



**ESPE**

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

**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA  
CONSTRUCCIÓN**

**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**TESIS PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL**

**AUTORES: BRAZALES CERVANTES, PAOLO SEBASTIÁN.**

**SALCEDO GARCÉS, EMILIA JACQUELINE.**

**TEMA: DISEÑO DEL LABORATORIO DE MODELOS  
HIDRÁULICOS DE LA UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS  
ARMADAS – ESPE.**

**DIRECTOR: ING. MARCO, MASABANDA PhD.**

**CODIRECTOR: ING. WASHINGTON, SANDOVAL PhD.**

**SANGOLQUÍ, MAYO 2015**

**UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS – ESPE  
INGENIERÍA CIVIL**

**CERTIFICACIÓN**

**ING. MARCO MASABANDA PHD.**

**ING. WASHINGTON SANDOVAL PHD.**

Certifican que el presente trabajo titulado: “DISEÑO DEL LABORATORIO DE MODELOS HIDRÁULICOS DE LA UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS – ESPE”, realizado en su totalidad por el Sr. PAOLO SEBASTIÁN BRAZALES CERVANTES y la Srta. EMILIA JACQUELINE SALCEDO GARCÉS, ha sido guiado y revisado periódicamente cumpliendo normas estatutarias en el Reglamento de Estudiantes de la Universidad de las Fuerzas Armadas – ESPE.

El mencionado trabajo consta de un documento empastado y un disco compacto el cual contiene los archivos en formato (PDF), previo a la obtención del título de INGENIEROS CIVILES.

Sangolquí, mayo del 2015

.....  
ING. MARCO MASABANDA PhD.

DIRECTOR DE TESIS

.....  
ING. WASHINGTON SANDOVAL PhD.

CODIRECTOR DE TESIS

REVISADO POR:

.....  
ING. PABLO CAIZA PhD.

DIRECTOR DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS – ESPE**  
**INGENIERÍA CIVIL**

**AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD**

**NOSOTROS, PAOLO SEBASTIÁN BRAZALES CERVANTES Y**  
**EMILIA JACQUELINE SALCEDO GARCÉS**

Declaramos que el Proyecto de Grado denominado “DISEÑO DEL LABORATORIO DE MODELOS HIDRÁULICOS DE LA UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS – ESPE”, ha sido desarrollado en base a una investigación adecuada, respetando derechos intelectuales de terceros, conforme las referencias que constan en las páginas correspondientes, cuyas fuentes se incorporan en la bibliografía, sin constituir en ningún caso copia o plagio de algún trabajo existente.

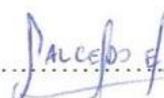
Razón por la cual declaramos que es un trabajo de nuestra exclusiva autoría.

Sangolquí, mayo del 2015

**LOS AUTORES**



PAOLO S. BRAZALES CERVANTES



EMILIA J. SALCEDO GARCÉS

**UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS – ESPE**  
**INGENIERÍA CIVIL**

**AUTORIZACIÓN**

**NOSOTROS, PAOLO SEBASTIÁN BRAZALES CERVANTES Y**  
**EMILIA JACQUELINE SALCEDO GARCÉS**

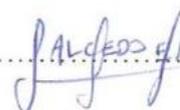
Autorizamos la publicación en la biblioteca virtual de la institución del proyecto titulado “DISEÑO DEL LABORATORIO DE MODELOS HIDRÁULICOS DE LA UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS – ESPE”, cuyo contenido, ideas y criterios son de nuestra exclusiva responsabilidad y autoría.

Sangolquí, mayo del 2015

**LOS AUTORES**



PAOLO S. BRAZALES CERVANTES



EMILIA J. SALCEDO GARCÉS

## DEDICATORIA

Este trabajo ha sido el fruto de años de estudio se lo dedico a mi Padre a mi amigo a mi Dios.

A mis queridos padres Jaime y Carmen, a mis hermanos Ricardo y Carlos ya que ellos son el motor de mi vida. Sin olvidarme de mi querida Gaby.

Este y todos mis retos son para mi Dani siempre estaré contigo.

A mis abuelitos queridos en especial a mi abuelita Marcelita, a mis tíos y primos que siempre estuvieron pendientes de mí, sin todos ustedes no podría haberlo logrado.

Les ama **Emi**

## **DEDICATORIA**

A mis padres Manuel Brazales Andrade y Martha Violeta Cervantes, que siempre me han apoyado en todo momento, en los buenos y más aún en los malos momentos, demostrando su cariño y sus valores, que a pesar de estar lejos de casa, han sido un pilar fundamental en todo el trayecto de mi vida Universitaria.

De igual manera a mis hermanos: Ajax, Hessel, Daniel, Martha por su apoyo incondicional y sus sabios consejos que siempre me ayudaron a seguir adelante.

Este triunfo es para Ustedes.

***PAOLO***

## AGRADECIMIENTO

Por supuesto, toda casa es construida por alguien, pero el que ha construido todas las cosas es Dios. (Hebreos 3:4).

Es imposible negar esta realidad que gracias a Dios existimos, hoy más que nunca me siento agradecida por las muchas bendiciones que me ha dado como conocerle y haber terminado este reto.

Les agradezco infinitamente a mis padres y a mis hermanos por la paciencia que me tuvieron durante este camino que no ha sido fácil.

A mis abuelitos, tíos, primos por aconsejarme y esperar lo mejor para mí siempre.

A mi Dani que siempre está conmigo aunque ahora sea solo en recuerdos.

Dice que un hombre solo puede contar a sus buenos amigos con los dedos de su mano, en mi caso no es así ustedes han sido una gran ayuda para no desmayar gracias a todos y cada uno de ustedes los llevo en mi corazón.

Agradezco en especial a mis Directores Dr. Sandoval y Dr. Masabanda por sus conocimientos, con su excelente guía este trabajo se finalizó con éxito.

Gracias chicos de Suelos I que nos ayudaron a realizar los ensayos a los Ingenieros Juan Haro y Hugo Bonifaz por guiarnos, también a los Ingenieros: Jorge Zúñiga, Estuardo Peñaherrera, y al Dr. Pablo Caiza.

Gracias Paolo Brazales por los días de desvelo para terminar la tesis, lo logramos.

Con cariño **Emi**

## **AGRADECIMIENTO**

Al Todopoderoso, por darme fuerza y salud para seguir adelante frente a todo obstáculo, y cumplir con todos mis objetivos propuestos.

A mis padres, gracias por su apoyo y su amor, por estar siempre preocupados por mi bienestar, pese a estar lejos de casa.

A mis hermanos, eternamente agradecido por las palabras de aliento, y más aún la confianza que siempre me brindaron.

A mis tutores de la Tesis: Dr. Marco Masabanda y Dr. Washington Sandoval, sus sabios conocimientos fueron de mucha ayuda, siempre dispuestos a brindar sus ideas para terminar sin dudas el presente trabajo.

A mi Universidad por abrirme sus puertas y brindarme la oportunidad de estudiar la mejor Carrera: Ingeniería Civil; a cada uno de los Ingenieros Docentes, por haberme inculcado el esfuerzo del trabajo diario. Agradecerles por los conocimientos transmitidos.

De manera especial a Emilia Salcedo Garcés, que con su apoyo, ánimo y compañía; en los momentos más difíciles ha estado ahí conmigo y los llevaré por siempre mi corazón.

**PAOLO**

**ÍNDICE GENERAL**

<b>CERTIFICACIÓN.....</b>	<b>i</b>
<b>AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD.....</b>	<b>ii</b>
<b>AUTORIZACIÓN.....</b>	<b>iii</b>
<b>DEDICATORIA.....</b>	<b>iv</b>
<b>DEDICATORIA.....</b>	<b>v</b>
<b>AGRADECIMIENTO.....</b>	<b>vi</b>
<b>AGRADECIMIENTO.....</b>	<b>vii</b>
<b>ÍNDICE GENERAL.....</b>	<b>viii</b>
<b>RESUMEN.....</b>	<b>xxiii</b>
<b>ABSTRACT.....</b>	<b>xxiv</b>

**INDICE DE CONTENIDO****CAPÍTULO I**

<b>INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>1</b>
1.1 Antecedentes .....	1
1.2 Planteamiento Del Problema .....	1
1.3 Formulación Del Problema .....	2
1.4 Área De Influencia .....	2
1.5 Objetivos Del Proyecto .....	2
1.5.1 Objetivo General.....	2
1.5.2 Objetivos Especificos .....	3
1.6 Justificación E Importancia.....	3
1.7 Alcance Del Proyecto .....	4

**CAPÍTULO II**

<b>ESTUDIO GEOTÉCNICO .....</b>	<b>5</b>
2.1 Ubicación.....	5
2.2 Implantacion General .....	5
2.3 Antecedentes .....	6
2.4 Ensayo Spt (Standard Penetration Testing) .....	6
2.4.1 Principio Del Ensayo .....	7
2.4.2 Equipo .....	8
2.4.3 Técnica Del Ensayo.....	8
2.4.4 Datos Obtenidos In Situ.....	9
2.5 Datos Del Suelo.....	11
2.5.1 Tipos De Perfiles De Suelos Para El Diseño Sísmico .....	11

<b>CAPITULO III</b>	
<b>NAVE INDUSTRIAL .....</b>	<b>13</b>
3.1	Antecedentes ..... 13
3.2	Teoria De Cálculo Utilizada ..... 14
3.2.1	Criterios De Diseño ..... 14
3.2.2	Normas, Códigos Y Referencias Utilizadas ..... 14
3.3	Diseño De Cubierta ..... 14
3.3.1	Cargas Permanentes ..... 14
3.3.2	Cargas Variables ..... 15
3.3.2.1	Carga Viva (Sobrecargas De Uso) ..... 15
3.3.2.1.1	Reducción De Las Cargas Vivas ..... 16
3.3.2.2	Cargas De Viento ..... 16
3.3.2.2.1	Cálculo De La Presión Del Viento ..... 17
3.3.2.3	Cargas De Granizo ..... 19
3.3.2.4	Cargas Accidentales (Carga Sísmica) ..... 20
3.3.2.4.1	Zonificación Sísmica ..... 20
3.3.2.4.2	Coeficientes De Perfil De Suelo ..... 21
3.3.2.4.3	Factor Usado En El Espectro De Diseño Elástico Y La Relación De Amplificación Espectral, $\eta$ ..... 23
3.3.2.4.4	Categoría De Edificio Y Coeficiente De Importancia ..... 23
3.3.2.4.5	Factor R De Reducción De Respuesta Para Estructuras Diferentes A Las De Edificación ..... 24
3.3.2.4.6	Carga Sísmica Reactiva W ..... 25
3.3.2.4.7	Cortante Basal De Diseño ..... 25
3.3.2.4.8	Determinación Del Período De Vibración T ..... 26
3.3.2.4.9	Distribución Vertical De Fuerzas Sísmicas Laterales ..... 28
3.3.2.4.10	Limite De Deriva Y Efecto P- $\Delta$ ..... 30
3.3.2.4.11	Efectos De Segundo Orden P- $\Delta$ E Índice De Estabilidad $Q_i$ ..... 31
3.3.2.4.12	Factor De Mayoración $f_P - \Delta$ ..... 31
3.3.2.4.13	Control De La Deriva De Piso (Derivas Inelásticas Máximas De Piso $\Delta_m$ ) ..... 32
3.3.3	Combinaciones De Carga ..... 33
3.3.3.1	Cargas Actuantes En Correas ..... 33
3.4	Combinaciones Utilizadas ..... 38
3.5	Materiales Empleados ..... 38
3.6	Análisis De Los Elementos Principales Portico ..... 39
3.6.1	Calculo De Reacciones En El Pórtico ..... 39
3.6.2	Puntos De Momento Cero Y Momento Máximo Positivo En La Viga ..... 41
3.6.3	Fuerzas En La Columna ..... 42
3.6.4	Fuerzas En La Viga ..... 47
3.6.4.1	Puntos De Análisis En La Viga ..... 47
3.6.4.2	Fuerzas Internas En La Viga ..... 48
3.6.5	Fuerzas En La Rodilla ..... 51

3.6.6	Fuerzas En El Alero.....	52
3.7	Interpretacion De Datos.....	52
3.7.1	Diseño De Elementos Sometidos A Tracción.....	53
3.7.2	Diseño De Elementos Sometidos A Compresión .....	54
3.7.2.1	Pandeo Flexionante.....	54
3.7.2.2	Pandeo Flexo-Torsión .....	56
3.8	Diseño De Los Elementos Principales.....	57
3.8.1	Diseño Correas.....	57
3.8.2	Diseño Tensores .....	60
3.8.3	Diseño Columna .....	61
3.8.3.1	Canal Externo.....	61
3.8.3.2	Canal Interno.....	62
3.8.3.2.1	Diseño Por Flexión .....	62
3.8.3.2.2	Diseño Por Flexo-Torsión.....	62
3.8.3.2.3	Pandeo Flexo-Torsión .....	63
3.8.3.3	Celosía Diagonal .....	64
3.8.3.4	Celosía Horizontal .....	64
3.8.3.4.1	Compresión .....	64
3.8.4	Diseño Viga .....	66
3.8.4.1	Canal Externo.....	67
3.8.4.1.1	Tracción.....	67
3.8.4.1.2	Compresión .....	67
3.8.4.2	Canal Interno.....	69
3.8.4.2.1	Tracción.....	69
3.8.4.2.2	Compresión .....	70
3.8.4.3	Celosía Diagonal .....	72
3.8.4.3.1	Tracción.....	72
3.8.4.4	Celosía Horizontal .....	72
3.8.4.4.1	Compresión .....	72
3.8.5	Diseño Rodilla .....	74
3.8.5.1	Tracción.....	74
3.8.5.2	Diagonal Principal.....	74
3.8.5.2.1	Compresión .....	74
3.9	Verificación De Flecha.....	81
3.9.1	Desplazamiento Horizontal.....	81
3.9.2	Desplazamiento Vertical.....	81
3.10	Cálculo Del Peso De La Estructura .....	82
3.11	Diseño De Los Elementos Secundarios .....	83
3.11.1	Diseño Placa Base .....	83
3.11.2	Diseño Pernos De Anclaje.....	85
3.11.3	Diseño Arriostamiento Lateral .....	87

3.11.3.1	Carga De Viento.....	87
3.11.3.2	Cálculo De Ancho Efectivo De La Sección.....	88
3.11.4	Diseño De Soldadura .....	89
3.11.5	Losa De Contrapiso.....	91
<b>CAPITULO IV</b>		
<b>MEZANINNE.....</b>		
4.1	Teoria De Cálculo Utilizada.....	93
4.2	Criterios De Diseño .....	93
4.3	Casos De Carga.....	93
4.3.1	Cargas Permanentes.....	93
4.3.2	Cargas Variables.....	94
4.3.2.1	Carga Viva (Sobrecargas De Uso).....	94
4.3.2.2	Reducción De Las Cargas Vivas .....	94
4.3.3	Cargas Accidentales (Carga Sísmica).....	95
4.3.3.1	Zonificación Sísmica.....	95
4.3.3.2	Categoría De Edificio Y Coeficiente De Importancia I.....	95
4.3.3.3	Factor R De Reducción De Respuesta Para Estructuras Diferentes A Las De Edificación .....	96
4.3.3.4	Carga Sísmica Reactiva W .....	96
4.3.3.5	Determinación Del Período De Vibración T .....	96
4.3.3.6	Regularidad/Configuración Estructural .....	96
4.3.3.6.1	Configuraciones A Privilegiar .....	97
4.3.3.6.2	Configuraciones Más Complejas .....	97
4.3.3.7	Espectro De Diseño $S_a(T)$ .....	99
4.3.3.8	Cortante Basal De Diseño.....	102
4.3.3.9	Limite De Deriva Y Efecto P- $\Delta$ .....	105
4.3.3.10	Efectos De Segundo Orden P- $\Delta$ E Índice De Estabilidad $Q_i$ .....	105
4.3.3.11	Factor De Mayoración $f_P - \Delta$ .....	105
4.3.3.12	Control De La Deriva De Piso (Derivas Inelásticas Máximas De Piso $\Delta_m$ ).....	105
4.4	Propiedades De Los Materiales.....	106
4.4.1	Resistencia A La Compresión .....	106
4.4.2	Calculo Del Módulo De Elasticidad Del Hormigón.....	106
4.4.3	Loseta De Entrepiso .....	106
4.4.3.1	Materiales.....	107
4.4.3.2	Distancia Entre Apoyos.....	107
4.5	Cargas Actuantes En Viguetas.....	108
4.6	Cálculo De Vigas Y Correas.....	110
4.6.1	Viga Principal.....	110
4.6.1.1	Comprobación De Flecha .....	111

4.6.2	Correas .....	111
4.6.2.1	Comprobación De Flecha .....	113
4.7	Cálculo De La Columna .....	113
4.7.1	Diseño Por Flexión .....	114
<b>CAPITULO V</b>		
<b>CIMENTACIÓN.....</b>		<b>116</b>
5.1	Función .....	116
5.2	Clasificación .....	117
5.3	Asentamientos Tolerables Para Las Edificaciones.....	117
5.4	Datos Del Suelo .....	118
5.5	Materiales Para La Cimentación.....	118
5.6	Elección Del Sistema De Cimentación: Zapatas Simples .....	118
5.7	Cargas A Considerar En El Cálculo .....	119
5.8	Dimensionamiento De La Zapata .....	119
5.8.1	Cálculo De Cargas Y Momentos De Servicio.....	120
5.8.2	Area De La Cimentación.....	120
5.8.3	Revisión De Esfuerzos Generados En El Suelo (Carga Vertical).....	121
5.8.3.1	Cálculo De Cargas Y Esfuerzos Últimos En El Suelo (Carga Vertical).....	122
5.8.3.2	Cálculo De Cargas Y Esfuerzos Últimos En El Suelo (Carga Vertical+Sismo)	122
5.8.4	Corte Unidireccional .....	123
5.8.5	Corte Bidireccional .....	124
5.8.6	Altura De La Zapata .....	124
5.8.7	Diseño De La Armadura Del Acero De Refuerzo Momento Último .....	125
5.8.7.1	Distribucion De Acero En La Zapata Sentido Longitudinal Y Transversal .....	126
5.9	Diseño De Pedestal.....	127
5.10	Diseño La Cadena De Cimentacion .....	127
<b>CAPITULO VI</b>		
<b>INSTALACIONES.....</b>		<b>129</b>
6.1	Instalaciones Sanitarias.....	129
6.1.1	Redes De Distribución Agua Potable .....	130
6.1.1.1	Velocidades Del Agua .....	130
6.1.2	Pluviales .....	131
6.1.2.1	Dimensionado De Canaletas.....	131
6.1.2.2	Dimensionado De Bajantes .....	132
6.1.2.3	Dimensionado De Colectores.....	133
6.1.3	Saneamiento .....	134
6.1.3.1	Dimensionado .....	134
6.1.3.2	Derivaciones Individuales.....	134
6.1.3.3	Derivaciones O Ramales Colectores.....	135
6.1.3.4	Bajantes De Aguas Residuales .....	136

6.1.3.5	Colectores Horizontales De Aguas Residuales .....	136
6.1.4	Diseño De La Red Mixta (Recoge Aguas Residuales Y Pluviales).....	136
6.1.4.1	Cajas De Revisión De Aguas Pluviales Y Residuales .....	137
6.1.5	Ventilación.....	137
6.1.6	Redes De Incendio .....	138
6.2	Eléctrica.....	138
6.2.1	Sistemas De Protección .....	139
6.2.2	Iluminacion Y Tomacorrientes .....	140
6.2.3	Puntos De Tomacorrientes Dobles.....	141
6.2.4	Ductos De Acometidas Domiciliarias.....	141
6.2.4.1	Número De Acometidas .....	141
6.2.5	Instalación De Puesta A Tierra En La Nave .....	141
6.2.6	Pozos De Revisión .....	142
<b>CAPITULO VII</b>		
<b>SISTEMA DE CIRCULACION DE AGUA.....</b>		
7.1	Diseño De Cisterna .....	144
7.1.1	Dimensionado Del Tanque Cisterna.....	145
7.1.2	Método De Diseño.....	146
7.1.2.1	Consideraciones Para El Diseño .....	147
7.1.2.2	Modelamiento En Sap2000 .....	147
7.1.3	Cargas Actuantes .....	147
7.1.3.1	Sobre La Tapa Del Tanque .....	147
7.1.3.2	Presión Lateral Del Suelo.....	147
7.1.4	Coeficiente De Balasto.....	148
7.1.5	Combinaciones De Carga .....	149
7.1.6	Diseño De La Losa De Fondo Y De Tapa .....	149
7.1.6.1	Armadura Mínima De Refuerzo.....	150
7.1.6.2	Armadura Longitudinal .....	150
7.1.6.3	Armadura Transversal.....	151
7.1.7	Paredes Del Tanque (L=5m) .....	151
7.1.7.1	Armadura Vertical.....	151
7.1.7.2	Armadura Transversal.....	152
7.1.8	Paredes Del Tanque (A=4m).....	153
7.1.8.1	Armadura Vertical.....	153
7.1.8.2	Armadura Transversal .....	153
7.1.9	Control De Esfuerzos De Corte .....	154
7.2	Cuarto De Maquinas.....	155
7.2.1	Sistema De Bombeo.....	155
7.2.1.1	Ventajas De Las Bombas Flyhgt .....	156
7.2.1.2	Esquema De Las Bombas Tipo Flygt .....	156
7.2.1.3	Sistema Autolimpiante.....	157

7.2.1.4	Rendimiento .....	157
7.2.1.5	Eficiencia .....	158
7.2.1.6	Potencia Y Tamaño De Las Bombas.....	158
7.2.1.7	Método De Instalación.....	159
7.2.2	Dimensionamiento De Gradadas De Ingreso A La Cámara De Bombas .....	161
7.3	Diseño De Tanque De Distribucion Al Modelo .....	161
7.3.1	Ubicación Dentro Del Laboratorio.....	161
7.3.2	Dimensionado Del Tanque .....	161
7.3.3	Cálculo De Momentos (Paredes).....	162
7.3.3.1	Chequeo Del Espesor .....	163
7.3.3.2	Armadura Mínima .....	164
7.3.3.3	Distribución De La Armadura .....	164
7.3.4	Cálculo De Momentos (Losa De Fondo) .....	165
7.3.4.1	Chequeo Del Espesor .....	165
7.3.4.2	Distribución De La Armadura .....	166
7.3.5	Verificación De Esfuerzo Cortante.....	166
7.3.5.1	Paredes .....	166
7.3.5.2	Losa De Fondo.....	167
7.4	Canal De Aforo.....	167
7.4.1	Criterios De Diseño .....	168
7.4.1.1	Criterios De Espesor De Revestimiento .....	169
7.4.2	Velocidad Mínima Permisible .....	169
7.4.3	Velocidad Máxima Permisible .....	169
7.4.4	Ingreso De Datos En Hcanales .....	169
7.4.5	Rejillas.....	171
7.5	Trampa De Arena .....	171
7.5.1	Criterios De Diseño .....	171
7.5.2	Dimensionamiento.....	172
7.6	Perdidas De Carga .....	172
7.6.1	En El Sistema De Bombeo .....	172
7.6.1.1	Pérdidas Por Fricción (hf).....	172
7.6.1.2	Pérdidas Locales (hl).....	172
7.6.1.3	Pérdidas Por Succión (es).....	173
7.6.2	Desde El Sistema De Bombeo Hasta El Nivel De Entrega.....	173
7.6.2.1	Pérdidas Por Fricción (hf).....	174
7.6.2.2	Pérdidas Locales (hl).....	174
7.6.2.3	Pérdidas Por Descarga (ed) .....	174
7.6.2.4	Columna De Velocidad (hv).....	174
7.6.3	Columna Total (H) .....	174
7.6.4	NPSHD (Net Positive Suction Head) .....	175

## CAPITULO VIII

<b>INSTRUMENTACIÓN Y EQUIPOS .....</b>	<b>177</b>
8.1 Instrumentación Para Medición .....	177
8.1.1 Dispositivos De Medición Fijos .....	177
8.1.1.1 Limnímetros .....	177
8.1.1.2 Tableros Multipiezométricos.....	177
8.1.2 Dispositivos De Medición Móvil .....	178
8.1.2.1 Medidor De Flujo Acústico Y Digital .....	178
8.1.2.2 Micro Molinete.....	178
8.1.2.3 Tubo De Pitot.....	178
8.1.2.4 Sensor De Radar .....	179
8.1.2.5 Piezómetros.....	180
8.1.2.6 Medidores De Presión Portátil .....	180
8.1.2.7 Sistema Piv Laser Para Medición Y Visualización De Caudal Y Velocidad .....	180
8.2 Equipamiento Del Laboratorio Para Área Didáctica.....	181
8.2.1 Vertederos De Pared Delgada Normalizados: Triangulares Y Rectangular	181
8.2.2 Medidor De Pérdidas De Fricción Del Flujo .....	182
8.2.3 Medidor De Centro De Presión.....	182
8.2.4 Tablero Para Medición De Pérdidas De Altura Piezométrica .....	183
8.2.5 Canales De Flujo.....	183
8.3 Instalaciones Adicionales.....	184
8.3.1 Capacitación .....	184
<b>CAPITULO IX</b>	
<b>ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS.....</b>	<b>185</b>
9.1 Introduccion .....	185
9.2 Obra Civil: Estructura Metalica .....	185
9.2.1 Resumen De Materiales Estructura Metálica .....	186
9.3 Sistema De Almacenamiento, Circulación Y Bombeo .....	187
9.4 Instrumentación Para Modelación.....	187
9.5 Equipos Área Didáctica.....	187
9.6 Instalaciones Adicionales.....	187
<b>CAPITULO X</b>	
<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>188</b>
10.1 Conclusiones.....	188
10.2 Recomendaciones .....	189

