Fuente: NEC, 2015.

$$\frac{L}{160} = \frac{6}{160}$$

$$32.6 < 37.5 \text{ mm } \textit{OK}$$

4.8 Diseño de Cisterna.

El diseño de una cisterna es de mucha importancia como complemento de la estructura ya diseñada, ya que para desarrollar la actividad el agua es una de sus principales necesidades para la limpieza del pescado y proceder a la entrega.

Una de las desventajas de la ubicación de la edificación es que tiene un desabastecimiento de agua potable, esto se debe a un mal diseño del agua potable y todo ese sector se encuentra sin el servicio.

En la actualidad los habitantes del sector se suministran del recurso por medio de tanqueros, el personal que distribuye este servicio lo realiza en la mañana por lo tanto se necesita un espacio físico para almacenar el agua.

La capacidad de la cisterna es de 20 m³ el valor fue determinado según la necesidad de la planta de pre-proceso, y el número de veces que se genera al día esa actividad. Por lo tanto, las dimensiones iniciales del depósito es 4m de largo, 2 de ancho y 2.65 m de profundidad.

4.8.1 Cisternas o depósitos enterrados.

En las cisternas o depósitos enterrados, se debe tomar en cuenta la presión que ejerce el fluido y el empuje lateral del suelo sobre las paredes del estanque. El espesor de las paredes laterales se diseñará para el caso más desfavorable d presión interna del agua o exterior del suelo, con el depósito vacío.

La superposición de los empujes no se los toma en cuenta, ya que sus efectos se contrarrestan. El nivel freático es un factor que se debe toma en cuenta al momento de ubicar la cisterna, pues si el NF se aproxima a la tapa de la cisterna se puede generar una contaminación.

4.8.2 Especificaciones para la construcción del depósito.

El concreto para usar debe ser de buena calidad con f'c 210 kg/m²

$$\frac{\text{agua}}{\text{cemento}} = 0.5 \text{ Para espesores de paredes } \geq 20 \text{ cm}$$

$$\frac{\text{agua}}{\text{cemento}} = 0.45 \text{ Para espesores de paredes } < 20 \text{ cm}$$

Para evitar fisuración, el concreto debe compactarse y someterlo a un esmerado curado. Luego del fraguado se debe aflojar el encofrado de las paredes, de modo que el flujo continuo del agua humedezca abundantemente la superficie durante los 7 primeros días y luego se puede considerar un curado por membranas.

Para mejorar la impermeabilidad, las paredes interiores de los depósitos se recubren finalmente de revoque de cemento.

Las losas y paredes deben de tener una cuantía mínima de 0.65% por retracción y temperatura.

$$\text{Cuantía mecánica } w = \rho \cdot \frac{f_y}{f_{rc}} \leq 0.18$$

Criterio para el espesor de paredes en el diseño de estructuras de concreto armado:

$$\frac{d}{L} = \frac{\text{Espesor de la pared}}{\text{Luz (altura de la pared)}}$$

$$\frac{d}{L} \geq \frac{1}{12} \quad \text{Para losas Cantiliver}$$

$$\frac{d}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \text{Para losas apoyadas en su contorno}$$

Valor mínimo de $d \geq 25cm$

Recubrimiento mínimo externo de 7 cm en depósitos enterrados.

Recubrimiento mínimo interno del depósito 5 cm, para evitar fisuración y corrosión de la armadura.

4.8.3 Diseño de depósitos rectangulares.

El caso más sencillo de depósito es el rectangular simple con cuatro paredes verticales, una losa en el fondo y una tapa con su tope a nivel de la superficie del terreno.

Los empujes internos son producidos por el agua contenida, con una distribución interna triangular, con un máximo en la base $1H$ (kg/m²) y resultante de empuje:

$$E = \frac{1.00h^2}{2}$$

La resultante se encuentra a $1/3 h$ desde el fondo. Los empujes exteriores son producidos por la presión del suelo E_a , cuya magnitud depende de las características del terreno y la presión exterior de agua subterránea.

Cuando el nivel del agua subterránea supera el fondo de cisterna, el diseño de las paredes se realiza con la combinación más desfavorable del sistema en los siguientes casos:

Actúa solamente el empuje interno del agua.

Actúa solamente el empuje del suelo y el agua subterránea hasta el nivel previsto.

Es el caso más desfavorable, el que no se debe de considerar para el diseño donde actúan el empuje del agua de la cisterna, la presión del suelo y la fuerza del agua subterránea.

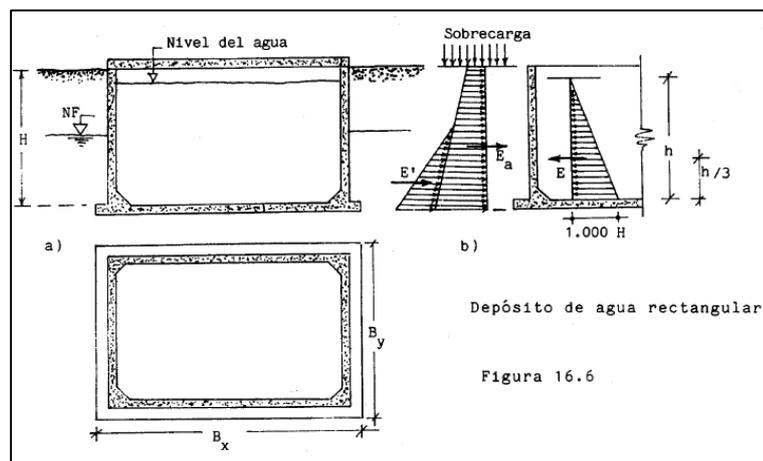


Figura 4.17 Depósito de Agua Rectangular.

Fuente: Fratelli, M., 1993.

Las paredes de los depósitos de agua se analizan según las diferentes configuraciones de sus apoyos perimetrales, y sus dimensiones. Generalmente para relaciones:

$$0.5 \leq \frac{H}{B} \leq 2$$

Las paredes se suponen empotradas en la base inferior y en las paredes laterales, con su borde libre y soportando el empuje del agua o del suelo.

Cuando las relaciones H/B exceden los límites dados, las franjas unitarias centrales verticales de las paredes se comportan como losas en cantiléver, empotradas en la base del estanque como se ilustra en la figura. b) o d).

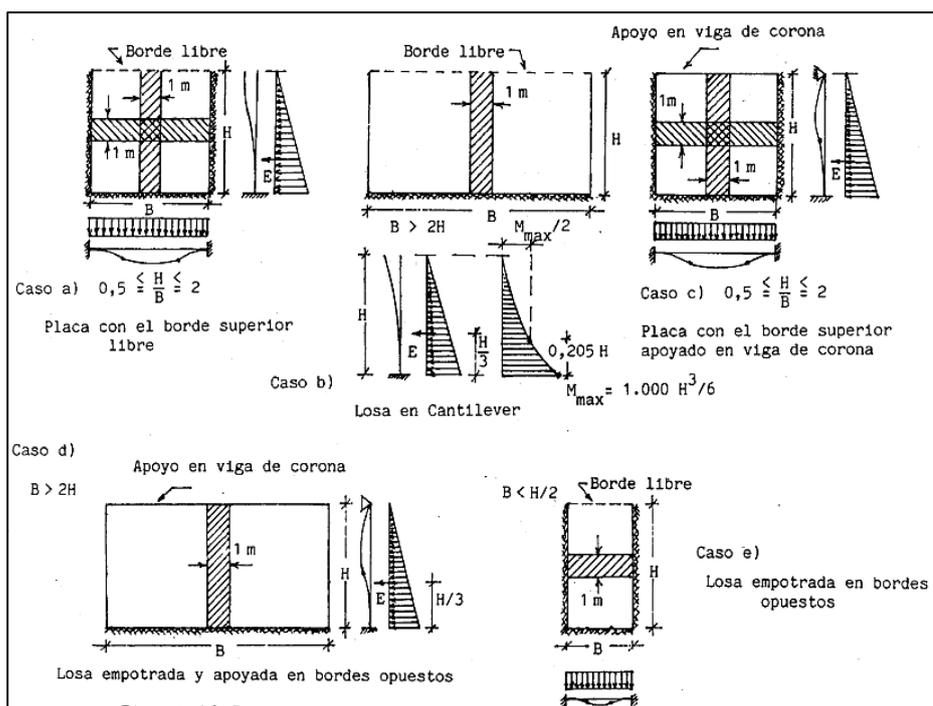


Figura 4.18 Clasificación de losa inferior de cisterna.

Fuente: Fratelli, M., 1993.

Como se indicó anteriormente la capacidad de la cisterna es de 20 m³, a continuación, se presentan los datos generales para el diseño.

Tabla LXVI. Datos generales para el diseño de la cisterna.

DATOS:			
Volumen (útil de agua)	V	20	m ³
Ancho de la cisterna	b	2	m
Largo de Cisterna	l	4	m
Altura del agua	H-agua	2.5	m
Altura total	H	2.65	m
Borde libre	BL	0.15	m
Peso específico del agua	γ_w	1000	kg/m ³
Peso específico del terreno	γ_s	1900	kg/m ³
Capacidad admisible del suelo	q _a	12000	kg/m ²
Fluencia del acero	f _y	4200	kg/cm ²
Resistencia del concreto	f' _c	210	kg/cm ²
Nivel Freático	NF	0	m
Sobre carga	q	500	Kg/m ²

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

4.8.4 Cálculo del espesor de la pared.

$$0.5 \leq \frac{H}{B} \leq 2$$

$$0.5 \leq \frac{2.65m}{4m} \leq 2$$

$$0.5 \leq 0.66 \leq 2$$

La razón de la altura y la base se encuentra dentro del rango por lo tanto se tiene dos casos. El caso A, placa con el borde superior libre; y, el caso B, placa con borde superior apoyado en viga de corona. Para el diseño se seleccionó el caso B ya que en la parte superior se va a colocar una pequeña garita y debe de soportar carga axial. Por lo tanto, se usa el criterio para losas apoyadas en su contorno.

$$\frac{d}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$d \geq \frac{2.65 \text{ m}}{16}$$

4.8.5 Combinación de cargas para el diseño de la losa de fondo de los tanques apoyados directamente sobre el suelo.

$$d \geq 0.17 \text{ cm}$$

$$d = 0.25 \text{ cm}$$

Se asumió $d = 25 \text{ cm}$ ya que es el valor mínimo para espesores de paredes de depósitos.

- Tanque vacío: Se calcula las cargas debidas a las paredes del depósito y la tapa, más las sobrecargas de la tierra de relleno

sobre la tapa y las accidentales. Donde P es la carga total resultante y P_u es la carga mayorada, el esfuerzo en el suelo bajo la fundación se obtiene:

$$\sigma = \frac{P}{B_x \cdot B_y}$$

$$\sigma_u = \frac{P_u}{B_x \cdot B_y}$$

- Tanque lleno: A la carga P obtenida anteriormente se le debe sumar el peso propio la losa de fondo y la carga total del agua del depósito. A esta carga de servicio se le designa P' .

El esfuerzo en el suelo de fundición de obtiene:

$$\sigma_{max} = \frac{P'}{B_x B_y} \leq \sigma_{adm}$$

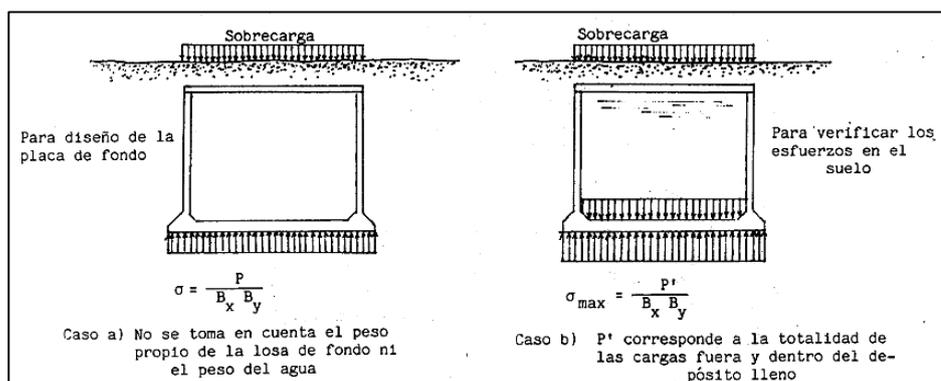


Figura 4.19 Distribución de presiones del terreno.

Fuente: Fratelli, M., 1993.

Pared AB la más desfavorable del estanque:

CASO A) Actúa solo el empuje interior del agua.

$$E = \frac{1000 \frac{kg}{m^3} x (2.65m)^2}{2}$$

$$E = 3511.25 \frac{kg}{m}$$

Cálculo del Momento Máximo:

$$M_{max} = E \frac{H}{3}$$

$$M_{max} = 3511.25 \text{ kg} \frac{2.65 \text{ m}}{3}$$

$$M_{max} = 3101.60 \frac{kg \cdot m}{m}$$

CASO B) Actúa solo el empuje del suelo.

$$K_a = 0.49$$

$$\sigma_a = 1900 \frac{kg}{m^3} x 2.65m x 0.49$$

$$\sigma_a = 2467.15 \frac{kg}{m^2}$$

$$E_a = \frac{1900 \frac{kg}{m^3} x (2.65m)^2}{2}$$

$$E_a = 6671.4 \frac{kg}{m}$$

$$M_a = 6671.4 \frac{kg}{m} \times \frac{2.65 m}{3}$$

$$M_a = 5893.07 \frac{kg \cdot m}{m}$$

El momento M_a controla el diseño de la pared, para hallar la altura útil se lo mayor:

$$M_u = 5893.07 \times 1.7$$

$$M_u = 10018.22 \frac{kg \cdot m}{m}$$

Espesor de la pared:

$$d \geq \sqrt{\frac{10018.22 \frac{kg \cdot m}{m} \times 100}{0.1448 \times 12000 \frac{kg}{m^2}}}$$

$$d \geq 24.01 \text{ cm}$$

$$d = 25 \text{ cm OK}$$

$$h = 32 \text{ cm}$$

Cortante:

$$V_u = \frac{10018.2 \frac{kg \cdot m}{m}}{0.85 \times 24.01 \times 100}$$

$$Vu = 4.91 \frac{kg}{cm^2}$$

$$Vu \leq Vc$$

$$Vu \leq 0.53\sqrt{f'c}$$

$$Vu \leq 0.53 \sqrt{280 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$Vu \leq 8.86 \frac{kg}{cm^2}$$

$$4.91 \frac{kg}{cm^2} \leq 8.86 \frac{kg}{cm^2} \quad \text{OK}$$

4.8.6 Placa de Fondo.

Con respecto a la placa de fondo, su forma de apoyo determina su estado de sollicitación que está sometida. Según la relación de lados se la puede diseñar como placa, trabajando ortogonalmente en dos direcciones, o como losa, en forma unidireccional, si la relación de sus lados cumple con lo siguiente:

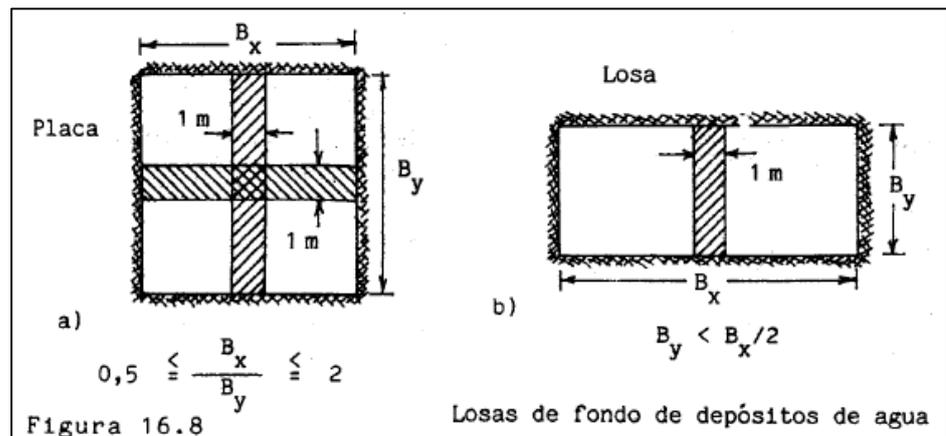


Figura 4.20 Losas de fondo de depósitos de agua.

Fuente: Fratelli, M., 1993.

Comportamiento como:

- *PLACA*

$$0.5 \leq \frac{B_x}{B_y} \leq 2$$

$$0.5 \leq \frac{4.00}{2.5} \leq 2$$

$$0.5 \leq 1.6 \leq 2 \text{ OK}$$

- *LOSA*

$$B_y \leq \frac{B_x}{2}$$

$$2.5 \leq \frac{4}{2}$$

$$2.5 \leq 2 \text{ X}$$

La distribución de las presiones en el terreno bajo el depósito depende de la placa base, para facilitar el problema, se acepta una distribución uniforme.

Diseño de la Placa Fondo:

Peso de las paredes laterales:

$$0.32 \times 12 \times 3 \times 2.4 = 27.65 \text{ t}$$

Peso de la tapa de depósito:

$$0.25 \times 4 \times 2 \times 2.4 = 4.8 \text{ t}$$

$$P = 32.3 \text{ t}$$

$$\sum Pu = 32.3 \text{ t} \times 1.4 + 0.5 \times 4 \times 2 \times 1.7$$

$$\sum Pu = 52.23 \text{ t}$$

$$q_u = \frac{52.23 \text{ t}}{4 \times 2 \text{ m}^2}$$

$$q_u = 6.53 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

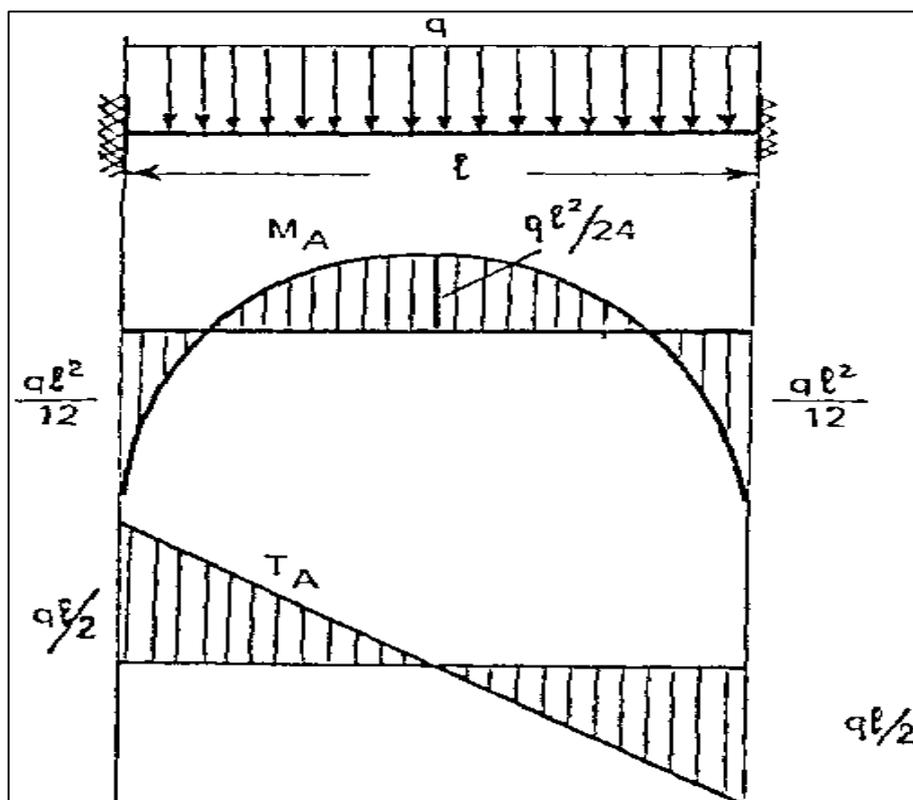


Figura 4.21 Diagrama de momento cortante de una viga doblemente empotrada.

Fuente: Fratelli, M., 1993.