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.- Compacidad De Suelos Granulares.....	9
Tabla 2.- Número De Golpes .....	9
Tabla 3.- Relación De Parámetros De Ensayo SPT.....	10
Tabla 4.- Esfuerzo Admisible Del Suelo De Acuerdo Al Número De Golpes .....	10
Tabla 5.- Clasificación De Los Perfiles De Suelo.....	11
Tabla 6.- Peso De Materiales.....	15
Tabla 7.- Peso De Instalaciones .....	15
Tabla 8.- Coeficiente De Corrección $\Sigma$ .....	17
Tabla 9.- Coeficiente De Entorno $C_e$ .....	18
Tabla 10.- Coeficiente De Forma $C_f$ .....	18
Tabla 11.- Presión Del Viento En Barlovento Y Sotavento.....	19
Tabla 12.- Sobrecarga De Granizo .....	20
Tabla 13.- Valores Del Factor Z En Función De La Zona Sísmica Adoptada.....	21
Tabla 14.- Tipo De Suelo Y Factores De Sitio $F_a$ .....	21
Tabla 15.- Tipo De Suelo Y Factores De Sitio $F_d$ .....	22
Tabla 16.- Tipo De Suelo Y Factores De Sitio $F_s$ .....	22
Tabla 17.- Tipo De Uso, Destino E Importancia De La Estructura .....	24
Tabla 18.- Factor R De Reducción De Respuesta Para Estructuras Diferentes A Las De Edificación .....	25
Tabla 19.- Carga W Del Laboratorio .....	25
Tabla 20.- Coeficientes $C_t$ Y A Según El Tipo De Edificio .....	27
Tabla 21.- Coeficiente K.....	29
Tabla 22.- Deriva Elástica En X, Y.....	30
Tabla 23.- Límites Permisibles De Las Derivas De Piso .....	32
Tabla 24.- Área Cooperante De Correas.....	33
Tabla 25.- Carga Muerta .....	34
Tabla 26.- Carga Viva .....	34
Tabla 27.- Carga De Viento.....	35
Tabla 28.- Carga De Viento De Izquierda A Derecha .....	35
Tabla 29.- Carga De Viento De Derecha A Izquierda .....	36
Tabla 30.- Carga De Granizo .....	37
Tabla 31.- Carga Sísmica.....	37
Tabla 32.- Fuerzas Internas En Columna.....	46
Tabla 33.- Fuerzas Internas En Viga.....	51
Tabla 34.- Factores De Minoración De Acuerdo Al Diseño .....	53
Tabla 35.- Factores De Longitud Efectiva Según Su Tipo De Apoyo.....	55
Tabla 36.- Propiedades Del Ángulo L30x30x3 .....	64

Tabla 37.- Diseño A Tracción Del Canal Exterior En La Columna Y En La Viga .....	77
Tabla 38.- Resultados Diseño A Tracción .....	77
Tabla 39.- Datos Para Diseño A Compresión En Canal Exterior De Columna.....	78
Tabla 40.- Diseño Por Flexión Canal Exterior De La Columna .....	78
Tabla 41.- Diseño Por Flexo Torsión Canal Exterior De La Columna .....	78
Tabla 42.- Diseño Por Pandeo Y Flexo Torsión Canal Exterior De La Columna.....	78
Tabla 43.- Área Efectiva De Diseño Canal Exterior De La Columna.....	79
Tabla 44.- Datos Para Diseño A Compresión En Canal Interior De Viga.....	79
Tabla 45.- Diseño Por Flexión Canal Interior De Viga.....	79
Tabla 46.- Diseño Por Flexo Torsión Canal Interior De Viga.....	80
Tabla 47.- Diseño Por Pandeo Y Flexo Torsión Canal Interior De Viga.....	80
Tabla 48.- Área Efectiva De Diseño Canal Interior De Viga.....	80
Tabla 49.- Peso De Elementos Del Pórtico .....	82
Tabla 50.- Propiedades De Sección Tubular 75x75x3 .....	88
Tabla 51.- Tipos De Uniones Y Soldaduras .....	90
Tabla 52.- Especificaciones Malla Electrosoldada .....	92
Tabla 53.- Materiales De Loseta En Mezanine .....	93
Tabla 54.- Factor De Sobrecarga Según El Elemento De Soporte .....	94
Tabla 55.- Configuraciones Estructurales Recomendadas .....	97
Tabla 56.- Configuraciones No Recomendadas.....	98
Tabla 57.- Deriva Elástica En X, Y Del Mezanine .....	105
Tabla 58.- Propiedades LOSACERO .....	107
Tabla 59.- Distancia Entre Apoyos Según El Espesor De LOSACERO.....	108
Tabla 60.- Carga Muerta En Viguetas.....	108
Tabla 61.- Carga Viva En Viguetas.....	109
Tabla 62.- Carga Sísmica En Pórticos .....	109
Tabla 63.- Propiedades Perfiles IPE .....	110
Tabla 64.- Propiedades Sección Tubular 100x100x5.....	114
Tabla 65.- Máximos Asentamientos Diferenciales .....	118
Tabla 66.- Cargas Y Momentos Totales.....	120
Tabla 67.- Datos De La Columna, Materiales Y Suelo.....	120
Tabla 68.- Área De La Cimentación.....	120
Tabla 69.- Acero De Refuerzo De Zapata Aislada .....	126
Tabla 70.- Distribución De Acero En La Zapata .....	126
Tabla 71.- Acero De Refuerzo En Pedestal .....	127
Tabla 72.- Cálculo De Cadena De Cimentación.....	128
Tabla 73.- Acero De Refuerzo En Cadena De Cimentación .....	128
Tabla 74.- Diámetros De Tubería De Agua Potable.....	131
Tabla 75.- Diámetro Nominal De Canalón.....	132

Tabla 76.- Diámetro Nominal De Bajantes .....	133
Tabla 77.- Diámetro Nominal De Colectores.....	133
Tabla 78.- Diámetros Mínimos De Aparatos Sanitarios .....	135
Tabla 79.- Diámetro De Ramales Colectores.....	135
Tabla 80.- Diámetro Colectores Horizontales De Aguas Residuales .....	136
Tabla 81.- Dimensión Cajas De Revisión.....	137
Tabla 82.- Reserva De Agua Contra Incendios.....	138
Tabla 83.- Previsión De Potencia De Laboratorio .....	139
Tabla 84.- Potencia Total De Laboratorio.....	139
Tabla 85.- Sistemas De Protección Eléctrica .....	140
Tabla 86.- Dimensión Pozos De Revisión .....	142
Tabla 87.- Parámetros De Diseño De Tanque Cisterna.....	147
Tabla 88.- Potencia Y Diámetros De Tubería De Descarga.....	159
Tabla 89.- Momentos En Un Marco Del Tanque De Distribución.....	163
Tabla 90.- Coeficiente De Rugosidad De Manning .....	168
Tabla 91.- Pérdidas Locales En Sistema De Bombeo .....	173
Tabla 92.- Pérdidas Locales En La Descarga.....	174
Tabla 93.- Valores De La Presión Atmosférica .....	175
Tabla 94.- Propiedades Del Agua A La Presión De Saturación .....	176
Tabla 95.- Número De Perfiles Por Tipo .....	185
Tabla 96.- Resumen Y Precios De Materiales Estructura Metálica.....	186
Tabla 97.- Resumen Y Precios De Materiales De Cubierta .....	187

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.-Localización Geográfica Del Laboratorio De Modelos Hidráulicos De La Universidad De Las Fuerzas Armadas–Espe.....	5
Figura 2.- Implantación (1. Laboratorio Electrónica. 2. Laboratorio Mecánica. 3. Invernadero. 4. Laboratorio Modelos Hidráulicos).....	6
Figura 3.- Ubicación Ensayo SPT .....	7
Figura 4.- Relación Número De Golpes Y Profundidad Del Ensayo .....	10
Figura 5.- Vista En Planta De La Nave Industrial .....	13
Figura 6.- Zonificación Sísmica Del Ecuador .....	20
Figura 7.- Distribución De Correas En El Pórtico .....	33
Figura 8.- Carga Muerta.....	34
Figura 9.- Carga Viva .....	35
Figura 10.- Carga De Viento De Izquierda A Derecha .....	36
Figura 11.- Carga De Viento De Derecha A Izquierda .....	36
Figura 12.- Carga De Granizo .....	37
Figura 13.- Carga Sísmica .....	38
Figura 14.- Línea Central Del Pórtico.....	39
Figura 15.- Cargas En El Pórtico.....	40
Figura 16.- Reacciones Del Pórtico.....	40
Figura 17.- Valores De Momento Cero En La Viga .....	41
Figura 18.- Diagrama De Momentos Flectores .....	42
Figura 19.- Fuerza Internas En La Columna .....	42
Figura 20.- Equilibrio De Fuerzas En La Sección De Análisis.....	43
Figura 21.- Componentes Axiales En La Sección A-A .....	43
Figura 22.- Determinación De Fuerzas Actuantes .....	44
Figura 23.- Análisis Nudo Superior Izquierdo De La Sección Estudiada.....	44
Figura 24.- Geometría De La Columna Y Secciones .....	45
Figura 25.- Fuerzas Internas En Columna En Canal Externo .....	45
Figura 26.- Fuerzas Internas En Columna En Canal Interno.....	46
Figura 27.- Secciones Viga Metálica.....	47
Figura 28.- Momento Máximo Cuando $X=0m$ .....	47
Figura 29.- Momento Máximo Cuando $X=6.069m$ .....	48
Figura 30.- Fuerzas Internas En Viga En Canal Externo, Cuando $X=0.379m$ .....	48
Figura 31.- Fuerzas Internas En Viga En Canal Externo, Cuando $X=6.83m$ .....	49
Figura 32.- Fuerzas Internas En Viga En Canal Interno, Cuando $X=2.084m$ .....	49
Figura 33.- Fuerzas Internas En Viga En Celosía Vertical .....	50
Figura 34.- Fuerzas Internas En Viga En Celosía Diagonal.....	50
Figura 35.- Secciones En La Rodilla .....	51

Figura 36.- Fuerzas Internas En La Rodilla.....	52
Figura 37.- Fuerzas Internas En Alero .....	52
Figura 38.- Deformada Y Desplazamientos Horizontales Y Verticales .....	81
Figura 39.- Sección Del Pórtico Estudiado Definitivo .....	83
Figura 40.- Placa Base.....	83
Figura 41.- Dimensiones De Placa Base.....	84
Figura 42.- Pernos De Anclaje .....	85
Figura 43.- Ubicación De Pernos En La Placa Base .....	86
Figura 44.- Viga De Contravento.....	87
Figura 45.- Junta De Análisis De La Soldadura .....	91
Figura 46.- Sección De Losa De Contrapiso .....	92
Figura 47.- Geometría De Mezanine.....	93
Figura 48.- Espectro De Diseño .....	99
Figura 49.- Espectro Elástico De Aceleraciones .....	102
Figura 50.- Detalle Loseta De Entrepiso .....	106
Figura 51.- Vista Tridimensional De Loseta De Entrepiso.....	107
Figura 52.- Geometría De Losacero.....	107
Figura 53.- Carga Muerta En Mezanine .....	108
Figura 54.- Carga Viva En Mezanine .....	109
Figura 55.- Carga Sísmica En Mezanine.....	109
Figura 56.- Especificaciones Generales Vigas Ipe.....	110
Figura 57.- Momentos Actuantes En Viga Principal .....	110
Figura 58.- Deflexiones En Viga Principal .....	111
Figura 59.- Momentos Actuantes En Correas .....	112
Figura 60.- Deflexiones En Correas.....	112
Figura 61.- Carga Última Axial En Columnas.....	115
Figura 62.- Sistema De Cimentación .....	116
Figura 63.- Dimensiones De Zapata .....	122
Figura 64.- Corte Unidireccional En Zapata Aislada .....	123
Figura 65.- Corte Bidireccional En Zapata Aislada.....	124
Figura 66.- Diagrama De Esfuerzos Generados En La Zapata Aislada .....	125
Figura 67.- Distribución Del Acero De Refuerzo Longitudinal Y Transversal .....	127
Figura 68.- Dimensión Y Ubicación Del Acero De Refuerzo En Pedestal .....	127
Figura 69.- Armado De La Cadena De Cimentación.....	128
Figura 70.- Obras Civiles Previas A La Instalación Del Servicio Eléctrico .....	142
Figura 71.- Esquema De La Caja Porta-Medidores Con Pozo De Revisión.....	143
Figura 72.- Vista Lateral Del Tanque Cisterna .....	146
Figura 73.- Presiones Del Suelo En X, Y .....	148
Figura 74.- Armadura Longitudinal En Cara Superior (Losa De Fondo Y De Tapa) .....	150

Figura 75.- Armadura Longitudinal En Cara Inferior (Losa De Fondo Y De Tapa).....	150
Figura 76.- Armadura Transversal En Cara Superior E Inferior (Losa De Fondo Y De Tapa) .....	151
Figura 77.- Armadura Vertical En Paredes (5m) .....	152
Figura 78.- Armadura Transversal En Paredes (5m) .....	152
Figura 79.- Armadura Vertical En Paredes (4m) .....	153
Figura 80.- Armadura Transversal En Paredes (4m) .....	153
Figura 81.- Diagrama De Esfuerzos De Corte En Losas De Fondo Y De Tapa .....	154
Figura 82.- Diagrama De Esfuerzos De Corte En Paredes .....	154
Figura 83.- Máximo Valor De Esfuerzo Cortante Del Tanque Cisterna .....	155
Figura 84.- Bombas Sumergibles Tipo Flygt N.....	155
Figura 85.- Componentes De Las Bombas Tipo Flygt .....	156
Figura 86.- Primera Etapa De Autolimpieza .....	157
Figura 87.- Segunda Etapa De Autolimpieza .....	157
Figura 88.- Rendimiento De Bombas Flygt .....	158
Figura 89.- Eficiencia De Las Bombas Flygt .....	158
Figura 90.- Instalación Semipermanente En Pozo Húmedo.....	159
Figura 91.- Instalación Semipermanente, Independiente.....	159
Figura 92.- Instalación Vertical Permanente En Pozo Seco En Línea .....	160
Figura 93.- Instalación Horizontal Permanente En Pozo Seco E En Línea .....	160
Figura 94.- Bomba En Instalación Semipermanente En Una Columna Vertical De Acero U Hormigón .....	160
Figura 95.- Gradas De Ingreso A La Cámara De Bombas .....	161
Figura 96.- Vista Transversal Y Longitudinal Del Tanque De Distribución .....	162
Figura 97.- Diagrama De Momentos De Un Marco En El Tanque De Distribución .....	162
Figura 98.- Geometría Del Canal De Aforo .....	167
Figura 99.- Cálculo Del Caudal En El Canal De Aforo .....	170
Figura 100.- Cálculo Del Tirante Crítico En El Canal De Aforo .....	170
Figura 101.- Medidas Y Ubicación De Rejillas .....	171
Figura 102.- Cortes Y Vista En Planta De La Trampa De Arena.....	172
Figura 103.- Instalación Del Suministro De Agua.....	173
Figura 104.- Velocímetro De Flujo Acústico Y Digital.....	178
Figura 105.- Micro Molinete.....	178
Figura 106.- Tubo De Pitot.....	179
Figura 107.- Sensor De Radar .....	179
Figura 108.- Piezómetro.....	180
Figura 109.- Medidor De Presión Portátil .....	180
Figura 110.- Sistema Piv Laser Para Medición Y Visualización De Caudal Y Velocidad ....	181
Figura 111.- Vertederos De Pared Delgada Normalizados .....	181

Figura 112.- Equipo Para Medición De Pérdidas En Tuberías Y Accesorios .....	182
Figura 113.- Centro De Presión .....	182
Figura 114.- Tablero Para Medición De Pérdidas De Altura Piezométrica.....	183
Figura 115.- Canales De Flujo .....	183
Figura 116.- Taller De Carpintería.....	184

## ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1.-Registro Fotográfico De Ensayo SPT.....	I
Anexo 2.-Carga Muerta: Pesos De Los Materiales.....	III
Anexo 3.-Sobrecargas Mínimas Uniformemente Distribuidas $L_0$ Y Concentradas $P_0$ .....	V
Anexo 4.-Coeficiente K Para Calcular Pérdidas Locales.....	VIII
Anexo 5.-Resumen Total De Materiales De Obra Civil.....	IX
Anexo 6.- Análisis De Precios Del Sistema De Almacenamiento, Circulación y Bombeo.....	XII
Anexo 7.- Cotización De Instrumentación Hidráulica.....	XIV
Anexo 8.- Equipos Área Didáctica.....	XV
Anexo 9.- Equipos Para Taller De Carpintería.....	XVI
Anexo 10.- Costos De Inversión Totales.....	XVII
Anexo 11.- Especificaciones Técnicas De La Instrumentación Para Modelaciones Hidráulicas.....	XVIII
Anexo 12.- Planos del Proyecto.....	XVIII

## BIBLIOGRAFÍA

## **RESUMEN**

Debido al incremento de proyectos hídricos que se están ejecutando y en cumplimiento con la Matriz Productiva Ecuatoriana, se requiere que las Universidades cuenten con lugares específicos y acorde a la tecnología actual, suficiente para satisfacer la demanda existente de los mismos. En la actualidad, las Universidades desarrollan proyectos de investigación del comportamiento hidráulico para un mejor control de las obras que se están desarrollando en el país, tales como Proyecto Multipropósito Chone, Proyecto Hidroeléctrico Sopladora y Central Termoeléctrica Esmeraldas II. Por esta razón la Universidad de la Fuerzas Armadas – ESPE, mediante un Estudio De Plan Masa General, implementará su propio Laboratorio de Modelación Hidráulica. Para el correcto funcionamiento de la modelación hidráulica, se proveerá de un sistema de recirculación del flujo de agua con sus respectivos accesorios, puntos de toma, y reguladores de flujo para los ensayos, así como bombas impulsadoras, para ello se cuenta con un pozo de captación, el cual abastece de agua potable al tanque de almacenamiento. El presente trabajo demostrará la importancia del estudio de modelos hidráulicos y el cálculo de las instalaciones y equipamiento necesario para su ejecución, al lograr representar el flujo (tridimensional) y comportamiento dinámico del agua simulando fenómenos reales, puesto que los modelos a escala son más fáciles de manipular y por lo tanto es más simple su estudio y análisis, aumentando la confiabilidad de las estructuras proyectadas. Esto significa que los diseños se ajustan más a las solicitaciones reales del flujo, disminuyendo el riesgo de diseñar una obra poco resistente que colapse fácilmente con las consecuentes pérdidas económicas

### **PALABRAS CLAVE:**

- **LABORATORIO**
- **MODELOS HIDRÁULICOS**
- **SIMULACIÓN**
- **COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO**
- **EQUIPAMIENTO**

## **ABSTRACT**

Due to the increase on Hydric projects being made and the Ecuadorian Productive Matrix. It is mandatory for Universities a specific place in accordance with current technology; moreover, it has to be enough to satisfy the current demand of them.

Currently, Universities develop investigation projects about hydraulic behaviour; In order to, improve control over the work being made in the country, such as, Proyecto Multipropósito Chone, Proyecto Hidroeléctrico Sopladora y Central Termoeléctrica Esmeraldas II.

Because of that, Universidad de las Fuerzas Armadas –ESPE, based on a Study of General Mass plan, will implement its own Hydraulic Moderation Laboratory. In order to assure an appropriate work on hydraulic modelling, a recirculation water flow system will be provided including its accessories, sampling points, flow regulators for practice, and impulse bombs, hence counting on a catchpit, which supplies potable water to a storage tank.

The present work is going to demonstrate the importance of Hydraulic Models and calculus of the facilities and equipment needed for its execution. By representing the flux (tridimensional) and dynamic behaviour of water simulating natural phenomenon; Hence, scaled models are easier to manipulate; Therefore, its study and analysis is simpler, increasing the reliability of projected structures.

This means that designs adjust even more to actual flux solicitation. Hence; decreasing risk of designing a poor resistant work that collapse easily including the consequent monetary loses.

### **KEYWORDS:**

- **LABORATORY**
- **HYDRAULIC MODELS**
- **SIMULATION**
- **HYDRAULIC BEHAVIOR**
- **EQUIPMENT**

## **CAPÍTULO I**

### **INTRODUCCIÓN**

#### **1.1 ANTECEDENTES**

La Universidad de las Fuerzas Armadas – ESPE como parte del Sistema de Educación Superior, se rige por la Constitución de la República del Ecuador, la Ley Orgánica de Educación Superior y su reglamento, a través del Centro de Transferencia Tecnológica, implementarán un Laboratorio de Modelos Hidráulicos.

Debido al incremento de proyectos hídricos que se están realizando en el país y en cumplimiento con la Matriz Productiva Ecuatoriana, se requiere que las Universidades cuenten con lugares específicos y acorde a la tecnología, suficiente para satisfacer la demanda existente.

En la actualidad, las Universidades desarrollan proyectos de investigación que requieran de modelación hidráulica para un mejor diseño de las obras, un claro ejemplo es la Escuela Politécnica Nacional que cuenta con dos naves industriales cubiertas con sistemas de recirculación del flujo de agua con sus respectivos accesorios, puntos de toma, y reguladores de flujo para los ensayos, así como bombas impulsadoras.

Teniendo en cuenta lo anterior, es muy importante analizar y diseñar la distribución en planta, puesto que favorecerá a contar con un espacio adaptable para las diferentes áreas que contará el Laboratorio, por otra parte, el aprovechamiento de las nuevas tecnologías nos ayudará a equipar con aparatos electrónicos de última generación.

#### **1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

El presente proyecto se desarrolla como solución para mejorar la infraestructura de la Universidad de las Fuerzas Armadas – ESPE, en su Campus ubicado en Sangolquí, Cantón Rumiñahui, Provincia de Pichincha ya que actualmente no cuenta con un Laboratorio para Modelación Hidráulica, además se desea equipar dicho espacio con la instrumentación para prácticas estudiantiles y un área destinada a la parte didáctica.

Por esta razón, la Universidad, mediante el Centro de Transferencia Tecnológica (CTT), desean implementar una estructura que cubra con todos

los parámetros y especificaciones técnicas que la ingeniería recomienda de acorde con su función y desempeño.

El terreno asignado para el Laboratorio de Hidráulica satisface las condiciones de construcción. El tipo de estructura recomendada es de Nave Industrial, conocida en nuestro medio como Galpón Industrial; ya que el Laboratorio requiere de grandes luces, por lo que será diseñado con acero de perfiles livianos, es decir laminados en caliente, con el afán de que la estructura sea más liviana pero de mayor resistencia.

### **1.3 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA**

El presente trabajo tiene como propósito dar respuesta al siguiente planteamiento problemático: ¿Los proyectos hidráulicos del país y el desarrollo académico de la Universidad de las Fuerzas Armadas – ESPE requiere un Laboratorio de Hidráulica moderno que permita el desarrollo de la investigación en esta área?

Por lo tanto para responder esta pregunta, se realizará un diseño en el espacio físico que para el efecto ha determinado el Departamento de Desarrollo Físico. Tomando en cuenta los beneficios que traerá el nuevo Laboratorio, sin dejar de lado la parte armónica y paisajística, nos permitirán diseñar un Laboratorio con una distribución en planta eficiente cumpliendo normas de construcción vigentes, lo cual conlleva a cumplir parámetros de seguridad, confortabilidad y durabilidad.

### **1.4 ÁREA DE INFLUENCIA**

La Universidad de las Fuerzas Armadas – ESPE, a través del Centro de Transferencia Tecnológica participa actualmente en proyectos hidráulicos en todo el país, al contar con un campus politécnico amplio se requiere el diseño de un laboratorio destinado a la construcción de modelos hidráulicos, para brindar este servicio, por lo que de su aprovechamiento se beneficiará todo el país.

### **1.5 OBJETIVOS DEL PROYECTO**

#### **1.5.1 OBJETIVO GENERAL**

Diseñar el Laboratorio de Modelos Hidráulicos de la Universidad de las Fuerzas Armadas – ESPE, el cual estará acorde al desarrollo tecnológico y

científico actual.

### **1.5.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Realizar la implantación del terreno destinado al Laboratorio De Modelos Hidráulicos de la Universidad de las Fuerzas Armadas – ESPE para trazar un plano que ayude a organizar el trabajo señalado.
- Elaborar planos arquitectónicos de acuerdo a los requerimientos técnicos y tecnológicos de un moderno Laboratorio.
- Realizar el diseño estructural de acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015)
- Realizar el diseño hidráulico para determinar los componentes, dimensiones de la red y funcionamiento de las instalaciones que permita una adaptabilidad de los futuros modelos.
- Recomendar una instrumentación mínima para equipar el laboratorio de modelos hidráulicos y el área didáctica para prácticas estudiantiles.

### **1.6 JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA**

El Centro de Transferencia de Tecnología ofrece una alternativa para la adaptación de tecnologías al desarrollo del país y busca soluciones a los requerimientos educativos, científicos, técnicos y tecnológicos de la sociedad, para el desarrollo y competitividad del país.