Momento en los extremos:

B_x

$$M_u^- = \frac{quL^2}{12}$$

$$M_u^- = \frac{6.53x2^2}{12}$$

$$M_u^- = 2.18 t \cdot m/m$$

B_y

$$M_u^- = \frac{quL^2}{12}$$

$$M_u^- = \frac{6.53x4^2}{12}$$

$$M_u^- = 8.71 t \cdot m/m$$

Momentos máximos intermedios positivos:

B_x

$$M_u^+ = \frac{quL^2}{24}$$

$$M_u^+ = \frac{6.53x2^2}{24}$$

$$M_u^+ = 1.09 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

B_y

$$M_u^+ = \frac{quL^2}{24}$$

$$M_u^+ = \frac{6.53x4^2}{24}$$

$$M_u^+ = 4.35 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

Cortante:

B_x

$$V = \frac{qu \cdot L}{2}$$

$$V = \frac{6.53x2}{2}$$

$$V = 6.53 \text{ t/m}$$

B_y

$$V = \frac{qu \cdot L}{2}$$

$$V = \frac{6.53x4}{2}$$

$$V = 13.06 \text{ t/m}$$

$$Vu = \frac{13.06 \frac{\text{t} \cdot \text{m}}{\text{m}} \times 100}{0.85 \times 100 \times 12} = 1.28 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$Vu \leq Vc$$

$$Vu \leq 0.53\sqrt{f'c}$$

$$Vu \leq 0.53 \sqrt{280 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$Vu \leq 8.86 \frac{kg}{cm^2}$$

$$1.28 \frac{kg}{cm^2} \leq 8.86 \frac{kg}{cm^2} \rightarrow \text{OK}$$

Espesor de la losa:

$$d \geq \sqrt{\frac{8.71 \frac{t \cdot m}{m} \times 100}{0.1448 \times 120 \frac{t}{cm^2}}}$$

$$d \geq 7.08 \text{ cm}$$

$$d = 16 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

4.8.6.1 Diseño de la losa tapa.

La relación de aspecto es la misma que la placa base. Por lo tanto, también se la diseña como losa de ancho unitario, continua, según la luz más corta.

$$qu = (0.2 \times 2.4 + 1.9) 1.4 + 0.5 \times 1.7$$

$$qu = 4.18 \text{ t/m}$$

Momento en los extremos:

 B_x

$$M_u^- = \frac{quL^2}{12}$$

$$M_u^- = \frac{4.18 \times 2^2}{12}$$

$$M_u^- = 1.39 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

 B_y

$$M_u^- = \frac{quL^2}{12}$$

$$M_u^- = \frac{4.18 \times 4^2}{12}$$

$$M_u^- = 5.57 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

Momentos máximos intermedios positivos:

 B_x

$$M_u^+ = \frac{quL^2}{24}$$

$$M_u^+ = \frac{4.18 \times 2^2}{24}$$

$$M_u^+ = 0.69 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

 B_y

$$M_u^+ = \frac{quL^2}{24}$$

$$M_u^+ = \frac{4.18 \times 4^2}{24}$$

$$M_u^+ = 2.79 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

Cortante:

 B_x

$$V = \frac{qu \cdot L}{2}$$

$$V = \frac{4.18 \times 2}{2}$$

$$V = 0.69 \text{ t/m}$$

 B_y

$$V = \frac{qu \cdot L}{2}$$

$$V = \frac{4.18 \times 4}{2}$$

$$V = 8.36 \text{ t/m}$$

$$Vu = \frac{8.36 \frac{\text{t} \cdot \text{m}}{\text{m}} \times 100}{0.85 \times 100 \times 12}$$

$$Vu = 0.82 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$Vu \leq Vc$$

$$0.82 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 8.86 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{OK}$$

Espesor de la losa superior:

$$d \geq \sqrt{\frac{2.79 \frac{\text{t} \cdot \text{m}}{\text{m}} \times 100}{0.1448 \times 120 \frac{\text{t}}{\text{cm}^2}}}$$

$$d \geq 4.00 \text{ cm}$$

$$d = 5 \text{ cm}$$

$$h = 12 \text{ cm}$$

4.8.7 Verificación de los esfuerzos en el suelo de fundación.

A la carga obtenida previamente para el diseño de la base, se debe adicionar el peso del agua contenida y el peso propio de la placa base.

$$\sum P = 32.3 + 20 + (0.2 \times 2.4 + 0.5) \times 4 \times 2$$

$$\sum P = 60.14 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{60140 \text{ kg}}{400 \times 200 \text{ cm}^2}$$

$$\sigma = 0.75 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma \leq \sigma_{adm}$$

$$0.75 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 1.2 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{OK}$$

Volumen de la tierra excavada:

$$V = 2m \times 4m \times 3m$$

$$V = 24 \text{ m}^3$$

Peso de la tierra excavada:

$$W = 24 \text{ m}^3 \times 1.9 \frac{\text{t}}{\text{m}^3}$$

$$W = 45.6 \text{ t}$$

4.8.8 Diseño de Acero.

Para todos los elementos que conforman la cisterna, están sujetas a tracción, para determinar el A_s se aplica la ecuación:

$$A_s = \frac{Mu}{0.9^2 f_y \cdot d}$$

4.8.8.1 Acero mínimo para el depósito.

El acero principal es el que se distribuye verticalmente junto al borde traccionado para el mayor empuje. El acero mínimo para paredes y losas, por retracción y temperatura para depósitos de líquido en general es:

$$A_{s_{min}} = 0.0065bd$$

$$A_s > A_{s_{min}}$$

Para soportar las solicitaciones axiales de tracción horizontal en las paredes, distribuirá un acero horizontal:

$$A_{sh} = \frac{A_s \text{ principal}}{3}$$

- Pared AB:

$$A_s = \frac{10010 \times 100}{0.9^2 \times 4200 \times 25}$$

$$A_s = 11.77 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{sh_{min}} = 0.0065(100 \text{ cm})(25 \text{ cm})$$

$$A_{sh_{min}} = 16.25 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

$$8\emptyset 16 \text{ mm } c/12 \text{ cm}$$

$$A_{sh} = \frac{16.25 \text{ cm}^2}{3}$$

$$A_{sh} = 5.42 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$7\emptyset 10 \text{ mm } c/14 \text{ cm}$$

- Losa:

$$A_s = \frac{8710 \times 100}{0.9^2 \times 4200 \times 16}$$

$$A_s = 16 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{OK}$$

$$A_{sh_{min}} = 0.0065(100\text{cm})(12\text{cm})$$

$$A_{sh_{min}} = 7.8 \text{ cm}^2$$

$$7\emptyset 18 \text{ mm } c/13 \text{ cm}$$

$$A_{sh} = \frac{16 \text{ cm}^2}{3}$$

$$A_{sh} = 5.3 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$7\emptyset 10 \text{ mm } c/14 \text{ cm}$$

Nota: El espesor de la pared puede disminuir a medida que aumenta la altura de 32 cm a 25 cm en el tope.

4.9 Diseño de placa base para columnas cargadas concéntricamente.

Las cargas de la columna de acero se apoyan a la cimentación por ende las cargas se transmiten directamente a una placa base, por lo cual esta área debe ser suficientemente grande y gruesa para soportar las presiones ejercidas por la columna y el concreto.

Las placas base pueden unirse a la columna ya sea por soldadura o pueden ligarse por alguna oreja de ángulo remachada. El mínimo número de pernos de anclaje son 4 y de preferencia deben de estar ubicados en las esquinas de la placa base.

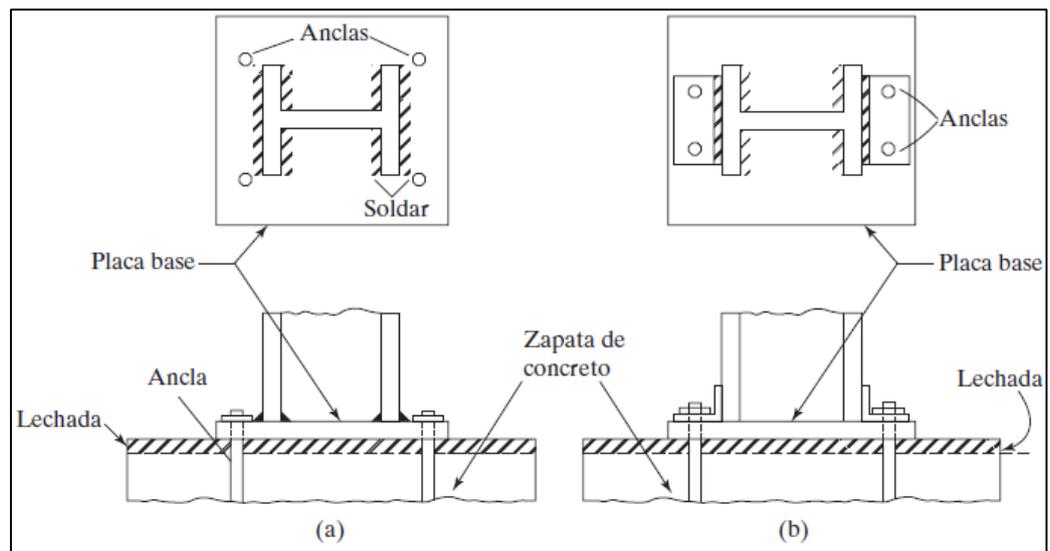


Figura 4.22 Placas base para columnas.

Fuente: McCormac, 2012.

El montaje de la columna es una fase crítica ya que una nivelación errónea puede provocar cambios serios en los esfuerzos de las vigas y las columnas. Para contrarrestar el posicionamiento se usan 3 métodos para preparar el sitio de montaje:

- Placas Niveladoras.
- Tuercas Niveladoras.
- Placas Base Pre-colocadas.

Una columna transfiere su carga a la zapata a través de la placa base.

Si $A_2 > A_1 \rightarrow$ Resistencia del Concreto sera Mayor

A_1 : Área de la placa.

A_2 : Área del concreto.

Para garantizar que las cargas de las columnas se repartan uniformemente sobre su placa base es esencial que exista contacto entre las dos, por ende, la importancia de la preparación de la superficie. En el centro de las placas debe hacerse por lo menos un orificio para colocar lechada en bases grandes con el fin de evitar bolsas de aire. En la Parte 14 del Manual del AISC presenta más información sobre la instalación de las placas base.

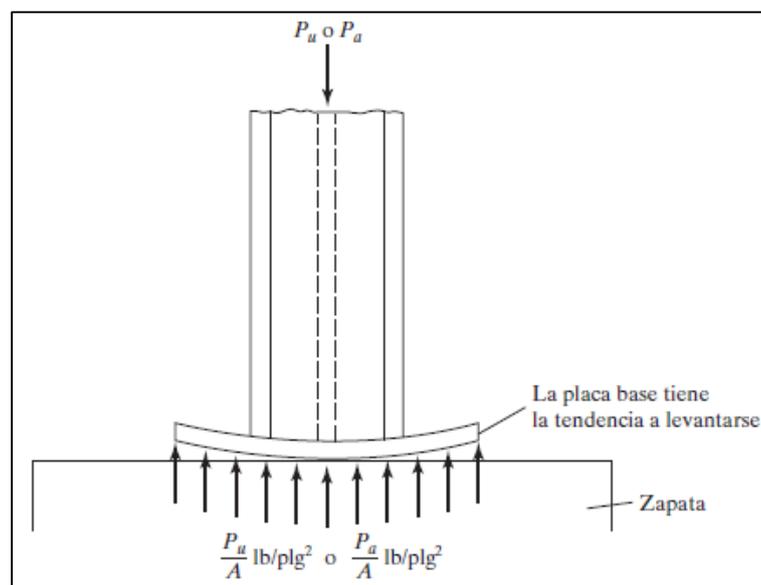


Figura 4.23 Comportamiento de la Placa.
Fuente: McCormac, 2012.

Se presume que la placa recibe carga distribuida por parte de la cimentación, en donde esta interacción provocará una flexión en la placa, las secciones donde tiende a levantarse son aquellas que no está apoyadas directamente con la columna, como se puede observar en la figura. Generando momentos máximos a $0.85 b_f$ y $0.95 d$ en una placa base.

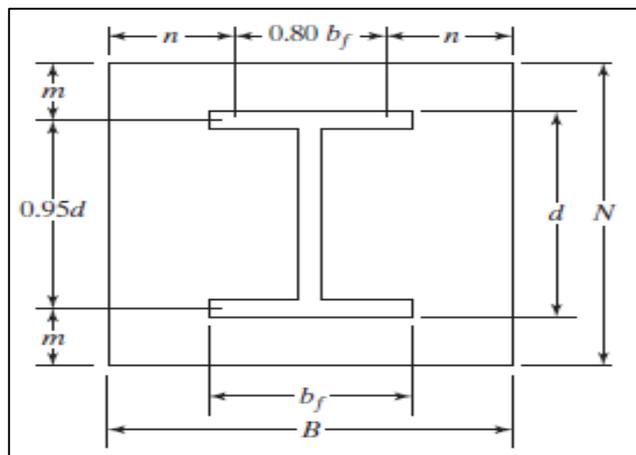


Figura 4.24 Distancias donde se generan momentos máximos.

Fuente: McCormac, 2012.

4.9.1 Área de la Placa.

Cuando la placa base tiene la misma dimensión del dado de cimentación, la resistencia nominal de contacto del concreto es:

$$P_p = 0.85 f'_c A_1$$

Si la placa base es más pequeña que el área del dado, la resistencia nominal del concreto es:

$$P_p = 0.85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

Donde:

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

f'_c : Resistencia del Hormigón a los 28 días.

A_1 : Área de la placa.

A_2 : Área del concreto.

ϕ_c : 0.65 LRFD.

$$A_1 \leq b f . d$$

$$P_u = P_p \phi_c = 0.85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7 f'_c . A_1$$

$$\therefore A_1 = \frac{P_u}{\phi_c (0.85 f'_c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}}$$

Seleccionar las dimensiones B y N de la placa base, indicada en la figura, donde se quiere que B se aproximadamente igual que N.

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

$$A_1 = B \cdot N$$

$$\Delta = 0.5(0.95 d - 0.8 bf)$$

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

4.9.2 Espesor de la Placa.

Para determinar el espesor de la placa "t" se toman momentos en las 2 direcciones.

$$M_1 = \frac{Pu \cdot m^2}{2 BN}$$

$$M_2 = \frac{Pu \cdot n^2}{2 BN}$$

Con el procedimiento detallado, las placas bases ligeramente cargadas tendrán áreas muy pequeñas determinando espesores muy pequeños e imprácticos.

Thornton propuso que el espesor de las placas se determine usando el mayor entre m , n o $\lambda n'$.

$$l = \max(m, n \text{ o } \lambda n')$$

Determinar $\lambda n'$:

$$X = \left[\frac{4d \cdot bf}{(d + bf)^2} \right] \frac{Pu}{\phi_c \cdot P_p}$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1$$

$$\lambda n' = \frac{\lambda \sqrt{d \cdot bf}}{4}$$

Momento Máximo:

$$M_{max} = \frac{Pu \cdot l^2}{2 BN}$$

Espesor t :

$$t_{req} = l \sqrt{\frac{2Pu}{0.9 F_y BN}}$$

Donde:

t_{req} = espesor de la placa base.

P_u = Carga axial aplicada en la columna.

F_y = Esfuerzo a la fluencia

W. A. Thornton, "Design of base Plates for Wide Flange Columns
– A Concatenation of Methods",

Engineering Journal, AISC

4.9.3 Cálculo de la Placa y Anclas.

Tabla LXVII. Cálculo de asiento de columnas y anclas metálicas.

Datos generales:	
Filosofía:	ASD
$f'_c =$	280 Kg/cm ²
$F_y =$	2530 Kg/cm ²
$d =$	50 cm lado mayor
$bf =$	20 cm lado menor
Paxial (D+L) =	7.42 Ton
Calcular la sección del dado de H.A.	
$A_2 = P / 0.175 * f'_c =$	151.43 cm ²
Usar:	151.43 cm ²
o usar:	2800 cm ²
Sección Dado:	2800 cm ²
Determinar A1	
$A_1 = 1/A_2 * (P/0.35*f'_c)^2 =$	2.05 cm ²
$A_1 = P/0.7*f'_c =$	37.86 cm ²
$A_1 = bf*d =$	1000 cm ²

<i>Usar el mayor A1:</i>	1000 cm²	
Determinar N y B		
$\Delta = 0.5(0.95*d - 0.8*bf) =$	15.75 cm	
$N = \sqrt{A1 + \Delta}$	47.37 cm	
<i>Usar:</i>	70.00 cm	Debe ser > d
$B = A1/N$	14.29 cm	Debe ser > bf
<i>Usar:</i>	50.00 cm	
Comprobar $f_p < F_p$ y $F_p < 0.7f'c$		
$f_p = P/B*N =$	2.12	ok
$F_p = 0.35*f'c*A2/A1 =$	163.99	ok
$0.7*f'c =$	196	
Determinar m y n		
$m = N - 0.95*d/2$	11.25	
$n = B - 0.8*bf/2$	17	
Determinar q , λ, n'		
$q = 4*f_p*d*bf/(d+bf)^2*F_p < 1$	0.01	ok
$n' = \sqrt{d*bf}/4$	7.91	
<i>Usar $\lambda = 1$, donde $\lambda*n' =$</i>	7.91	
$C = \text{máx}(m, n, \lambda*n') =$	17	
Determinar espesor de placa		
$t_p = 2*C*\sqrt{f_p}/F_y =$	9.84 mm	
<i>Usar:</i>	12.00 mm	
La placa de apoyo será:	700 mm x 500 mm x 12 mm	

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

4.9.3.1 Cálculo de las anclas A36.

El diámetro de las anclas se calcula con las fuerzas permanentes y accidentales que actúan en la base. Se tomará conservadoramente un 35% de D+L para estos efectos.

Por carga permanente: $V = 10\% P (D+L)$.

Por carga sísmica: $V = 25\% P (D+L)$.

Cortante total: $V = 35\% P (D+L) = 2.6 \text{ Ton.}$

Área de anclas = $V / 0.4 * F_y = 2,57 \text{ Ton.}$

Φ recomendado = 22 mm.

Si $\Phi = 16 \text{ mm.}$

anclas = 1.28 = 4 mínimo.

4.10 Diseño de columnas de hormigón.

Las columnas a diseñar solo son de un piso la carga muerta que soportarán es la de la cubierta y la carga viva el de instalación de la cubierta.

Carga Muerta 20 kg/m²

Carga Viva 70 kg/m²

Combinación de Carga:

$$U = 1.2D + 1.6L$$

$$U = 1.2(20) + 1.6(70)$$

$$U = 136 \frac{Kg}{m^2}$$

4.10.1 Pre-Diseño.

Tabla LXVIII. Datos generales para el pre-diseño de la columna.

DATOS:		
f'c	210	kg/cm ²
K	1	
Altura	2.65	m
Columna	20 x 20	cm
Recubrimiento d'	4	cm
Área de Influencia	3.5 x 3	m
Fy	4200	kg/cm ²
Área	400	cm ²
Inercia	13333.33	cm ³
Radio de Giro	33.33	cm
Varillas	4Φ12	mm
ex	8	cm
ey	8	cm

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

$$Pu = 136 \frac{Kg}{m^2} \times 3.5m \times 3m$$

$$Pu = 1428 \text{ kg}$$

Definir si la columna es corta o esbelta:

$$\frac{KL}{r} > 50 \text{ Esbelta}$$

$$\frac{KL}{r} = 7.96$$

\therefore *Columna Corta*

Mientras más corto sea el elemento más difícil de deformarse y puede fallar por comprensión o tracción, no falla por flexión. La resistencia de la columna dependerá de sus materiales.

4.10.2 Método Simplificado del ACI.

Control elíptico carga:

$$\left(\frac{Mnx}{Mxo}\right)^\alpha + \left(\frac{Mny}{Myo}\right)^\alpha = 1$$

Donde:

Mnx: El momento nominal aplicado alrededor del eje X.

M_{xo} : Resistencia del momento nominal, si la carga es excéntrica solo respecto a X.

α : Exponente que tiene un valor entre 1-2, se puede dar un valor de 1.5 aceptable ACI para columnas rectangulares o cuadradas.

$$M_{nx} = P_u \cdot e_x$$

$$M_{nx} = 1428 \text{ kg} \times 0.06 \text{ m}$$

$$M_{nx} = 85.68 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{ny} = P_u \cdot e_y$$

$$M_{nx} = 1428 \text{ kg} \times 0.06 \text{ m}$$

$$M_{nx} = 85.68 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Para ingresar al diagrama de interacción de columnas del ACI 318-89 Sections 9.3.2.2.

$$\gamma = \frac{h - 2d'}{h}$$

$$\gamma = \frac{20 - 2 \times 4}{20}$$

$$\gamma = 0.6$$

Ingresar al Ábaco:

$$\frac{Pu}{Ag} = \frac{1428 \text{ Kg}}{400\text{cm}^2} = \frac{3.142 \text{ kips}}{62 \text{ pulg}^2}$$

$$\frac{Pu}{Ag} = 0.051$$

$$\rho = \frac{As}{b * h}$$

$$\rho = \frac{4\pi(1.2)^2/4}{20 \times 20\text{cm}^2}$$

$$\rho = 1.13\%$$

Se obtiene del ábaco 0.25 interceptando con la curva de 1% de cuantía.

$$0.25 = \frac{Myo}{Ag \cdot h}$$

$$Myo = 0.25 * Ag \cdot h$$

$$Myo = 0.25 \times \frac{400}{2.54^3} \times 20$$

$$Myo = 122.05 \text{ kips} - \text{pulg}$$

$$Myo = 1398.95 \text{ kg} - \text{m}$$

$$Myo = Mxo$$

$$\left(\frac{85.68}{1398.95}\right)^{1.5} + \left(\frac{85.68}{1398.95}\right)^{1.5} = 1$$

$$0.03 \leq 1 \rightarrow \text{OK}$$

∴ La columna es adecuada.

Estribos de 8 mm cada 10 cm.

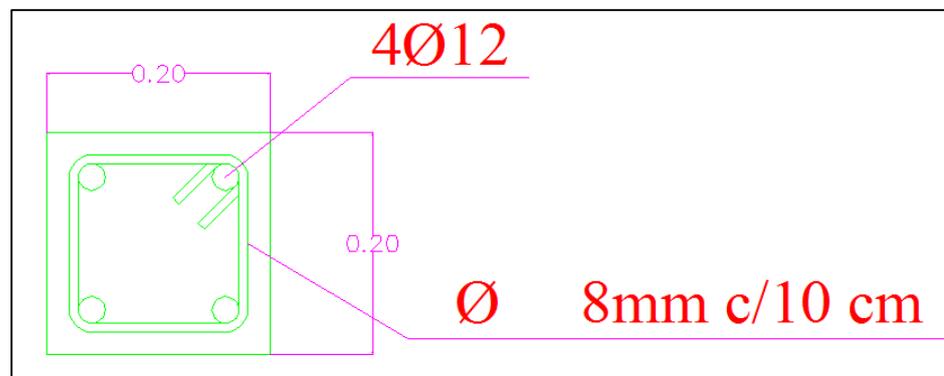


Figura 4.25 Diseño de la columna.
Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

4.11 Instalaciones Eléctricas de la Planta de Pre-proceso.

Para la complementación del análisis y diseño de la planta de pre-proceso se realizó el diseño de las instalaciones eléctricas para una adecuada ejecución de las actividades internas de la planta.

En actualidad el terreno tiene una conexión informal a la red de alumbrado público que abastece a cuatro puntos de luz colocados

informalmente, pero para la construcción de la planta se necesita la alimentación eléctrica en varios puntos del terreno.

4.11.1 Generalidades del Diseño.

La conexión se inicia desde el transformador tipo poste recibiendo una carga de 13.8 KV convirtiendo a 3 fases con un desfase de 120° produciendo una carga de 220V que es distribuido a las viviendas e industrias pequeñas. A continuación, se indica las rutas que se debe de suministrar energía y las instalaciones de cada sección.

Suministro e instalación de la canalización para la ruta de alimentación desde el tablero principal hasta el poste proyectado en la parte frontal del terreno. El tablero principal será ubicado en la garita de la planta.

Suministro e instalación de la canalización para los circuitos derivados y todas las cajas necesarias para el funcionamiento correcto de todo el sistema eléctrico. Se colocarán 2 tableros secundarios; el primero se localizará dentro del galpón, el segundo tablero tendrá como fin la alimentación de las oficinas, baños y vestidores que se encuentran en la parte final del galpón.

Suministro e instalación del alumbrado externo en el perímetro de la edificación.

4.11.2 Descripción de las Instalaciones Eléctricas Propuestas.

4.11.2.1 Sistema Puesto a Tierra.

Los transformadores tipo poste, están formados con tres conductores de fase y un conductor aterrizado (neutro). Este conductor neutro, en estos sistemas, siempre está extendido al interruptor general y conectado a la barra de neutro. El conductor ayuda a estabilizar el voltaje de las fases ya que hay cargas monofásicas que se alimentan de circuitos trifásicos y produce un desbalance entre las cargas, estas descargas se logran conectando el neutro a tierra.

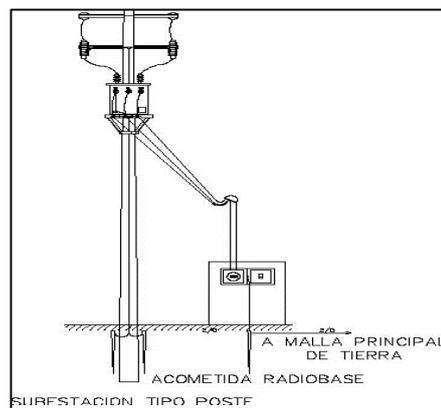


Figura 4.26 Puesta a tierra de Transformador tipo Poste.
Fuente: PORTA, 2006.

4.11.2.2 Sistema de Canalización.

Desde el tablero principal se desarrollarán dos rutas para la alimentación de 2 tableros secundarios en donde se desarrollarán 3 cajas de registro cada 25 metros, la tubería a utilizar es tubo conduit metálico o de plástico.

EMT

Tubería metálica: pared gruesa, pared delgada, metálico flexible, este tipo de tubería es diseñada para proteger cables eléctricos en instalaciones industriales y comerciales.



Figura 4.27 Tubería Conduit EMT.
Fuente: Catálogo de Electro Cornejo, 2017.

Tabla LXIX. Medidas Estándar de Tubería EMT.

Medidas Estándar Métrico	Peso Mínimo aceptable Kg/m	Diámetro Nominal mm	Tolerancia mm	Espesor Nominal mm	Longitud mm
16	0.424	17.93	13	1.07	3000
21	0.647	23.42	13	1.24	3000
27	0.952	29.54	13	1.45	3000
35	1.414	38.35	13	1.65	3000
41	1.637	44.20	13	1.65	3000
53	2.080	55.80	13	1.65	3000
63	3.051	73.03	25	1.83	3000
78	3.720	88.90	38	1.83	3000
91	4.837	101.60	50	2.11	3000
103	5.506	114.30	50	2.11	3000

Fuente: Especificaciones Técnicas Coinsa, 2017.

4.11.2.3 Alumbrado en Exteriores.

La lámpara que se utilizará en los exteriores serán 6 lámparas LED tipo cobra. Este tipo de luminaria es recomendada para exteriores, calles, carreteras, parques, ciclo vía, parqueaderos, lugares amplios, etc.



Figura 4.28 Lámpara LED Tipo Cobra.
Fuente: FLIPHTML5, 2017.

Tabla LXX. Información Técnica de Lámpara LED Tipo Cobra.

Descripción	Datos
Potencia	50W/ 80W / 120W / 180W
Voltaje	AC100-277V
Tipo LED	Tecnología COB LED
Temp. De color	3000 K B/C - 6000KB
Flujo Lumínico	5150 lm / 8205 lm
Frecuencia	50-60 Hz
Vida Útil	50000 Hrs
Certificados	CE, RPhs, UL
Eficiencia Lumínica	95%
Material Compuesto	Aluminio
Angulo de enfoque	120°

Fuente: FLIPHTML5, 2017.

Las lámparas serán colocadas a 4 metros de altura y el soporte será un tubo circular de 2 ½”, en total se instalarán 10 lámparas en el perímetro del galpón con el fin que ilumine los exteriores y los parqueaderos.

4.11.2.4 Luminaria.

La luminaria que se utilizará para la parte interna del galpón será:

Luminaria colgante con pantalla acrílica de 500 mm modelo IOTA con foco mastercolour de 150W tipo CDM – T. Equipo electrónico con protección térmica a 220V/ 60 Hz.



Figura 4.29 Luminaria Colgante con Pantalla.
Fuente: Catálogo Obra Lux Iluminación Acrílica.

Este tipo de iluminaria se la puede adaptar para que funcione a 120 V, pero no se aprovecha al 100% su iluminación.

Se colocarán 4 lámparas en cada cercha dando un total de 16, en las cuales se manejarán dos ramales.

Para las oficinas, baños y vestidores se usarán lámpara Fluorescente LF-32.

Información Técnica:

- Altura de montaje de 2.5 a 4 m.
- Separación máxima de 1.2 Hm.
- Voltaje de 220 V/ 60 Hz.



Figura 4.30 Lámpara Fluorescente.
Fuente: Catálogo Obra Lux Iluminación.

También se usarán lámparas LE-26 para lugares pequeños como baños, vestidor y la ducha.

Información Técnica:

- Altura de montaje de 2.5 a 4 m.
- Separación máxima de 1.0 Hm.
- Voltaje de 220 V/ 60 Hz.



Figura 4.31 Lámpara F-26.
Fuente: Catálogo Obra Lux Iluminación.

Los interruptores que se utilizará serán dobles y conmutados tanto dentro del galpón como en las otras edificaciones.

4.11.2.5 Tomacorrientes.

Se instalará tomacorrientes de 110 V y 220v también se dejará los cajetines provisionales en ciertos puntos estratégicos con el fin si en el futuro se quiera implementar maquinaria.

4.11.3 Sistema Monofásico.

- 120 Voltios – 2 Hilos (Demandas de hasta 3 kVA).
- 120/240 Voltios – 3 Hilos (Demandas de hasta 30 kVA).

4.11.3.1 Circuito monofásico.

$$I = \frac{PA}{V}$$

Dónde:

PA = La potencia del dispositivo.

V = Voltaje de 110/220 Voltios.

I = Intensidad – Amperios.

Después de obtener la intensidad de cada circuito se puede seleccionar la dimensión del conductor a través de la tabla.

4.11.3.2 Diseño del Circuito Alimentador y su Protección.

El voltaje nominal del alimentador 110/220 V.

Los conductores del alimentador deben tener una capacidad de corriente suficiente para alimentar las cargas conectadas.

La carga total calculada para el alimentador será igual a las cargas no continuas más el 1.25% de las cargas continuas aplicando factores de demanda.

Las cargas continuas son aquella en las que se espera que la corriente eléctrica máxima continúe circulando durante tres o más horas. Se consideran cargas continuas los circuitos de iluminación y los equipos de trabajo constante como bombas de agua.

Para seleccionar el calibre del conductor se necesita conocer si el tubo conduit tendrá 1 conductor al aire libre o 3 conductores, para todos los análisis se utilizará la columna de la tabla que indica los 3 cond., ya que en el caso más favorable se usará 1 fase y un Neutro y en el caso más desfavorable 2 Fases y 1 Neutro o 1 Tierra.

Se calcula el amperaje que va a consumir y así diseñar los alimentadores con capacidad menor a la carga nominal.

4.11.3.3 Acometida Monofásica.

Aquella que arranca desde la red con uno o dos conductores activos (fases) y uno conectado a neutro.

4.11.3.4 Diámetro de la tubería de una Acometida Monofásica.

Hasta 70 Amperios 1 ¼"

Hasta 150 Amperios 2"

4.11.3.5 Acometida aéreas.

Calibre mínimo 8 AWG si son de cobre y 6 AWG si son de aluminio

Distancias mínimas:

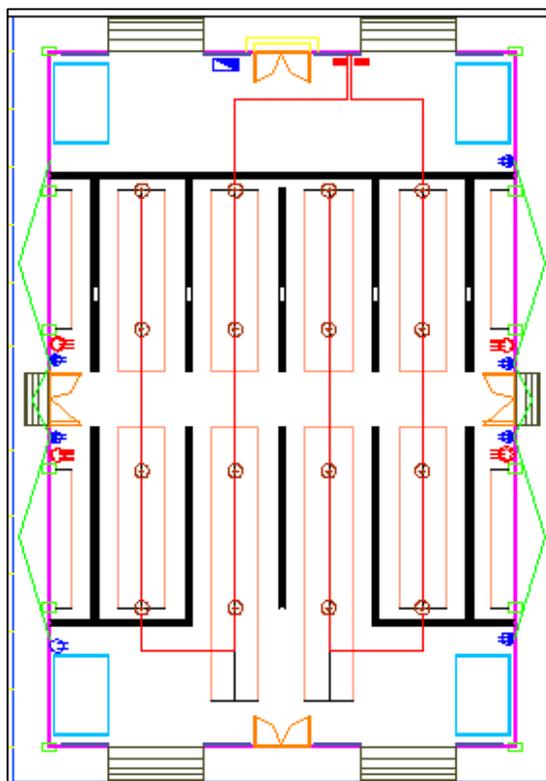
- 2.5 m sobre tejados.
- 3.0 m verticales desde el nivel de piso terminado para zonas accesibles a peatones (Acometidas hasta 150V).

Después de obtener la intensidad de cada circuito se puede seleccionar la dimensión del conductor a través de la tabla.

Tabla LXXI. Selección del Cable Conductor.

Calibre AWG ó MCM	Sección mm ²	Formación Nº de Hilos por diámetro en mm.	ESPELOR AISLAMIENTO O mm	DIAMETRO O EXTERIOR mm.	PESO TOTAL Kg/ Km	Capacidad de		TIPO CABLE	Altern. De embal.
						Para 1 cond. Al aire libre Amp.	Para 3 cond. En conduit Amp.		
20	0.52	1x0.813	0.76	2.33	9.81	6	7	TF	A,E
18	0.82	1x1.02	0.76	2.54	13.16	6	7	TF	A,E
16	1.31	1x1.29	0.76	2.81	18.10	10	8	TF	A,B
14	2.08	1x1.63	0.76	3.15	26.10	20	15	TW	A,B
12	3.31	1x2.05	0.76	3.57	38.30	25	20	TW	A,C
10	5.26	1x2.99	0.76	4.11	57.40	40	30	TW	A,D
8	8.34	1x3.26	0.76	5.54	95.20	60	40	TW	A,B

Fuente: Bayona, 2017.

**Figura 4.32** Circuitos de Panel Secundario – 1.

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Tabla LXXII. Circuitos de Panel Secundario – 1.

CIRCUITOS DE PANEL SECUNDARIO - 1					FASE				AMPERIOS	DISYUNTOR		POTENCI	DUCTOS	PUNTOS	SERVICIOS-USOS
ITEM	DESCRIPCIÓN	VOLTAJE	Cable- F-N	Cable-T	A	B	NEUTRO	TIERRA	Producido	A	POLOS	A (W)			
1	CIRC-AL-01	220	#10	#12	x	x	x		6,82	15	2	1200	1/2 "	8	Alumbrado derecho del Galpón
2	CIRC-AL-02	220	#10	#12	x	x	x		6,82	15	2	1200	1/2 "	8	Alumbrado izquierdo del Galpón
3	CIRC-TC-01	110	#14	#16		x	x	x	5,45	10	1	600	3/8 "	4	TC -Derecho del Galpón
4	CIRC-TC-02	110	#14	#16		x	x	x	5,45	10	1	600	3/8 "	4	TC - Izquierda de Galpón
5	TC/E 01	220	#14	#16	x	x		x	18,18	20	2	4000	1/2 "	1	TC Especiales
6	TC/E 02	220	#14	#16	x	x		x	18,18	20	2	4000	1/2 "	1	TC Especiales

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Tabla LXXIII. Circuitos del Panel Secundario – 2.

CIRCUITOS DE PANEL SECUNDARIO - 2					FASE				AMPERIOS	DISYUNTOR		POTENC	DUCTOS	PUNTOS	SERVICIOS-USOS
ITEM	DESCRIPCIÓN	VOLTAJE	Cable- F-N	Cable-T	A	B	NEUTRO	TIERRA	Producido	A	POLOS	IA VA			
1	C1 -AL	220	#14	#16	x	x	x		4,91	15	2	864	3/8 "	9	Alumbrado de la Oficina Principal y Baño
2	C2 -AL	220	#14	#16	x	x	x		6,00	15	2	1056	3/8 "	11	Alumbrado de los Baños
3	C3 - AL	220	#14	#16	x	x	x		3,82	15	2	672	3/8 "	7	Alumbrado de Vestidores
4	CIRC-TC-01	110	#14	#16		x	x	x	10,91	15	1	1200	3/8 "	8	Tomacorrientes de la Oficina Principal
5	CIRC-TC-02	110	#14	#16	x		x	x	5,45	15	1	600	3/8 "	4	Tomacorrientes de los Baños
6	CIRC-TC-03	110	#14	#16		x	x	x	3,18	15	1	350	3/8 "	2	Tomacorrientes para Vestidores
7	TC/E 01	220	#12	#14	x	x		x	13,64	15	2	3000	1/2 "	1	TC Especiales A/A Central 18000 BTU
8	TC/E 02	220	#12	#14	x	x		x	18,18	20	2	4000	1/2 "	1	TC Especiales

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

4.11.3.6 Circuito Alimentador 1.

Tabla LXXIV. Circuito Alimentador 1.

Circuito Alimentador 1			
ALUMBRADO GENERAL			
CARGA CONTINUA GALPÓN	3000	VA	
100% <3000 VA	3000	VA	
P-Total	3000	VA	
CARGA TOTAL	13.64	A	
TOMACORRIENTES - 110 V			
Por cada circuito rama bifilar	1500	VA	
# RAMA BIFILAR	2		
TOTAL RAMA BIFILAR	3000	VA	
CARGA CONTINUA DEL GALPÓN	1200	VA	
Carga <= 3000 VA 100%	1200	VA	
3001 a 120000 VA 35%	0	VA	
P-Total	1200	VA	
CARGA TOTAL	10	A	
TOMACORRIENTES ESPECIALES - 220 V			
P-Total	8000	VA	
CARGA TOTAL	36.36	A	
OTROS EQUIPOS	13.64	A	
SUMANDO TODAS LAS CARGAS			
TOTAL	73.64	A	
ESPECIFICACIONES DEL ALIMENTADOR 1			
DISYUNTOR	75	A	2P
TUBERIA		1"	
2 F +1 N + 1T	F	N	T
CONDUCTOR	#3	#3	#4

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

4.11.3.7 Circuito Alimentador 2.

Tabla LXXV. Circuito Alimentador 2.

Circuito Alimentador 2			
ALUMBRADO GENERAL			
CARGA CONTINUA		1080	VA
100% <3000 VA		1080	VA
P-Total		1080	VA
CARGA TOTAL		4.91	A
TOMACORRIENTES - 110 V			
Por cada circuito rama bifilar		1500	VA
# RAMA BIFILAR		1	
TOTAL RAMA BIFILAR		1500	VA
CARGA - BLOQUE DE OFICINAS		1200	VA
Carga <= 3000 VA	100%	1200	VA
3001 a 120000 VA	35%	0	VA
P-Total		1200	VA
CARGA TOTAL		10	A
TOMACORRIENTES ESPECIALES - 220 V			
P-Total		7000	VA
CARGA TOTAL		31.82	A
OTROS EQUIPOS		8.64	A
SUMANDO TODAS LAS CARGAS			
TOTAL		55.36	A
ESPECIFICACIONES DEL ALIMENTADOR 1			
DISYUNTOR	75	A	2P
TUBERIA		1"	
2 F +1 N + 1T	F	N	T
CONDUCTOR	#3	#3	#4

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

4.11.3.8 Circuito Alimentador Principal.

Tabla LXXVI. Circuito Alimentador Principal.

Especificaciones del Circuito Alimentador Principal			
DISYUNTOR	200	A	2P
TUBERIA		2"	
2 F +1 N + 1T	F	N	T
CONDUCTOR	#3	#4	#1

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

4.12 Instalaciones Sanitarias.

La planta de pre proceso de pescado como se mencionó en la sección anterior contará con una cisterna de capacidad de almacenamiento de 20 m³, el cual abastecerá a 4 tanques ubicados dentro del galpón y a tres cuartos sanitarios (dos baños para los trabajadores y un baño para el personal administrativo).

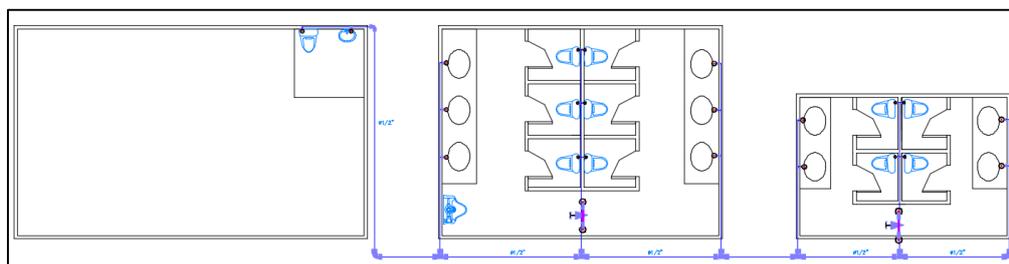


Figura 4.34 Cuartos Sanitarios.
Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

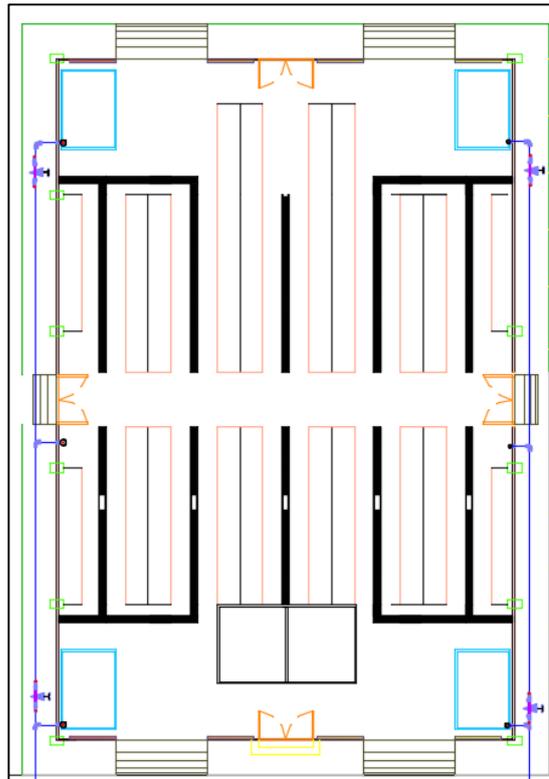


Figura 4.35 Tanques de la Planta.
Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

4.12.1 Red de Agua Potable.

Elementos:

- Llave de corte general.
- Medidor.
- Tubería de $\frac{1}{2}$ " y de $1 \frac{1}{2}$ "



plg	mm	Espesor de pared	long
1/2	20	3,4	6m
3/4	25	3,9	6m
1	32	4,9	6m
1 1/4	40	5,7	6m
1 1/2	50	6,3	6m
2	63	7,5	6m

TUBERÍAS ROSCABLE PP

Figura 4.36 Diámetros de tuberías para agua potable.

Fuente: Catalogo de Plastigama, 2017.

- Codos 1/2”.
- Tee paso directo 1/2”.

 <table border="1"> <thead> <tr> <th>plg</th> <th>mm</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1/2</td><td>20</td></tr> <tr><td>3/4</td><td>25</td></tr> <tr><td>1</td><td>32</td></tr> <tr><td>1 1/4</td><td>40</td></tr> <tr><td>1 1/2</td><td>50</td></tr> <tr><td>2</td><td>63</td></tr> </tbody> </table> <p>CODO HH 90°</p>	plg	mm	1/2	20	3/4	25	1	32	1 1/4	40	1 1/2	50	2	63	 <table border="1"> <thead> <tr> <th>plg</th> <th>mm</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1/2</td><td>20</td></tr> <tr><td>3/4</td><td>25</td></tr> <tr><td>1</td><td>32</td></tr> <tr><td>1 1/4</td><td>40</td></tr> <tr><td>1 1/2</td><td>50</td></tr> <tr><td>2</td><td>63</td></tr> </tbody> </table> <p>CODO HH 45°</p>	plg	mm	1/2	20	3/4	25	1	32	1 1/4	40	1 1/2	50	2	63	 <table border="1"> <thead> <tr> <th>plg</th> <th>mm</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1/2</td><td>20</td></tr> <tr><td>3/4</td><td>25</td></tr> <tr><td>1</td><td>32</td></tr> <tr><td>1 1/4</td><td>40</td></tr> <tr><td>1 1/2</td><td>50</td></tr> <tr><td>2</td><td>63</td></tr> </tbody> </table> <p>CODO M 90°</p>	plg	mm	1/2	20	3/4	25	1	32	1 1/4	40	1 1/2	50	2	63
plg	mm																																											
1/2	20																																											
3/4	25																																											
1	32																																											
1 1/4	40																																											
1 1/2	50																																											
2	63																																											
plg	mm																																											
1/2	20																																											
3/4	25																																											
1	32																																											
1 1/4	40																																											
1 1/2	50																																											
2	63																																											
plg	mm																																											
1/2	20																																											
3/4	25																																											
1	32																																											
1 1/4	40																																											
1 1/2	50																																											
2	63																																											
 <table border="1"> <thead> <tr> <th>plg</th> <th>mm</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1/2</td><td>20</td></tr> <tr><td>3/4</td><td>25</td></tr> <tr><td>1</td><td>32</td></tr> <tr><td>1 1/4</td><td>40</td></tr> <tr><td>1 1/2</td><td>50</td></tr> <tr><td>2</td><td>63</td></tr> </tbody> </table> <p>CURVA HH 90°</p>	plg	mm	1/2	20	3/4	25	1	32	1 1/4	40	1 1/2	50	2	63	 <table border="1"> <thead> <tr> <th>plg</th> <th>mm</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1/2</td><td>20</td></tr> <tr><td>3/4</td><td>25</td></tr> <tr><td>1</td><td>32</td></tr> <tr><td>1 1/4</td><td>40</td></tr> <tr><td>1 1/2</td><td>50</td></tr> <tr><td>2</td><td>63</td></tr> </tbody> </table> <p>TEE</p>	plg	mm	1/2	20	3/4	25	1	32	1 1/4	40	1 1/2	50	2	63	 <table border="1"> <thead> <tr> <th>plg</th> <th>mm</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>3/4x1/2</td><td>25 x 20</td></tr> <tr><td>1x3/4</td><td>32 x 25</td></tr> <tr><td>1x1/2</td><td>32 x 20</td></tr> </tbody> </table> <p>TEE DE REDUCCIÓN</p>	plg	mm	3/4x1/2	25 x 20	1x3/4	32 x 25	1x1/2	32 x 20						
plg	mm																																											
1/2	20																																											
3/4	25																																											
1	32																																											
1 1/4	40																																											
1 1/2	50																																											
2	63																																											
plg	mm																																											
1/2	20																																											
3/4	25																																											
1	32																																											
1 1/4	40																																											
1 1/2	50																																											
2	63																																											
plg	mm																																											
3/4x1/2	25 x 20																																											
1x3/4	32 x 25																																											
1x1/2	32 x 20																																											

Figura 4.37 Accesorios para red de agua potable

Fuente: Catalogo de Plastigama, 2017.

- Válvulas de cuarto de vuelta.



Figura 4.38 Válvulas de cuarto de vuelta.
Fuente: Catalogo de Plastigama, 2017.

- Tee salida bilateral ½”.

4.12.2 Materiales y equipos.

Para las tuberías de conducción de agua potable se utilizará materiales plásticos: PVC (Policloruro de Vinilo), dado que son ligeros, resistentes a golpes, a la corrosión y presentan baja conductividad térmica.

Se utilizará una tubería roscable de diámetro de 1 ½ y ½.

4.12.3 Criterios de diseño.

Se basará en la NEC Capítulo 16.

Toda unidad de consumo se proveerá de una llave de corte.

La presión en cualquier punto de consumo será menor a 50 m.c.a.

Toda tubería o accesorio resiste una presión de 150 m.c.a.

Las velocidades de diseño no deben ser menores que 0.6m/s y mayores que 2.5m/s.

La red de agua potable se divide en dos tramos, el tramo uno que abastece a los cuatro tanques de almacenamiento de agua que servirá para abastecer las actividades diarias de la planta y el segundo tramo que será para abastecer de agua potable a los cuartos sanitarios, del volumen total de la cisterna se dividirá un 75% para el tramo 1 y un 25% para el tramo 2.

Dado que el volumen de los tanques es de 3,75 m³ y se asume un tiempo de llenado de 2h el caudal mínimo para los tanques es de 1.88 l/s por lo que se elige un diámetro de 1 1/2, ingresando a la tabla de Flamant se verifica que la velocidad no supere la indicada por la NEC.