Por esta razón, se ha visto la necesidad de implementar un laboratorio suficientemente equipado como para realizar estudios enfocados en modelos físicos a escala de obras hidráulicas en general, que permita realizar investigaciones de optimización y funcionamiento hidráulico, de nuevos prototipos de obras de captación de agua para las redes hidrográficas andinas, así como de estructuras hidráulicas especiales y complejas. De igual manera se podrían realizar investigaciones experimentales sobre disipación de energía, flujos de agua sobre vertedores, canales escalonados de gran pendiente y otros que requiera el país.

Debido a la falta de un área específica de hidráulica, se necesita un lugar donde se realicen prácticas estudiantiles de las diferentes materias de la Hidráulica de la Carrera De Ingeniería Civil, en temas tales como:

- Hidrostática, propiedades de los fluidos (viscosidad, peso específico,

volumen específico, etc.), centros de presión, presión hidrostática sobre superficies planas (verticales, inclinadas y cilíndricas).

- Hidrodinámica: medición de flujo, régimen turbulento y laminar, pérdidas primarias y secundarias, número de Reynolds y Froude.

El proyecto beneficiará a los estudiantes que realizarán sus ensayos en la Universidad de las Fuerzas Armadas-ESPE, en lugar de buscar otros lugares. En este aspecto se tendrán clases más didácticas.

La construcción del Laboratorio cumple con el segundo objetivo del Programa de Gobierno 2013-2017 Buen Vivir, el cual es: “Mejorar las capacidades y potencialidades de la ciudadanía” para fortalecer la educación superior con visión científica y humanista promoviendo la investigación y el conocimiento científico a través del acceso a la información y a las nuevas tecnologías. (Secretaría Nacional de Planificación y Desarrollo [SENPLADES], 2009, p. 75)

Y según el séptimo objetivo del Programa de Gobierno 2013-2017 Buen Vivir, el cual es: “Garantizar los derechos de la naturaleza y promover un ambiente sano y sustentable” en su política 4.3 dice: “Diversificar la matriz energética nacional, promoviendo la eficiencia y una mayor participación de energías renovables sostenibles”. (SENPLADES, 2009, pp.77-78)

### **1.7 ALCANCE DEL PROYECTO**

El presente trabajo consiste en realizar el análisis y diseño del Laboratorio de Modelos Hidráulicos de la Universidad de las Fuerzas Armadas – ESPE ubicado en Sangolquí (Pichincha - Ecuador), que se irá a construir en un terreno que cumple con las dimensiones establecidas en el “Plan Masa” de esta Universidad. El proyecto incluye la recomendación de instrumentación básica y así satisfacer las necesidades didácticas que tienen los estudiantes de la Carrera de Ingeniería Civil para complementar la parte teórica que reciben en las distintas materias relacionadas con la hidráulica. De igual manera introducirse en futuros proyectos de investigación que les permitan introducirse en el mundo del desarrollo hidráulico. Finalmente, se realizará el análisis de precios unitarios referenciados a la Cámara de Construcción de Quito.

## CAPITULO II

### ESTUDIO GEOTÉCNICO

#### 2.1 UBICACIÓN

El Campus Matriz de la Universidad de las Fuerzas Armadas - ESPE se encuentra ubicado en la ciudad de Sangolquí, Valle de los Chillos a una altitud mayor a los 2500 msnm, a una distancia de 22 kilómetros al Sur - Este de Quito, capital de la República del Ecuador. Este Campus será el sitio de implantación del Laboratorio de Modelos Hidráulicos.

Conforme al Plan Masa de la Universidad, el Laboratorio se encontrará ubicado entre los Laboratorios de Ingeniería Mecánica e Ingeniería Electrónica en las coordenadas  $0^{\circ}18'46.7''S$   $78^{\circ}26'48.2''W$ . En la Figura 1 se muestra una imagen del lugar.

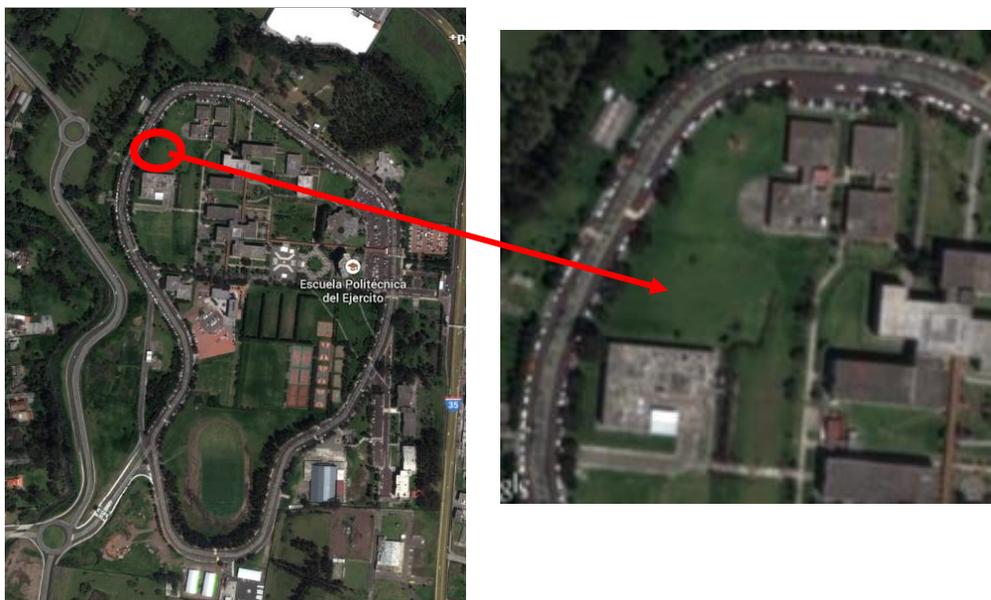


Figura 1.-Localización geográfica del Laboratorio de Modelos Hidráulicos de la Universidad de las Fuerzas Armadas–ESPE

Fuente. Google Maps

El terreno asignado cuenta con los servicios de la red propia de la Universidad y el servicio de telefonía y electricidad públicos.

El terreno tiene una forma irregular, con una superficie aproximada de  $4010 \text{ m}^2$ . Tiene una topografía lineal con una pendiente de 4.11%.

#### 2.2 IMPLANTACION GENERAL

En la figura 2, se indica la implantación de la estructura:



Figura 2.- Implantación (1. Laboratorio Electrónica. 2. Laboratorio Mecánica. 3. Invernadero. 4. Laboratorio Modelos Hidráulicos)

Fuente. Plan Masa Universidad de las Fuerzas Armadas- ESPE

### 2.3 ANTECEDENTES

Antes de proceder a implantar el proyecto de edificación es necesario conocer las características del terreno involucrado. Con este fin se debe realizar un reconocimiento geotécnico del terreno, cuyos objetivos son:

- Definición de la tipología y dimensiones de la obra, de forma que las cargas generadas por la cimentación, excavaciones y rellenos, no produzcan situaciones de inestabilidad o movimientos excesivos de las propias estructuras o del terreno, que hagan peligrar la obra estructural o funcionalmente.
- Definición de los elementos de cimentación, en planta y en profundidad.

Para lo cual se requiere realizar ensayos SPT en el sitio del proyecto.

### 2.4 ENSAYO SPT (STANDARD PENETRATION TESTING)

La topografía de la zona del proyecto tiene un relieve de valle plano sin pendientes abruptas con drenaje de los ríos San Pedro y Pita al este y oeste del campus.

El ensayo se realizó el día 5 de febrero 2015, bajo la dirección y supervisión de los ingenieros Juan Haro y Hugo Bonifaz de la Carrera de

Ingeniería Civil de la Universidad de las Fuerzas Armadas - ESPE.

La investigación de campo se realizó en una sola etapa durante la fecha antes mencionada y consistió en una perforación hasta 3m de profundidad, siguiendo las recomendaciones de la norma ASTM D1586. No se alcanzó mayor profundidad por la presencia principalmente de bloques de roca.

El pozo fue realizado utilizando el equipo de penetración estándar recomendado para este propósito. La ubicación se presenta en el croquis de la figura 3:

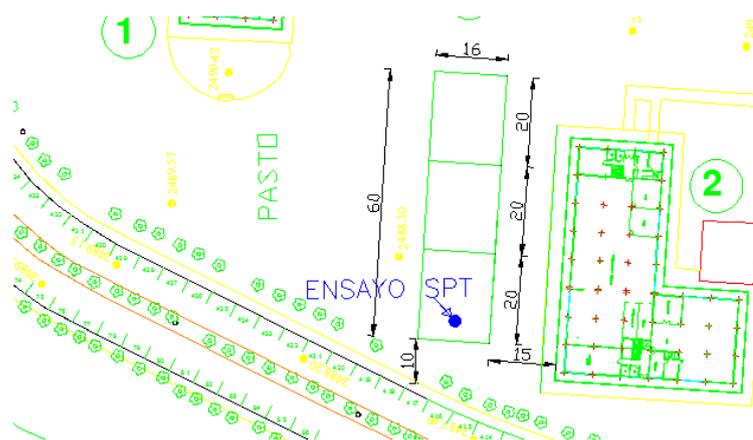


Figura 3.- Ubicación Ensayo SPT

El objetivo es evaluar las características físicas y mecánicas de los materiales sobre los que se procura cimentar la estructura, lo que permitirá calcular la capacidad de carga admisible del terreno en el nivel de cimentación.

El área del terreno al momento del ensayo se encontró libre de construcciones, se proyecta construir el laboratorio el mismo que tendrá 320m<sup>2</sup> con forma rectangular en planta. En este estudio se toma como referencia al nivel actual del terreno en su parte superficial como nivel 0.00.

#### 2.4.1 PRINCIPIO DEL ENSAYO

De acuerdo a la norma ASTM D1586 el ensayo S.P.T. (Standard Penetration Test) consiste en contar el número de golpes (N) que se necesitan para introducir dentro un estrato de suelo, un toma-muestras (cuchara partida) de 30 cm. de largo, a diferentes profundidades

El toma-muestras es golpeado bajo energía constante, con una maza en caída libre de 140 lb. (33.5 Kg.) y una altura de caída de 30 plg. (76,2 cm.).

Este ensayo se realiza en depósitos de suelo arenoso y de arcilla blanda; no es recomendable llevarlo a cabo en depósitos de grava, roca o arcilla consolidada, debido a los daños que podría sufrir el equipo de perforación al introducirlo dentro de dichos estratos.

#### **2.4.2 EQUIPO**

- Pesa de 140 lb. con una altura de caída de 30 plg.
- Barras y brazos de perforación
- Muestrador o tubo partido con las siguientes dimensiones:
  - Largo: 50 cm.
  - Diámetro exterior: 51 mm.
  - Diámetro interior: 35 mm.
  - Peso total: 70 N. (16 lb.).
- Trípode de carga
- Flexómetro

#### **2.4.3 TÉCNICA DEL ENSAYO**

De forma general el ensayo se ejecuta de la siguiente manera:

- En primer lugar se realiza un sondeo hasta la profundidad establecida, y a continuación se lleva al fondo de dicha perforación una cuchara normalizada que se hinca 15 cm. en la capa a reconocer, a fin de eliminar la zona superficial parcialmente alterada.
- Se hace una señal sobre el varillaje y se cuenta el número de golpes (N) necesarios para hincar de nuevo la cuchara, la profundidad de un pie (30 cm.). Como se mencionó anteriormente, la masa que se utiliza para la hinca pesa 140 lb. y su altura de caída es 30 plg., lo que corresponde a un trabajo de 0.5 KJ por golpe, aproximadamente.
- El parámetro medido es:  $N = N1 + N2$ , en donde N1 corresponde a el número de golpes necesarios para hundir el toma-muestras 15 cm y N2 es en número de golpes que se necesita para hundir los 15 cm. restantes del toma-muestras.
- Este ensayo se debe realizar máximo hasta los 50 golpes, ya que, después de este límite, introducir el equipo de perforación dentro del estrato puede causar daños al mismo

A partir del N del Ensayo S.P.T. se pueden determinar la Resistencia a la Penetración y la Presión Admisible.

- Resistencia a la Penetración:  $R_p = N * 4$
- Carga Admisible:  $\sigma_{adm} = N/10$

Otro parámetro que se puede determinar a partir del N obtenido y de la clasificación posterior del suelo, es el Grado de Compacidad en caso de suelos arenosos y la Consistencia en caso de suelos arcillosos, esto mediante la tabla 1 que relacionan los mencionados valores:

Tabla 1.-

Compacidad de suelos granulares

COMPACIDAD Suelo Granular	Grado de Compacidad	N (S.P.T.)	Resistencia a la Penetración Estática	$\phi$
Muy suelta	< 0,2	< 4	< 20	< 30
Suelta	0,2 - 0,4	4 - 10	20 - 40	30 - 35
Compacta	0,4 - 0,6	10 - 30	40 - 120	35 - 40
Densa	0,6 - 0,8	30 - 50	120 - 200	40 - 45
Muy Densa	> 0,8	> 50	> 200	> 45

Fuente. Laboratorio Mecánica de Suelos - ESPE

#### 2.4.4 DATOS OBTENIDOS IN SITU

Los siguientes datos fueron obtenidos del ensayo S.P.T., en el cual se determinaron el número de golpes N, la resistencia a la penetración, la presión admisible del suelo y el grado de compacidad en la tabla 2:

Tabla 2.-

Número de golpes

Z (m)	N (Valor obtenido en el campo)			N (S.P.T.)
	15cm	30cm	45cm	
0,5 - 1	9	10	8	18
1,5 - 2	6	9	13	22
2,5 - 3	11	11	11	22

Para obtener los valores buscados se realiza el siguiente procedimiento:

Con los valores de N obtenidos del S.P.T. se obtiene un diagrama graficando dichos valores y uniendo los puntos que estos generan con líneas.

Seguidamente determino el Grado de Compacidad de cada estrato mediante la tabla 3 que corresponde a la relación existente entre este

parámetro y el N del S.P.T.:

Tabla 3.-

Relación de Parámetros de Ensayo SPT

COMPACIDAD (Suelo Granular)	Grado de Compacidad	N (S.P.T.)	Resistencia a la Penetración Estática	$\phi$
Compacta	0,4 - 0,6	10 - 30	40 - 120	35 - 40

El promedio del número de golpes es de  $N = 21$ , y se tiene un  $Gc = 0,51$

La resistencia a la Penetración se puede calcular como se mencionó anteriormente, con la siguiente expresión:

Para el primer valor de N que corresponde a 18,  $R_p = 80.5 \text{ Kg/cm}^2$  De la misma forma se calcula los valores de  $R_p$  para cada N.

Finalmente obtenemos la Presión Admisible, que se puede calcular mediante la expresión anteriormente mencionada:  $\sigma_{adm} = N/10$

Para  $N = 18$ , la presión admisible  $\sigma_{adm} = 1,8 \text{ Kg/cm}^2$ , calculándose los demás valores de  $\sigma_{adm}$  de manera similar en la tabla 4:

Tabla 4.-

Esfuerzo admisible del suelo de acuerdo al número de golpes

Z (m)	N (S.P.T.)	N promedio estrato	Grado de Compacidad	$R_p$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{adm}$ (kg/cm <sup>2</sup> )
0,5 - 1	18			72	1,8
1,5 - 2	22	21	0,51	88	2,2
2,5 - 3	22			88	2,2

En la figura 4, se indica la relación entre el número de golpes y la profundidad del suelo:

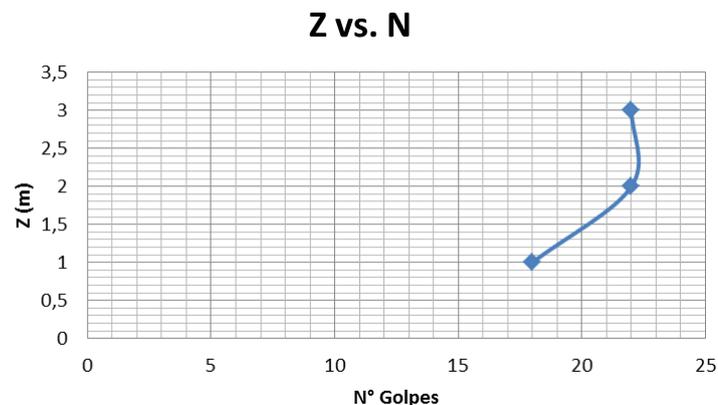


Figura 4.- Relación Número de Golpes y Profundidad del Ensayo

## 2.5 DATOS DEL SUELO

Para clasificar el tipo de suelo se utiliza la tabla tomada del (NEC, 2015)

### 2.5.1 TIPOS DE PERFILES DE SUELOS PARA EL DISEÑO SÍSMICO

Muestra las profundidades utilizadas en la clasificación correspondiente a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A, B, C, D y E. Aquellos perfiles que tengan estratos claramente diferenciales se agrupan en el perfil tipo F se aplican otros criterios, como los expuestos la tabla 5. (NEC, 2015)

Tabla 5.-

Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500$ m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760$ m/s $> V_s \geq 360$ m/s
D	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360$ m/s $> V_s \geq 180$ m/s
E	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100$ kPa $> S_u \geq 50$ kPa
	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 80$ m/s
F	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ KPa
	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia $\alpha$ ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Fuente. (NEC, 2015)

De acuerdo al estudio de suelos para este proyecto, el subsuelo está compuesto en general y a diferentes profundidades de suelo tipo limo arenoso con una compacidad media.

El estudio geotécnico del terreno recomienda una cimentación con diseño de zapatas aisladas, con una profundidad de **desplante de 1.8** metro, desde la cota natural del terreno y una carga admisible del terreno de  **$\sigma_a=22 \text{ T/m}^2$** .

El número de golpes que se obtiene del ensayo SPT es  $N=22$  por lo tanto el perfil correspondiente es el **Tipo D**.

Se presenta el registro fotográfico en el Anexo 1.

## CAPITULO III NAVE INDUSTRIAL

### 3.1 ANTECEDENTES

En la actualidad, las Universidades desarrollan proyectos de investigación hidráulica para un mejor control de las obras, un claro ejemplo es la Escuela Politécnica Nacional que cuenta con dos naves industriales.

El Laboratorio de Modelos hidráulicos de la Universidad de las Fuerzas Armadas –ESPE, se trata de una nave industrial cuyas dimensiones son: 20,00m de longitud, 16,00m de ancho. La altura máxima de la nave será de 7.70 m entre el nivel del suelo y la cumbrera.

Teniendo en cuenta lo anterior, es muy importante analizar y diseñar la distribución en planta, puesto que favorecerá a contar con un espacio adaptable para las diferentes áreas que contará el Laboratorio, por otra parte, el aprovechamiento de las nuevas tecnologías nos ayudará a equipar con aparatos electrónicos de última generación.

A continuación se muestra la vista en planta de la nave en la figura 5:

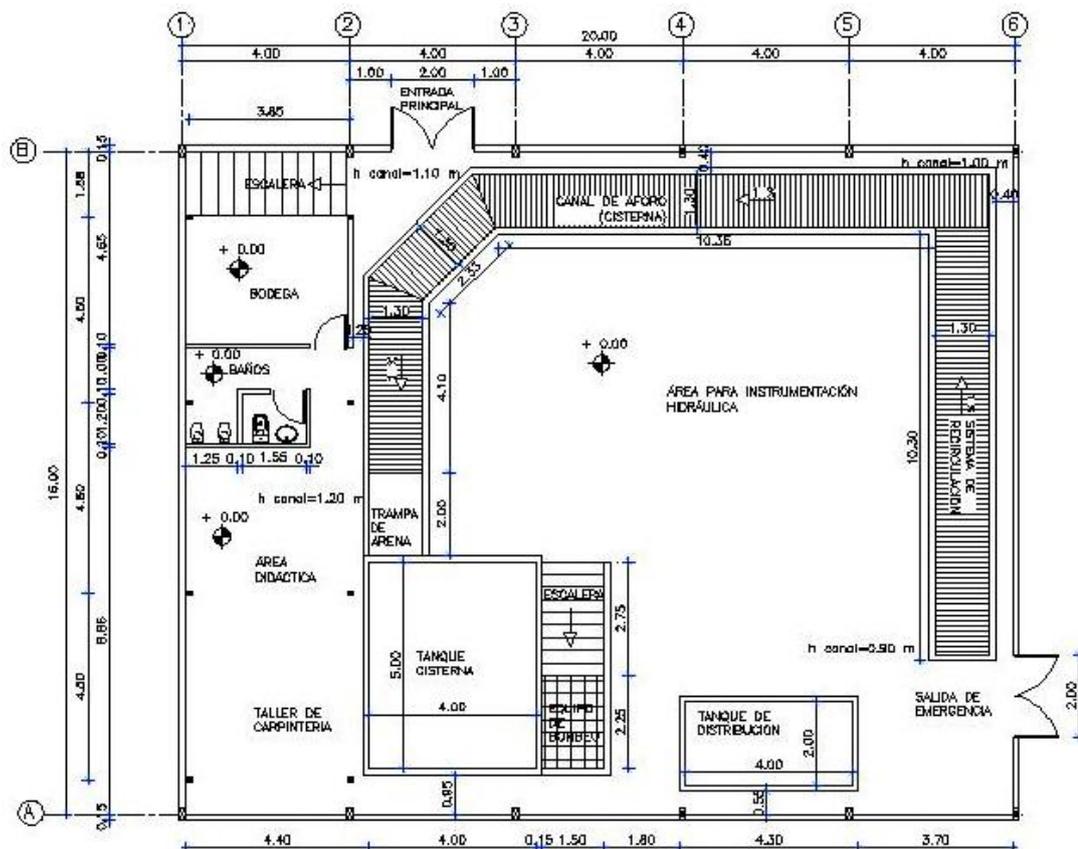


Figura 5.- Vista en planta de la nave industrial

## **3.2 TEORIA DE CÁLCULO UTILIZADA**

Los elementos portantes se han diseñado de acuerdo al método de cálculo para estructuras de acero por factores de carga y resistencia LRFD.

Los reglamentos de construcción modernos están enfocados directa o indirectamente con la filosofía del diseño estructural, reconociendo la mayor o menor capacidad de distintos conjuntos estructurales para sobrellevar sin colapso sobrecargas importantes en condiciones extremas; sin embargo, por simplicidad en los análisis estructurales, pretenden mediante una serie de coeficientes y factores aplicados a las cargas y a las resistencias de los miembros estructurales, simular su comportamiento no lineal, en los rangos límites de resistencia y servicio.

### **3.2.1 CRITERIOS DE DISEÑO**

Se opta por una estructura conformada por pórticos ortogonales diseñados para resistir las fuerzas actuantes.

El modelo de cálculo corresponde a una estructura espacial, que para operativos, se considera como un conjunto de elementos conformados por vigas, columnas, correas y diagonales unidos entre sí por medio de nudos que permiten interactuar, repartiendo y transmitiéndose los esfuerzos de tensión y flexo-compresión generados por las cargas actuantes.

### **3.2.2 NORMAS, CÓDIGOS Y REFERENCIAS UTILIZADAS**

El diseño estructural cumplirá los requisitos de diseño contenidos en:

- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15
- CODIGO AISC (American Institute of Steel and Construction). Este código es utilizado para la confección de estructuras que requieren perfilaría laminada en caliente.
- CODIGO AISI (American Iron and Steel Institute). Este código se emplea para la perfilaría conformada en frío y para la perfilaría armada.

## **3.3 DISEÑO DE CUBIERTA**

### **3.3.1 CARGAS PERMANENTES**

Las cargas permanentes están constituidas por el peso de los diversos elementos estructurales y por los pesos de los cuerpos que están

permanentemente unidos a la estructura. Las cargas permanentes estarán formadas por los pesos de las columnas, vigas, losas, techo, muros fijos, ventanas, plomería, instalaciones (eléctrica, sanitarias, mecánicas), y otros dispositivos integrados permanentemente a la estructura.

El peso de los materiales considerado como cargas permanentes serán expuestas en la tabla 6 y 7, respectivamente:

Tabla 6.-

Peso de Materiales

<b>MATERIALES</b>	
Peso propio de la estructura	12 Kg/m <sup>2</sup>
Panel termo-acústico	5 Kg/m <sup>2</sup>
<b>TOTAL CARGA MATERIAL</b>	<b>17 Kg/m<sup>2</sup></b>

Tabla 7.-

Peso de Instalaciones

<b>INSTALACIONES</b>	
Iluminación	1 Kg/m <sup>2</sup>
Incendio	2 Kg/m <sup>2</sup>
Instalaciones eléctricas	2 Kg/m <sup>2</sup>
<b>TOTAL CARGA INSTALACIONES</b>	<b>5 Kg/m<sup>2</sup></b>

Por lo tanto la carga permanente **D=22 Kg/m<sup>2</sup>**.

De acuerdo al (NEC, 2015), muestran los valores de los pesos para los materiales de uso más frecuente en el Anexo 2.

### 3.3.2 CARGAS VARIABLES

#### 3.3.2.1 CARGA VIVA (SOBRECARGAS DE USO)

Estas cargas pueden ser causadas por el peso de los objetos colocados temporalmente sobre una estructura, por vehículos en movimiento, personas, maquinaria, instalaciones, mobiliario, tabiquería.

Para calcular el valor de estas acciones se deben calcular las cargas debidas de cada una de ellas, si bien, en cualquier caso, nunca podrán ser inferiores a las indicadas por las normas de edificación.

De acuerdo al (NEC, 2015), las sobrecargas mínimas a considerarse para Cubiertas planas, inclinadas y curvas es de 70 kg/m<sup>2</sup>

Por lo tanto la carga viva **L=70 kg/m<sup>2</sup>**.

Los valores de las sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas y concentradas, de acuerdo al (NEC, 2015) están expuestas en el Anexo 3.

### 3.3.2.1.1 REDUCCIÓN DE LAS CARGAS VIVAS

Para las sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas y concentradas se podrían reducir, debido a las siguientes limitaciones expuestas en el código (NEC, 2015):

- Sobrecargas en cubiertas: En la región andina y sus estribaciones, sobre la cota de 1000 msnm, no se permite la reducción de carga viva en cubiertas para prevenir caídas de granizo o ceniza.

### 3.3.2.2 CARGAS DE VIENTO

Las acciones que provoca el viento vienen determinadas como fuerzas por unidad de superficie, que dependen de la zona eólica, de la altura sobre el terreno, de la situación topográfica (normal o expuesta), de la construcción (abierta o cerrada) y de la forma, posición y orientación de los elementos con respecto al viento.

(NEC, 2015) Muestra los siguientes parámetros de velocidades del viento:

- Velocidad instantánea máxima del viento: La velocidad de diseño para viento hasta 10 m de altura será la adecuada a la velocidad máxima para la zona de ubicación de la edificación, pero no será menor a 21m/s (75 km/h).
- Velocidad corregida del viento: La velocidad instantánea máxima del viento se multiplica por un coeficiente de corrección  $\sigma$  que depende de la altura y de las características topográficas y/o de edificación del entorno (nivel de exposición al viento).

Las características topográficas, según donde se irá a construir el Laboratorio, se reparten en 3 categorías en la tabla 8:

- 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.

Tabla 8.-

Coeficiente de corrección  $\sigma$ 

Altura (m)	Sin obstrucción (Categoría A)	Obstrucción baja (Categoría B)	Zona edificada (Categoría C)
5	0.91	0.86	0.80
10	1.00	0.90	0.80
20	1.06	0.97	0.88
40	1.14	1.03	0.96
80	1.21	1.14	1.06
150	1.28	1.22	1.05

Fuente. (NEC, 2015)

Se calcula con la siguiente expresión:

$$V_b = V * \sigma$$

Dónde:

 $V_b$ : Velocidad corregida del viento en m/s $V$ : Velocidad instantánea máxima del viento en m/s, registrada a 10m de altura sobre el terreno $\sigma$ : Coeficiente de corrección

### 3.3.2.2.1 CÁLCULO DE LA PRESIÓN DEL VIENTO

La acción del viento actúa como presión sobre los elementos de fachada. Para determinar la resistencia del elemento frente al empuje del viento, se establece una presión de cálculo  $P$ , cuyo valor se determinará mediante la siguiente expresión:

$$P = \frac{1}{2} * \rho * V_b^2 * C_e * C_f$$

Dónde:

 $P$ : Presión de cálculo expresada en Pa (N/m<sup>2</sup>) $\rho$ : Densidad del aire expresada en kg/m<sup>3</sup> (En general, se puede adoptar 1.25 kg/m<sup>3</sup>) $C_e$ : Coeficiente de entorno/altura $C_f$ : Coeficiente de forma

Los coeficientes de entorno y de forma se indican en las tablas 9 y 10, que se presentan a continuación:

Tabla 9.-

Coeficiente de entorno  $C_e$ 

Construcción	Coeficiente $C_e$
Elementos situados en patios interiores, cuyo ancho es inferior a la altura del edificio y sin conexión con el espacio exterior por su parte inferior, así como ventanas interiores (en el caso de que se dispongan dobles ventanas)	0.3
Elementos en fachadas protegidas en edificios alineados en calles rectas, a una distancia de la esquina, mayor que la altura de la edificación, en bloques exentos en la parte central de una fachada, de longitud mayor que el doble de la altura o en patios abiertos a fachadas o patios de manzana.	0.8
Elementos en fachadas expuestas en edificaciones aisladas o fachadas de longitud menor que el doble de la altura.	1.3
Elementos en fachadas muy expuestas, situados al borde de la orilla de lagos o del mar, próximos a escarpaduras, laderas de fuerte inclinación, desfiladeros, y otros	1.5

Fuente. (NEC, 2015)

Tabla 10.-

Coeficiente de forma  $C_f$ 

Construcción	Barlovento	Sotavento
Superficies verticales de edificios	+0.8	
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en el sentido del viento	+1.5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0.7	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección cuadrada o rectangular	+2.0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda los 45°	+0.8	-0.5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0.3 a 0	-0.6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0.3 a 0.7	-0.6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0.8	-0.6

Fuente. (NEC, 2015)

La estructura es categoría **B** por lo tanto se toma el valor  $\sigma = 0.9$  para 10m de altura.

Se presentan los cálculos en la tabla 11, del valor de las presiones tanto en barlovento como en sotavento:

$$V_b = V * \sigma$$

$$V_b = 21 \text{ m/s} * 0.9 = 18.90 \text{ m/s}$$

Tabla 11.-

Presión del viento en barlovento y sotavento

	<b>Barlovento</b>	<b>Sotavento</b>
$\rho$	1.25 kg/m <sup>3</sup>	1.25 kg/m <sup>3</sup>
Vb	18.90 m/s	18.90 m/s
Ce	0.8	0.8
Cf	0.22	0.6
P	$=1/2*1.25*18.9^2*0.8*0.22$	$=1/2*1.25*18.9^2*0.8*0.6$
P	39.29 N/m <sup>2</sup>	107.16 N/m <sup>2</sup>
<b>P</b>	<b>3.93 kg/m<sup>2</sup></b>	<b>10.72 kg/m<sup>2</sup></b>

Por lo tanto las cargas de viento son: **P barlovento=3.93kg/m<sup>2</sup>**

**P sotavento=10.72 kg/m<sup>2</sup>**

### 3.3.2.3 CARGAS DE GRANIZO

De acuerdo al (NEC, 2015) se considerará una acumulación del granizo en corto tiempo, se debe tomar en cuenta para regiones del país con más de 1500 msnm; las cargas de granizo S se determinará por la siguiente formulación:

$$S = \rho_S * H_S$$

Dónde:

$\rho_S$ : Peso específico del granizo (1000 kg/m<sup>3</sup>)

$H_S$ : Altura de acumulación (m)

Para cubiertas con pendientes menores del 15% Se debe considerar una carga de granizo mínima de 0.50 kN/m<sup>2</sup>.

Para cubiertas con pendientes menores del 5% Se debe considerar una carga de granizo mínima de 1.0 kN/m<sup>2</sup>. En los sitios donde sea necesario considerar la carga de granizo, se adicionará una sobrecarga de 1.0 kN/m<sup>2</sup> en las áreas de los aleros, en un ancho del 10% de la luz libre, medido desde el borde hacia el apoyo y no menor a 1000 mm.

La altitud del Laboratorio es mayor a los 2500 m.s.n.m. por lo tanto se debe realizar el cálculo de carga de granizo.

Como es algo lógico la acumulación será mayor en el área del canal mientras que será menor en el cumbrero por eso se tomó las siguientes consideraciones para la carga de Granizo para las 2 primeras y las 2 últimas correas se puso una carga de 100 kg/m<sup>2</sup> y para el resto de 50 kg/m<sup>2</sup>, como se indica en la tabla 12:

Tabla 12.-

## Sobrecarga de granizo

luz libre	15.70 m
10% de Luz libre	1.57 m
Carga mínima	50.00 kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga 100 kg/m <sup>2</sup> en el alero (10% luz libre o 1000 mm)	100.00 kg/m <sup>2</sup>

**3.3.2.4 CARGAS ACCIDENTALES (CARGA SÍSMICA)**

Los sismos producen cargas sobre una estructura por medio de la interacción del movimiento del suelo y las características de respuesta de la estructura. Para reducir el riesgo sísmico a niveles aceptables, se aplicará de manera obligatoria los criterios y métodos de diseño especificados en el NEC – 15.

**3.3.2.4.1 ZONIFICACIÓN SÍSMICA**

(NEC, 2015) El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por el valor del factor de zona Z, de acuerdo al mapa de la Figura 6:

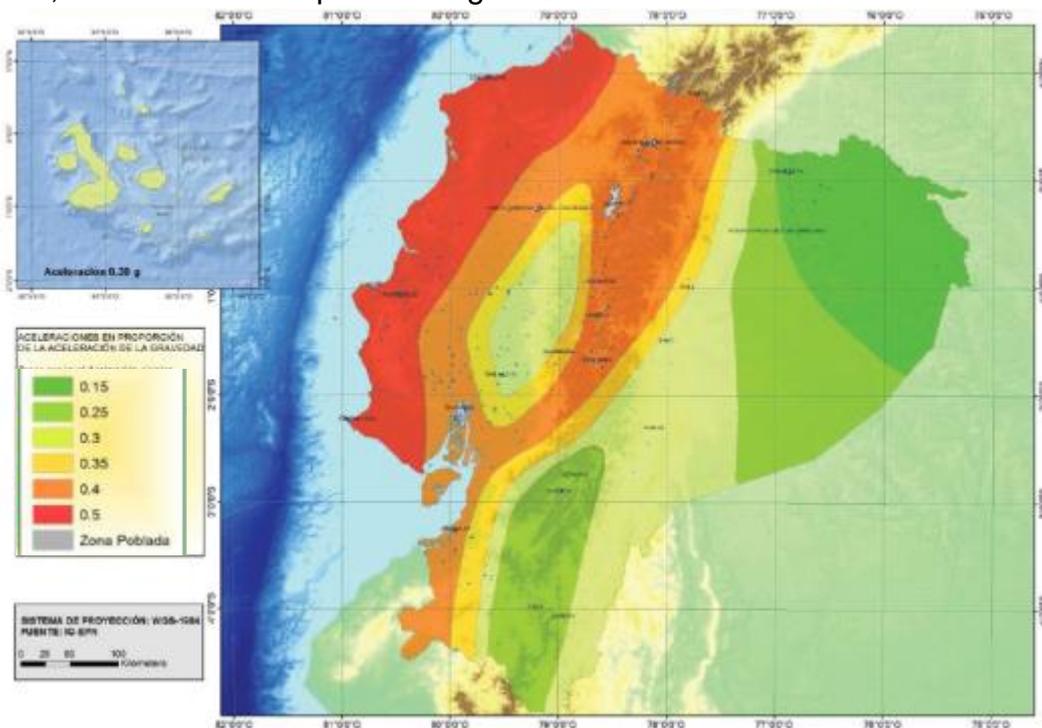


Figura 6.- Zonificación Sísmica del Ecuador

Fuente. (NEC, 2015)

El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años) período

de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI. A continuación se muestran en la tabla 13 los valores del factor Z:

Tabla 13.-

Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente. (NEC, 2015)

La zona sísmica adoptada es la **Zona V** y el valor del factor **Z=0.4**

### TIPOS DE PERFILES DE SUELOS PARA EL DISEÑO SÍSMICO

Como se calculó en el estudio geotécnico el perfil de suelo adoptado es **D**

#### 3.3.2.4.2 COEFICIENTES DE PERFIL DE SUELO

Según (NEC, 2015) existen 3 tipos de coeficientes  $F_a$ ,  $F_d$ ,  $F_s$ :

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

Se presentan los valores en la tabla 14 del coeficiente  $F_a$  que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos del sitio.

Tabla 14.-

Tipo de suelo y Factores de sitio  $F_a$

Tipo de perfil de subsuelo	Zona sísmica y Factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.40	1.30	1.25	1.23	1.20	1.18
D	1.60	1.40	1.30	1.25	1.20	1.12
E	1.80	1.40	1.25	1.10	1.00	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Fuente. (NEC, 2015)

- $F_d$ : **Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca**

Se presentan los valores en la tabla 15 del coeficiente  $F_d$  que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos del sitio.

Tabla 15.-

Tipo de suelo y Factores de sitio  $F_d$

Tipo de perfil de subsuelo	Zona sísmica y Factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.10	1.75	1.70	1.65	1.60	1.50
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4					

Fuente. (NEC, 2015)

- $F_s$ : **Comportamiento no lineal de los suelos**

Se presentan los valores en la tabla 16 del coeficiente  $F_s$  que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

Tabla 16.-

Tipo de suelo y Factores de sitio  $F_s$

Tipo de perfil de subsuelo	Zona sísmica y Factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4					

Fuente. (NEC, 2015)

Por lo tanto para un tipo de suelo D los factores  $F_a=1.20$ ,  $F_d=1.19$ ,  $F_s=1.28$ .

### 3.3.2.4.3 FACTOR USADO EN EL ESPECTRO DE DISEÑO ELÁSTICO Y LA RELACIÓN DE AMPLIFICACIÓN ESPECTRAL, $\eta$

Dónde:

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

$r = 1$  Para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E

$r = 1.5$  Para tipo de suelo E.

La relación de amplificación espectral,  $\eta$  ( $S_a/Z$ , en roca), que varían dependiendo de la región del Ecuador donde se vaya a construir, se adopta los siguientes valores:

$\eta = 1.80$ : Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),

$\eta = 2.48$ : Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.

$\eta = 2.60$ : Provincias del Oriente.

Como vemos los factores son:

$r = 1$  Para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E

$\eta = 2.48$  Provincias de la Sierra, Esmeraldas

### COMPONENTE VERTICAL DEL SISMO DE DISEÑO

(NEC, 2015) En el presente proyecto, no se deberá incorporar la componente vertical del sismo, ya que se encuentra lejos de una falla superficial a más de 10 km de distancia.

### 3.3.2.4.4 CATEGORÍA DE EDIFICIO Y COEFICIENTE DE IMPORTANCIA

(NEC, 2015) El propósito del factor  $I$  es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño. La estructura a construirse se clasificará en una de las categorías que se establecen en la Tabla 17 y se adoptará el correspondiente factor de importancia.

Tabla 17.-

Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras substancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras substancias peligrosas.	1.50
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.30
Otros estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.00

Fuente. (NEC, 2015)

La categoría de la estructura es edificación esencial, ya que está destinada para depósito de agua y su coeficiente de importancia es  $I = 1$ .

### 3.3.2.4.5 FACTOR R DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA PARA ESTRUCTURAS DIFERENTES A LAS DE EDIFICACIÓN

Las fuerzas sísmicas mínimas de diseño se han establecido a un nivel tal, necesario para producir desplazamientos sobre modelos elásticos de estructuras empotradas en su base, comparables con los desplazamientos esperados en estructuras reales sometidas al sismo de diseño.

Se permite una reducción de fuerzas sísmicas mínimas de diseño mediante el factor R cuando el diseño de este tipo de estructuras provea de suficiente resistencia y ductilidad a las mismas, de manera consistente con la filosofía de diseño y las especificaciones del NEC – 2015.

En la tabla 18 se presentan los valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural:

Tabla 18.-

Factor R de reducción de respuesta para estructuras diferentes a las de edificación

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

Fuente. (NEC, 2015)

El factor de reducción es  $R = 3$  que corresponde a naves industriales con perfiles de acero.

### 3.3.2.4.6 CARGA SÍSMICA REACTIVA W

(NEC, 2015) La carga sísmica  $W$  representa la carga reactiva por sismo.

Independientemente del método de análisis se usará la siguiente carga sísmica reactiva  $W$ .

**En el caso general:**  $W = D$

**Casos especiales: bodegas y almacenaje:**  $W = D + 0.25L_i$

Dónde:

$D$ : Carga muerta total de la estructura

$L_i$ : Carga viva del piso  $i$

En este caso especial el valor de  $W$  será el que se indica en la tabla 19:

Tabla 19.-

Carga  $W$  del Laboratorio

D	22.000 kg/m <sup>2</sup>
$L_i$	70.00 kg/m <sup>2</sup>
$W = 22 + 0.25 \cdot 70$	39.50 kg/m <sup>2</sup>

### 3.3.2.4.7 CORTANTE BASAL DE DISEÑO

(NEC, 2015) Las estructuras distintas a las de edificación incluyen todas las estructuras auto-portantes que no son edificios, las cuales soportan

cargas verticales y deben resistir los efectos sísmicos y cuyo comportamiento dinámico es distinto al de las estructuras de edificación. El cortante basal total de diseño  $V$ , a nivel de cargas últimas, para el caso de estructuras rígidas (con períodos menores a 0.6 s), se deberá aplicar la siguiente ecuación:

$$V = \eta * Z * F_a * I * W$$

Dónde:

$V$ : Cortante basal total de diseño

$\eta$ : Razón entre la aceleración espectral  $S_a = (T = 0.1 \text{ s})$ .

$Z$ : Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad  $g$ .

$F_a$ : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

$I$ : Coeficiente de Importancia.

$W$ : Carga sísmica reactiva

Reemplazando valores se tiene:

$$V = 2.48 * 0.40 * 1.20 * 1 * [(22 + 0.25) * 70]$$

$$V = 70.53 \frac{kg}{m^2} * \frac{20m * 16m}{1000} = 22.57 T$$

### 3.3.2.4.8 DETERMINACIÓN DEL PERÍODO DE VIBRACIÓN T

Según (NEC, 2015) existen 2 métodos para calcular T

- **MÉTODO 1**

El valor de  $T$  puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

Dónde:

$C_t$ : Coeficiente que depende del tipo de edificio

$h_n$ : Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

$T$ : Período de vibración

En la tabla 20, se indica el tipo de estructura y los parámetros  $C_t$  y  $\alpha$ :

Tabla 20.-

Coeficientes  $C_t$  y  $\alpha$  según el tipo de edificio

Tipo de estructura	$C_t$	$\alpha$
<b>Estructuras de acero</b>		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
<b>Pórticos especiales de hormigón armado</b>		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadores y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.056	0.75

Fuente. (NEC, 2015)

El tipo de estructura es de acero con arriostramientos, y reemplazando se tiene el valor del período de vibración:

$$T = 0.073 * 7.50^{0.75} = 0.33 \text{ seg}$$

#### • MÉTODO 2

El período fundamental  $T$  puede ser calculado, utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, en un análisis apropiado y adecuadamente sustentado. Este requisito puede ser cumplido mediante la utilización de la siguiente expresión.

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}}$$

Dónde:

$f_i$ : Representa cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales en el piso  $i$ , de acuerdo con los principios descritos en el presente capítulo, o cualquiera otra distribución racional.

$\delta_i$ : Deflexión elástica de piso calculada usando las fuerzas laterales  $f_i$

$w_i$ : Peso asignado al piso o nivel  $i$  de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva  $W$  (incluye la fracción de la carga viva correspondiente) peso:  $w$  / cargas:  $W$

Sin embargo, el valor de  $T_a$  calculado según el método 2 no debe ser mayor en un 30% al valor de  $T_a$  calculado con el Método 1.

En este caso, para determinar el  $T_a$  de la estructura primero se debe

realizar la distribución de fuerzas que se presenta a continuación.

### 3.3.2.4.9 DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE FUERZAS SÍSMICAS LATERALES

(NEC, 2015) La distribución de fuerzas verticales se asemeja a una distribución lineal (triangular), similar al modo fundamental de vibración, pero dependiente del período fundamental de vibración  $T_a$ .

En ausencia de un procedimiento más riguroso, basado en los principios de la dinámica, las fuerzas laterales totales de cálculo deben ser distribuidas en la altura de la estructura, utilizando las siguientes expresiones:

$$V = \sum_{i=1}^n F_i$$

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i$$

$$F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} V$$

Dónde:

$V$ : Cortante total en la base de la estructura

$V_x$ : Cortante total en el piso  $x$  de la estructura

$F_i$ : Fuerza lateral aplicada en el piso  $i$  de la estructura

$F_x$ : Fuerza lateral aplicada en el piso  $x$  de la estructura

$n$  : Número de pisos de la estructura

$W_x$ :Peso aginado al piso o nivel  $x$  de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva  $W$  (incluye la fracción de la carga viva correspondiente)

$W_i$ :Peso aginado al piso o nivel  $i$  de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva  $W$  (incluye la fracción de la carga viva correspondiente)

$h_x$ :Altura del piso  $x$  de la estructura

$h_i$ :Altura del piso  $i$  de la estructura

$k$ :Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura  $T$ , indicado en la tabla 21.

Tabla 21.-

Coeficiente K

Valores de T(s)	K
$\leq 0.5$	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50T$
$> 2.5$	2

Fuente. (NEC, 2015)

Para este cálculo el T calculado en el método 1 será el tomado **T<sub>x</sub>** y **T<sub>y</sub>**.

$$T_x = T_y = 0.331 \text{ seg}$$

$$K_x = K_y = 1$$

Se tienen los siguientes datos para calcular el peso asignado de la estructura:

- $h_i$ : Altura del piso  $i$  de la estructura=7.50m
- Área=20 x 16 = 320m<sup>2</sup>
- D=22 kg/m<sup>2</sup>; L=70 kg/m<sup>2</sup>

$$W_i = \frac{(22 + 0.25 * 70) * 320}{1000} = 12.64 T$$

Para obtener las fuerzas laterales en X,Y se reemplaza valores:

$$F_{ix} = F_{iy} = \frac{12.64 * 7.5^1}{12.64 * 7.5^1} * 22.57$$

$$F_{ix} = F_{iy} = 22.57 T$$

### DETERMINACIÓN DEL TA

Mediante la utilización de la siguiente expresión, se calcula el período fundamental  $T_{ax}$  y  $T_{ay}$ :

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}}$$

Dónde:

$\delta_i$ : Deflexión elástica de piso calculada usando las fuerzas laterales  $f_i$

$$\delta_{ix} = 0.0147 \text{ m}$$

$$\delta_{iy} = 0.003955 \text{ m}$$

$$T_{ax} = 2\pi \sqrt{\frac{12.64 * 0.0147^2}{9.8 * 22.57 * 0.0147}} = 0.182 \text{ seg}$$

$$T_{ay} = 2\pi \sqrt{\frac{12.64 * 0.003955^2}{9.8 * 22.57 * 0.003955}} = 0.094 \text{ seg}$$

El valor de  $T_a$  calculado según el método 2 no debe ser mayor en un 30% al valor de  $T_a$  método 1, según como se explica a continuación:

$$T_x = T_y = 0.331 \text{ seg}$$

$$T_{axmax} = T_{aymax} = 1.3 * T_x = 0.43 \text{ seg}$$

Como se puede observar, se cumple las condiciones  $T_{ax} < T_{axmax}$ , de igual manera  $T_{ay} < T_{aymax}$

Por lo tanto los periodos fundamentales de vibración son  $T_{ax} = 0.182 \text{ seg}$  y  $T_{ay} = 0.094 \text{ seg}$

### 3.3.2.4.10 LIMITE DE DERIVA Y EFECTO P-Δ

(NEC, 2015) Los límites de deriva establecidos para estructuras de edificios No necesitan ser aplicados para este tipo de estructuras. Los efectos **P-Δ** deben calcularse para estructuras cuyas derivas excedan los límites (2%) establecidos en la norma para el caso de estructuras de edificación.

Como el Laboratorio es una nave industrial no necesita aplicar los límites de derivas ni calcular los efectos P-Δ. Sin embargo como un control de la estructura se decidió realizar los cálculos mostrados a continuación, en la tabla 22:

#### DERIVA ELASTICA

$$\Delta_i = \frac{d_{i+1} - d_i}{H}$$

Donde:

$\Delta_i$ : Deriva elástica calculada en tabla 24

$d_{i+1}$ : Desplazamiento de piso superior

$d_i$ : Desplazamiento de piso inferior

$h_i$ : Altura del piso considerado

Tabla 22.-

Deriva elástica en X, Y del pórtico metálico

Piso	$h_i$ (m)	$d_x$ (desplazamientos) m	$d_y$ (desplazamientos) m	$\Delta_i$ (x)	$\Delta_i$ (y)
1	7.50 m	0.0147	0.003955	0.0019600	0.0005273

### 3.3.2.4.11 EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN P-Δ E INDICE DE ESTABILIDAD $Q_i$

(NEC, 2015) Los efectos P-Δ corresponden a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales de la estructura, causados por efectos de segundo orden que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura y que por ello deben considerarse:

- Para el cálculo de dichos incrementos
- Para la evaluación de la estabilidad estructural global.

El índice de estabilidad  $Q_i$ , para el piso  $i$  y en la dirección bajo estudio, puede calcularse por medio de la ecuación:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i}$$

Dónde:

$Q_i$ : Índice de estabilidad del piso  $i$ , es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

$P_i$ : Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso  $i$  y de todos los pisos localizados sobre el piso  $i$

$\Delta_i$ : Deriva del piso  $i$  calculada en el centro de masas del piso.

$V_i$ : Cortante sísmico del piso  $i$

$h_i$ : Altura del piso  $i$  considerado

#### Sentido X-X

$$Q_{ix} = \frac{0.092 * 0.00196}{22.57 * 7.50} = 0.0000011$$

#### Sentido Y-Y

$$Q_{iy} = \frac{0.092 * 0.0005273}{22.57 * 7.50} = 2.8660 * 10^{-7}$$

Se debe cumplir  $Q_i \leq 0.30$ , cuando  $Q_i$  es mayor que 0.30, la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse.

### 3.3.2.4.12 FACTOR DE MAYORACIÓN $f_{P-\Delta}$

Los efectos P-Δ no necesitan ser considerados cuando el índice de estabilidad  $Q_i < 0.1$ .