1 1/2"

$$j = 4C (V^{1.75} / D^{1.25})$$

$$Q = AV$$

$$j = 6,1C (Q^{1.75} / D^{4.75})$$

Unidades	Caudal Q			V	hv	Pérdidas por fricción en m/m				
	gal/min	l/min	l/s			Coeficiente de fricción C				
						Fundido 0,00031	Galva- nizado 0,00023	Acero 0,00018	Cobre 0,00012	P.V.C. 0,00010
14	10	37,85	0,63	0,55	0,02	0,026	0,019	0,015	0,010	0,008
16	12	45,42	0,76	0,66	0,02	0,036	0,027	0,021	0,014	0,012
22	13	49,21	0,82	0,72	0,03	0,041	0,031	0,024	0,016	0,013
23	16	60,56	1,01	0,89	0,04	0,060	0,044	0,035	0,023	0,019
30	20	75,70	1,26	1,11	0,06	0,088	0,065	0,051	0,034	0,028
38	24	90,84	1,51	1,33	0,09	0,121	0,090	0,070	0,047	0,039
40	25	94,63	1,58	1,38	0,10	0,130	0,096	0,075	0,050	0,042
46	28	105,98	1,77	1,55	0,12	0,158	0,118	0,092	0,061	0,051
47	30	113,55	1,89	1,66	0,14	0,179	0,133	0,104	0,069	0,058
60	32	121,12	2,02	1,77	0,16	0,200	0,149	0,116	0,078	0,065
70	35	132,48	2,21	1,94	0,19	0,234	0,174	0,136	0,091	0,076
75	36	136,26	2,27	1,99	0,20	0,246	0,183	0,143	0,095	0,079
85	40	151,40	2,52	2,21	0,25	0,296	0,220	0,172	0,115	0,095
110	45	170,33	2,84	2,49	0,32	0,364	0,270	0,211	0,141	0,117
130	50	189,25	3,15	2,77	0,39	0,437	0,324	0,254	0,169	0,141
155	55	208,18	3,47	3,04	0,47	0,517	0,383	0,300	0,200	0,167

Figura 4.39 Tabla de Flamant 1 1/2".

Fuente: Caramona, R., 2010.

Para la selección del diámetro de la tubería del segundo tramo se basó en la tabla XX en donde el la norma INEN 1369 recomienda el diámetro de las tuberías para los aparatos sanitarios que se encontraran en los cuartos sanitarios de la planta.

El caudal mínimo para la ducha es de 0.2 l/s, se toma el diámetro requerido 1/2" y mediante la tabla de Flamant se puede obtener la velocidad y verificar que este entre el rango permitido por la NEC.

Tabla LXXVII. Demandas de caudales, presiones y diámetros en aparatos de consumo.

APARATO SANITARIO	CAUDAL INSTANTÁNEO MÍNIMO L/s	Presión		DIÁMETRO SEGÚN NTE INEN 1369
		Recomendada (m.c.a)	Mínima (m.c.a)	
Bañera	0.3	7	3	20
Bidet	0.1	7	3	16
Calentadores/Calderas	0.3	15	10	20
Ducha	0.2	10	3	16
Fregadero Cocina	0.2	5	2	16
Fuentes para beber	0.1	3	2	16
Grifo para manguera	0.2	7	3	16
Inodoro con depósito	0.1	7	3	16
Inodoro con Fluxor	1.25	15	10	25
Lavabo	0.1	5	2	16
Maquina de lavar ropa	0.2	7	3	16
Maquina Lava vajilla	0.2	7	3	16
Urinario con Fluxor	0.5	15	10	20
Urinario con llave	0.15	7	3	16
Sauna, turco, o hidromasaje doméstico	1.00	15	10	25

Fuente: Bayona, 2017.

1/2"

$$j = 4C (V^{1.75} / D^{1.2})$$

$$Q = AV$$

$$j = 6,1C (Q^{1.75} / D^{4.75})$$

Unidades	Caudal Q			V	hv	Pérdidas por fricción en m/m				
	gal/min	l/min	l/s			Coeficiente de fricción C				
						Fundido 0,00031	Galvanizado 0,00031	Acero 0,00018	Cobre 0,00012	P.V.C. 0,00010
1	3,79	0,06	0,47	0,01	0,079	0,058	0,046	0,030	0,025	
2	2	7,57	0,13	1,03	0,05	0,304	0,226	0,177	0,118	0,098
3	3	11,35	0,19	1,50	0,11	0,591	0,439	0,343	0,229	0,191
5	4	15,14	0,25	1,97	0,20	0,956	0,709	0,555	0,370	0,308
6	5	18,92	0,32	2,53	0,33	1,472	1,092	0,855	0,570	0,475
7	6	22,71	0,38	3,00	0,46	1,989	1,475	1,155	0,770	0,642
8	7	26,50	0,44	3,49	0,62	2,587	1,919	1,502	1,001	0,834
10	8	30,28	0,50	3,98	0,81	3,267	2,424	1,897	1,265	1,054
12	9	34,07	0,57	4,48	1,02	4,015	2,979	2,331	1,554	1,295
14	10	37,85	0,63	4,98	1,26	4,828	3,582	2,804	1,869	1,558
16	12	45,42	0,76	5,98	1,82	6,643	4,929	3,857	2,571	2,143
20	14	52,99	0,88	6,97	2,48	8,700	6,455	5,052	3,368	2,806

Figura 4.40 Tabla de Flamant 1/2".

Fuente: Bayona, 2017.

4.13 Red de Aguas servidas.

Se realizó un trazado de las tuberías basado en las condiciones mínimas, criterios generales de diseño y viabilidad económica del proyecto.

4.13.1 Materiales.

- Piezas sanitarias.
- Lavamanos.
- Sanitarios.
- Urinarios.
- Tubería y accesorios de PVC con diámetros de 50mm y 110 mm.

4.13.2 Criterios de diseño.

Las cajas de registro serán de 60 x 60 cm.

Las cajas de registro serán colocadas cada 9m con el objetivo de permitir un fácil mantenimiento en caso de que se tape una tubería.

Dado que la edificación se encuentra en la clase 2: oficinas, fábricas, a continuación, se presenta una tabla que determina el diámetro mínimo de descarga y la cantidad de Unidad de

Equivalencia Hidráulica (U.E.H) para cada artefacto según su clase.

Tabla LXXVIII. Diámetros de descargas mínimos y UEH para diferentes tipos de artefactos.

Artefacto sanitario	Clase	D.M.D	U.E.H
Water Closet (W.C)	1	100	3
Water Closet (W.C)	2	100	5
Water Closet (W.C)	3	100	6
Lavatorio	1	38	1
Lavatorio	2 y 3	38	2
Baño tina	1	50	3
Baño tina	2 y 3	50	4
Baño Lluvia	1	40	2
Baño Lluvia múltiple/m	2 y 3	50	6
Bidet	1	50	1
Bidet	2 y 4	50	2
Urinario	2 y 3	38	1
Urinario Pedestal	2 y 3	75	3
Urinario con tubería perforada/m	2 y 3	75	5
Lavaplatos con y sin lavavajillas	1 y 2	50	3
Lavaplatos restaurante	3	75	8
Lavacopas	1	50	3
Lavacopas	1 y 2	75	8
Lavaderos con o sin lavadoras	1	50	3
Lavaderos con máquinas lavadoras	1 y 2	75	6
Pileta con botagua	1, 2 y 3	50	3

Fuente: Bayona, 2017.

El diámetro de la tubería principal que son aquellas que reciben directamente la descarga será de 2" y para las tuberías

secundarias que son aquellas que reciben tuberías laterales distintas a la descarga serán de 4.

4.14 Diseño Pluvial.

4.14.1 Sistemas de Evacuación de Aguas Lluvias.

La función de las canaletas es recolectar las aguas lluvias ayudando a trasladar el agua hasta las bajantes para que posteriormente descargue en el alcantarillado.

La finalidad del sistema de evacuación es proteger de la mejor manera las veredas, paredes, muros, etc.

Para este proyecto se utilizará los canales y las bajantes de PVC, ya que su instalación es más sencilla y no necesita de un soldador para su instalación.

4.14.2 Selección de Canales.

El canal seleccionado tiene una capacidad de 90m² la ficha técnica del canalón ANEXO G.

El galpón tiene un área de 600 m² y el diseño de la cubierta es de dos aguas, por ende, se colocarán canales y bajantes en los dos extremos.

En la ficha técnica indica la capacidad máxima de 90 m² de cubierta por bajante, se definió colocar cada 6 m la bajante siendo su área de captación 60 m² y la longitud de los canales de 3m.

Por lo tanto, se necesitarán 12 bajantes y 20 canales.

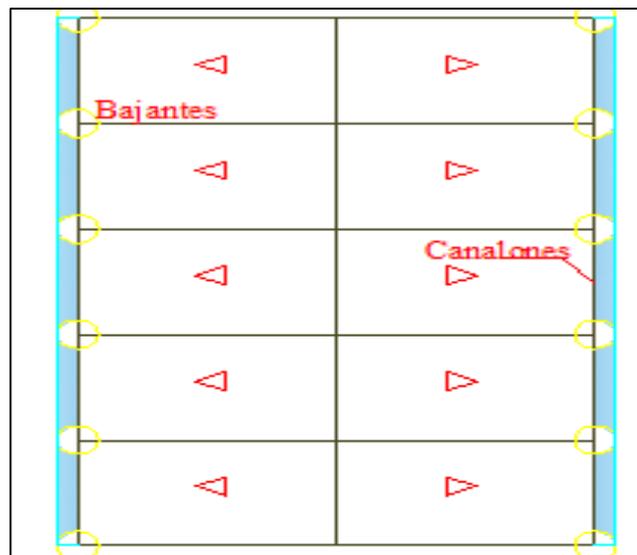


Figura 4.41 Distribución de Canales y Bajantes.

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

4.14.3 Alcantarillado Pluvial Interno.

4.14.3.1 Profundidades.

La profundidad mínima del tope de los ductos es de 1 m, se debe tratar de que la profundidad del sistema de aguas servidas sea más alto que el de las aguas lluvias. (Interagua)

4.14.3.2 Tamaños y Materiales de los Ductos.

El tamaño de los ductos depende del caudal de diseño, para el caso de este proyecto se usará en mínimo 0.4 m que indica el manual de diseño de Interagua, ya que en el sitio donde se encuentra ubicado la edificación no existen constantes lluvias a lo largo del año.

4.14.3.3 Cajas de Registro.

Se colocarán cajas de registro cada 25 m de 60X60 cm los cuales desembocarán en un canal.

4.14.3.4 Canales Pluviales.

En el sector el Mirador del cantón Jaramijó aún no está implementado la red de alcantarillado público, por lo cual se

propone una solución para la descarga de las aguas, que será la construcción de un canal de tierra que llegará en la quebrada Jaramijó. La construcción de este canal es de mucha importancia ya que si no existiera se generaría erosión y posibles procesos de deslizamiento. Para el diseño de este canal se necesita un estudio completo de hidrología para calcular el caudal de diseño y poder calcular las dimensiones apropiadas del canal para cumplir con velocidades mínimas que ayudan a que no existan sedimentaciones y velocidades máximas para no producir erosiones.

4.15 Manejo de las aguas residuales.

Durante el pre procesamiento de pescado se va a producir un volumen no menor de 10 m³. Por razones ambientales y dado que el sector es turístico por existir hermosas playas se considera importante el tratamiento de las aguas servidas. Para este efecto se propone instalar una planta de tratamiento de aguas residuales con tecnología SBR (Reactores Biológicos Secuenciales) de la empresa alemana Aquamax.

4.15.1 Descripción General del Proceso.

Un reactor discontinuo secuencial (SBR) es un sistema de crecimiento suspendido en el que agua residual se mezcla con un lodo biológico existente en un medio aireado. La diferencia de este sistema con el convencional de lodos activados es que en un solo tanque se puede realizar el proceso de reacción, aireación y clarificación.

El sistema SBR consta de por lo menos cuatro procesos cíclicos:

1. Llenado:

La primera fase del proceso es el llenado, el agua residual se distribuye en la cama de lodo.

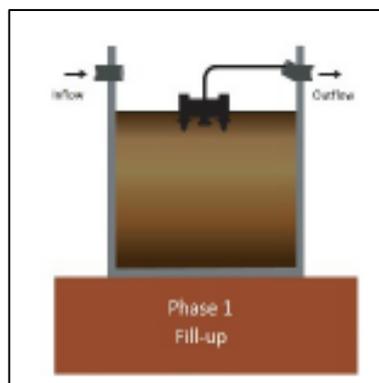


Figura 4.42 Fase de Llenado.

Fuente: Aquamax, 2010.

2. Reacción:

Esta segunda fase incluye mezclado y aireación. Las condiciones de aireación sirven para oxidación del carbón

orgánico, nitrificación, así como la absorción del fósforo en el lodo y en condiciones de no aireación se realiza la desnitrificación y la remoción del fósforo.

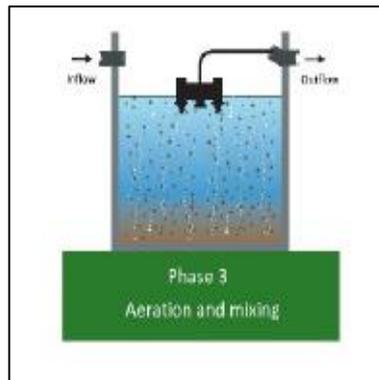


Figura 4.43 Fase de Aireación y mezclado.
Fuente: Aquamax, 2010.

3. Sedimentación:

Luego de culminar la fase de mezclado y aeración, empieza la fase de sedimentación, mientras el lodo activado se sedimenta. Esta fase tarda alrededor de 1 a 1.5 h. El lodo activado se asienta en el fondo del tanque dando como resultado una perfecta separación de lodos activados y agua clarificada.

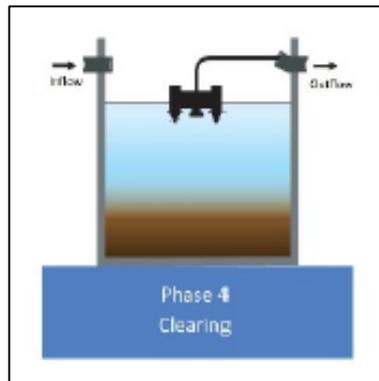


Figura 4.44 Fase de Sedimentación.

Fuente: Aquamax, 2010.

4. Extracción del sobrenadante:

Luego de la creación de una capa de sobrenadante clarificado se abren las válvulas automáticas y se permite el retiro del agua clarificada de la parte superior del reactor. El retiro del lodo residual también puede darse en este tiempo, ya que la cama de lodo alcanza la concentración máxima de sólidos.

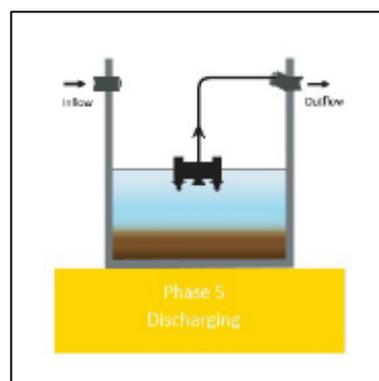


Figura 4.45 Fase de Extracción del sobredrenante.

Fuente: Aquamax, 2010.

4.15.2 Ventajas y Beneficios.

Bajo requerimiento de espacio, ya que se requiere un solo tanque para realizar el proceso.

Menor costo que los sistemas convencionales de tratamiento biológico, como consecuencia de la menor necesidad de terreno y de la simplicidad de los equipos.

Consigue un rendimiento de depuración hasta el 99% y una reutilización del agua para riego.

Las plantas de tratamiento de aguas residuales están compuestas principalmente por los siguientes componentes:

- Tanque de sedimentación preliminar con almacenamiento integrado de lodo.
- Depósito de inercia.
- Tanque SBR.

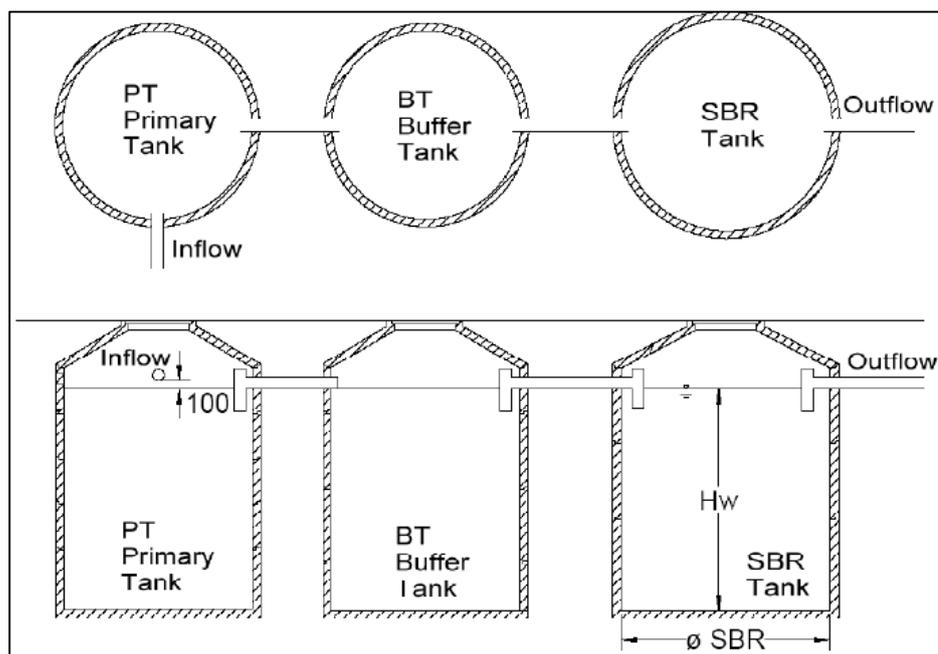


Figura 4.46 Componentes de la Planta de Agua Residuales.
Fuente: Aquamax, 2010.

4.15.3 Unidades funcionales.

4.15.3.1 Tanque de sedimentación preliminar.

Aquí se retienen, las respectivas sustancias gruesas almacenadas, el lodo primario y, en consecuencia, el exceso. En el tanque primario, hay sustancias suspendidas separadas por sedimentación o flotación.

La sedimentación preliminar puede consistir en uno o más tanques o cámaras. El tiempo de retención dentro del tanque primario se encuentra entre 1,5 a 2 horas.

A través de la separación mecánica de las sustancias orgánicas que pueden fraguarse y flotar en el tanque de sedimentación primario, ya se ha alcanzado una reducción de la carga de contaminación de DBO5 con aproximadamente 1/3. El exceso de lodo de la etapa SBR también se almacenará en la parte inferior del tanque primario.

El tanque primario tiene el rol de un espesador para el exceso de lodo. Alternativamente, el tanque de almacenamiento de lodo en exceso puede diseñarse también como un tanque separado. La capacidad de almacenamiento está indicada por el tiempo de almacenamiento del lodo. Cuando se alcanza la capacidad de almacenamiento máxima, se debe realizar el vaciado por un proveedor de servicios. (AQUAmax, 2010)

4.15.3.2 Tanque de amortiguación.

Después de salir del tanque primario, las aguas residuales alcanzan el tanque de amortiguación por flujo libre. El objetivo del tanque amortiguación es el almacenamiento de aguas residuales durante la fase de sedimentación y extracción en el tanque SBR. Durante estas fases, el reactor SBR no se debe alimentar con aguas residuales.

La carga de la planta de aguas residuales, respectiva del tanque de SBR con aguas residuales, se produce a partir de este tanque de mezcla y amortiguación. El agua residual de entrada se bombeará con el soporte de la (s) bomba (s) de motor sumergidas al tanque SBR. El control de la (s) bomba (s) de alimentación se produce de acuerdo con el nivel de la superficie del agua (interruptores de nivel) y mediante la medición de los niveles presentes en la solución amortiguadora y el tanque SBR. (AQUAmax, 2010)

4.15.3.3 Tanque SBR.

Esta es la etapa de tratamiento biológico real con una unidad de evacuación de agua clara, un aireador / mezclador y una bomba de retorno de lodo sumergible en exceso.

La particularidad del proceso SBR es el tratamiento de las aguas residuales a lo largo de una línea de tiempo dentro de un tanque, en oposición a las plantas convencionales de tratamiento de aguas residuales, que están realizando las etapas individuales del proceso en diferentes unidades de la planta. Tanto el tratamiento de las aguas residuales a través de la aireación y la agitación,

como también la posterior separación del lodo activado del agua clara se realiza dentro del tanque SBR.

El control de marco de tiempo de las fases de proceso individuales es gestionado por la unidad de control central de acuerdo con los diversos requisitos de tecnología de proceso de la planta.

Para proporcionar suficiente agua residual con oxígeno para la reducción de carbono requerida y la nitrificación, se instalará un aireador de superficie. ATB Umwelttechnologien, está utilizando una unidad flotante y de mezcla de accionamiento directo, única y especial. Las principales ventajas de este sistema de aireación son una transferencia de oxígeno alta y constante y una perfecta mezcla del agua incluso en tanques de forma rectangular.

El uso de cajas de engranajes no garantiza una vida útil alta para la unidad de aireación. El aireador de superficie funcionará en modo flotador y, por lo tanto, siempre se ajusta al nivel cambiante del agua asegurando una entrada de oxígeno óptima. Una ventaja adicional de la aireación de la superficie es el trabajo de mantenimiento muy accesible, que se puede realizar sin apagar los tanques SBR.

Mediante fases de activación cortas del aireador de superficie, las aguas residuales entrantes se mezclan sin entrada de oxígeno con

los contenidos del reactor. Las condiciones anóxicas prevalentes entonces y la presencia de compuestos orgánicos permiten la desnitrificación (conversión de nitrato a nitrógeno elemental).

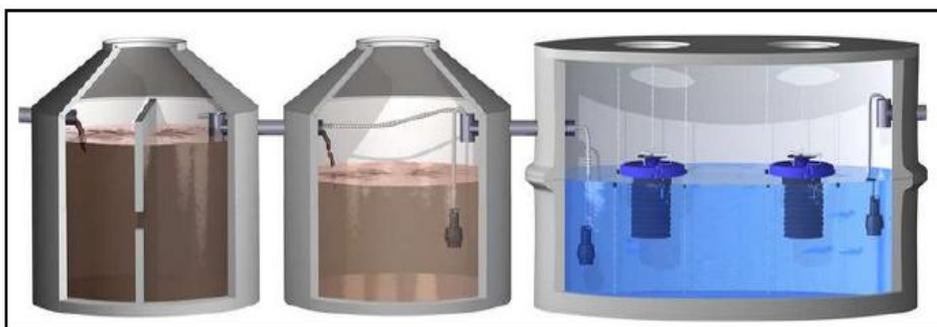


Figura 4.47 Esquema de AQUAmax.
Fuente: AQUAmax, 2010.

4.16 Estudio de Impacto Ambiental y Plan de Manejo Ambiental.

4.16.1 Introducción.

Con el fin de proteger al personal que labora dentro de las instalaciones de la planta, a las comunidades más próximas y los componentes del ecosistema natural que constituyen el entorno de las instalaciones donde se desarrollaran las operaciones de estas.

El Plan de Manejo Ambiental propone medidas ambientales que contemplan acciones preventivas, de mitigación, de

compensación, contingencia, monitoreo, capacitación y seguimiento, para lo cual se presenta un formato de Fichas Ambientales enmarcadas en una serie de planes y programas que deben ser cumplidas con el objetivo primordial de preservar el medio ambiente y a su vez cumplir con el marco legal ambiental ecuatoriano y la política integral de la evisceradora.

El estudio de impacto ambiental se realizó siguiendo el método de las matrices de Leopold, las cuales consisten en nueve matrices, que se detallaran a continuación:

- Matriz de Intensidad.
- Matriz de Extensión.
- Matriz de Duración.
- Matriz de Signo.
- Matriz de Magnitud.
- Matriz de Riesgo.
- Matriz de Reversibilidad.
- Matriz de Valoración de Impacto Ambiental (VIA).
- Matriz de Evaluación.

Se realizó la evaluación de impacto ambiental en las fases de construcción y operación, permitiendo analizar y evaluar las actividades más críticas para realizar el plan de manejo ambiental.

4.16.2 Actividades a evaluar.

Descripción de actividades en fase de construcción:

- Desbroce del terreno.
- Desmontaje y desalojo.
- Excavación.
- Relleno.
- Armado y encofrado.
- Hormigonado.
- Mampostería.
- Generación de desechos sólidos.
- Generación de aguas residuales.

Descripción de actividades en fase de operación:

- Eviscerar pescado
- Generación de desechos sólidos.
- Generación de aguas residuales.
- Llenado de tanques de agua.
- Limpieza de tanques.
- Entrega de pescado.

Los factores empleados para el análisis de las matrices nombradas anteriormente son los siguientes:

Tabla LXXIX. Escala de valoración de la intensidad en los impactos ambientales.

MATRIZ DE INTENSIDAD	
1 -	impacto menor
10 -	impacto mayor
0 -	ningún impacto

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Tabla LXXX. Escala de valoración de la extensión en los impactos ambientales.

MATRIZ DE EXTENSIÓN	
1	impacto puntual
5	impacto local
10	impacto regional
0	no hay impacto

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Tabla LXXXI. Escala de valoración de la duración en los impactos ambientales.

MATRIZ DE DURACIÓN	
1	menos de 5 años
5	hasta 5 años
10	10 años

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Tabla LXXXII. Escala de valoración de signo en los impactos ambientales.

MATRIZ DE SIGNO	
+1	Positivo
-1	Negativo
0	Neutro

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Tabla LXXXIII. Escala de valoración de magnitud en los impactos ambientales.

MATRIZ DE MAGNITUD	
<u>Factores</u>	
0,4	Intensidad
0,3	Extensión
0,3	Duración
1,0	

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Tabla LXXXIV. Escala de valoración de riesgo en los impactos ambientales.

MATRIZ DE RIESGO	
10	Alto
5	Medio
1	Bajo

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Tabla LXXXV. Escala de valoración de reversibilidad en los impactos ambientales.

MATRIZ DE REVERSIBILIDAD	
1	Alto
5	Medio

10	Bajo
----	------

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Tabla LXXXVI. Escala de valoración de los impactos ambientales.

MATRIZ DE VALORACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL	
<u>Factores</u>	
0,3	Magnitud
0,3	Riesgo
0,4	Reversibilidad
1,0	

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Una vez obtenida la matriz de valoración se procesa y analiza los resultados, los valores resultantes estarán en el rango de 0 a 10 y se los valorara de la siguiente manera:

Tabla LXXXVII. Escala de valoración para la Matriz de Evaluación.

MATRIZ DE EVALUACIÓN	
<u>Rangos</u>	
Neutra	0
Baja	1 - 4
Media	4.1 - 7
Alta	7.1 - 10

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

4.16.3 Plan de Manejo Ambiental.

4.16.3.1 Objetivos.

Asegurar el cumplimiento de las leyes, reglamentos, ordenanzas y normas ambientales vigentes en el Ecuador relativas al proceso.

Prevenir, minimizar, controlar y monitorear los impactos sobre el entorno de las instalaciones de planta.

Proporcionar a los Directivos y trabajadores de la planta un instructivo para el manejo ambientalmente eficiente de los recursos, elementos y equipos de trabajo, dentro y fuera de las instalaciones, que permitan preservar el entorno y cumplir con lo establecido en la Legislación Ambiental vigente y aplicable.

4.16.3.2 Estructura del Plan de Manejo Ambiental.

La estructura del PMA será la siguiente:

- Plan de Prevención, Control y Mitigación de Impactos Ambientales Negativos (Aspectos aire, agua, suelo).
- Plan de Manejo de Desechos No Peligrosos y Peligrosos.
- Plan de Capacitación y Educación Ambiental.
- Plan de Contingencias y Riesgos.

4.16.3.3 Plan de Prevención, Control y mitigación de impactos ambientales negativos.

El objetivo del programa es prevenir y minimizar la generación de impactos ambientales negativos al entorno, que están alterando la calidad de los recursos agua, aire y suelo a partir de las actividades propias de lavado de pescado que se realiza en la planta.

- Gestión del Recurso Aire.

La planta no usa calderos, ni generador eléctrico.

- Gestión del Recurso Agua.

Es necesario que se implante las siguientes medidas:

Tabla LXXXVIII. Ficha Ambiental del Plan de Prevención, Control y Mitigación de impactos ambientales negativos.

Medida:
PREVENIR IMPACTOS AL RECURSO AGUA EN LAS DIFERENTES ACTIVIDADES DE LA EVISCERADORA.
Objetivo:
Prevenir los impactos negativos al recurso agua por descarga de efluentes sin tratar.
Criterio Legal:
Libro VI, Anexo 1, Tabla 13 del Texto Unificado de Legislación Secundaria (TULSMA), Límites de descarga a un cuerpo de agua marina. (Porque eventualmente los efluentes llegan a las aguas marinas directamente).
Libro VI, Anexo 1, Tabla 6 del Texto Unificado de Legislación Secundaria (TULSMA), Calidad de aguas para riego.

Posibles Impactos Ambientales Negativos Enfrentados:

Contaminación de aguas subterráneas y de agua marina.

Acciones y Procedimientos para Desarrollar:

Realizar monitoreos periódicos de la calidad de los efluentes de aguas residuales provenientes del lavado de sardinas, para determinar la eficiencia del sistema de tratamiento de efluentes de la evisceradora.

Realizar charlas de capacitación a los trabajadores de la evisceradora, a fin de lograr conciencia acerca del adecuado manejo de los desechos sólidos, aceites y grasas y evitar su inadecuada disposición final en los drenajes de aguas lluvias.

Implementar un programa preventivo de limpieza y mantenimiento del sistema de aguas lluvias.

Implementar el uso de registros de las actividades de mantenimiento realizadas.

Documentos de Referencia:

Registro fotográfico.

Indicadores Verificables de Aplicación:

Registro de los monitoreos que se realice a los efluentes.

Frecuencia de ejecución:

Inmediata y permanente.

Responsable de la Ejecución de la Medida:

Gerencia General de la evisceradora, Jefe de Seguridad y Salud y Supervisor ambiental, Supervisor de Mantenimiento.

Costo estimado:

USD \$1000,00

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

- Gestión del Recurso Suelo.

Se deberá establecer las siguientes medidas:

Tabla LXXXIX. Ficha Ambiental de Gestión del Recurso del Suelo.

Medida:
PREVENIR IMPACTOS NEGATIVOS AL RECURSO SUELO.
Objetivo:
Prevenir y mitigar los impactos al recurso suelo por las diferentes actividades que realiza la evisceradora.
Criterio Legal:
Libro VI, Anexo 2, del Texto Unificado de Legislación Ambiental Secundaria (TULSMA), Norma de calidad Ambiental de recurso suelo y criterios de remediación para suelos contaminados.
Posibles Impactos Ambientales Negativos Enfrentados:
Contaminación del recurso suelo por posibles vertimientos de combustibles y sus derivados, productos químicos y efluentes industriales.
Acciones y Procedimientos para Desarrollar:
Que existan buenas prácticas al momento de dar mantenimiento a los vehículos para evitar posibles derrames de lubricantes al suelo. Las labores que implican un riesgo de derrames de combustibles y aceites lubricantes se realicen en áreas debidamente pavimentadas.
Documentos de Referencia:
Registro fotográfico. Registro de mantenimiento de los vehículos.
Indicadores Verificables de Aplicación:
Registro de la disposición de los desechos sólidos peligrosos y del mantenimiento de los vehículos de la evisceradora.
Frecuencia de ejecución:
Permanente.
Responsable de la Ejecución de la Medida:
Gerencia General de la evisceradora, Jefe de Seguridad y Salud y Supervisor ambiental.
Costo estimado:
USD \$500,00 (Actividades de supervisión y control).
Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

4.16.3.4 Plan de Manejo de Desechos.

El manejo adecuado de los desechos generados durante la operación en general de la evisceradora artesanal, es importante para garantizar su reutilización o eliminación adecuada y cumplir con las regulaciones ambientales aplicables. A continuación, se presentan los lineamientos básicos que deben considerarse para el manejo de los desechos comunes.

Tabla XC. Ficha Ambiental de Plan de Manejo de Desechos.

Medida:
MANEJO Y ALMACENAMIENTO ADECUADO DE DESECHOS SÓLIDOS PELIGROSOS, NO PELIGROSOS O COMUNES Y DESECHOS ESPECIALES.
Objetivos:
Disponer de manera adecuada los desechos peligrosos, no peligrosos y especiales producidos en las diferentes actividades de la evisceradora.
Criterio Legal:
Normas de calidad ambiental para el manejo y disposición final de desechos sólidos no peligrosos, Libro VI, Anexo 6, TULSMA.
Posibles Impactos Ambientales Negativos Enfrentados:
Contaminación del recurso suelo, agua, proliferación de vectores y problemas estéticos como consecuencia del mal manejo y de la inadecuada disposición de los desechos sólidos peligrosos no peligrosos y especiales.
Acciones y Procedimientos para Desarrollar:
Se deberá adecuar un área para la instalación de contenedores para los desechos sólidos peligrosos, no peligrosos y especiales. Cada contenedor debe estar específicamente rotulado e identificado para no confundir la disposición de los desechos.

Este lugar debe ser de fácil acceso para los usuarios y para evisceradoras recolectores.

El espacio y los contenedores destinados al almacenamiento de los desechos sólidos peligrosos, no peligrosos y especiales deben mantenerse en perfectas condiciones de orden, higiene y limpieza.

En el caso de los desechos especiales se deberá solicitar a Gestores autorizados para su disposición final.

Prohibir depositar los desechos fuera de los contenedores de almacenamiento.

Prohibir mezclar los desechos sólidos no peligrosos con los especiales.

Documentos de Referencia:

Contenedores en adecuado estado.

Periodos de recolección de los desechos y bitácoras de estos.

Entrega de los desechos especiales a gestores calificados.

Número de recipientes para depósito de desechos no peligrosos.

Registros fotográficos.

Registros de volúmenes de residuos generados.

Indicadores Verificables de Aplicación:

Se debe contar con recipientes adecuados y suficientes para el almacenamiento de desechos no peligrosos y especiales.

Se debe poseer el volumen de residuos generados.

Frecuencia de ejecución:

Readecuación de área: Inmediata.

Actividades de recolección y almacenamiento: Permanente.

Registro de volúmenes generados: Permanente.

Responsable de la Ejecución de la Medida:

Supervisor ambiental y Supervisión de Seguridad Industrial.

Costo estimado:

USD \$1000,00

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

4.16.3.5 Plan de Capacitación y Educación Ambiental.

El objetivo de este plan es capacitar al personal de la planta en temas relacionados con la prevención, control, mitigación de la contaminación ambiental, como el manejo de desechos.

Tabla XCI. Ficha Ambiental de Plan de Capacitación y Educación Ambiental.

Medida:
IMPLEMENTACIÓN DE UN PROGRAMA DE CAPACITACIÓN Y EDUCACIÓN AMBIENTAL.
Objetivos:
Ofrecer los lineamientos para garantizar capacitación en temas de prevención y mitigación de impactos ambientales negativos.
Criterio Legal:
Libro VI Título IV y VI del Texto Unificado de Legislación Secundaria (TULSMA).
Posibles Impactos Ambientales Negativos Enfrentados:
Contaminación de los recursos por ausencia de conocimientos básicos en el manejo ambiental.
Acciones y Procedimientos para Desarrollar:
Elaborar y difundir un programa interno de capacitación en educación ambiental. La capacitación y concienciación tienen el propósito de impartir: <ul style="list-style-type: none"> • Conceptos generales sobre medio ambiente, buenas prácticas de almacenamiento y disposición final de residuos no peligrosos y especiales y preparación ante respuesta a emergencias. • La preparación ante emergencias o simulacros, que se deberán llevar a cabo por parte del personal asignado en labores de respuesta ante eventos mayores. • Como parte de los programas de concienciación en cuanto al desarrollo de aspectos y actividades del Plan y asistencia de los participantes.

-
- El o los responsables de capacitación y educación ambiental deberán establecer un cronograma interno de capacitación y evaluación de los participantes.

El contenido de las charlas que deberán recibir los empleados incluirá:

- Legislación ambiental en la industria.
- Impacto ambiental producido por las operaciones de la evisceradora.
- Gestión ambiental implementada en la evisceradora.
- Métodos y técnicas para tratar desechos industriales.
- Tratamiento de aguas residuales.
- Plan de contingencias.

Documentos de Referencia:

Registros fotográficos.

Registros de asistencia a charlas de capacitación.

Indicadores Verificables de Aplicación:

La evisceradora ha capacitado a toda la población trabajadora.

Cronograma de capacitación ambiental establecido anualmente.

Número de trabajadores capacitados en materia ambiental.

Frecuencia de ejecución:

Programas a lo largo del año.

Responsable de la Ejecución de la Medida:

Gerencia de Recursos Humanos y Supervisor Ambiental.

Costo estimado:

USD \$1500,00

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

4.17 Análisis de Resultados.

Para disminuir los costos en el galpón se recomienda realizar dos tipos de cerca, una que se encontraría en los extremos y la otra cerca para los pórticos interiores.

Los lugares que reciben más esfuerzo son las bases de la columna por eso se tiene un perfil de mayor dimensión que el resto de la cercha, otra sección donde comúnmente se produce la falla es en la parte interior de la unión viga columna. La solución para no cambiar todos los perfiles es armar secciones compuestas; por ejemplo, en la cuerda inferior que se encuentra un perfil C se la puede complementar ya sea con un ángulo o una platina.

El eje débil de la estructura es el eje y, por lo tanto, para controlar deformaciones se debe colocar una viga de amarre tanto como en los extremos como en el centro del galpón.

A partir de los desplazamientos elásticos producidos por el análisis dinámico y que se obtiene mediante el software SAP 2000 se procede al cálculo de los desplazamientos inelásticos y se comparó que sean menores de 0.02 rad que estipula la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Las correas son elementos estructurales que trabajan a flexión biaxial, generando momentos en la viga, una de las alternativas para disminuir momentos es colocar tensores los cuales provocan una selección de perfil G más pequeño.

Una de las bases para tener una instalación eléctrica eficiente es realizar la conexión a tierra (malla) ya que ayuda a liberar las cargas que son generadas por desbalances.

Un sistema de alcantarillado pluvial interno es de suma importancia, debido a la ubicación del terreno con el fin de no provocar deslizamientos ni erosiones en el farallón y así evitar una inestabilidad en la estructura.

Del diseño de los miembros a tensión y compresión se pudo comprobar que los perfiles seleccionados son satisfactorios ya que cumplen con el requisito de resistencia de que $P_u \leq \Phi_t P_n$ y no se exceden a los valores permisibles en la relación de esbeltez.

La relación ancho espesor tanto de los canales como de los ángulos que conforman la estructura es menor que λ_r por lo que los miembros sometidos a compresión son sección no esbelta, lo cual es recomendable trabajar con secciones no esbeltas, ya que las secciones esbeltas suelen ser frágiles y muy susceptibles a pandeo.

Todos los miembros sometidos a compresión se encuentran en el rango inelástico por lo que se pudo utilizar la fórmula de Euler para hallar el esfuerzo de pandeo a flexión, trabajar en el Rango Inelástico arroja resultados más precisos ya que si se tuviera que trabajar en el Rango Elástico se tendría que utilizar ecuaciones parabólicas empíricas.

Se eligió la dirección más corta para realizar el diseño de la cimentación ya que de esta manera los esfuerzos serán menores y se podrá obtener un diseño más económico. Como se está realizando un diseño sismo

resistente el factor de seguridad que se escogió para determinar el esfuerzo portante del suelo fue de 1.5.

La cimentación cumplió con los dos estados límites que establece la NEC para su diseño, tanto por capacidad como por asentamiento, como se pudo observar el valor del asentamiento es menor que el valor máximo que establece la NEC de L/160 para nuestro caso.

Mediante la evaluación de impacto ambiental en la fase de construcción y de operación se pudo determinar que el recurso más afectado será el suelo y el agua por lo que en el plan de manejo ambiental que se recomienda las medidas necesarias para mitigar estos impactos.

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

Se concluye que los mayores momentos se producen en la unión entre la viga y la columna del pórtico reticular por lo que en esta zona se debe siempre reforzar las secciones de los perfiles de acero.

Establecer el tipo de sistema estructural de la edificación es la base principal del diseño, ya que los requerimientos y especificaciones para el diseño de los elementos varían de acuerdo con el tipo de sistema estructural.

Las armaduras están sometidas a esfuerzos axiales de tensión y compresión, por lo que cuando un elemento no cumpla con la capacidad de demanda de diseño lo que se debe realizar es incrementar el área del elemento y para no incrementar el costo en la construcción lo que se realiza es reforzar los elementos del acero, los tipos de refuerzo son relativamente sencillos.

Debido a la ubicación geográfica del Ecuador se debe elaborar un diseño sísmico resistente para cualquier tipo de estructura, la mayoría de diseños estructurales para galpones no cuentan con un diseño sísmico resistente ya que se tiene la mala idea de que este tipo de edificación por no contar con varios niveles de pisos, no se considera vulnerable ante eventos sísmicos.

RECOMENDACIONES

Los programas para análisis estructural como el que se utilizó en este proyecto SAP 2000 son de gran ayuda para el ingeniero, ya que disminuye el tiempo para la realización del diseño, pero no se debe basarse al 100% en los resultados obtenidos en el programa ya que solo es un software de análisis estructural no de diseño estructural.

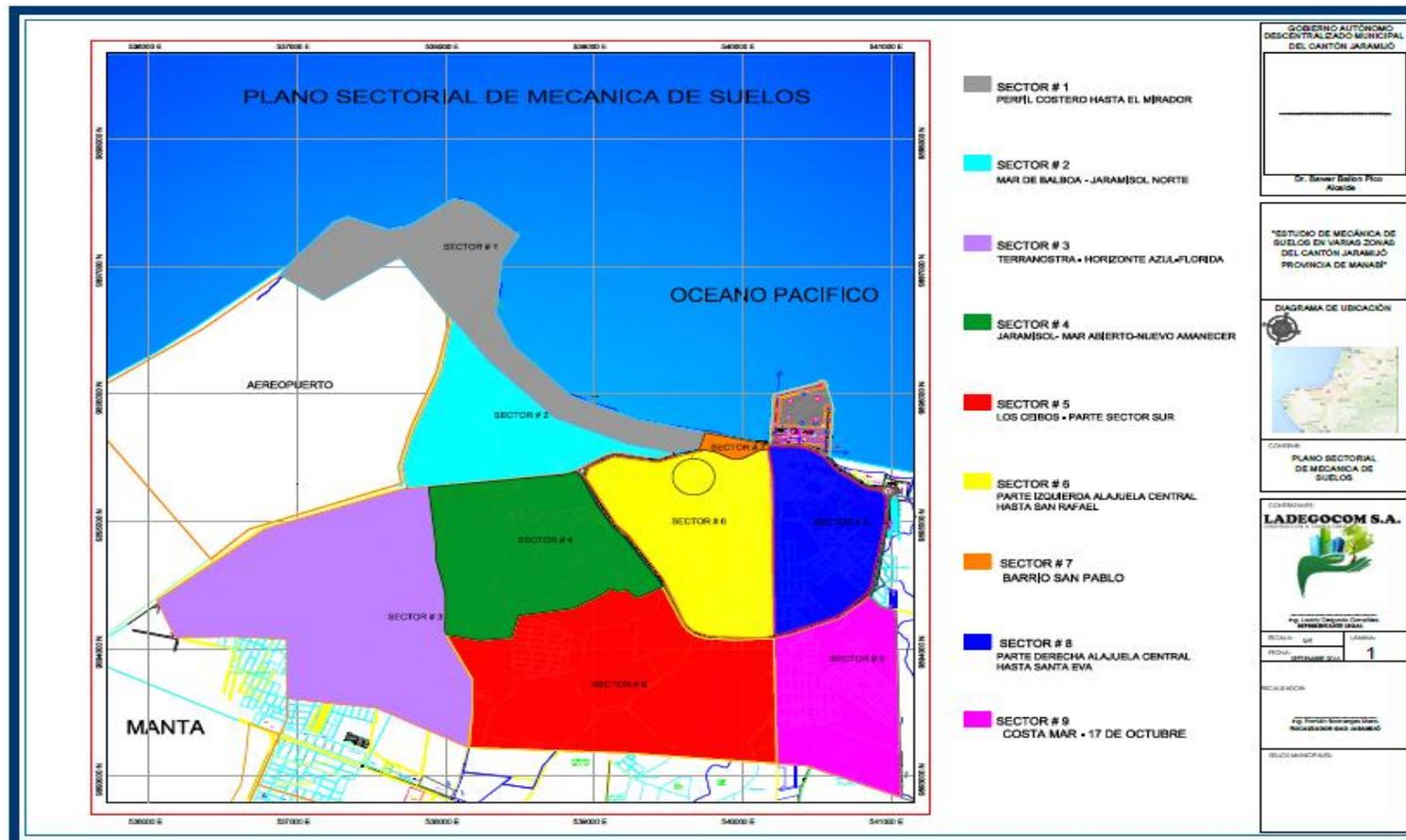
Para optimizar el diseño y reducir el costo de la construcción se debe cambiar las secciones de los perfiles en donde la demanda de resistencia nominal es menor.

Es fundamental realizar un estudio de suelo del terreno donde se va a diseñar la edificación para determinar el tipo de cimentación óptimo, ya que de nada sirve que se diseñe correctamente todas las celosías que conforman el galpón si la cimentación no es la adecuada, frente a una carga accidental, como son las cargas sísmicas, la estructura fallara.

Se recomienda realizar el diseño de la planta de tratamiento residual para elegir la adecuada planta de tratamiento que ofrece la empresa mencionada en este proyecto y sobre todo para obtener mejores resultados.

ANEXOS

ANEXO A PLANO SECTORIAL DE MECÁNICA DE SUELOS.



Fuente: Construcción&Consultoría LADEGOCOM S.A.

ANEXO B
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS - PERFORACIÓN 5.

PROYECTO: ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS EN VARIAS ZONAS DEL CANTÓN
JARAMIJÓ PROVINCIA DE MANABÍ

ASUNTO: ESTUDIO DE SUELOS

SECTOR: 1

RESUMEN DEL REGISTRO ESTRATIGRÁFICO

PERFORACIÓN: P-5 (538375E, 9896315N)

COTA DE REFERENCIA: P-1 N = + 0.00

COTA DE LA BOCA DE LA PERFORACIÓN: N = + 0.00

NIVEL FREÁTICO: N = -

Muestra #	Profundidad (m)	Granulometría % Que Pasa				Límites de Atterberg		Clasific. S.U.C.S	% W	N = Golpes / pie
		# 4	# 10	# 40	# 200	LL	I.P			
P-1-1	0.00 - 0.60	70,39	63,57	54,14	21,45	-	NP	SM	13,20	1m./ 9
P-1-2	0.60 - 2.30	100,00	96,95	73,85	65,36	42,20	14,14	ML	33,05	2m./ 9
P-1-3	2.30 - 8.00	100,00	96,56	92,28	87,90	71,54	32,68	MH	38,89	3m./ 9

SM: Mezcla de arena, limo y lutita, no plástica.