### 3.3.2.4.13 CONTROL DE LA DERIVA DE PISO (DERIVAS INELÁSTICAS MÁXIMAS DE PISO $\Delta M$ )

Se hará un control de deformaciones, a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso.

El diseñador deberá comprobar que la estructura presentará deformaciones inelásticas controlables, mejorando substancialmente el diseño conceptual.

Los valores máximos se han establecido considerando que el calculista utilizará secciones agrietadas.

Para la revisión de las derivas de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos  $\Delta M$  de la estructura, causada por el sismo de diseño.

Las derivas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas por el método DBF sean estáticas o dinámicas, para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales, se calcularán, para cada piso, realizando un análisis elástico de la estructura sometida a las fuerzas laterales calculadas.

Límites de la deriva: la deriva máxima inelástica  $\Delta M$  de cada piso debe calcularse mediante:

$$\Delta M = 0.75R\Delta_E$$

Dónde:

$\Delta M$ : Deriva máxima inelástica

$\Delta_E$ : Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

$R$ : Factor de reducción de resistencia=3

**Sentido X-X:**  $\Delta M_X = 0.75 * 3 * 0.00196 = 0.004410$

**Sentido Y-Y:**  $\Delta M_Y = 0.75 * 3 * 0.0005273 = 0.001187$

Tabla 23.-

Límites permisibles de las derivas de piso

<b>Estructuras de</b>	<b><math>\Delta M</math> máxima (sin unidad)</b>
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente. (NEC, 2015)

Tanto la deriva en sentido x ( $\Delta M_x = 0.004$ ) como la deriva en y ( $\Delta M_y = 0.001$ ) son menores a 0.02, como lo estipula la tabla 23, por lo tanto la estructura es estable.

### 3.3.3 COMBINACIONES DE CARGA

#### 3.3.3.1 CARGAS ACTUANTES EN CORREAS

Se aplicaran las cargas en los nudos donde se asienten las correas, a continuación se mostraran en la figura 7 donde está la configuración del pórtico además cuadros de áreas (tabla 24) y cargas (tablas 25, 26, 27, 28, 29, 30 y 31) para transformar de cargas repartidas a cargas puntuales.

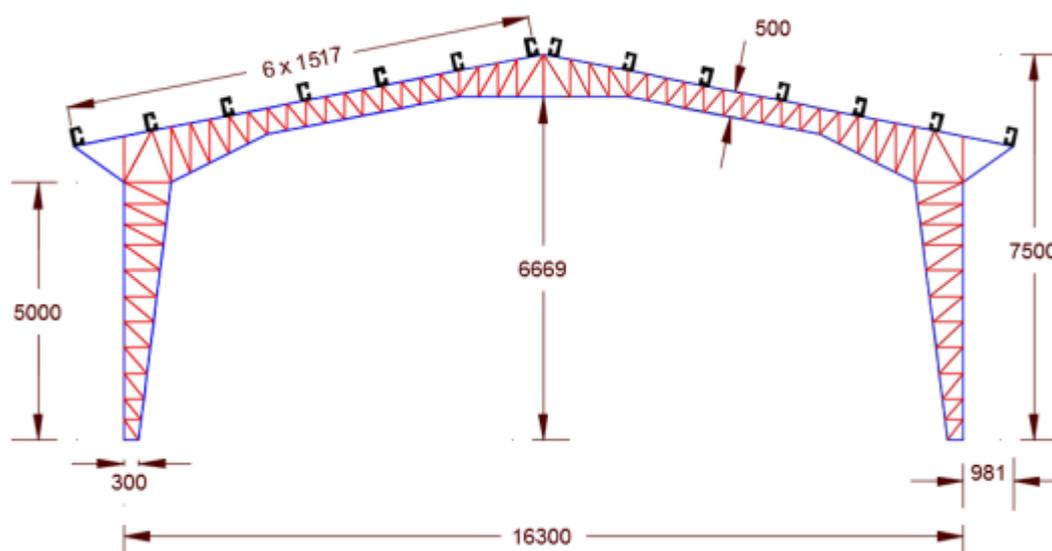


Figura 7.- Distribución de correas en el pórtico

Tabla 24.-

Área cooperante de correas

Nº Correa	Ancho cooperante (m)	Separación entre pórticos (m)	Área Cooperante (m <sup>2</sup> )
Correa 1	0.810	4.00	3.24
Correa 2	1.520	4.00	6.08
Correa 3	1.520	4.00	6.08
Correa 4	1.520	4.00	6.08
Correa 5	1.520	4.00	6.08
Correa 6	1.520	4.00	6.08
Correa 7	0.91	4.00	3.64
Correa 8	0.91	4.00	3.64
Correa 9	1.520	4.00	6.08
Correa 10	1.520	4.00	6.08
Correa 11	1.520	4.00	6.08
Correa 12	1.520	4.00	6.08
Correa 13	1.520	4.00	6.08
Correa 14	0.810	4.00	3.24

En las figuras 8, 9, 10, 11, 12, 13 se puede ver gráficamente las cargas actuantes en las correas

Tabla 25.-

Carga muerta

Nº Correa	D (kg)
Correa 1	71.28
Correa 2	133.76
Correa 3	133.76
Correa 4	133.76
Correa 5	133.76
Correa 6	133.76
Correa 7	80.08
Correa 8	80.08
Correa 9	133.76
Correa 10	133.76
Correa 11	133.76
Correa 12	133.76
Correa 13	133.76
Correa 14	71.28

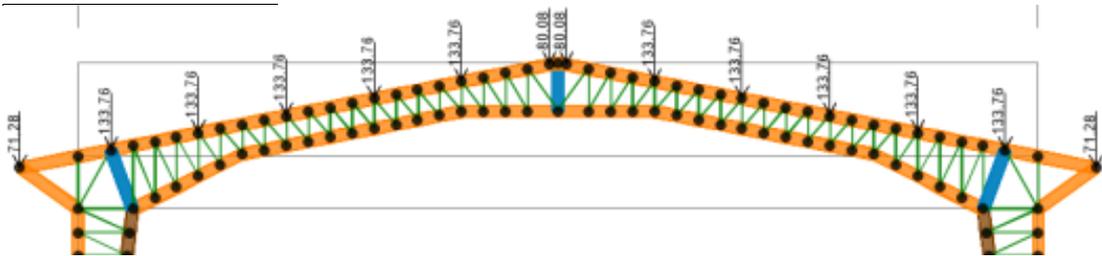


Figura 8.- Carga Muerta

Fuente. SAP2000 Versión 17.1

Tabla 26.-

Carga viva

Nº Correa	L (kg)
Correa 1	226.80
Correa 2	425.60
Correa 3	425.60
Correa 4	425.60
Correa 5	425.60
Correa 6	425.60
Correa 7	254.80
Correa 8	254.80
Correa 9	425.60
Correa 10	425.60
Correa 11	425.60
Correa 12	425.60
Correa 13	425.60
Correa 14	226.80

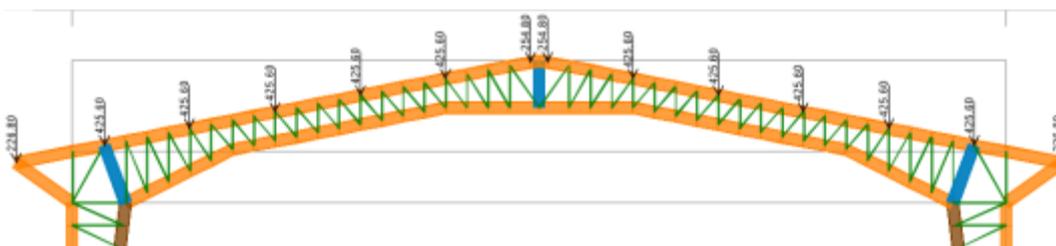


Figura 9.- Carga Viva  
Fuente. SAP2000 Versión 17.1

Tabla 27.-

Carga de viento

Nº Correa	W (kg) barlovento	W (Kg)sotavento
Correa 1	12.73	34.72
Correa 2	23.89	65.16
Correa 3	23.89	65.16
Correa 4	23.89	65.16
Correa 5	23.89	65.16
Correa 6	23.89	65.16
Correa 7	14.30	39.01
Correa 8	14.30	39.01
Correa 9	23.89	65.16
Correa 10	23.89	65.16
Correa 11	23.89	65.16
Correa 12	23.89	65.16
Correa 13	23.89	65.16
Correa 14	12.73	34.72

La carga de viento actúa en las dos direcciones, y sus valores se encuentran especificados en las tablas

Tabla 28.-

Carga de viento de Izquierda a Derecha

Nº Correa	WI (kg)	DESCOMPISICION DE LA CARGA WI	
	IZQ-DER	WIX	WIZ
Correa 1	12.73	2.449	-12.493
Correa 2	23.89	4.596	-23.444
Correa 3	23.89	4.596	-23.444
Correa 4	23.89	4.596	-23.444
Correa 5	23.89	4.596	-23.444
Correa 6	23.89	4.596	-23.444
Correa 7	14.30	2.751	-14.036
Correa 8	39.01	7.504	38.279
Correa 9	65.16	12.534	63.938
Correa 10	65.16	12.534	63.938
Correa 11	65.16	12.534	63.938
Correa 12	65.16	12.534	63.938
Correa 13	65.16	12.534	63.938
Correa 14	34.72	6.679	34.072

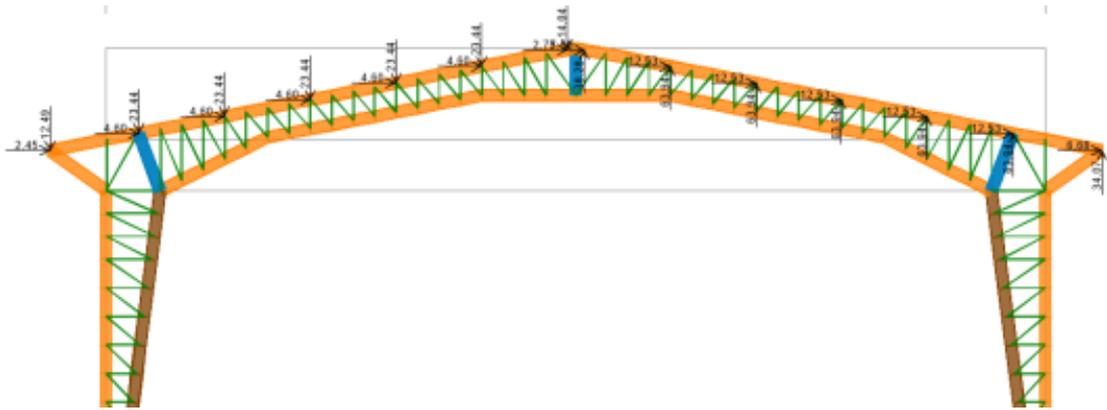


Figura 10.- Carga de Viento de Izquierda a Derecha  
 Fuente. SAP2000 Versión 17.1

Tabla 29.-

Carga de viento de Derecha a Izquierda

N° Correa	WD (kg) DER-IZQ	DESCOMPISICION DE LA CARGA WD	
		WDX	WDZ
Correa 1	34.72	6.679	34.072
Correa 2	65.16	12.534	63.938
Correa 3	65.16	12.534	63.938
Correa 4	65.16	12.534	63.938
Correa 5	65.16	12.534	63.938
Correa 6	65.16	12.534	63.938
Correa 7	39.01	7.504	38.279
Correa 8	14.30	2.751	-14.036
Correa 9	23.89	4.596	-23.444
Correa 10	23.89	4.596	-23.444
Correa 11	23.89	4.596	-23.444
Correa 12	23.89	4.596	-23.444
Correa 13	23.89	4.596	-23.444
Correa 14	12.73	2.449	-12.493

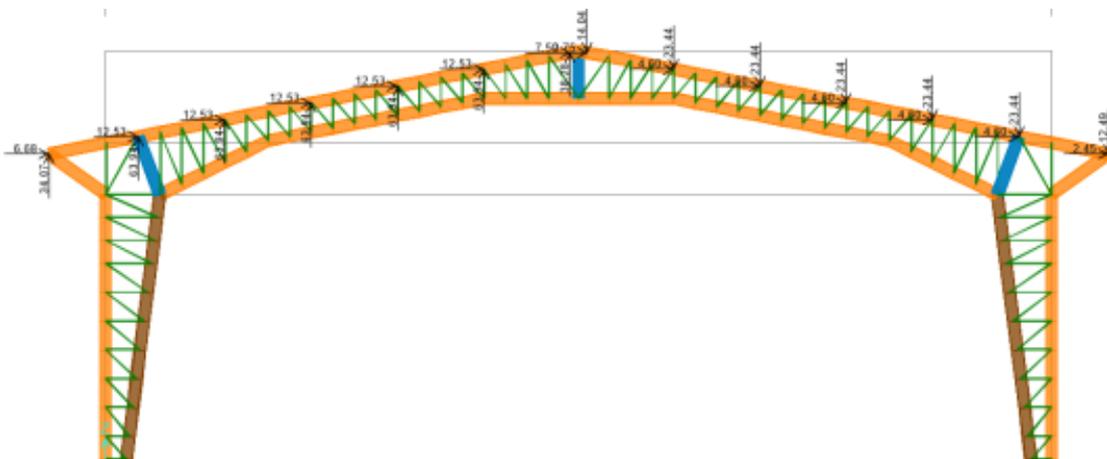


Figura 11.- Carga de Viento de Derecha a Izquierda  
 Fuente. SAP2000 Versión 17.1

Tabla 30.-

## Carga de Granizo

Nº Correa	S (kg)
Correa 1	324.00
Correa 2	608.00
Correa 3	304.00
Correa 4	304.00
Correa 5	304.00
Correa 6	304.00
Correa 7	182.00
Correa 8	182.00
Correa 9	304.00
Correa 10	304.00
Correa 11	304.00
Correa 12	304.00
Correa 13	608.00
Correa 14	324.00

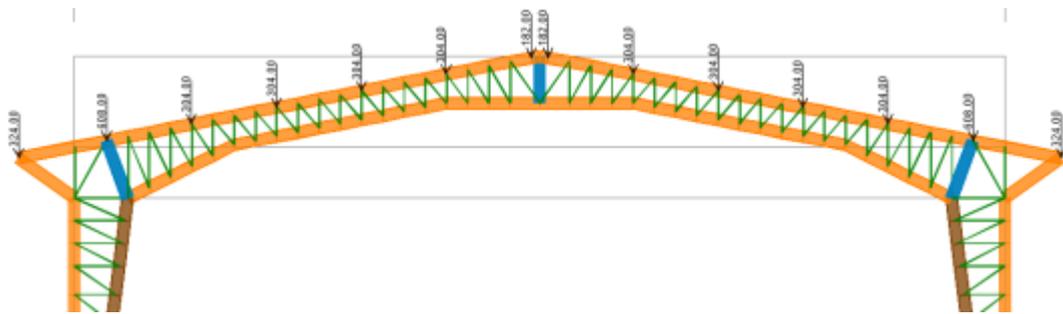


Figura 12.- Carga de Granizo

Fuente. SAP2000 Versión 17.1

Tabla 31.-

## Carga Sísmica

Nº Correa	E (kg)
Correa 1	228.52
Correa 2	428.83
Correa 3	428.83
Correa 4	428.83
Correa 5	428.83
Correa 6	428.83
Correa 7	256.73
Correa 8	256.73
Correa 9	428.83
Correa 10	428.83
Correa 11	428.83
Correa 12	428.83
Correa 13	428.83
Correa 14	228.52

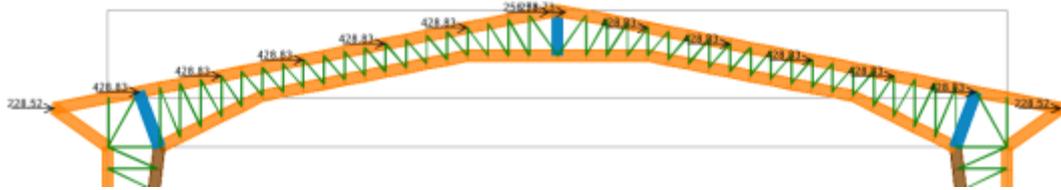


Figura 13.- Carga Sísmica

Fuente. SAP2000 Versión 17.1

### 3.4 COMBINACIONES UTILIZADAS

Según (NEC, 2015) las estructuras se deberán diseñar de tal manera que la resistencia de diseño iguale o exceda los efectos de las cargas incrementadas, de acuerdo a las siguientes combinaciones:

#### SIMBOLOGIA

**D**= Carga permanente

**E**= Carga de sismo

**Lo**=Sobrecargas (carga viva) (no reducida)

**L**= Sobrecarga (carga viva)

**Lr**= Sobrecarga cubierta (carga viva)

**S**= Carga de granizo

**W**= Carga de viento

**R**= Carga de Lluvia

#### COMBINACIONES

- Combinación 1:  $1.4 D$
- Combinación 2:  $1.2 D + 1.6 L + 0.5 \max [Lr; S; R]$
- Combinación 3\*:  $1.2 D + 1.6 \max[Lr; S; R] + \max[L; 0.5W]$
- Combinación 4\*:  $1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 \max[Lr; S; R]$
- Combinación 5\*:  $1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S$
- Combinación 6:  $0.9 D + 1.0 W$
- Combinación 7:  $0.9 D + 1.0 E$

*\*Para las combinaciones 3, 4 y 5:  $L=0.5 \text{ kN/m}^2$  si  $Lo \leq 4.8 \text{ kN/m}^2$  (excepto para estacionamientos y espacios de reuniones públicas).*

### 3.5 MATERIALES EMPLEADOS

- Acero estructural A36 y A500
- Cubierta termo-acústica

- Resistencia a la compresión del hormigón  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia a la fluencia del acero  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

### 3.6 ANALISIS DE LOS ELEMENTOS PRINCIPALES PORTICO

#### 3.6.1 CALCULO DE REACCIONES EN EL PÓRTICO

Par el análisis del pórtico, se toma en cuenta las dimensiones de la línea central del mismo, las cuales están indicadas en la figura 14:

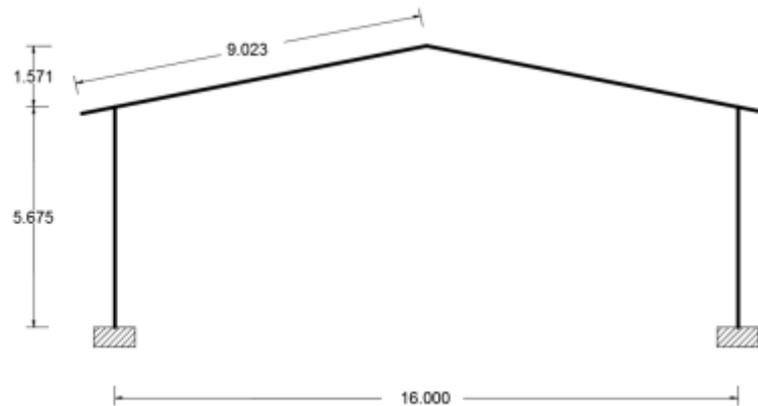


Figura 14.- Línea Central del Pórtico

Para determinar las reacciones del pórtico, se calcula las cargas en forma independiente, para posteriormente realizar las combinaciones y obtener dichas reacciones.

#### CARGA MUERTA D:

- Cubierta (termo-acústica) =  $5 \text{ kg/m}^2$
- Peso propio de las correas:  $(7 \cdot 8.28 \text{ kg/m}) / (16/2) = 7.25 \text{ kg/m}^2$
- Peso propio de la estructura:  $12 \text{ kg/m}^2$
- TOTAL =  $24.25 \text{ kg/m}^2 \cdot 4\text{m} = 97 \text{ kg/m}$

#### CARGA VIVA L:

- Carga para cubiertas planas =  $70 \text{ kg/m}^2 \cdot 4\text{m} = 280 \text{ kg/m}$

#### CARGA DE GRANIZO S:

- $100 \text{ kg/m}^2 \cdot 4\text{m} = 400 \text{ kg/m}$

#### CARGA DE VIENTO W:

- $10.72 \text{ kg/m}^2 \cdot 4\text{m} = 42.88 \text{ kg/m}$

#### CARGA DE SISMO E:

- $70.53 \text{ kg/m}^2 \cdot 4\text{m} = 282.12 \text{ kg/m}$

Con la ayuda del programa SAP2000, se procede a ingresar las cargas

en los elementos del pórtico reticular, que se presentan en la figura 15:

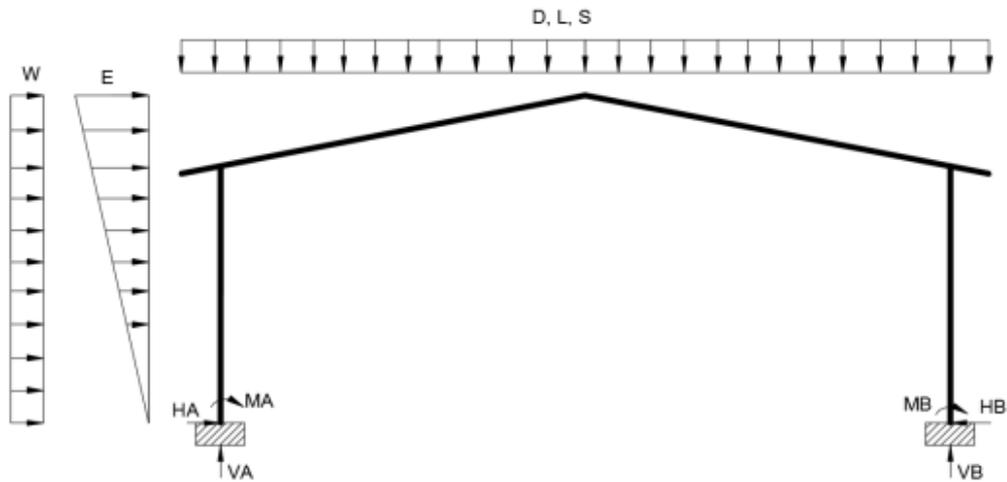


Figura 15.- Cargas en el Pórtico

De todas las combinaciones posibles de carga, la más crítica es la combinación 3 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción – 2015, por lo tanto la carga distribuida será:

$$1.2D + 1.6\max[L_r; S; R] + \max[L; 0.5 W] = 1.2 * 97 + 1.6 * 400 + 0.5 * 280$$

$$= 896.4 \text{ kg/m}$$

Con estas cargas, se obtiene las reacciones en la estructura (figura 16):

$$H_A = 2575.81 \text{ kg} \qquad H_B = 2575.81 \text{ kg}$$

$$V_A = 8088.03 \text{ kg} \qquad V_B = 8088.03 \text{ kg}$$

$$M_A = 9881.24 \text{ kg} - m \qquad M_B = 9881.24 \text{ kg} - m$$

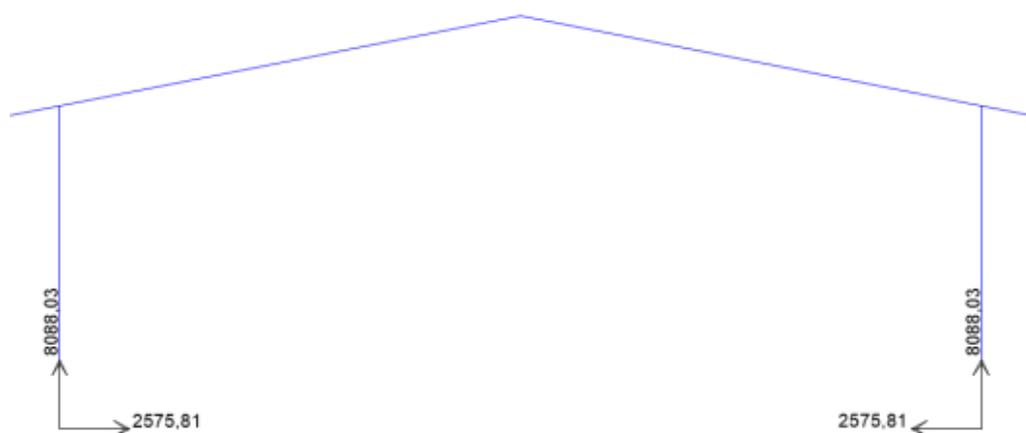


Figura 16.- Reacciones del Pórtico

Fuente. SAP2000 Versión 17.1

### 3.6.2 PUNTOS DE MOMENTO CERO Y MOMENTO MÁXIMO POSITIVO EN LA VIGA

Para poder analizar los esfuerzos internos críticos que actúan en los miembros de la estructura, conviene conocer los puntos donde el momento sobre la estructura tiene su valor máximo y también donde el momento cambia de signo, es decir el lugar donde el mismo es cero.