ML: Limo arenoso (lutita granulado fino), mediana plasticidad, consistencia media a firme.

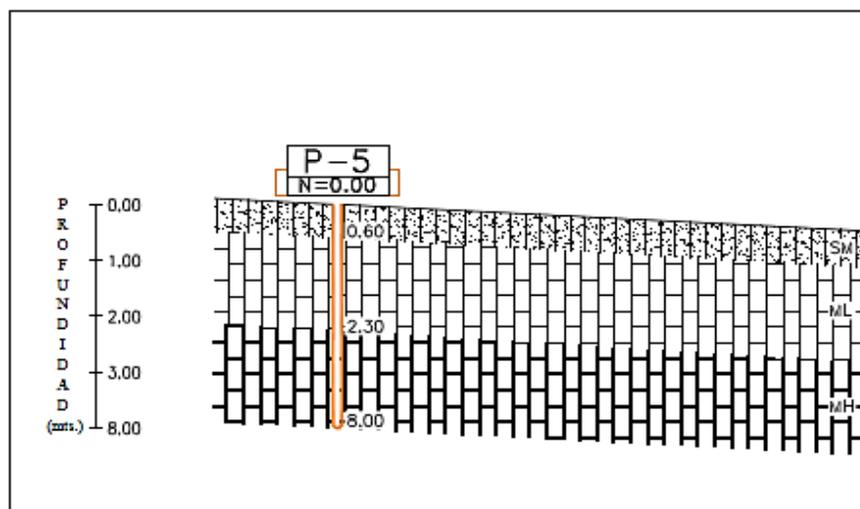
MH: Limo inorgánico (lutita limosa), altamente plástico, consistencia firme.

Fuente: ConOM S.A.

**ANEXO C
ESTRATIGRAFÍA PERFORACIÓN 5.**

SECTOR 1

**P - 5
(9896315 N ; 538375 E)**



SM: MEZCLA DE ARENA, LIMO Y LUTITA, NO PLÁSTICA

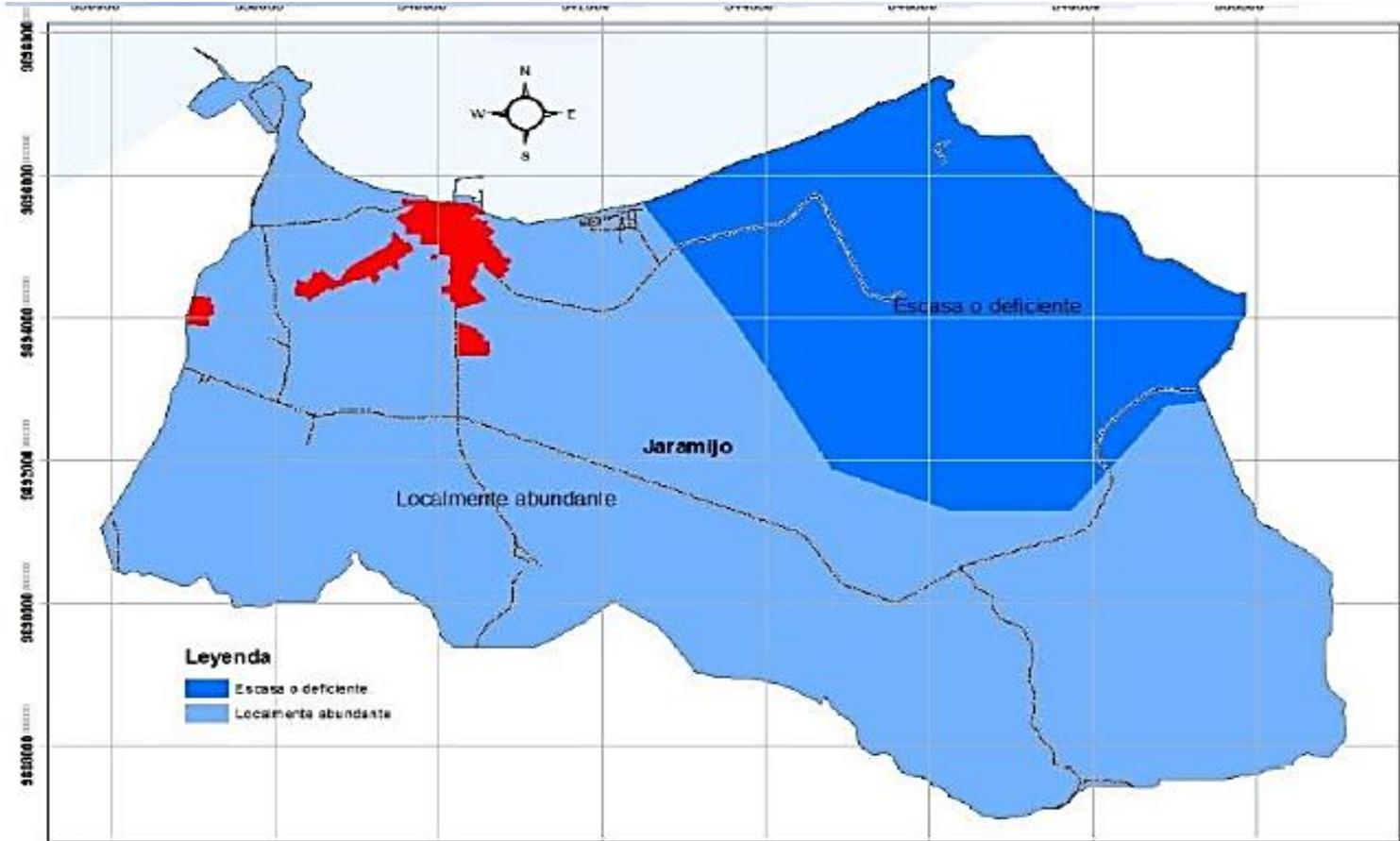
ML: LIMO ARENOSO (LUTITA GRANULADO FINO), MEDIANA PLASTICIDAD, CONSISTENCIA MEDIA A FIRME

MH: LIMO INORGÁNICO (LUTITA LIMOSA), ALTAMENTE PLÁSTICA, CONSISTENCIA FIRME

ESCALA ___ 1.100

Fuente: Construcción&Consultoría LADEGOCOM S.A.

ANEXO D
MAPA DE AGUAS SUBTERRÁNEAS.



Fuente: Evaluación de los Recursos del Agua del Ecuador, 1998.

ANEXO E
MATRICES DE LEOPOLD: FASE DE CONSTRUCCIÓN.

Tabla E1. Intensidad de Impacto, Leopold.

Actividades	Recurso Agua		Recurso Suelo	Recurso Aire		Recurso Biológico		Factor Socioeconómico	
	Superficial	Subterráneo	Calidad del Agua	Calidad del Suelo	Contaminantes	Ruido	Fauna	Flora	Generación de Empleo
Desbroce	1	1	1	8	1	0	5	10	10
Excavación	1	1	1	6	7	10	5	10	10
Desmontaje y desalojo	1	1	1	1	7	4	3	0	10
Relleno	1	1	1	0	1	2	2	5	10
Armado y encofrado	2	1	1	5	5	2	4	0	10
Hormigonado	2	1	1	5	4	2	4	0	10
Mampostería	2	1	1	4	2	3	4	0	10
Generación de desechos sólidos	3	3	1	6	2	1	4	3	5
Generación de aguas residuales	8	1	1	5	1	1	4	2	5

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Tabla E2. Extensión del Impacto, Leopold.

Actividades	Recurso Agua		Recurso Suelo	Recurso Aire		Recurso Biológico		Factor Socioeconómico	
	Superficial	Subterráneo	Calidad del Agua	Calidad del Suelo	Contaminantes	Ruido	Fauna	Flora	Generación de Empleo
Desbroce	1	1	1	1	1	1	1	1	5
Excavación	1	1	1	5	5	5	1	1	5
Desmontaje y desalojo	1	1	1	1	1	1	1	1	5
Relleno	0	1	1	1	1	1	1	1	5
Armado y encofrado	1	1	1	0	1	1	1	1	5
Hormigonado	1	1	5	1	5	1	5	1	5
Mampostería	1	1	5	1	1	1	1	5	5
Generación de desechos sólidos	1	1	1	5	1	1	1	1	1
Generación de aguas residuales	5	1	1	5	1	1	1	1	1

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Tabla E3. Duración del Impacto, Leopold.

Actividades	Recurso Agua		Recurso Suelo	Recurso Aire		Recurso Biológico		Factor Socioeconómico	
	Superficial	Subterráneo	Calidad del Agua	Calidad del Suelo	Contaminantes	Ruido	Fauna	Flora	Generación de Empleo
Desbroce	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Excavación	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Desmontaje y desalojo	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Relleno	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Armado y encofrado	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Hormigonado	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Mampostería	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Generación de desechos sólidos	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Generación de aguas residuales	1	1	1	1	1	1	1	1	1

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Tabla E4. Tipo de Impacto, Leopold.

Actividades	Recurso Agua		Recurso Suelo	Recurso Aire		Recurso Biológico		Factor Socioeconómico	
	Superficial	Subterráneo	Calidad del Agua	Calidad del Suelo	Contaminantes	Ruido	Fauna	Flora	Generación de Empleo
Desbroce	-1	-1	0	-1	0	-1	0	-1	1
Excavación	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1
Desmontaje y desalojo	-1	-1	0	0	-1	-1	0	0	1
Relleno	-1	-1	0	-1	0	-1	0	0	1
Armado y encofrado	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	0	1
Hormigonado	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	0	1
Mampostería	0	-1	-1	-1	-1	-1	0	0	1
Generación de desechos sólidos	-1	-1	-1	-1	-1	0	-1	-1	1
Generación de aguas residuales	-1	-1	-1	-1	-1	0	-1	-1	1

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Tabla E5. Magnitudes de los Impactos, Leopold.

Actividades	Recurso Agua		Recurso Suelo	Recurso Aire	Recurso Biológico		Factor Socioeconómico		
	Superficial	Subterráneo	Calidad del Agua	Calidad del Suelo	Contaminantes	Ruido	Fauna	Flora	Generación de Empleo
Desbroce	-1,0	-1,0	0,0	-3,8	0,0	-0,6	0,0	-4,6	5,8
Excavación	-1,0	-1,0	-1,0	-4,2	-4,6	-5,8	-2,6	-4,6	5,8
Desmontaje y desalojo	-1,0	-1,0	0,0	0,0	-3,4	-2,2	0,0	0,0	5,8
Relleno	-0,7	-1,0	0,0	-0,6	0,0	-1,4	0,0	0,0	5,8
Armado y encofrado	-1,4	-1,0	-1,0	-2,3	-2,6	-1,4	-2,2	0,0	5,8
Hormigonado	-1,4	-1,0	-2,2	-2,6	-3,4	-1,4	-3,4	0,0	5,8
Mampostería	0,0	-1,0	-2,2	-2,2	-1,4	-1,8	0,0	0,0	5,8
Generación de desechos sólidos	-1,8	-1,8	-1,0	-4,2	-1,4	0,0	-2,2	-1,8	2,6
Generación de aguas residuales	-5,0	-1,0	-1,0	-3,8	-1,0	0,0	-2,2	-1,4	2,6

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Tabla E6. Reversibilidad de los Impactos, Leopold.

Actividades	Recurso Agua		Recurso Suelo	Recurso Aire	Recurso Biológico	Factor Socioeconómico			
	Superficial	Subterráneo	Calidad del Agua	Calidad del Suelo		Contaminantes	Ruido	Fauna	Flora
Desbroce	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	10,0
Excavación	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	10,0
Desmontaje y desalojo	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	10,0
Relleno	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	10,0
Armado y encofrado	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	10,0
Hormigonado	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	10,0
Mampostería	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	10,0
Generación de desechos sólidos	1,0	1,0	1,0	5,0	5,0	1,0	10,0	5,0	10,0
Generación de aguas residuales	10,0	1,0	1,0	5,0	1,0	1,0	10,0	5,0	10,0

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Tabla E7. Riesgos de Impacto, Leopold.

Actividades	Recurso Agua		Recurso Suelo	Recurso Aire	Recurso Biológico		Factor Socioeconómico		
	Superficial	Subterráneo	Calidad del Agua	Calidad del Suelo	Contaminantes	Ruido	Fauna	Flora	Generación de Empleo
Desbroce	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Excavación	1,0	1,0	1,0	5,0	5,0	5,0	5,0	1,0	1,0
Desmontaje y desalojo	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Relleno	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Armado y encofrado	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Hormigonado	10,0	1,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	1,0
Mampostería	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Generación de desechos sólidos	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Generación de aguas residuales	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Tabla E8. Valoración de Impacto Ambiental, Leopold.

Actividades	Recurso Agua		Recurso Suelo	Recurso Aire		Recurso Biológico		Factor Socioeconómico		
	Superficial	Subterráneo	Calidad del Agua	Calidad del Suelo	Contaminantes	Ruido	Fauna	Flora		Generación de Empleo
Desbroce	1,0	1,0	0,0	1,7	0,0	0,8	0,0	1,8	4,0	10,39
Excavación	1,0	1,0	1,0	2,9	3,0	3,3	2,4	1,8	4,0	20,38
Desmontaje y desalojo	1,0	1,0	0,0	0,0	1,6	1,4	0,0	0,0	4,0	9,03
Relleno	0,9	1,0	0,0	0,8	0,0	1,1	0,0	0,0	4,0	7,86
Armado y encofrado	1,1	1,0	1,0	1,4	1,5	1,1	1,4	0,0	4,0	12,55
Hormigonado	2,3	1,0	2,2	2,4	2,6	1,9	2,6	0,0	4,0	19,05
Mampostería	0,0	1,0	1,4	1,4	1,1	1,3	0,0	0,0	4,0	10,18
Generación de desechos sólidos	1,3	1,3	1,0	2,9	1,9	0,0	2,7	2,1	2,9	15,97
Generación de aguas residuales	7,6	2,0	2,0	5,5	1,0	0,0	5,5	3,7	2,9	30,17
	16,14	10,26	8,59	18,93	12,72	10,87	14,58	9,43	34,06	

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Tabla E9. Evaluación de Impactos, Leopold.

Actividades	Recurso Agua		Recurso Suelo	Recurso Aire		Recurso Biológico		Factor Socioeconómico	
	Superficial	Subterráneo	Calidad del Agua	Calidad del Suelo	Contaminantes	Ruido	Fauna	Flora	Generación de Empleo
Desbroce	bajo	bajo	neutra	bajo	neutra	neutra	neutra	bajo	media
Excavación	bajo	bajo	baja	alto	baja	baja	baja	baja	media
Desmontaje y desalojo	bajo	bajo	neutra	neutra	baja	baja	neutra	neutra	media
Relleno	bajo	bajo	neutra	alto	baja	baja	neutra	neutra	media
Armado y encofrado	bajo	bajo	baja	alto	baja	baja	baja	neutra	media
Hormigonado	bajo	bajo	baja	alto	baja	baja	baja	neutra	media
Mampostería	bajo	bajo	baja	alto	baja	baja	neutra	neutra	media
Generación de desechos sólidos	bajo	bajo	baja	alto	baja	neutra	baja	baja	baja
Generación de aguas residuales	alto	baja	baja	media	baja	neutra	media	baja	baja

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

ANEXO F
MATRIZ DE LEOPOLD: ANÁLISIS AMBIENTAL DESPUÉS DEL PROYECTO.

Tabla F1. Intensidad de impacto, Leopold.

Actividades	Recurso Agua		Recurso Suelo	Recurso Aire		Recurso Biológico		Factor Socioeconómico	
	Superficial	Subterráneo	Calidad del Agua	Calidad del Suelo	Contaminantes	Ruido	Fauna	Flora	Generación de Empleo
Eviscerar pescado	10	10	10	10	0	3	0	0	10
Generación de desechos sólidos	6	6	6	7	8	0	5	5	4
Generación de aguas residuales	10	10	7	4	0	0	8	8	5
Llenado de tanques de agua	0	0	0	0	0	0	0	0	2
Limpieza de tanques	3	3	3	3	0	0	1	1	2
Entrega de pescado	4	4	4	4	5	1	3	3	5

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Tabla F2. Extensión del Impacto, Leopold.

Actividades	Recurso Agua		Recurso Suelo	Recurso Aire		Recurso Biológico		Factor Socioeconómico	
	Superficial	Subterráneo	Calidad del Agua	Calidad del Suelo	Contaminantes	Ruido	Fauna	Flora	Generación de Empleo
Eviscerar pescado	5	5	5	5	0	1	5	5	5
Generación de desechos sólidos	1	1	5	5	0	0	5	5	1
Generación de aguas residuales	5	5	5	1	0	0	1	1	1
Llenado de tanques de agua	0	0	0	0	0	0	0	0	1
Limpieza de tanques	1	1	1	1	0	0	1	1	1
Entrega de pescado	1	1	1	1	1	1	1	1	1

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Tabla F3. Duración del Impacto, Leopold.

Actividades	Recurso Agua		Recurso Suelo	Recurso Aire		Recurso Biológico		Factor Socioeconómico	
	Superficial	Subterráneo	Calidad del Agua	Calidad del Suelo	Contaminantes	Ruido	Fauna	Flora	Generación de Empleo
Eviscerar pescado	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Generación de desechos sólidos	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Generación de aguas residuales	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Llenado de tanques de agua	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Limpieza de tanques	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Entrega de pescado	1	1	1	1	1	1	1	1	1

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Tabla F4. Tipo de Impacto. Leopold.

Actividades	Recurso Agua		Recurso Suelo	Recurso Aire		Recurso Biológico		Factor Socioeconómico	
	Superficial	Subterráneo	Calidad del Agua	Calidad del Suelo	Contaminantes	Ruido	Fauna	Flora	Generación de Empleo
Eviscerar pescado	-1	-1	-1	-1	0	-1	-1	-1	1
Generación de desechos sólidos	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1
Generación de aguas residuales	-1	-1	-1	-1	0	-1	-1	-1	1
Llenado de tanques de agua	0	0	0	-1	-1	0	0	0	1
Limpieza de tanques	-1	-1	-1	-1	0	0	-1	-1	1
Entrega de pescado	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	1

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Tabla F5. Magnitudes de los Impactos, Leopold.

Actividades	Recurso Agua		Recurso Suelo	Recurso Aire	Recurso Biológico		Factor Socioeconómico		
	Superficial	Subterráneo	Calidad del Agua	Calidad del Suelo	Contaminantes	Ruido	Fauna	Flora	Generación de Empleo
Eviscerar pescado	-5,8	-5,8	-5,8	-5,8	0	-1,8	-1,8	-1,8	5,8
Generación de desechos sólidos	-3	-3	-4,2	-4,6	-3,5	-0,3	-3,8	-3,8	2,2
Generación de aguas residuales	-5,8	-5,8	-4,6	-2,2	0	-0,3	-3,8	-3,8	2,6
Llenado de tanques de agua	0	0	0	-0,3	-0,3	0	0	0	1,4
Limpieza de tanques	-1,8	-1,8	-1,8	-1,8	0	0	-1	-1	1,4
Entrega de pescado	-2,2	-2,2	-2,2	-2,2	-2,6	-1	-1,8	-1,8	2,6

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Tabla F6. Reversibilidad de los Impactos, Leopold.

Actividades	Recurso Agua		Recurso Suelo	Recurso Aire	Recurso Biológico		Factor Socioeconómico		
	Superficial	Subterráneo	Calidad del Agua	Calidad del Suelo	Contaminantes	Ruido	Fauna	Flora	Generación de Empleo
Eviscerar pescado	5	5	5	5	1	1	1	1	10
Generación de desechos sólidos	5	5	5	5	1	1	5	5	5
Generación de aguas residuales	5	5	5	5	1	1	5	5	5
Llenado de tanques de agua	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Limpieza de tanques	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Entrega de pescado	1	1	1	1	1	1	1	1	1

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Tabla F7. Riesgo del Impacto, Leopold.

Actividades	Recurso Agua		Recurso Suelo	Recurso Aire		Recurso Biológico		Factor Socioeconómico	
	Superficial	Subterráneo	Calidad del Agua	Calidad del Suelo	Contaminantes	Ruido	Fauna	Flora	Generación de Empleo
Eviscerar pescado	10	10	10	10	1	1	1	1	5
Generación de desechos sólidos	10	10	10	10	1	5	5	5	5
Generación de aguas residuales	10	10	10	10	1	1	5	5	5
Llenado de tanques de agua	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Limpieza de tanques	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Entrega de pescado	1	1	1	1	1	1	1	1	5

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Tabla F8. Valoración de Impacto Ambiental, Leopold.

Actividades	Recurso Agua		Recurso Suelo	Recurso Aire		Recurso Biológico		Factor Socioeconómico		
	Superficial	Subterráneo	Calidad del Agua	Calidad del Suelo	Contaminantes	Ruido	Fauna	Flora		Generación de Empleo
Eviscerar pescado	6,44	6,44	6,44	6,44	0,00	1,19	1,19	1,19	6,90	36,22
Generación de desechos sólidos	5,28	5,28	5,84	6,00	1,46	1,13	4,60	4,60	3,91	38,11
Generación de aguas residuales	6,44	6,44	6,00	4,81	0,00	0,70	4,60	4,60	4,11	37,70
Llenado de tanques de agua	0,00	0,00	0,00	0,70	0,70	0,00	0,00	0,00	1,11	2,50
Limpieza de tanques	1,19	1,19	1,19	1,19	0,00	0,00	1,00	1,00	1,11	7,88
Entrega de pescado	1,27	1,27	1,27	1,27	1,33	1,00	1,19	1,19	2,16	11,94
	20,61	20,61	20,74	20,41	3,49	4,02	12,60	12,60	19,29	

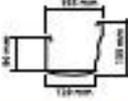
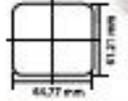
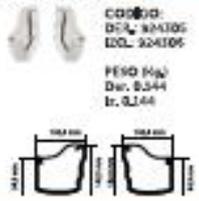
Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

Tabla F9. Evaluación de Impacto, Leopold.

Actividades	Recurso Agua		Recurso Suelo	Recurso Aire		Recurso Biológico		Factor Socioeconómico	
	Superficial	Subterráneo	Calidad del Agua	Calidad del Suelo	Contaminantes	Ruido	Fauna	Flora	Generación de Empleo
Eviscerar pescado	media	media	media	media	neutra	baja	baja	baja	medio
Generación de desechos sólidos	media	media	media	media	baja	baja	media	media	baja
Generación de aguas residuales	media	alto	alto	media	neutra	neutra	media	media	media
Llenado de tanques de agua	neutra	neutra	neutra	baja	neutra	neutra	neutra	neutra	baja
Limpieza de tanques	baja	baja	baja	baja	neutra	neutra	baja	baja	baja
Entrega de pescado	baja	baja	baja	baja	baja	baja	baja	baja	baja

Fuente: Ordóñez, C., Vera., A., 2018.

ANEXO G FICHA TÉCNICA DE LOS CANALONES PLASTIGAMA.