EL Momento cero se encuentra 5.075 m desde el cumbrero, y se indica en la figura 17:

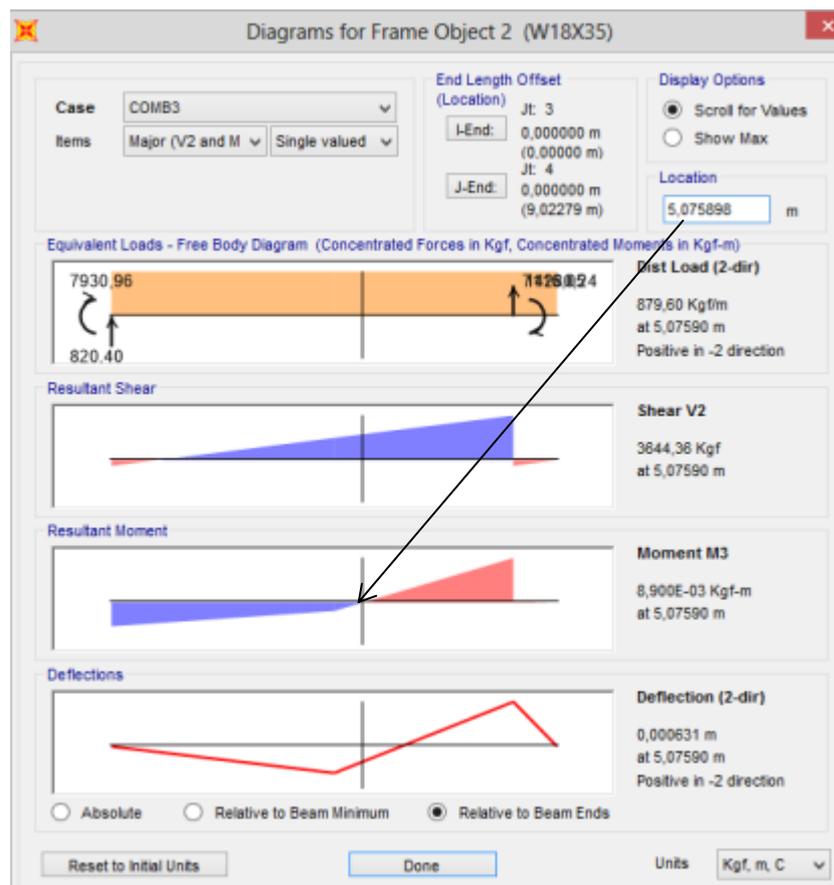


Figura 17.- Valores de momento cero en la viga

Fuente. SAP2000 Versión 17.1

Los momentos máximos del pórtico se indican en la figura 18:

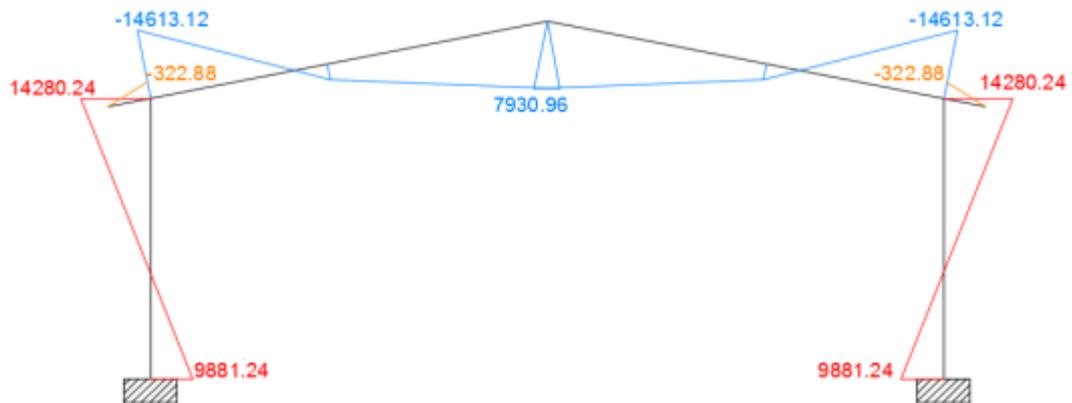


Figura 18.- Diagrama de momentos flectores

### 3.6.3 FUERZAS EN LA COLUMNA

Las secciones a analizar serán; en la parte más alta para los canales externos e interno, y en la parte de abajo para las celosías horizontal y diagonal. Se aplica el método del cortante y momento para analizar las fuerzas internas en la columna como se indican en la figura 19:

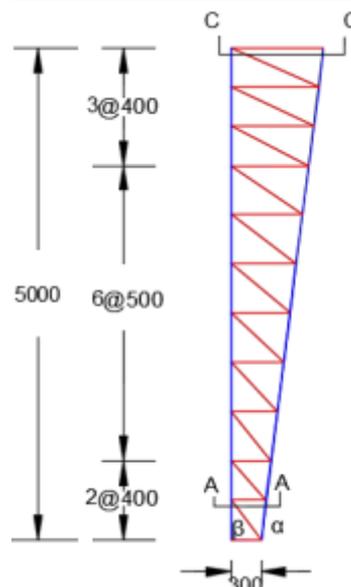


Figura 19.- Fuerza internas en la columna

Dónde:

$$\alpha = 82.78^\circ \text{ y } \beta = 53.13^\circ$$

El método del cortante y momento analiza la sección en términos del axial, cortante y momento. El momento interno se lo calcula de la expresión del momento para la columna a una altura de 0.4m, mediante las reacciones que fueron calculadas anteriormente se representan a continuación la sección equilibrada (figura 20):

$$M_{col} = 2575.81 \text{ kg} * 0.4 \text{ m} = 1030.32 \text{ kg.m}$$



Figura 20.- Equilibrio de fuerzas en la sección de análisis

El momento flector interno puede ser transformado en un par de fuerzas separado una distancia igual a la separación entre canal externo e interno y cuyo valor se presenta a continuación:

$$M_A = F_A * d_A \rightarrow F_A = \frac{M_A}{d_A} = \frac{1030.32}{0.351} = 2935.38 \text{ kg}$$

La reacción vertical actuante en la sección A-A, se la divide en partes iguales que actúen tanto en el canal externo como en el interno, así:

$$F_{A'} = \frac{V_A}{2} = \frac{8088.03}{2} = 4044.02 \text{ kg}$$

Se presenta las componentes axiales de las fuerzas internas en la sección A-A en la figura 21:

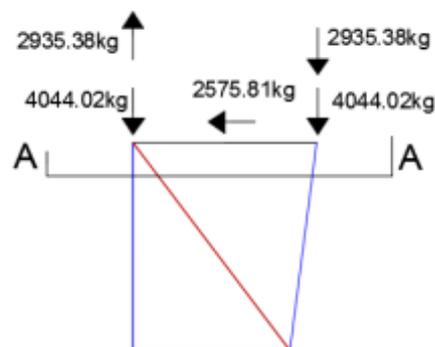


Figura 21.- Componentes axiales en la sección A-A

Para determinar las fuerzas actuantes en los canales: exterior e interior, así como en la celosía diagonal, se realiza la comparación entre la figura 21 y la figura 22:

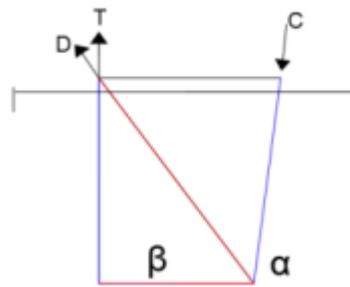


Figura 22.- Determinación de fuerzas actuantes

Del análisis estático, se consigue las siguientes expresiones para resolver:

$$C * \text{sen}\alpha = 2935.38 + 4044.02$$

$$C = \frac{2935.38 + 4044.02}{\text{sen}82.78} = 7035.18 \text{ kg}$$

$$D * \text{cos}\beta + C * \text{cos}\alpha = 2575.81$$

$$D = \frac{2575.81 - C * \text{cos}82.78}{\text{cos}53.13} = 2819.38 \text{ kg}$$

$$T + D * \text{sen}\alpha = 2935.38 - 4044.02$$

$$T = -3364.14 \text{ kg}$$

Para determinar el valor de la fuerza interna en la celosía horizontal, se analiza el nodo superior izquierdo como se muestra en la figura 23:

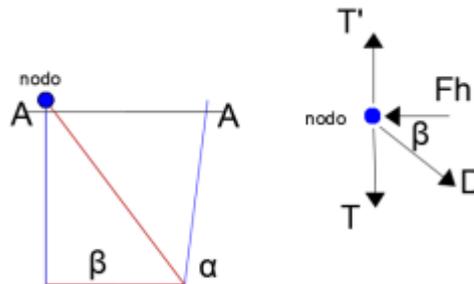


Figura 23.- Análisis nodo superior izquierdo de la sección estudiada

Se realiza el equilibrio estático y se tiene:

$$Fh = D * \text{cos}\beta = 2819.38 * \text{cos}53.13 = 1691.63 \text{ kg}$$

Las fuerzas internas en las barras restantes tanto del canal exterior, interior, así como en la celosía diagonal y horizontal se las obtuvo con la ayuda del programa SAP2000. A continuación se tiene la geometría de la columna con sus respectivas secciones en la figura 24:

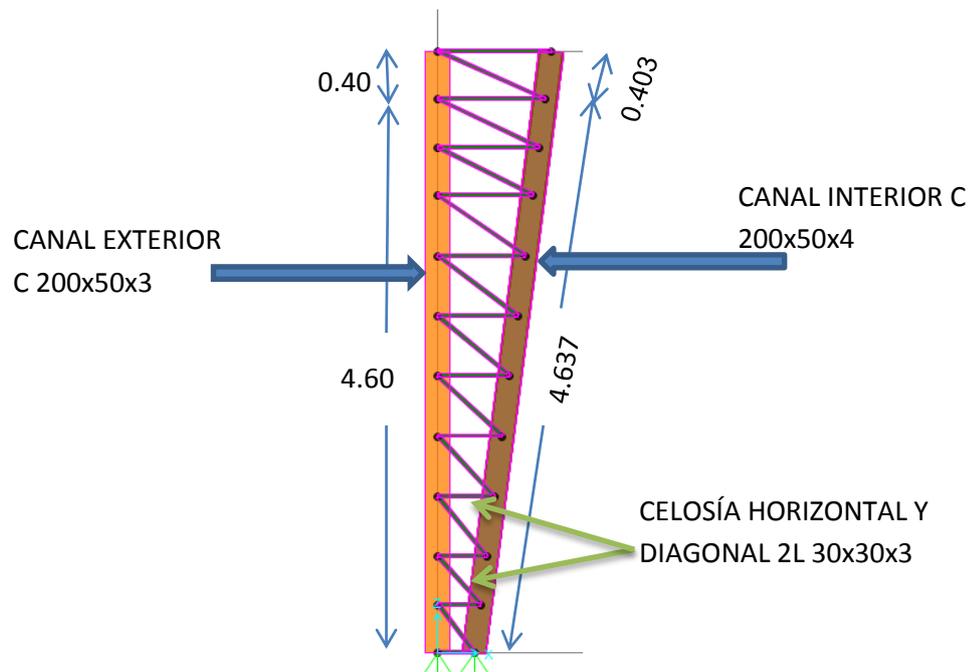


Figura 24.- Geometría de la columna y secciones

Las fuerzas en el canal externo e interno, se indican en la figura 25 y 26, respectivamente.

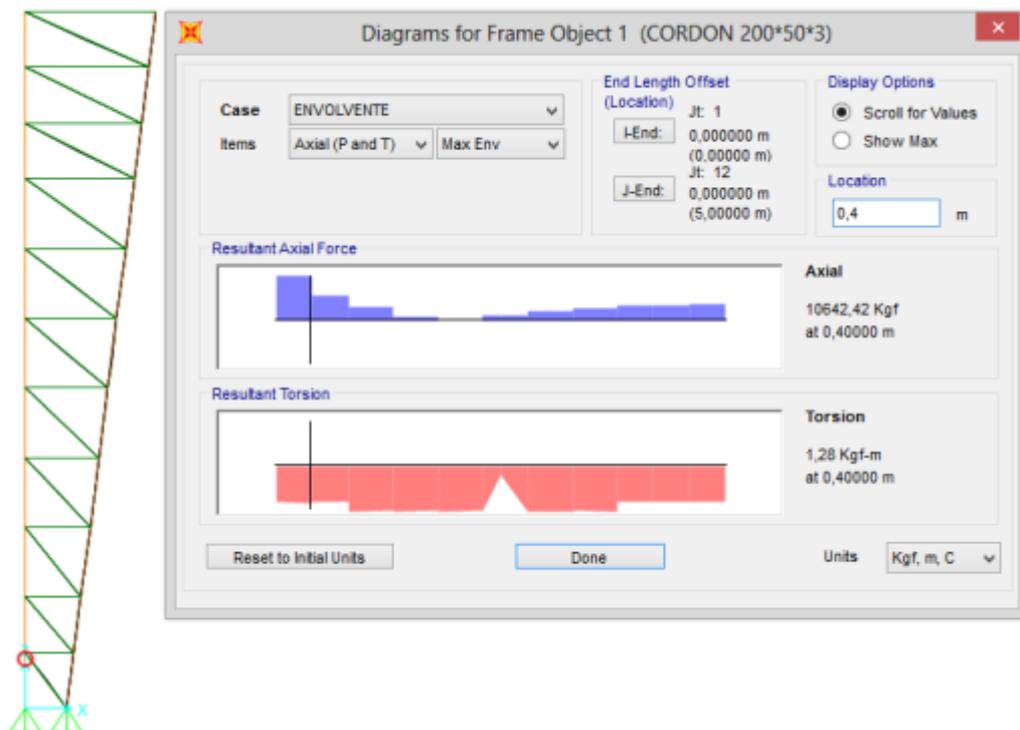


Figura 25.- Fuerzas internas en Columna en Canal externo

Fuente. SAP2000 Versión 17.1

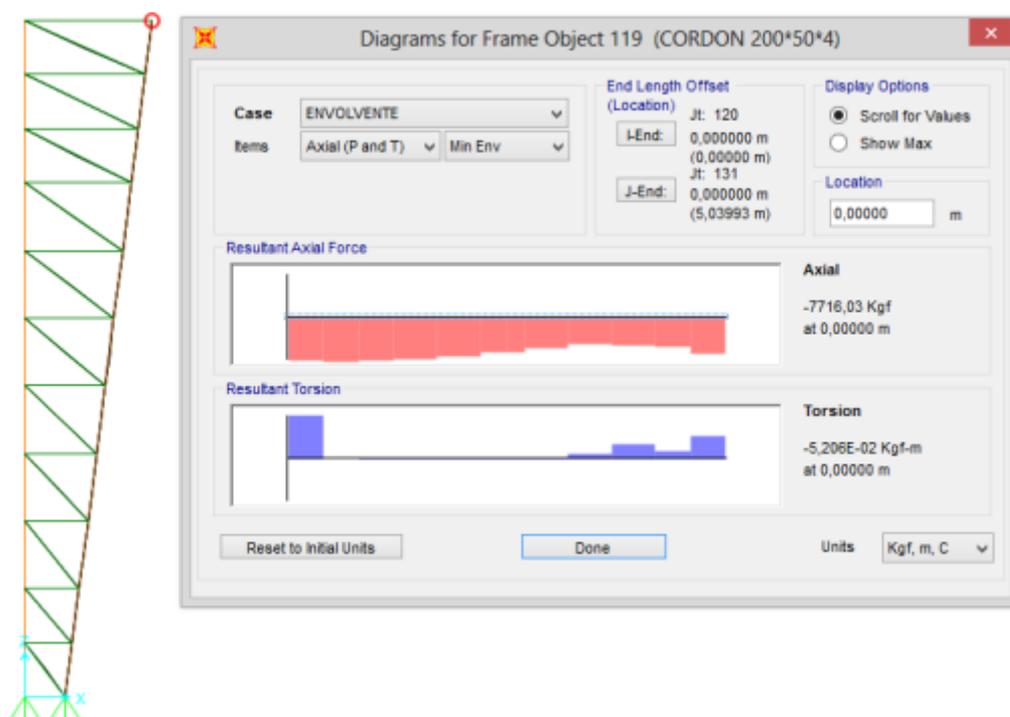


Figura 26.- Fuerzas internas en Columna en Canal interno

Fuente. SAP2000 Versión17.1

Todos los valores de fuerzas calculadas, respectiva ubicación y longitud del elemento se resumen en la tabla 32:

Tabla 32.-

#### Fuerzas Internas en Columna

CANAL EXTERNO		
Altura (m)	Tracción (kg)	Longitud de Elemento (m)
0.40	10624.42	0.40
5.00	3942.77	0.40

CANAL INTERNO		
Altura (m)	Compresión (kg)	Longitud de Elemento (m)
4.60	7889.08	0.40
5.00	7716.03	0.40

CELOSÍAS DIAGONALES		
Altura (m)	Tracción (kg)	Longitud de Elemento (m)
0.40	2819.38	0.50

CELOSÍAS HORIZONTALES		
Altura (m)	Compresión (kg)	Longitud de Elemento (m)
0.40	1691.63	0.35

### 3.6.4 FUERZAS EN LA VIGA

La viga será analizada en dos secciones críticas; una es en la sección cercana a la rodilla donde se producen los mayores momentos flectores, y la otra es la sección donde se produce el máximo momento positivo en la viga. A continuación se presenta las secciones de la viga:

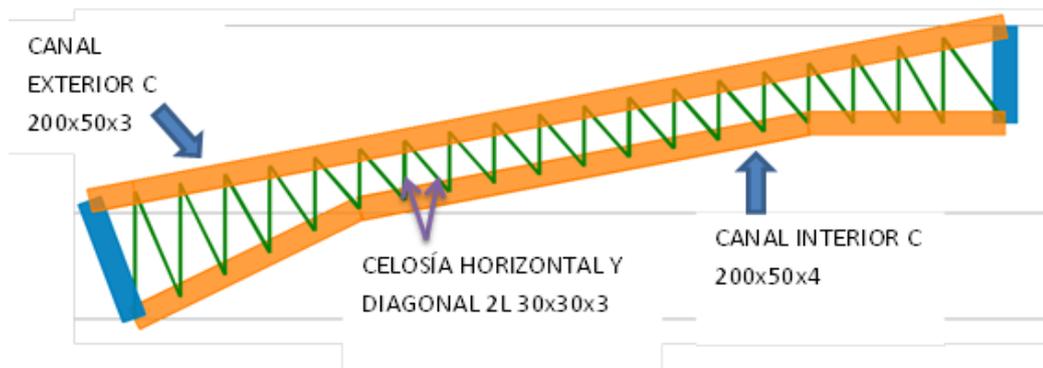


Figura 27.- Secciones viga metálica

#### 3.6.4.1 PUNTOS DE ANÁLISIS EN LA VIGA

Los momentos máximos actuantes son:

Cuando  $x = 0$ , Momento máximo = 242.76 kg.m

Cuando  $x = 6.069$ , Momento máximo = 143.19 kg.m

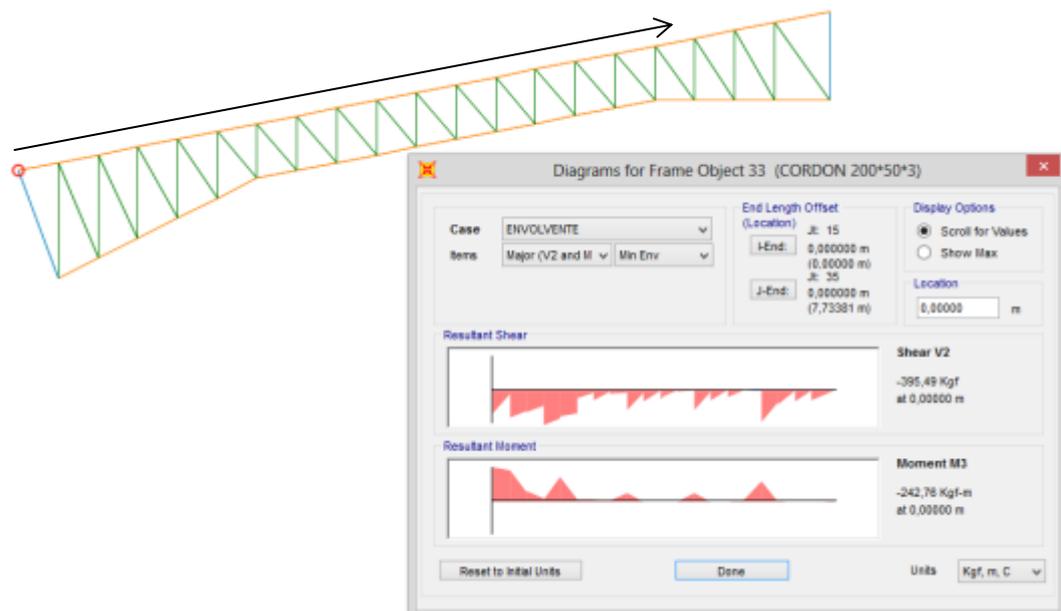


Figura 28.- Momento máximo cuando  $x=0m$

Fuente. SAP2000 Versión 17.1

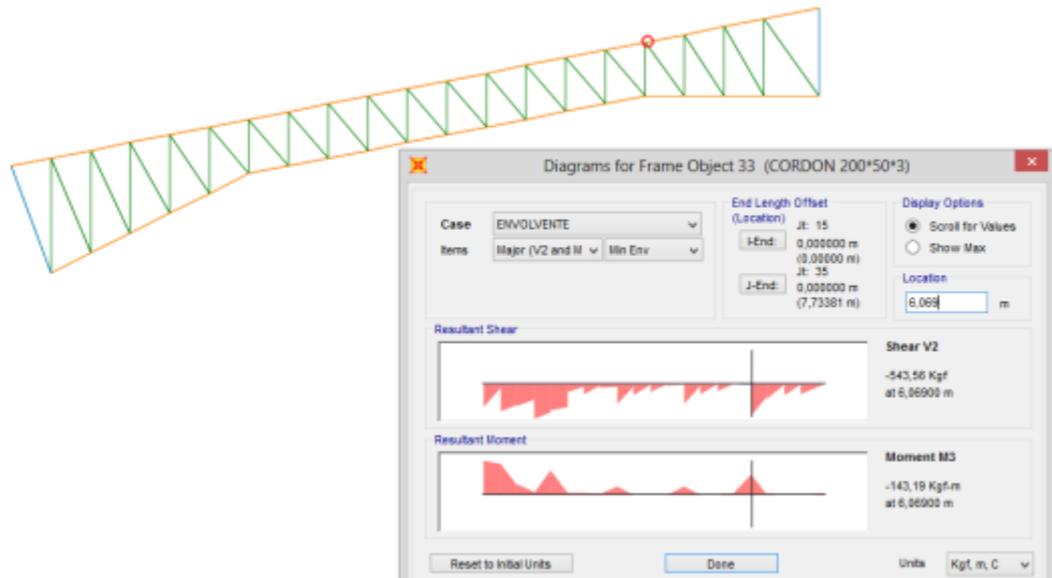


Figura 29.- Momento máximo cuando  $x=6.069\text{m}$

Fuente. SAP2000 Versión 17.1

### 3.6.4.2 FUERZAS INTERNAS EN LA VIGA

Las fuerzas se las obtuvo con la ayuda del programa SAP2000, en el canal externo (figura 30 y figura 31) e interno (figura 32), celosías vertical (figura 33) y diagonal (figura 34), respectivamente.