 			
CANALES Y BAJANTES DE PVC PLASTIGAMA Sistema para recolección de aguas lluvias.			
CANAL 3 m CÓDIGO: 324337 PESO (kg) 3,180		BAJANTE 3 m CÓDIGO: 324336 PESO (kg) 1,990	
			
Soporte plástico de canal CÓDIGO: 324333 PESO (kg) 0,850	Unión de canal a canal CÓDIGO: 324344 PESO (kg) 0,245	Unión esquina interior CÓDIGO: 324347 PESO (kg) 0,890	Unión esquina exterior CÓDIGO: 324346 PESO (kg) 0,500
			
Tapa externa Derecha Izquierda CÓDIGO: DERL-324305 IZL-324306 PESO (kg) Der. 0,244 Iz. 0,144	Tapa interna Derecha Izquierda CÓDIGO: DERL-324307 IZL-324308 PESO (kg) Der. 0,110 Iz. 0,110	Soporte Metálico de canal CÓDIGO: 325476 PESO (kg) 0,130	Tornillo Inoxidable CÓDIGO: 324335 PESO (kg) 0,003
			
Unión de canal a bajante CÓDIGO: 324345 PESO (kg) 0,450	Soporte de bajante CÓDIGO: 324300 PESO (kg) 0,270	Unión de Bajante CÓDIGO: 324343 PESO (kg) 0,890	Codo de bajante 45° CÓDIGO: 324257 PESO (kg) 0,327
			
Codo de bajante 90° CÓDIGO: 324258 PESO (kg) 0,191	Adaptador de Bajante a Alcantarillado CÓDIGO: 324253 PESO (kg) 0,160	Lubricante de silicona CÓDIGO: 324289 VOLUMEN 20cc	Kit Hidrosello canal decorativo x 2 CÓDIGO: 13448
			

VENTAJAS

- Soportan altos volúmenes pluviales.
- Capacidad máxima de 90 m² de cubierta por bajante.
- Alta durabilidad.
- Diseñados para un acople perfecto.
- No requieren soldaduras.
- Livianos.
- Resistentes a los rayos solares.
- Su diseño y textura facilitan su limpieza evitando que ocurran obstrucciones que impidan el flujo y den mal aspecto.
- Moderno diseño, destaca su fachada.
- Puede ser pintado.



Nota: Disponible únicamente en color blanco.

PROCESO DE INSTALACIÓN DE CANALES COLGANTES

Se realiza cuando el canal requiere ser suspendido de la cubierta directamente porque el alero sobresale mucho de la fachada, en este caso se deben utilizar los soportes colgantes metálicos. Para una correcta instalación siga los siguientes pasos:



VERIFIQUE LA NIVELACIÓN DE LA CUBIERTA.
Utilizando una manguera con agua marque a la altura del nivel de agua en los extremos de la cubierta, tome la cuerda o piola en las marcas fijadas.



MARQUE LA PENDIENTE.
En un extremo de la cubierta mida la distancia entre la cuerda y la ondulación más baja y realice una marca, a partir de esta marca de una pendiente de 25-30mm por metro de longitud y marque en el otro extremo de la cubierta.



INSTALE EL PRIMER SOPORTE.
Coloque la platina del soporte pegada a la ondulación más baja de la cubierta, marque los orificios, perforo y atornille.



INSTALE LA UNIÓN DE CANAL A BAJANTE.
Coloque otra platina del soporte en el punto que le dio la pendiente, es decir el punto más bajo e instale la unión de canal a bajante.



TIENDA LA CUERDA.
Desde el primer soporte, a la unión de canal a bajante para alinear los soportes intermedios.



INSTALE LOS SOPORTES INTERMEDIOS.
Siguiendo la pendiente de la cubierta, coloque los soportes equidistantes entre sí a intervalos no superiores a 75 cm.



LUBRIQUE LOS ACCESORIOS.
Aplique generosamente lubricante en todos los sellos de caucho de los accesorios para facilitar el ensamblaje.



COLOQUE LOS CANALES.
Si se requiere una longitud de canal mayor a los 3m, utilice la "unión canal", insertando sus extremos del canal a la misma.



UNIÓN ESQUINA INTERIOR O EXTERIOR.
Si la instalación requiere "unión esquina", el último soporte de canal deberá estar lo más cerca posible según sea el caso.

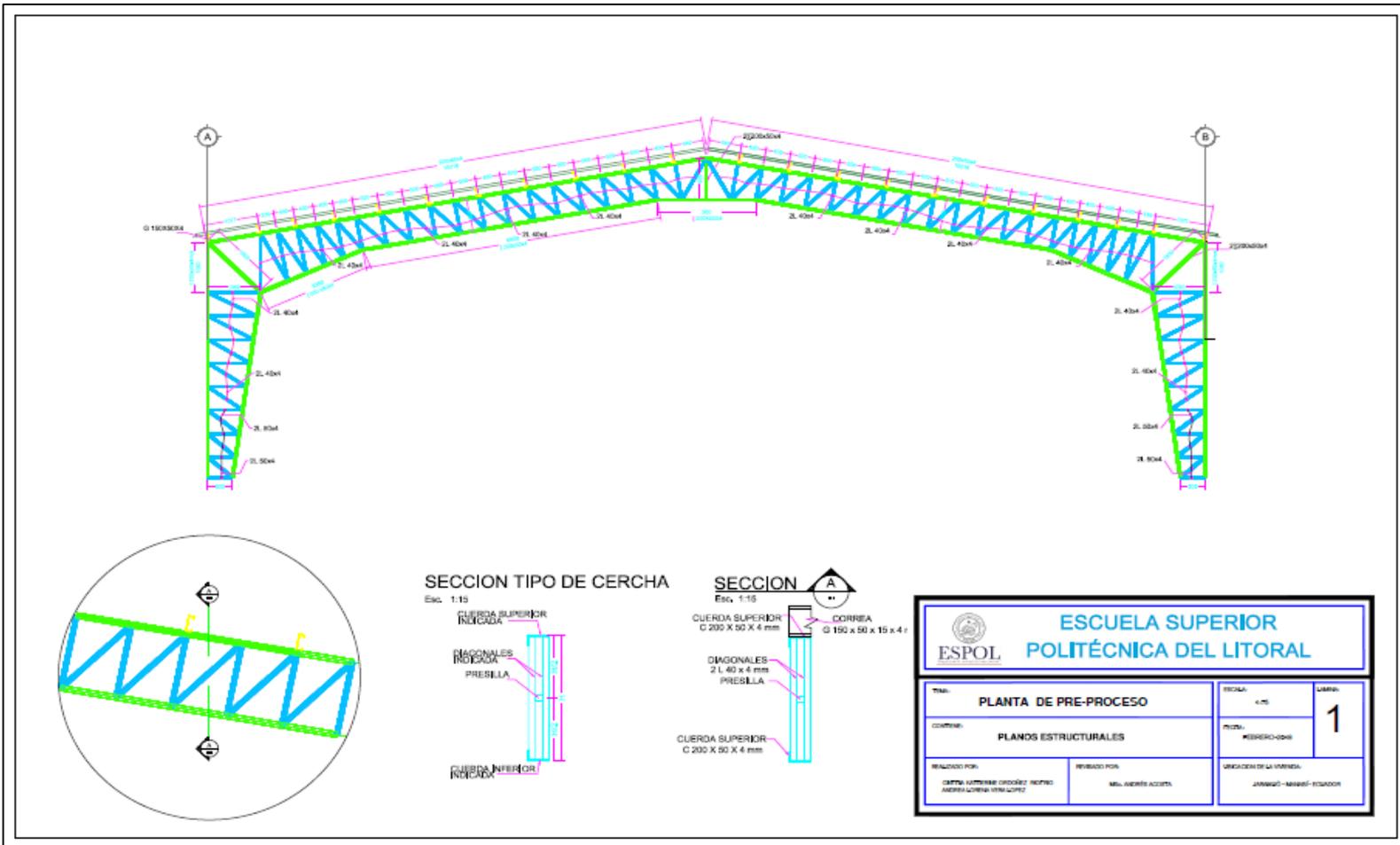


ACOPLE LAS TAPAS.
Acople la tapa interna si es accesorio y la tapa externa si es en un extremo del canal.

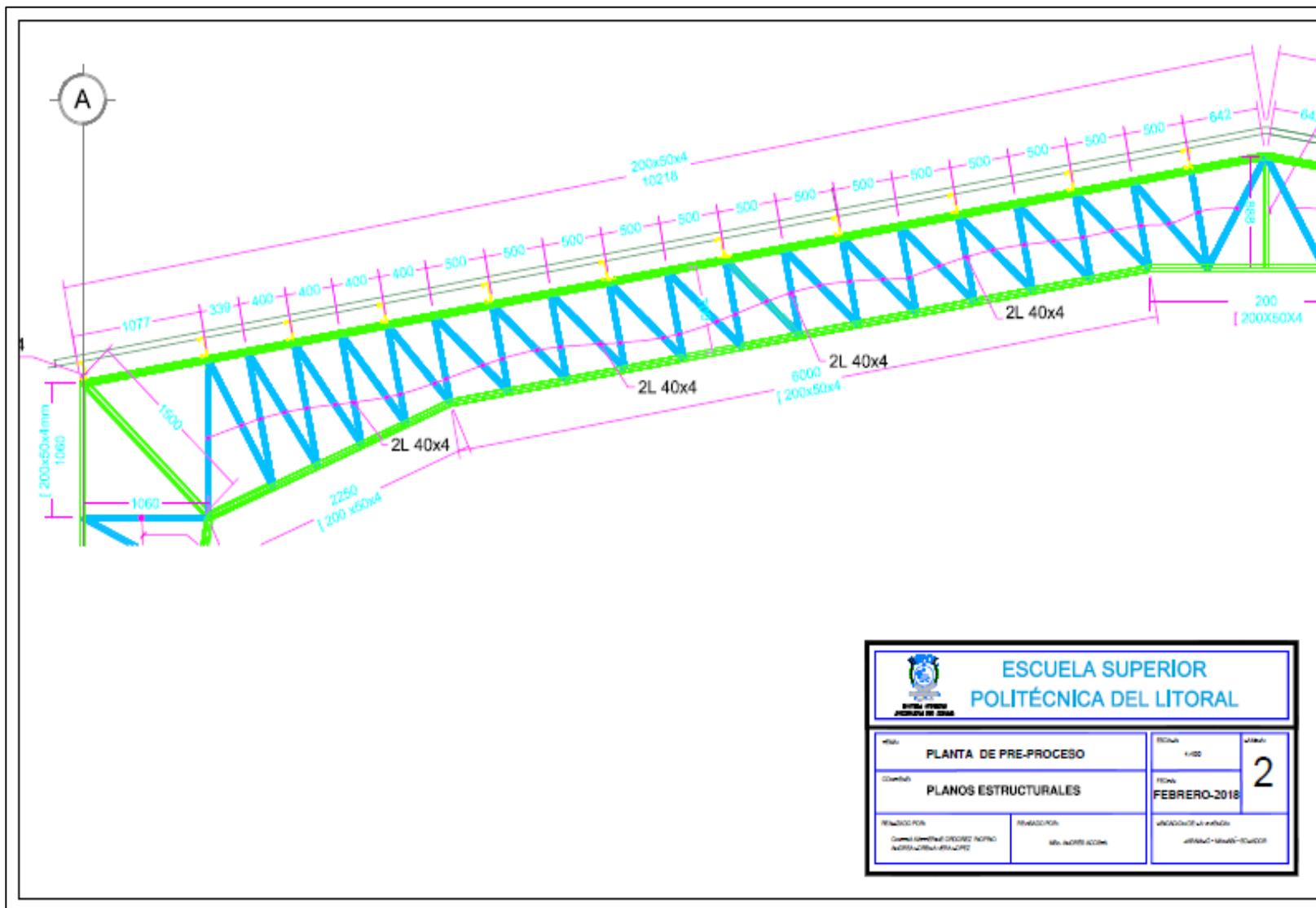


INSTALE LOS SOPORTES DE PLÁSTICO.
Coloque los soportes de plástico para mejorar la flexión del canal, estos irán a la misma distancia de los soportes metálicos.

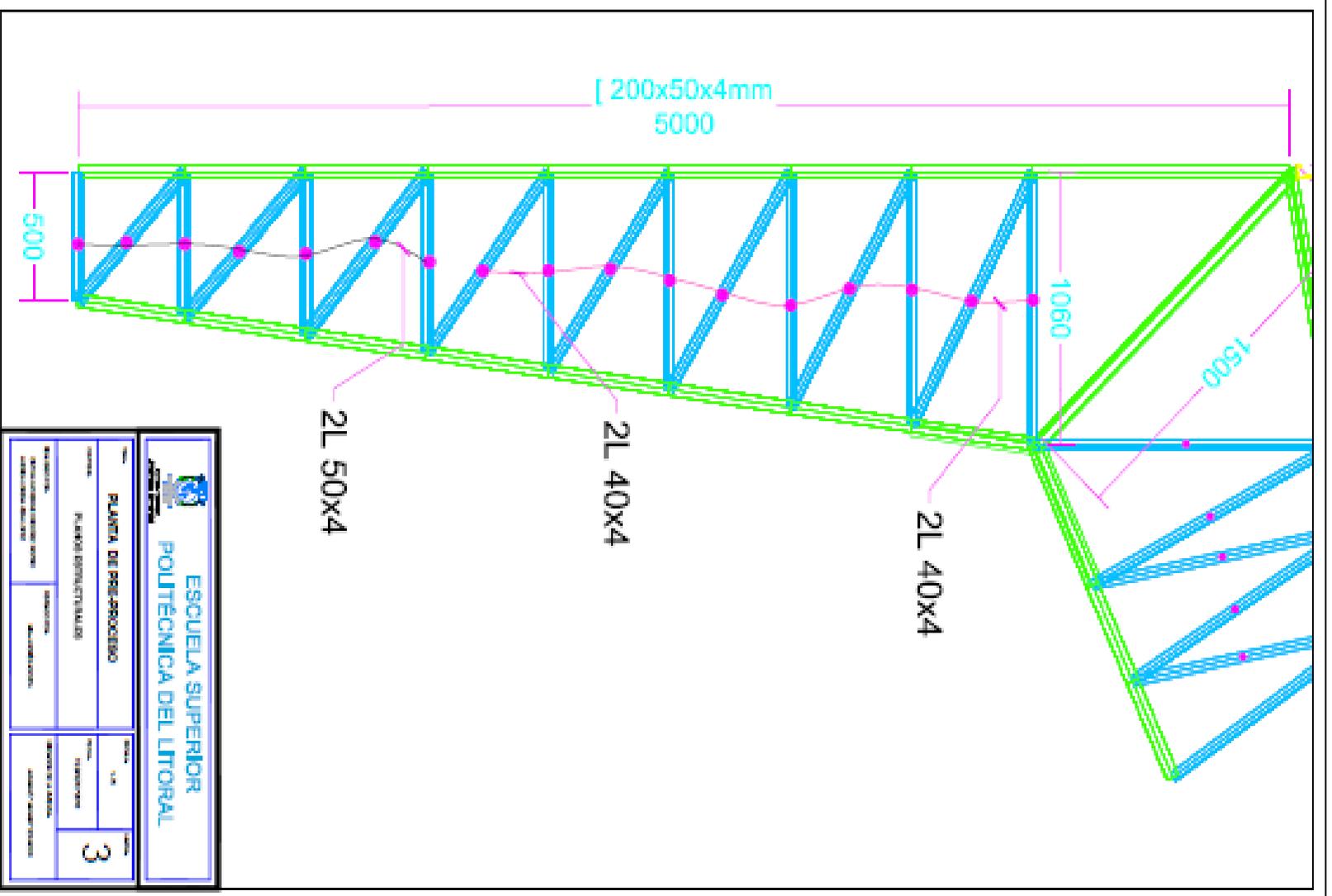
ANEXO H PLANOS ESTRUCTURALES.



ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL		
TÍTULO: PLANTA DE PRE-PROCESO	ESCALA: 1:15	LÁMINA: 1
CONTENIDO: PLANOS ESTRUCTURALES		
REALIZADO POR: <small>DAISY LATORRE ORDOÑEZ, ROBERTO SABIDO LÓPEZ VILLALBA</small>	REVISADO POR: <small>MILY VARELA ACOSTA</small>	UBICACIÓN DE LA UNIDAD: <small>JANAGUÁ - MANABÍ - ECUADOR</small>

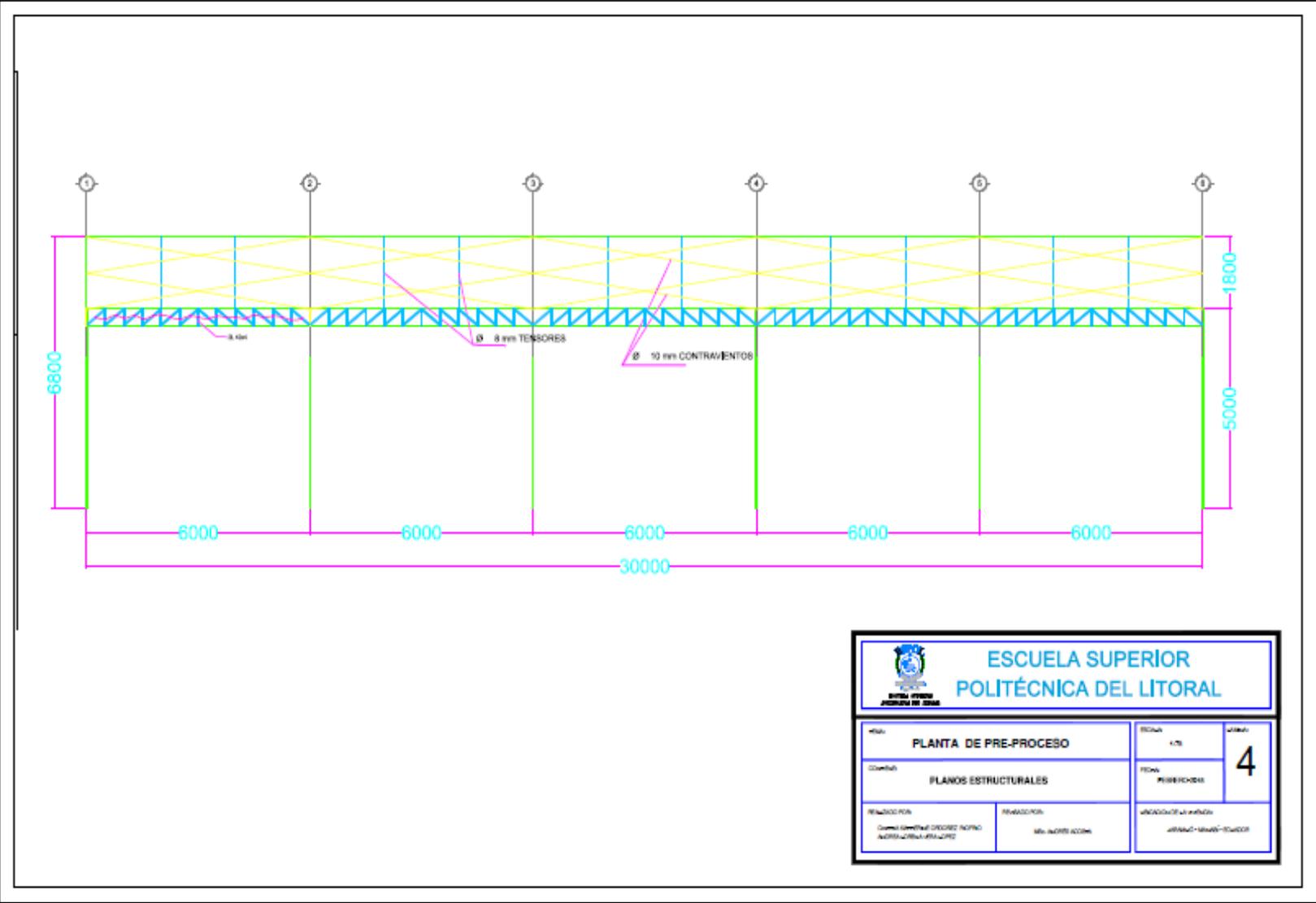


 ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL		
PLANTA DE PRE-PROCESO	ESCALA 1:100	VOLUMEN 2
PLANOS ESTRUCTURALES		
FECHA DEL PRE-PROCESO <small>Comité directivo: DIOCESIO PARRALES ACORDADO: 15/02/2018</small>	FECHA DEL PLAN <small>Md. ANDRÉS ACOSTA</small>	UBICACIÓN DEL PLAN <small>Urb. NARANJA - MANTENIMIENTO</small>

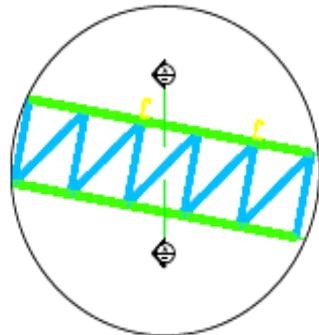
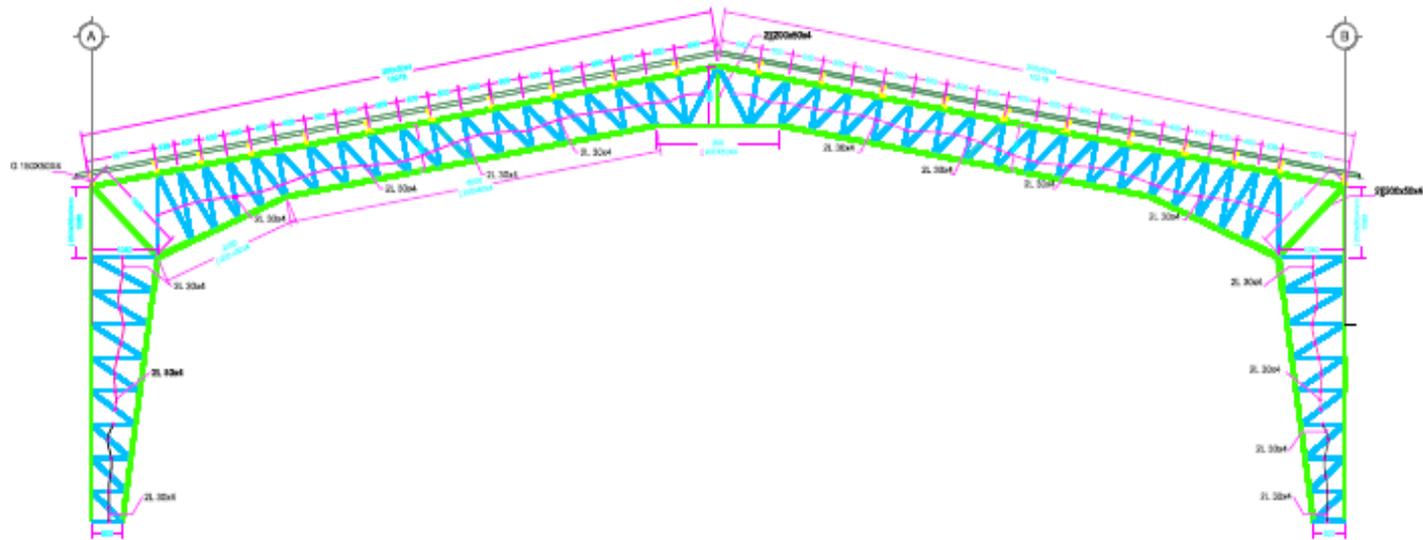