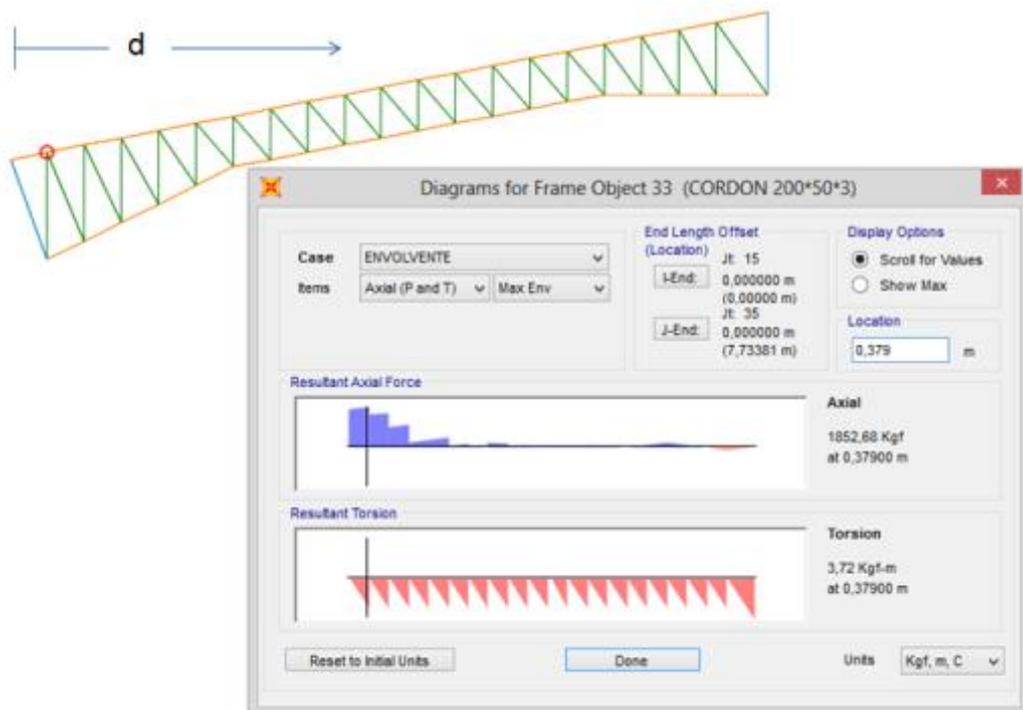


Figura 30.- Fuerzas internas en Viga en canal externo, cuando  $x=0.379\text{m}$

Fuente. SAP2000 Versión 17.1

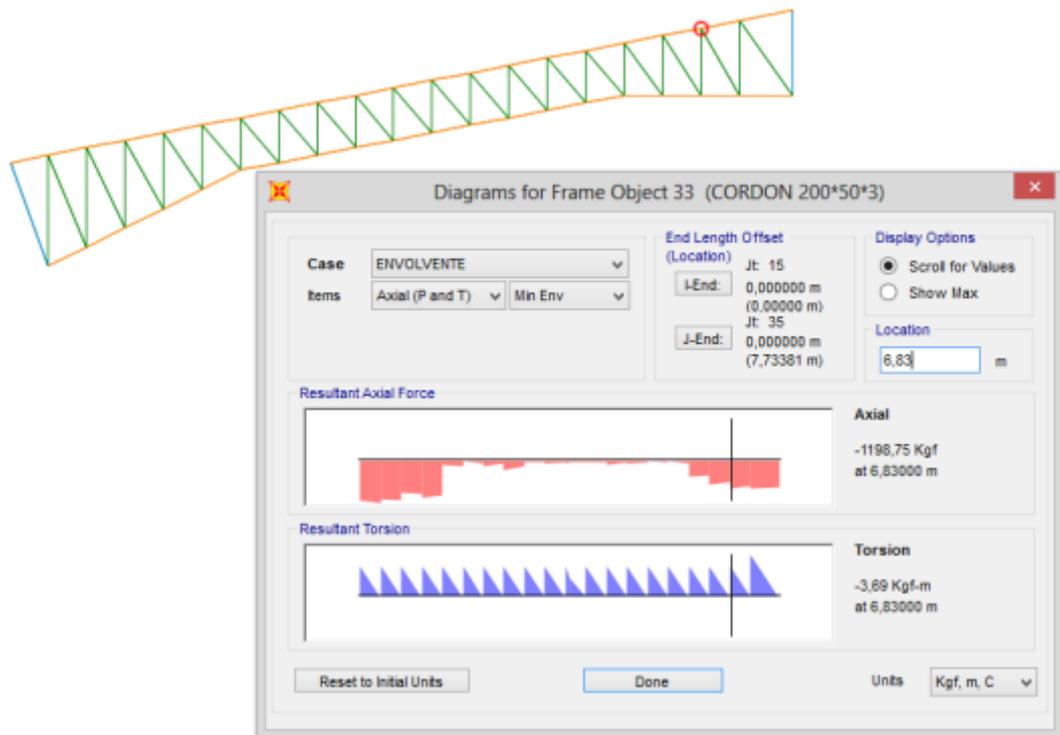


Figura 31.- Fuerzas internas en Viga en canal externo, cuando  $x=6.83\text{m}$   
 Fuente. SAP2000 Versión 17.1

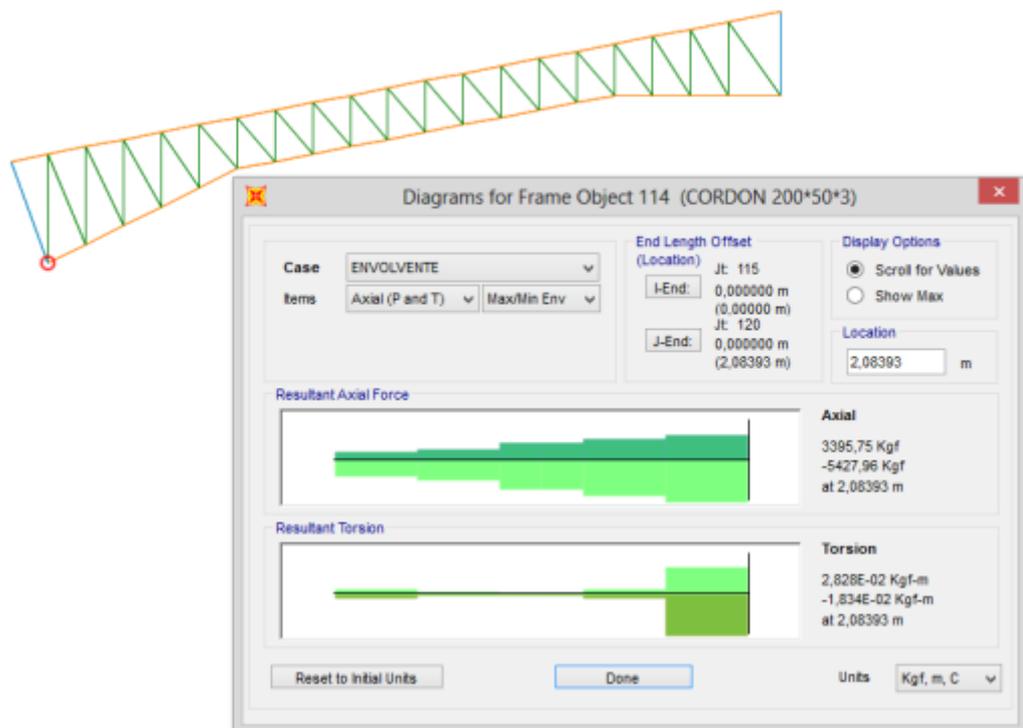


Figura 32.- Fuerzas internas en Viga en canal interno, cuando  $x=2.084\text{m}$   
 Fuente. SAP2000 Versión 17.1

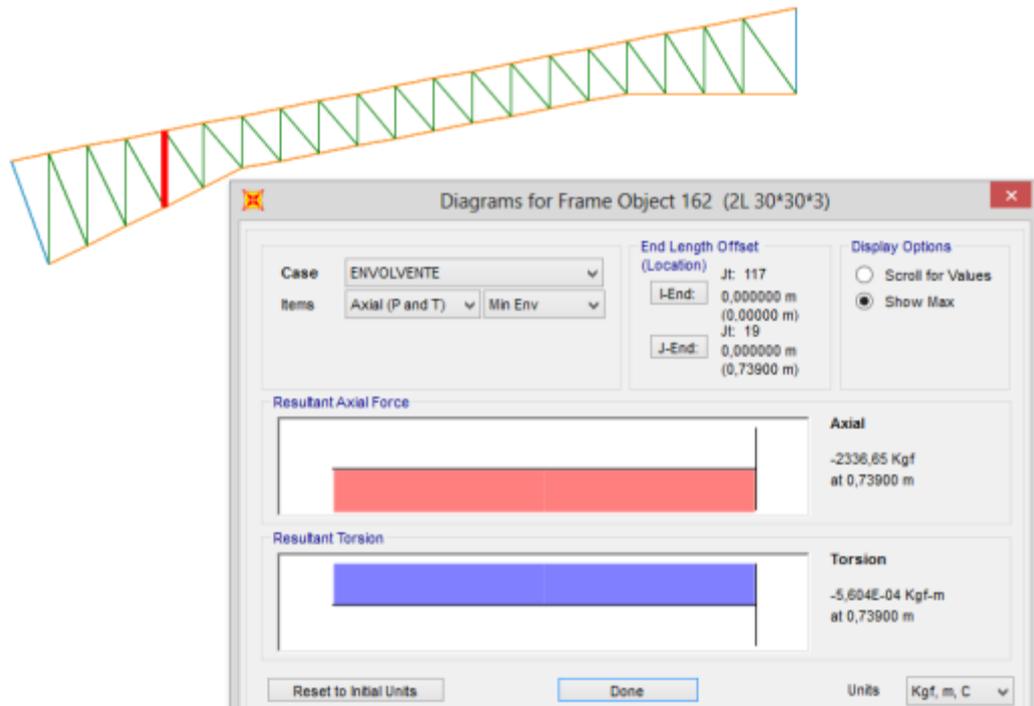


Figura 33.- Fuerzas internas en Viga en Celosía Vertical  
 Fuente. SAP2000 Versión 17.1

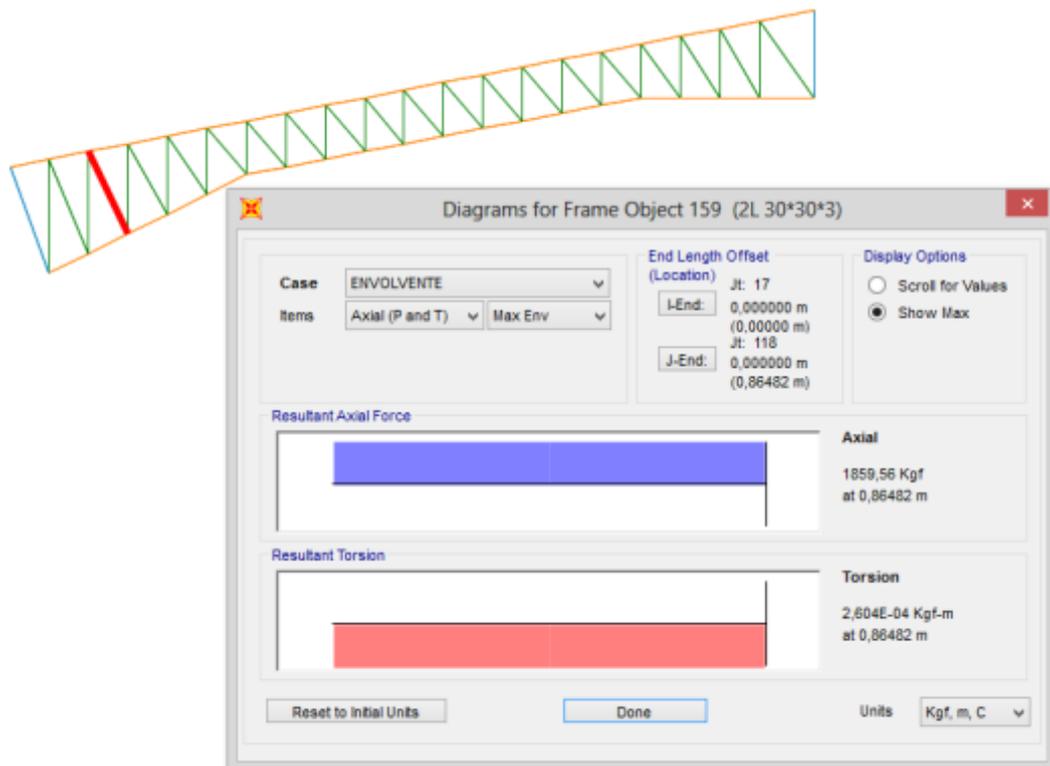


Figura 34.- Fuerzas internas en Viga en Celosía Diagonal  
 Fuente. SAP2000 Versión 17.1

Todos los valores de fuerzas calculadas, respectiva ubicación y longitud del elemento se resumen en la tabla 33:

Tabla 33.-

Fuerzas Internas en Viga

CANAL EXTERNO				CANAL INTERNO			
d (m)	Tracción (kg)	Compresión (kg)	Longitud Elemento (m)	d (m)	Tracción (kg)	Compresión (kg)	Longitud Elemento (m)
1.54	1852.68		0.379	1.54	3395.75		0.417
8.24		1198.75	0.379	8.24		5427.96	0.417

CELOSÍAS DIAGONALES				CELOSÍAS VERTICALES			
d (m)	Tracción (kg)	Compresión (kg)	Longitud Elemento (m)	d (m)	Tracción (kg)	Compresión (kg)	Longitud Elemento (m)
2.66	1859.56		0.87	3.03		2336.65	0.734

### 3.6.5 FUERZAS EN LA RODILLA

La rodilla es el miembro de la estructura que soportará los mayores momentos flectores, y por lo tanto los mayores esfuerzos, principalmente la celosía diagonal, y estará conformada por dos perfiles C 200 x 50 x 3 unidos por el alma y dos perfiles L 30 x 30 x 3. Para determinar los valores de las fuerzas internas, se presenta a continuación el siguiente esquema (figura 35)

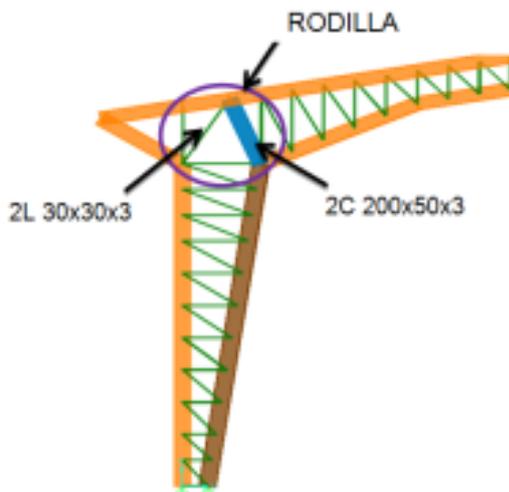


Figura 35.- Secciones en la Rodilla

Las fuerzas internas de la rodilla se presentan en la figura 36:

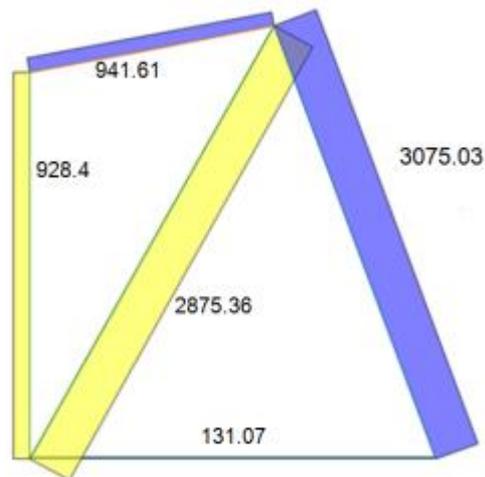


Figura 36.- Fuerzas Internas en la rodilla

Fuente. SAP2000 Versión 17.1

### 3.6.6 FUERZAS EN EL ALERO

Las fuerzas en el alero son las que se presentan en la figura 37:

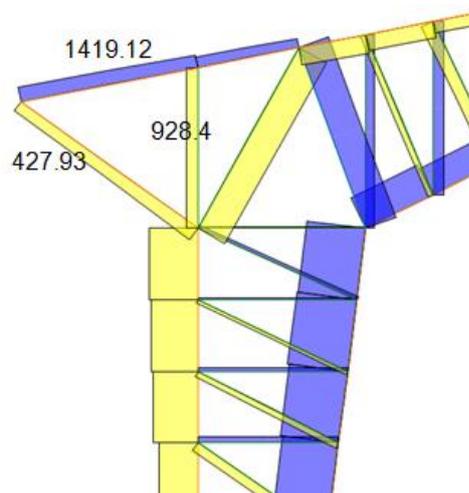


Figura 37.- Fuerzas Internas en Alero

Fuente. SAP2000 Versión 17.1

Nota:

- El color azul representa el esfuerzo a compresión de las barras.
- El color amarillo representa el esfuerzo a tracción de las barras.

### 3.7 INTERPRETACION DE DATOS

Conocidas las fuerzas internas en los miembros de la estructura se procede a diseñarlos, de tal forma que los perfiles previamente seleccionados cumplan con las especificaciones recomendadas por el manual del Instituto Americano del Hierro y el Acero (American Iron and

Steel Institute – AISI 2001), bajo el método de Diseño de Factores de Carga y Resistencia (LRFD). Estas recomendaciones corresponden al diseño de tracción y compresión, mediante factores de minoración del esfuerzo del material, que se detallan a continuación en la tabla 34:

Tabla 34.-

Factores de minoración de acuerdo al diseño

CASO	ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA	FACTOR DE RESISTENCIA	COEF. DE SEGURIDAD
MIEMBROS TRACCIONADOS	Fluencia en el área neta	0,90	1,67
	Rotura en el área bruta	0,75	2,00
MIEMBROS COMPRIMIDOS	Pandeo flexional	0,90	1,67
	Pandeo torsional o flexo-torsional	0,90	1,67
	Pandeo local	0,90	1,67
	Plastificación	0,90	1,67
MIEMBROS FLEXIONADOS	Pandeo lateral-torsional	0,90	1,67
	Pandeo local de ala	0,90	1,67
	Pandeo local de alma	0,90	1,67
MIEMBROS SOMETIDOS A CORTE	Fluencia por corte	0,90	1,67
	Pandeo de alma	0,90	1,67

Fuente. Instituto Americano del Hierro y el Acero

### 3.7.1 DISEÑO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A TRACCIÓN

El diseño consiste en seleccionar un elemento con área transversal suficiente para que la carga factorizada  $T_u$  no exceda la resistencia de diseño  $\phi_t * F_y * A_{req}$ , satisfaciendo la siguiente ecuación:

$$T_u \leq \phi_t * T_n$$

La resistencia nominal corresponde a la menor entre los valores:

- Para fluencia en la sección total:

$$T_n = A_g * F_y$$

- Por fractura en la sección neta lejos de la conexión

$$T_n = A_n * F_u$$

Dónde:

$A_g$ : Área total

$A_n$ : Área neta

$F_y$ : Tensión mínima de fluencia especificada para el tipo de acero empleado: 2531 kg/cm<sup>2</sup>

$F_u$ : Resistencia a la tensión: 4077.4 kg/cm<sup>2</sup>

El área que se escogerá será la mayor entre  $A_g$  y  $A_n$ . Se deberá comprobar que el miembro estructural a diseñarse, cumpla con la relación de esbeltez

$$\frac{L}{r_{min}} \leq 300$$

### 3.7.2 DISEÑO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A COMPRESIÓN

En la sección C4 de las especificaciones del AISI se indica que la resistencia nominal a compresión es:

$$P_n = A_e * F_n$$

$\phi_c$ : Factor de minoración de resistencia = 0.85

Dónde:

$A_e$ : Área efectiva de diseño

$F_n$ : Esfuerzo crítico o de pandeo y es determinado de la siguiente forma:

$$\text{Para } \lambda_c \leq 1.5 \quad F_n = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$$

Para  $\lambda_c > 1.5$

$$F_n = \left[ \frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y$$

Dónde:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

$F_e$ : El menor valor de pandeo flexionante, torsional y flexión-torsión

#### 3.7.2.1 PANDEO FLEXIONANTE

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

Dónde:

$E$ : Módulo de Elasticidad = 200000MPa = 2038901.7 kg/cm<sup>2</sup>

$K$ : Factor de longitud efectiva = 1

$L$ : Longitud lateral no arriostrada

$r$ : Radio de giro de la sección completa respecto al eje de pandeo

El factor de longitud efectiva “ $K$ ”, depende de las restricciones existentes en los apoyos de las columnas (ver Tabla 35). En la literatura especializada se pueden consultar los valores de este factor para seis casos típicos de columnas aisladas y los nomogramas para columnas que forman parte de marcos rígidos ortogonales.

Tabla 35.-

Factores de Longitud efectiva según su tipo de apoyo

						
<b>Valor de K teórico</b>	0,5	0,7	1	1	2	2
<b>Valor de K de diseño (recomendado)</b>	0,65	0,8	1,2	1	2,1	2
<b>Símbolos para condiciones de apoyo</b>		Se impide rotación y traslación				
		Se permite rotación y se impide traslación				
		Se impide rotación y se permite traslación				
		Se permite rotación y traslación				

Fuente. McCormac, 2002

### PARA MIEMBROS COMPUESTOS O DE DOBLE SIMETRÍA:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_0^2 + \left(\frac{a}{r_1}\right)_0^2}$$

Con  $\left(\frac{a}{r_1}\right) < \left(\frac{KL}{r}\right)_{\text{gobernante}}$

$\left(\frac{KL}{r}\right)_m =$  Reemplaza en pandeo flexionante a  $\left(\frac{KL}{r}\right)$

$\left(\frac{KL}{r}\right)_0$  = Coeficiente global de esbeltez de toda la sección respecto al eje del miembro compuesto

a = espaciamiento del punto de soldadura

### 3.7.2.2 PANDEO FLEXO-TORSIÓN

$$F_e = \frac{1}{2\beta} \left[ (\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_t} \right]$$

Con

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_x L_x / r_x)^2}$$

$$\sigma_t = \frac{1}{Ar_0^2} \left[ GJ + \frac{\pi^2 E C_w}{(K_t L_t)^2} \right]$$

$$\beta = 1 - (X_0 / r_0)^2$$

Dónde

A: Área de sección completa

$r_0$ : Radio de giro polar de la sección, respecto del centro de corte,

$$r_0 = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_0^2}$$

G: Módulo de corte para el acero

$X_0$ : Distancia desde el centro del corte al centroide de la sección, tomado como negativo

J: Constante de torsión

$C_w$ : Constante de alabeo torsional

Para secciones de doble simetría sujeta a pandeo torsional, se deberá tomar el menor valor  $F_e$  entre el calculado para pandeo flexionante y  $F_e = \sigma_t$ , donde  $\sigma_t$  es definido en la Sección C3.1.2.1, así:

$$F_e = \sigma_t = \frac{1}{Ar_0^2} \left[ GJ + \frac{\pi^2 E C_w}{(K_t L_t)^2} \right]$$

Nota:

Para determinar el área efectiva de la sección de un perfil, se sigue lo establecido en la sección B2.1(a) de las especificaciones AISI; pero dado que los perfiles C, utilizados en este proyecto como miembros principales, sus alas no tiene rigidizadores de borde, por lo que las especificaciones en su sección B3.1 restringen el valor del coeficiente de pandeo local (k) a un

valor de 0.43; mientras que su alma si está rigidizada por las alas y  $k = 4$ . Además se debe cumplir con la relación de longitud plana-espesor  $w/t < 60$  para elementos no rigidizados en los bordes y  $w/t < 500$  para elementos rigidizados (tomado de sección B.1.1(a) de las especificaciones).

Quedando las recomendaciones de la siguiente forma:

Ancho efectivo  $b$  será determinado de las siguientes ecuaciones:

$$b = w \text{ Cuando } \lambda \leq 0.673$$

$$b = \rho w \text{ Cuando } \lambda > 0.673$$

Donde

$w$  = longitud plana del ala de la sección

$$\rho = \frac{\left(1 - \frac{0.22}{\lambda}\right)}{\lambda}$$

$\lambda$  es un factor de esbeltez determinado como:

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t}\right) \sqrt{\frac{F_n}{E}}$$

Dónde:

$t$  = espesor de la sección

$k$  = coeficiente de pandeo local

Lo anterior se aplica tanto al ala como al alma de la sección, para luego computadas sus respectivas longitudes efectivas determinar el área efectiva de la sección.

### 3.8 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS PRINCIPALES

#### 3.8.1 DISEÑO CORREAS

Las correas o largueros tienen como principal objetivo repartir uniformemente las cargas, impuestas en el techo, sobre los pórticos. Como largueros se utilizarán correas G.

Del diseño de forma se conoce que el espacio entre pórticos es de 4m, que el ángulo de inclinación de la cubierta es de  $11.10^\circ$  y que la separación entre largueros es de 1.52m.

- **CÁLCULO DE LA CARGA MUERTA POR METRO**

PESO DE LA CUBIERTA (termo-acústica) =  $5 \text{ kg/m}^2 \times 1.52\text{m} = 7.6 \text{ kg/m}$

INSTALACIONES =  $5 \text{ kg/m}^2 \times 1.52\text{m} = 7.6 \text{ kg/m}$

PESO DE LAS CORREAS "G" = 8.28 kg/m

**TOTAL = 23.48 kg/m**

- **CÁLCULO DE LA CARGA VIVA DE CUBIERTA POR METRO QUE SOPORTAN LOS LARGUEROS**

CARGA VIVA DE CUBIERTA =  $70 \text{ kg/m}^2 \times 1.52\text{m} = 106.4 \text{ kg/m}$

- **CARGA DE VIENTO**

Para el cálculo de esta carga, se asume la mayor acción del efecto que el viento produce en la estructura, en este caso es producida en sotavento:

**PRESIÓN DEL VIENTO EN SOTAVENTO =  $10.72 \text{ kg/m}^2 \times 1.52\text{m} = 16.29 \text{ kg/m}$**

- **CARGA DE GRANIZO =  $100 \text{ kg/m}^2 \times 1.52\text{m} = 152\text{kg/m}$**
- **CARGA DE SISMO =  $70.53 \text{ kg/m}^2 \times 1.52\text{m} = 107.21\text{kg/m}$**

#### **COMBINACIÓN DE CARGAS**

##### **SENTIDO X:**

$$1.4 D = 1.4 * 23.48 \cos 11.10^\circ = 32.26 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} 1.2D + 1.6 L + 0.5 \max[L_r; S; R] \\ = (1.2 * 23.48 + 1.6 * 106.24 + 0.5 * 152) \cos 11.10 \\ = 269.29 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$1.2D + 1.6 \max[L_r; S; R] + \max[L; 0.5 W]$$

$$= (1.2 * 23.48 + 1.6 * 152 + 0.5 * 106.4) \cos 11.10 = 318.51 \text{ kg/m}$$

$$1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 \max[L_r; S; R]$$

$$= (1.2 * 23.48 + 16.29 + 0.5 * 106.4 + 0.5 * 152) \cos 11.10 = 170.73 \text{ kg/m}$$

$$1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S$$

$$\begin{aligned} = 1.2 * 23.48 \cos 11.10 + 107.20 \sin 11.10 + 0.5 * 106.4 \cos 11.10 + 0.2 \\ * 152 \cos 11.10 \end{aligned}$$

$$= 130.31 \text{ kg/m}$$

$$0.9 D + 1.0 W = 0.9 * 23.48 \cos 11.10 + 16.29 = 37.03 \text{ kg/m}$$

$$0.9 D + 1.0 E = 0.9 * 23.48 \cos 11.10 + 107.20 \sin 11.10 = 41.36 \text{ kg/m}$$

##### **SENTIDO Y:**

$$1.4 D = 1.4 * 23.48 \sin 11.10^\circ = 6.32 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} 1.2D + 1.6 L + 0.5 \max[L_r; S; R] \\ = (1.2 * 23.48 + 1.6 * 106.24 + 0.5 * 152) \sin 11.10 \end{aligned}$$

$$= 52.79 \text{ kg/m}$$

$$1.2D + 1.6\max[L_r; S; R] + \max[L; 0.5 W]$$

$$= (1.2 * 23.48 + 1.6 * 152 + 0.5 * 106.4)\text{sen}11.10 = 62.44\text{kg/m}$$

$$1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 \max[L_r; S; R]$$

$$= (1.2 * 23.48 + 0 + 0.5 * 106.4 + 0.5 * 152)\text{sen}11.10 = 30.27 \text{ kg/m}$$

$$1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S$$

$$= 1.2 * 23.48\text{sen}11.10 + 107.20\text{cos}11.10 + 0.5 * 106.4\text{sen}11.10 + 0.2$$

$$* 152\text{cos}11.10$$

$$= 126.70 \text{ kg/m}$$

$$0.9 D + 1.0 W = 0.9 * 23.48\text{sen}11.10 + 0 = 4.07 \text{ kg/m}$$

$$\mathbf{0.9 D + 1.0 E = 0.9 * 23.48\text{sen}11.10 + 107.20\text{cos}11.10 = 109.26 \text{ kg/m}}$$

Nota:

- La fuerza del viento es normal a la cubierta, ésta va a ser considerada en la combinación de carga sólo para dicha componente

#### **MAXIMA COMBINACIÓN DE CARGA EN X**

$$W_{ux} = 318.51 \text{ kg/m}$$

#### **MAXIMA COMBINACIÓN DE CARGA EN Y**

$$W_{uy} = 126.70 \text{ kg/m}$$

Para diseñar los largueros, se los considera como una viga con carga uniformemente distribuida, sujeta a flexión con 4m de longitud, de tal manera que debe satisfacer con la expresión C5.1.2-1 de las especificaciones del manual AISI 2001, en la que combina los esfuerzos axiales y de flexión; pero como el caso que se analiza corresponde a un elemento sujeto únicamente a fuerzas que producen flexión pura, no se estima los componentes de la ecuación que involucran los esfuerzos producidos por las cargas axiales, obteniendo la siguiente expresión:

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b * M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b * M_{ny}} \leq 1$$

Dónde:

$M_{ux}$  y  $M_{uy}$ : Momentos flectores aplicados en cada uno de los ejes.

$$\phi_b = 0.9$$

$M_{nx}$  y  $M_{ny}$ : Momentos flectores que resisten cada uno de los ejes.