**ESCUELA SUPERIOR
POLITÉCNICA DEL LITORAL**

PLANTA DE PRE-PROCESO		3	
PLANO ESTRUCTURAL		3	
DIRECTOR GENERAL INSTITUCIÓN EDUCATIVA	DIRECTOR ADMINISTRATIVO	DIRECTOR DE OBRAS Y EQUIPAMIENTO	DIRECTOR DE ADMINISTRACIÓN



CERCHAS 1-6



SECCION TIPO DE CERCHA

Esc. 1:15

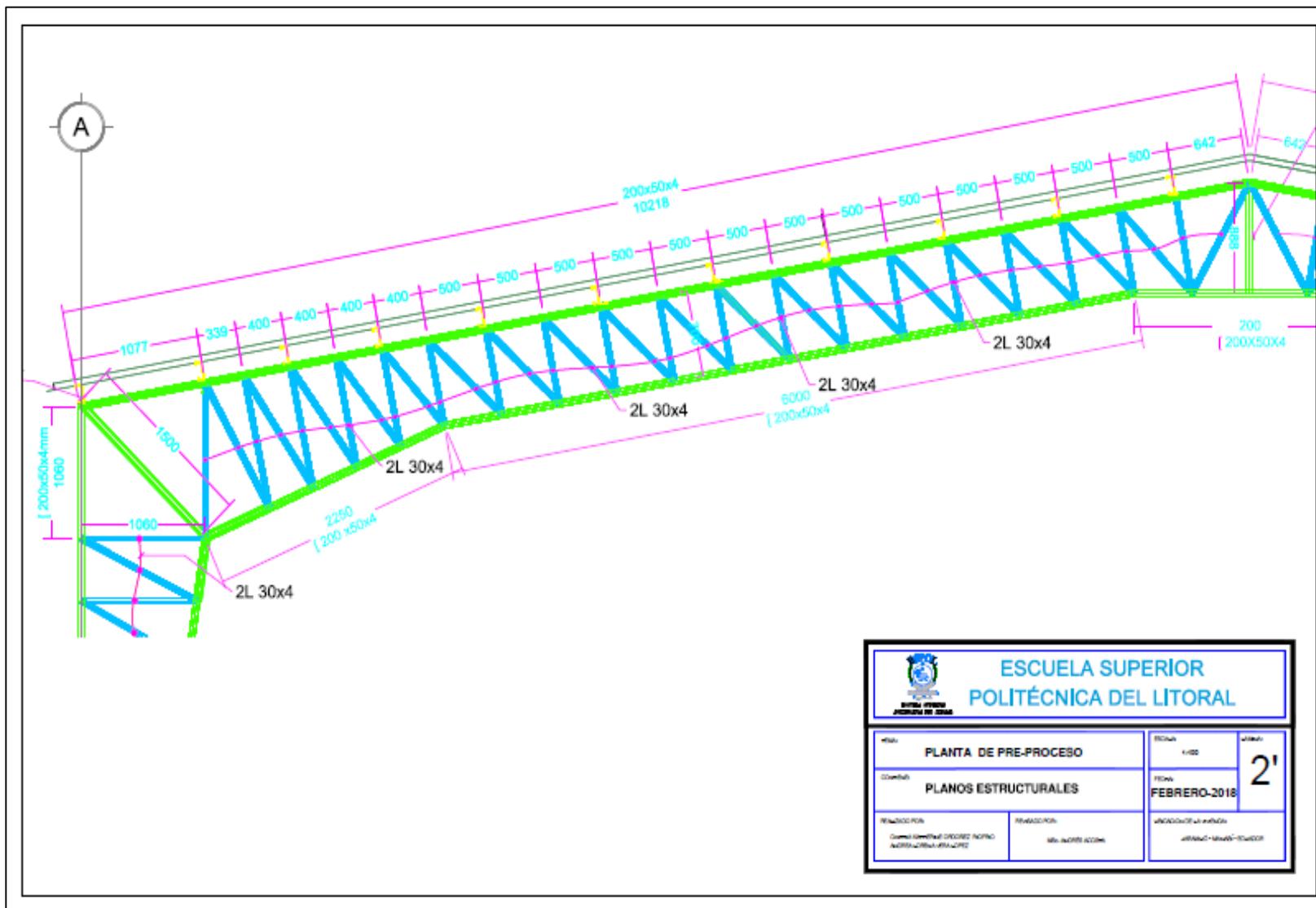


SECCION A

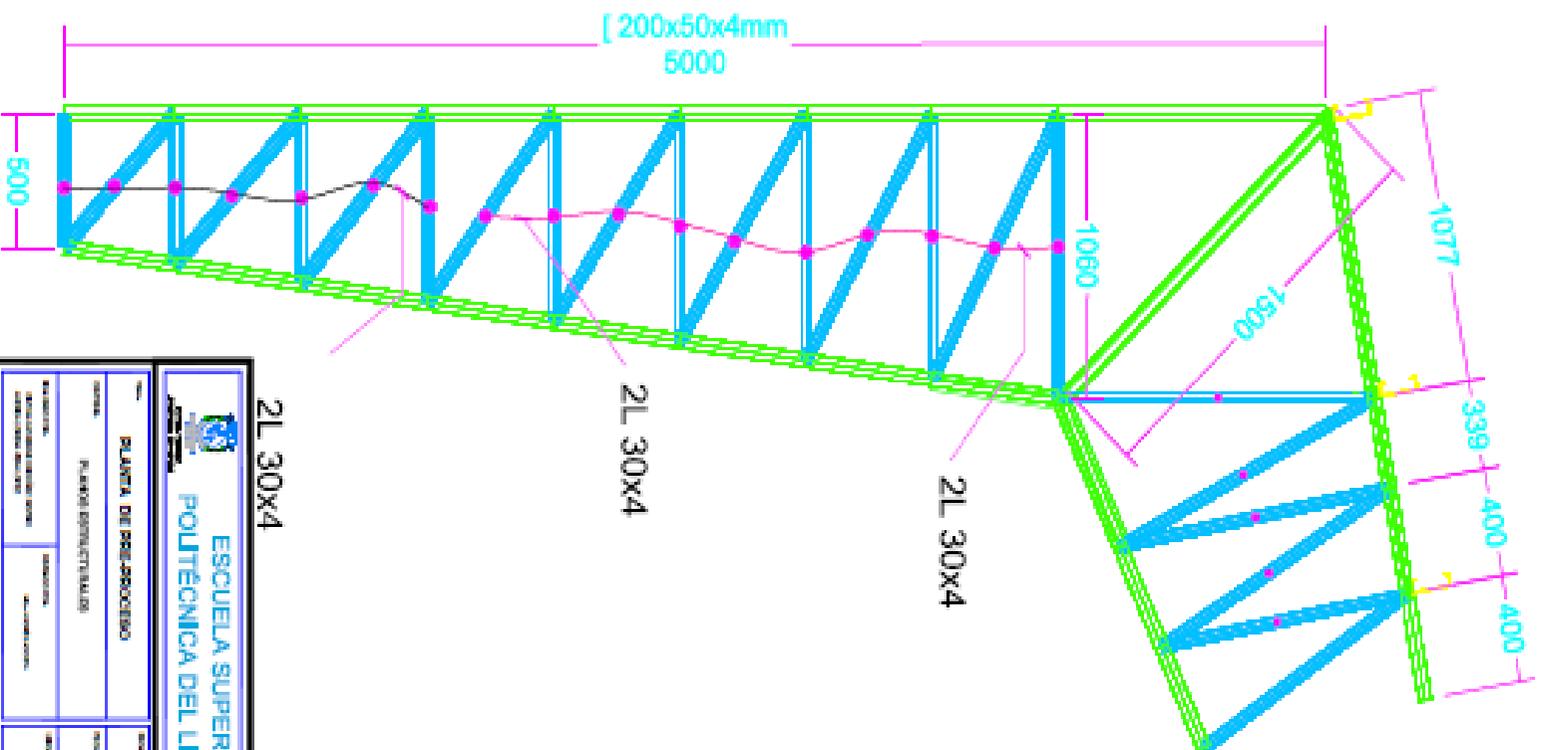
Esc. 1:15



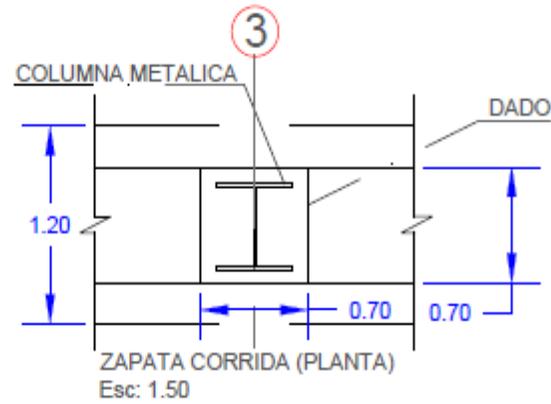
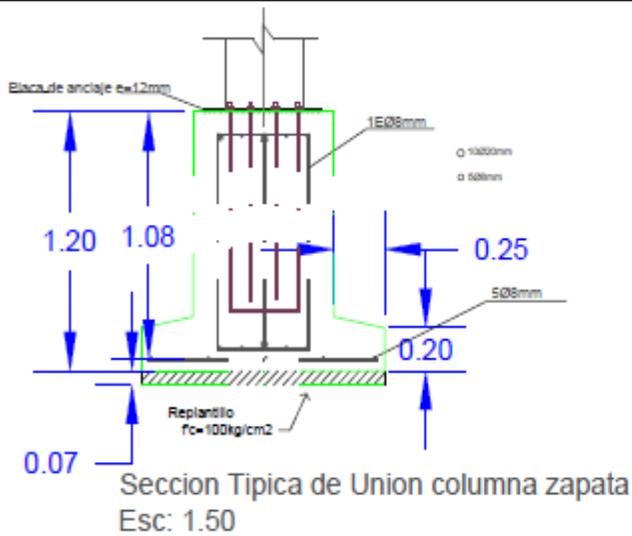
 ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL		
TÍTULO PLANTA DE PRE-PROCESO	ESCALA 1:100	VOLUMEN 1'
CATEGORÍA PLANOS ESTRUCTURALES	FECHA PROYECTADA	ANTOCIVIL 1
REALIZADO POR DANIEL GONZÁLEZ GONZÁLEZ INGENIERO CIVIL EN ESTRUCTURAS	REVISADO POR MARIO ANDRÉS ACOSTA	APROBADO POR JUAN CARLOS TORRES



 ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL		
Título: PLANTA DE PRE-PROCESO	Escala: 1:100	2'
Contenido: PLANOS ESTRUCTURALES	Fecha: FEBRERO-2018	
Elaboración: <small>Comité Central de Control Técnico ACERCAZUBA-ESTRUCOR</small>	Revisión: <small>MSc. ANDRÉS ACOSTA</small>	Aprobación: <small>INGENIERO CIVIL Y ESTRUCTURAL JOSÉ LUIS VÁSQUEZ</small>

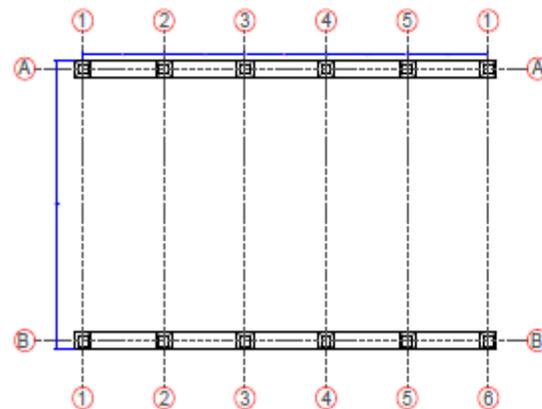


 ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL		TÍTULO: 3°	
PLANTA DE PROYECTO		ESCALA: 1:1	
AUTOR: PLANO DISEÑADOR		FECHA: 18/05/2018	
REVISOR: COORDINADOR DE PLANOS		LUGAR: GUAYAS	
APROBADO: COORDINADOR GENERAL		INSTITUCIÓN: ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL	



MATERIALES EMPLEADOS

1. ACERO EN PERFILES A-36
 $f_y=2530\text{kg/cm}^2$
 2. ACERO A-36
 $f_u=4920\text{kg/cm}^2$
 3. SOLDADURAS E-70XX
 $f_u=4920\text{kg/cm}^2$
- CONCRETO:
1. ZAPATAS CORRIDAS
 $f_c=280\text{kg/cm}^2$



ESCUELA SUPERIOR
POLITÉCNICA DEL LITORAL

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA PLANTA DE
PRE PROCESO DE PESCADO

TEMA
EJERCICIO

5

DETALLE DE CIMENTACION

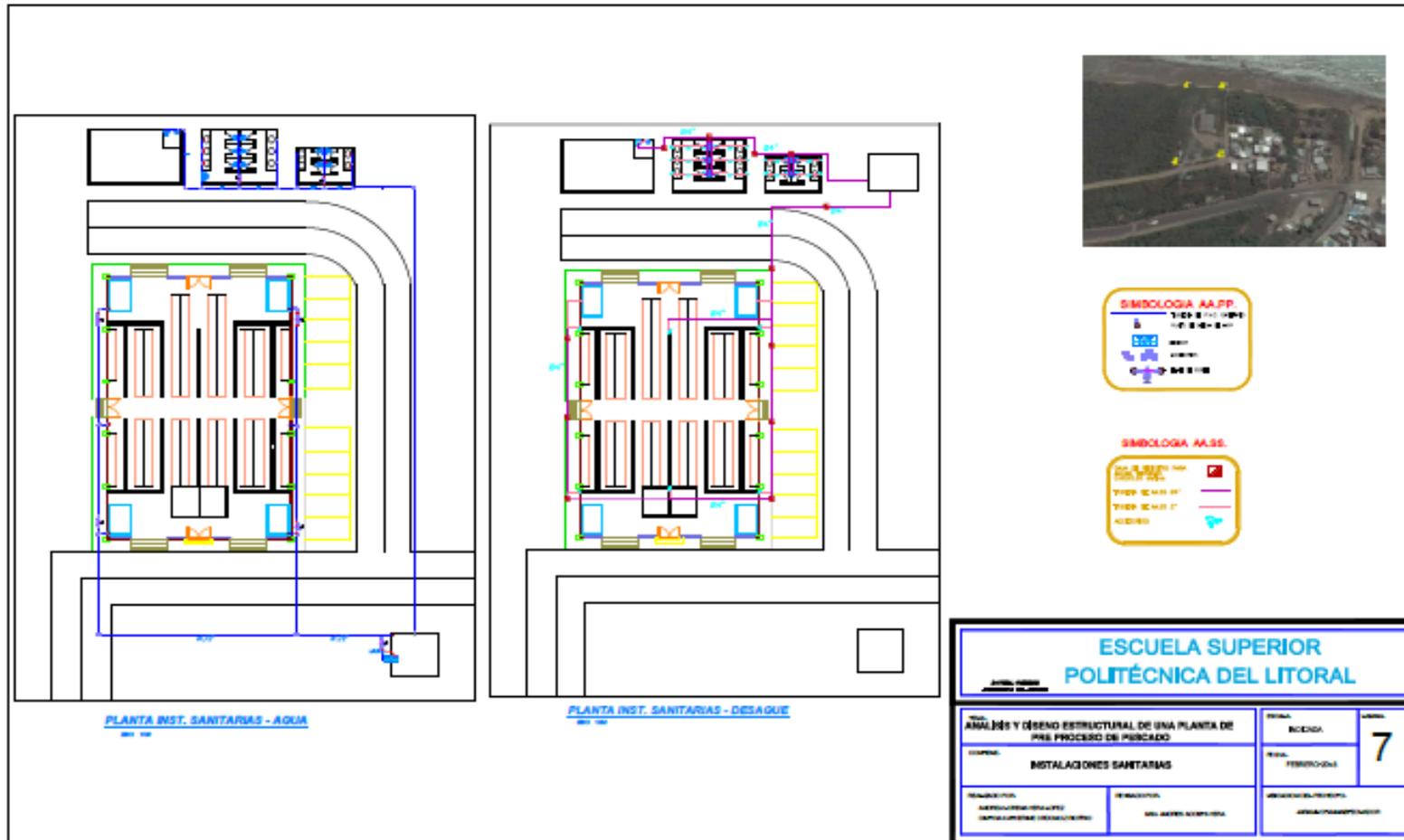
TÍTULO
FUNDACIONES

RELACION FOR
INSTRUMENTAL (FUNDACIONES)
CARRERA INGENIERIA CIVIL

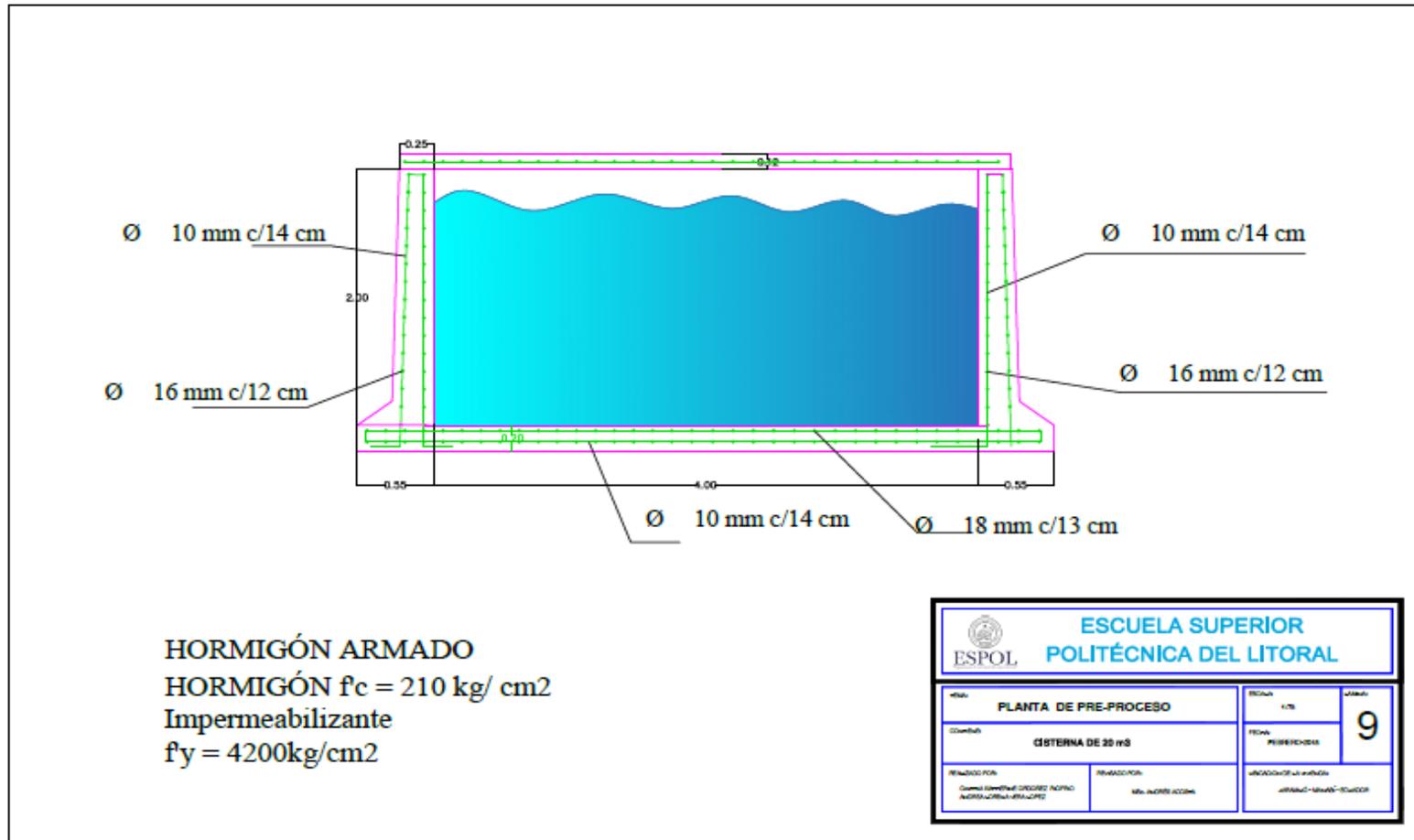
RELACION FOR
MATERIA DE FUNDACIONES

UNIDAD DEL PROYECTO
FUNDACIONES

ANEXO J PLANO SANITARIO.



ANEXO K PLANO DE CISTERNA.



BIBLIOGRAFÍA

12464.1, U. (2002). Norma Europea sobre iluminación para interiores.

Blaguietto, L. Z. (2002). Diseño Estructural en Acero. Perú: 1era Edición.

Construcciones, J. D. (2005). MANUAL DE PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO SISTEMA PUESTA A.

Construcción-NEC, N. E. (2013). Instalaciones Electromecánicas. Quito.

Crisafulli, F. J. (2014). Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero. 4ta Edición Asociación Latinoamericana del Acero-Alacero.

CTE. (2015). Código Técnico de la Edificación. Colombia.

Das, B. M. (2001). Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. California State University, Sócrates: Thomson Learning.

Fratelli, M. G. (1993). Suelos, Fundaciones y Muros. Venezuela: Copyright.

Interagua. (s.f.). Manuel de Diseño de Redes de Alcantarillado. Guayaquil.

IZAMACONSUL. (2014). Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial. Jarámijo-Manabí.

Lothers, J. (1973). Diseño de Estructuras Metálicas. Prentice Hall International.

McCormac. (2012). Diseño de Estructuras de Acero. Quinta edición: Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C.V.

Pérez, R. (2014). Instalaciones Hidrosanitarias y de gas para edificaciones. Colombia: Ecoe Ediciones.

Puebla, U. d. (s.f.). Programa para el Diseño y revisión de placas y anclas para columnas de Acero. Chile.

Aguirre, C. (2010). Especificación ANSI/AISC 360-10 para construcciones de acero. Santiago de Chile, Chile: Asociación Latinoamericana del Acero.

ASCE, 7.-10. Minimum design loads for buildings and other structures. Das, B. (2012). Teoría de la Elasticidad para Cimientos Flexibles presentada por Scheilcher en 1926. Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. 7ma Edición ISBN: 987-607-481-823-9.

DIPAC S.A. 2017. Perfiles. Catálogo de Acero, 6-17.

NEC. Norma Ecuatoriana de la Construcción. 2015. En Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente. Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

NEC-SE-AC. 2015. Norma ecuatoriana de la construcción (Estructuras de acero). Quito: Dirección de comunicación social, MIDUVI.

NEC-SE-CG. 2015. Norma ecuatoriana de la construcción (Cargas no sísmicas). Quito: Dirección de comunicación social, MIDUVI.

NEC-SE-DS. 2015. Norma ecuatoriana de la construcción (Peligro sísmico diseño sismoresistente). Quito: Dirección de comunicación social, MIDUVI.

NEC-SE-GC. 2015. Norma ecuatoriana de la construcción (Geotecnia y Cimentaciones). Quito: Dirección de comunicación social, MIDUVI.

NEC-SE-HM. 2015. Norma ecuatoriana de la construcción (Estructuras de hormigón armado). Quito: Dirección de comunicación social, MIDUVI.

INEN 1369. Tubería plástica. tubos de pvc para presión. Diámetros y presiones nominales. Ecuador, 1994.

ACI 318-14. Building code requirements for structural concrete and commentary, aci, 2014.

Bayona j, (2017). Folleto de instalaciones eléctricas y sanitarias. Ecuador