Para calcular los momentos flectores provocados por la carga en cada eje, se considera a los largueros como vigas simplemente apoyadas en los extremos para el eje fuerte o X, y en este caso con tensores en la mitad de su longitud para reducir la longitud de flexión en el eje débil o Y.

#### **SIMPLEMENTE APOYADO EN LOS EXTREMOS:**

$$M_{ux} = \frac{W_{ux} * l^2}{8} = \frac{318.51 * 4^2}{8} = 637.02 \text{ kg.m} \approx 63702 \text{ kg.cm}$$

#### **TENSORES EN LA MITAD DEL VANO**

$$M_{uy} = \frac{W_{uy} * l^2}{32} = \frac{126.70 * 4^2}{32} = 63.35 \text{ kg.m} \approx 6335 \text{ kg.cm}$$

Se tiene un larguero de perfil tipo "G" 150\*50\*20\*4 con módulo de sección  $S_x = 44.9 \text{ cm}^3$  y  $S_y = 9.52 \text{ cm}^3$  y  $F_y = 2531 \text{ kg/cm}^2$ , se verifica si cumple con lo determinado por la norma AISI 2001 para flexión en elementos con secciones abiertas.

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b * M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b * M_{ny}} \leq 1$$

$$\frac{63702}{0.9 * (44.9 * 2531)} + \frac{6335}{0.9 * (9.52 * 2531)} \leq 1$$

$$0.9305 \leq 1 \therefore \text{SI CUMPLE}$$

En resumen, se usará 14 perfiles tipo "G" 150\*50\*20\*4 en cada pórtico como largueros con una longitud de 4m. Como se tiene 6 pórticos, en total se usarán 70 perfiles tipo "G".

#### **3.8.2 DISEÑO TENSORES**

$$A_D = \frac{P_U}{\phi_1 0.75 F_u}$$

Dónde:

$P_U$ : Carga axial de diseño

$\phi_1: 0.75$  (LRFD)

$F_u$ : Punto de fluencia ultimo

- **CALCULO DE CARGA MUERTA POR METRO CUADRADO QUE SOPORTA LAS VIGUETAS:**

Cubierta (termo-acústica) 5 kg/m<sup>2</sup>

Peso viguetas (7\*8.28kg/m)/ 9.3056 6.23 kg/m<sup>2</sup>

- **CARGA MUERTA TENSOR = 5+6.23**      **11.23 kg/m<sup>2</sup>**
- **CARGA VIVA DE LA CUBIERTA**      **70 kg/m<sup>2</sup>**
- **CARGA DE GRANIZO**      **100 kg/m<sup>2</sup>**

**MÁXIMA COMBINACIÓN A CONSIDERARSE:**

$$W=1.2*D+1.6*S+0.5*L$$

$$W=1.2*(11.23)+1.6*(100)+0.5*(70)= 208.48\text{kg/m}^2$$

La componente paralela es  $W*\text{sen } 11.091^\circ=40.104 \text{ kg/m}^2$

Las viguetas superiores a los tensores soportan 15/16 de la componente paralela  $(15/16)*40.104= 37.6 \text{ kg/m}^2$ . La área repartida que cubre los tensores es  $2*9.3056= 18.61 \text{ m}^2$ . Por lo tanto  $P_u=37.6*18.61=699.74 \text{ kg}$

Como la varilla es de acero A36:  $F_y=36 \text{ ksi}$  y  $F_u=58 \text{ ksi}= 4085.51$

$$A_D = \frac{P_U}{\phi_1 0.75 F_u} = \frac{699.74}{0.75 * 0.75 * 4085.51} = 0.304 \text{ cm}^2$$

**PARA EL TENSOR DE LA CUMBRERA**

La componente paralela es  $W*\text{coseno } 11.091^\circ=204.58 \text{ kg/m}$ . En área repartida que cubre los tensores es  $2*9.3056= 18.61 \text{ m}^2$ . Por lo tanto  $P_u=204.58*18.61=3807.52 \text{ kg}$

$$A_D = \frac{P_U}{\phi_1 0.75 F_u} = \frac{3807.52}{0.75 * 0.75 * 4085.51} = 1.65 \text{ cm}^2$$

El diámetro mínimo para un tensor es 16mm con un área de 2.01 cm<sup>2</sup> por lo tanto como los resultados obtenidos son menores tomamos como diámetro 16 mm para todos los tensores.

**3.8.3 DISEÑO COLUMNA**

El diseño de la columna lo determina el diseño de sus miembros, es decir, los canales externos e internos y las celosías diagonal y horizontal, usando los valores de fuerzas internas correspondientes.

Previamente se establecieron perfiles C 200x50x3 para los canales externos, perfiles C 200x50x4 para los canales internos y ángulos L 30x30x4 para las celosías diagonales y horizontales.

**3.8.3.1 CANAL EXTERNO**

El diseño es un procedimiento directo donde para determinar el área requerida se tiene la siguiente expresión:

$$A_g \min = \frac{T_u}{\phi_t * F_y} \quad \Rightarrow \quad A_g = \frac{10624.42}{0.9 * 2531} = 4.66 \text{ cm}^2$$

$$A_n \min = \frac{T_u}{\phi_t * F_u} \quad \Rightarrow \quad A_n = \frac{10624.42}{0.75 * 4077.8} = 3.47 \text{ cm}^2$$

Se toma la mayor entre las dos y se compara con el área de la sección del perfil:

$$A_g = A_n = 4.66 < 8.70 \therefore Ok$$

Se verifica la relación de esbeltez:

$$\frac{L}{r_{\min}} = \frac{0.40 * 100}{1.4} = 28.57 \leq 300 \therefore Ok$$

### 3.8.3.2 CANAL INTERNO

$$A_e = \frac{P_u}{\phi_c * F_n}$$

Dónde:

$$\phi_c = 0.85$$

$$K_x = K_y = K_t = 1$$

$$L_x = L_y = L_t = 40.3 \text{ cm}$$

$$\left( \frac{K_x L_x}{r_x} \right) = \frac{1 * 40.3}{7.23} = 5.57$$

$$\left( \frac{K_y L_y}{r_y} \right) = \frac{1 * 40.3}{1.39} = 28.99 \checkmark$$

#### 3.8.3.2.1 DISEÑO POR FLEXIÓN

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 * 2038901.7}{(28.99)^2} = 23939.52 \text{ kg/cm}^2$$

#### 3.8.3.2.2 DISEÑO POR FLEJO-TORSIÓN

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_x L_x / r_x)^2} = \frac{\pi^2 * 2038901.7}{(5.57)^2} = 647683.06 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_t = \frac{1}{Ar_0^2} \left[ GJ + \frac{\pi^2 EC_w}{(K_t L_t)^2} \right]$$

$$= \frac{1}{11.5(7.68)^2} \left[ (7.29 * 10^5)(0.604) + \frac{\pi^2 * 2038901.7 * 1568}{(40.3)^2} \right]$$

$$\sigma_t = 29291.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = 1 - \left(\frac{X_0}{r_0}\right)^2 = 1 - \left(-\frac{2.24}{7.68}\right)^2 = 0.92$$

### 3.8.3.2.3 PANDEO FLEXO-TORSIÓN

$$F_e = \frac{1}{2\beta} \left[ (\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_t} \right]$$

$$F_e = \frac{1}{2 * 0.92} \left[ (384963.4 + 29291.7) - \sqrt{(384963.4 + 29291.7)^2 - 4 * 0.92(384963.4 * 29291.7)} \right]$$

$$F_e = 29174.63 \text{ kg/cm}^2$$

Se toma el menor valor de  $F_e$

Entonces,

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{2531}{23939.52}} = 0.33 \leq 1.5$$

$$F_n = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$$

$$F_n = (0.658^{0.33^2}) 2531$$

$$F_n = 2421.44 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_e = \frac{P_u}{\phi_c * F_n} = \frac{7889.08}{0.85 * 2421.44} = 3.84 \text{ cm}^2$$

Se determina el área efectiva de la sección:

-ALA

$$w = B - (R + t) = 5 - (0.4 + 0.4) = 4.2 \text{ cm}$$

$$\frac{w}{t} = \frac{4.2}{0.4} = 10.5 < 60 \therefore Ok$$

$$k = 0.43$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t}\right) \sqrt{\frac{F_n}{E}} = \frac{1.052}{\sqrt{0.43}} \left(\frac{4.2}{0.4}\right) \sqrt{\frac{2421.44}{2038901.7}} = 0.58 < 673 \therefore Ok$$

$$b = w = 4.2 \text{ cm}$$

-ALMA

$$w = h - 2(R + t) = 20 - 2(0.4 + 0.4) = 18.4 \text{ cm}$$

$$\frac{w}{t} = \frac{18.4}{0.4} = 46 < 500 \therefore Ok$$

$$k = 4$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left( \frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{F_n}{E}} = \frac{1.052}{\sqrt{4}} \left( \frac{18.4}{0.4} \right) \sqrt{\frac{2421.44}{2038901.7}} = 0.833 > 0.773 \therefore Ok$$

$$b = \rho w$$

$$\rho = \frac{\left(1 - \frac{0.22}{\lambda}\right)}{\lambda} = \frac{\left(1 - \frac{0.22}{0.833}\right)}{0.833}$$

$$\rho = 0.88$$

$$b = 0.88 * 18.4 = 16.24 \text{ cm}$$

$$A_e = A - t(h - b) = 11.5 - 0.4(20 - 16.24) = 10 \text{ cm}^2$$

Finalmente se debe cumplir que:

$$A_{e \text{ diseño}} \leq A_{e \text{ sección}}$$

$$3.84 \text{ cm}^2 \leq 10 \text{ cm}^2 \therefore Ok$$

### 3.8.3.3 CELOSÍA DIAGONAL

$$A_g \text{ min} = \frac{T_u}{\phi_t * F_y} \quad \Rightarrow \quad A_g = \frac{\frac{2819.38}{2}}{0.9 * 2531} = 0.62 \text{ cm}^2$$

$$A_n \text{ min} = \frac{T_u}{\phi_t * F_u} \quad \Rightarrow \quad A_n = \frac{\frac{2819.38}{2}}{0.75 * 4077.8} = 0.46 \text{ cm}^2$$

Se toma la mayor entre las dos y se compara con el área de la sección del perfil:

$$A_g = A_n = 0.62 < 1.65 \therefore Ok$$

Se verifica la relación de esbeltez:

$$\frac{L}{r_{\text{min}}} = \frac{0.50 * 100}{0.94} = 53.19 \leq 300 \therefore Ok$$

### 3.8.3.4 CELOSÍA HORIZONTAL

#### 3.8.3.4.1 COMPRESIÓN

En la tabla 36, se indica las propiedades de la sección angular L30x30x3

Tabla 36.-

Propiedades del ángulo L30x30x3

DIMENSIONES			PESOS		SECCIÓN	GEOMETRIA					
A	B	e	6 metro	1 metro		EJE X-X = EJE Y-Y		EJE U-U		EJE V-V	
mm	mm	mm	Kg	Kg	cm <sup>2</sup>	I	W	i	X=Y	i	i
30	30	3	7.80	1.30	1.65	1.41	0.67	0.92	0.89	1.18	0.55

Fuente. Catálogo DIPAC

Para calcular los valores  $J$ : Constante de torsión y  $C_w$ : Constante de alabeo torsional se emplean las siguientes fórmulas:

$$J = (1/3) * (Ae^3 + Be^3) \quad ; \quad C_w = (1/36) * (A^3e^3 + B^3e^3)$$

El área efectiva para  $P_u$  a compresión se calcula con la siguiente expresión:

$$A_e = \frac{P_u}{\phi_c * F_n}$$

Propiedades para ángulo

$$I_{x2} = 2I_x - I_y = 2(1.4) - 0.49 = 2.31 \text{ cm}^4$$

$$r_{x2} = (I_{x2}/A)^{1/2} = (2.31/1.65)^{1/2} = 1.18 \text{ cm}$$

Con

$$\phi_c = 0.85$$

$$K_x = K_y = K_t = 1$$

$$L_x = L_y = L_t = 35.1 \text{ cm}$$

$$\left( \frac{K_x L_x}{r_{x2}} \right) = \frac{1 * 35.1}{1.18} = 29.75$$

$$\left( \frac{K_y L_y}{r_{y2}} \right) = \frac{1 * 35.1}{0.55} = 63.82 \checkmark$$

### DISEÑO POR FLEXIÓN

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 * 2038901.7}{(63.82)^2} = 4940.63 \text{ kg/cm}^2$$

### DISEÑO POR FLEJO-TORSIÓN

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_x L_x / r_x)^2} = \frac{\pi^2 * 2038901.7}{(29.75)^2} = 22736.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_t = \frac{1}{Ar_0^2} \left[ GJ + \frac{\pi^2 E C_w}{(K_t L_t)^2} \right]$$

$$= \frac{1}{1.65(1.67)^2} \left[ (7.29 * 10^5)(0.0513) + \frac{\pi^2 * 2038901.7 * 0}{(35.1)^2} \right]$$

$$\sigma_t = 8126.96 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = 0.62$$

### PANDEO FLEJO-TORSIÓN

$$F_e = \frac{1}{2\beta} \left[ (\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_t} \right]$$

$$F_e = \frac{1}{2 * 0.62} \left[ (22736.42 + 8126.96) - \sqrt{(22736.42 + 8126.96)^2 - 4 * 0.62(22736.42 * 8126.96)} \right]$$

$$F_e = 6960.07 \text{ kg/cm}^2$$

Se toma el menor valor de  $F_e$

Entonces,

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{2531}{4940.63}} = 0.72 \leq 1.5$$

$$F_n = (0.658^{0.72^2}) F_y$$

$$F_n = (0.658^{0.33^2}) 2531$$

$$F_n = 2037.33 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_e = \frac{P_u}{\phi_c * F_n} = \frac{(1691.63/2)}{0.85 * 2037.33} = 0.49 \text{ cm}^2$$

Se determina el área efectiva de la sección:

-ALA

$$w = B - (R + t) = 3 - (0.3 + 0.3) = 2.4 \text{ cm}$$

$$\frac{w}{t} = \frac{2.4}{0.3} = 8 < 60 \therefore Ok$$

$$k = 0.43$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left( \frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{F_n}{E}} = \frac{1.052}{\sqrt{0.43}} \left( \frac{2.4}{0.3} \right) \sqrt{\frac{2037.33}{2038901.7}} = 0.41 < 673 \therefore Ok$$

$$b = w = 2.4 \text{ cm}$$

$$A_e = A = 1.65 \text{ cm}^2$$

Finalmente se debe cumplir que:

$$A_e \text{ diseño} \leq A_e \text{ sección}$$

$$0.49 \text{ cm}^2 \leq 1.65 \therefore Ok$$

### 3.8.4 DISEÑO VIGA

En la viga se diseñará sus miembros para sus cargas críticas de tracción y compresión, tanto en los canales externo como interno, pues, existe un cambio en el sentido del momento flector que origina tensión y compresión en ambos canales. Se diseñará además las celosías diagonales y perpendiculares.

Previamente se establecieron perfiles C 200x50x3 para los canales externos e internos y ángulos L 30x30x4 para las celosías diagonales y horizontales.

### 3.8.4.1 CANAL EXTERNO

#### 3.8.4.1.1 TRACCIÓN

El diseño es un procedimiento directo donde para determinar el área requerida se tiene la siguiente expresión:

$$A_g \min = \frac{T_u}{\phi_t * F_y} \quad \Rightarrow \quad A_g = \frac{1852.68}{0.9 * 2531} = 0.83 \text{ cm}^2$$

$$A_n \min = \frac{T_u}{\phi_t * F_u} \quad \Rightarrow \quad A_n = \frac{1852.68}{0.75 * 4077.8} = 0.61 \text{ cm}^2$$

Se toma la mayor entre las dos y se compara con el área de la sección del perfil:

$$A_g = A_n = 0.83 < 8.70 \therefore Ok$$

Se verifica la relación de esbeltez:

$$\frac{L}{r_{\min}} = \frac{0.379 * 100}{1.4} = 27.07 \leq 300 \therefore Ok$$

#### 3.8.4.1.2 COMPRESIÓN

$$A_e = \frac{P_u}{\phi_c * F_n}$$

Dónde:

$$\phi_c = 0.85$$

$$K_x = K_y = K_t = 1$$

$$L_x = L_y = L_t = 37.9 \text{ cm}$$

$$\left( \frac{K_x L_x}{r_x} \right) = \frac{1 * 37.9}{7.29} = 5.20$$

$$\left( \frac{K_y L_y}{r_y} \right) = \frac{1 * 37.9}{1.4} = 27.07 \checkmark$$

#### DISEÑO POR FLEXIÓN

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 * 2038901.7}{(27.07)^2} = 27458.3 \text{ kg/cm}^2$$

#### DISEÑO POR FLEJO-TORSIÓN

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_x L_x / r_x)^2} = \frac{\pi^2 * 2038901.7}{(5.20)^2} = 744513.66 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned}\sigma_t &= \frac{1}{Ar_0^2} \left[ GJ + \frac{\pi^2 EC_w}{(K_t L_t)^2} \right] \\ &= \frac{1}{8.7(7.74)^2} \left[ (7.29 * 10^5)(0.26) + \frac{\pi^2 * 2038901.7 * 1224}{(37.9)^2} \right] \\ \sigma_t &= 33034.11 \text{ kg/cm}^2 \\ \beta &= 1 - \left( \frac{X_0}{r_0} \right)^2 = 1 - \left( -\frac{2.24}{7.68} \right)^2 = 0.91\end{aligned}$$

### PANDEO FLEXO-TORSIÓN

$$\begin{aligned}F_e &= \frac{1}{2\beta} \left[ (\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_t} \right] \\ F_e &= \frac{1}{2 * 0.91} \left[ (384963.4 + 29291.7) \right. \\ &\quad \left. - \sqrt{(384963.4 + 29291.7)^2 - 4 * 0.92(384963.4 * 29291.7)} \right] \\ F_e &= 32904.68 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Se toma el menor valor de  $F_e$

Entonces,

$$\begin{aligned}\lambda_c &= \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{2531}{23944.16}} = 0.33 \leq 1.5 \\ F_n &= (0.658^{\lambda_c^2}) F_y \\ F_n &= (0.658^{0.33^2}) 2531\end{aligned}$$

$$F_n = 2435.21 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_e = \frac{P_u}{\phi_c * F_n} = \frac{1198.75}{0.85 * 2435.21} = 0.58 \text{ cm}^2$$

Se determina el área efectiva de la sección:

-ALA

$$w = B - (R + t) = 5 - (0.3 + 0.3) = 4.4 \text{ cm}$$

$$\frac{w}{t} = \frac{4.4}{0.3} = 14.67 < 60 \therefore Ok$$

$$k = 0.43$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left( \frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{F_n}{E}} = \frac{1.052}{\sqrt{0.43}} \left( \frac{4.4}{0.3} \right) \sqrt{\frac{2435.21}{2038901.7}} = 0.813 > 673 \therefore Ok$$

$$b = \rho w$$

$$\rho = \frac{\left(1 - \frac{0.22}{\lambda}\right)}{\lambda} = \frac{\left(1 - \frac{0.22}{0.813}\right)}{0.813}$$

$$\rho = 0.897$$

$$b = 0.897 * 4.4 = 3.95 \text{ cm}$$

-ALMA

$$w = h - 2(R + t) = 20 - 2(0.3 + 0.3) = 18.8 \text{ cm}$$

$$\frac{w}{t} = \frac{18.8}{0.3} = 62.67 < 500 \therefore Ok$$

$$k = 4$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t}\right) \sqrt{\frac{F_n}{E}} = \frac{1.052}{\sqrt{4}} \left(\frac{18.8}{0.3}\right) \sqrt{\frac{2435.21}{2038901.7}} = 1.139 > 673 \therefore Ok$$

$$b = \rho w$$

$$\rho = \frac{\left(1 - \frac{0.22}{\lambda}\right)}{\lambda} = \frac{\left(1 - \frac{0.22}{1.139}\right)}{1.139}$$

$$\rho' = 0.708$$

$$c = 0.708 * 18.8 = 13.32 \text{ cm}$$

$$A_e = A - t[(a - b) + (h - c)] = 8.7 - 0.3[(5 - 3.95) + (20 - 13.32)]$$

$$= 6.38 \text{ cm}^2$$

Finalmente se debe cumplir que:

$$A_e \text{ diseño} \leq A_e \text{ sección}$$

$$0.58 \text{ cm}^2 \leq 6.38 \text{ cm}^2 \therefore Ok$$

### 3.8.4.2 CANAL INTERNO

#### 3.8.4.2.1 TRACCIÓN

El diseño es un procedimiento directo donde para determinar el área requerida se tiene la siguiente expresión:

$$A_g \text{ min} = \frac{T_u}{\phi_t * F_y} \quad \Rightarrow \quad A_g = \frac{3395.75}{0.9 * 2531} = 1.49 \text{ cm}^2$$

$$A_n \text{ min} = \frac{T_u}{\phi_t * F_u} \quad \Rightarrow \quad A_n = \frac{3395.75}{0.75 * 4077.8} = 1.10 \text{ cm}^2$$

Se toma la mayor entre las dos y se compara con el área de la sección del perfil:

$$A_g = A_n = 1.49 < 8.70 \therefore Ok$$

Se verifica la relación de esbeltez:

$$\frac{L}{r_{min}} = \frac{0.417 * 100}{1.4} = 29.79 \leq 300 \therefore Ok$$

### 3.8.4.2.2 COMPRESIÓN

$$A_e = \frac{P_u}{\phi_c * F_n}$$

Dónde:

$$\phi_c = 0.85$$

$$K_x = K_y = K_t = 1$$

$$L_x = L_y = L_t = 41.7 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{K_x L_x}{r_x}\right) = \frac{1 * 41.7}{7.29} = 5.72$$

$$\left(\frac{K_y L_y}{r_y}\right) = \frac{1 * 41.7}{1.4} = 29.79 \checkmark$$

### DISEÑO POR FLEXIÓN

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 * 2038901.7}{(29.79)^2} = 22681,93 \text{ kg/cm}^2$$

### DISEÑO POR FLEJO-TORSIÓN

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_x L_x / r_x)^2} = \frac{\pi^2 * 2038901.7}{(5.72)^2} = 615005,47 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_t = \frac{1}{Ar_0^2} \left[ GJ + \frac{\pi^2 E C_w}{(K_t L_t)^2} \right]$$

$$= \frac{1}{8.7(7.74)^2} \left[ (7.29 * 10^5)(0.26) + \frac{\pi^2 * 2038901.7 * 1224}{(41.7)^2} \right]$$

$$\sigma_t = 27400,74 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = 1 - \left(\frac{X_0}{r_0}\right)^2 = 1 - \left(-\frac{2.24}{7.68}\right)^2 = 0.91$$

### PANDEO FLEJO-TORSIÓN

$$F_e = \frac{1}{2\beta} \left[ (\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_t} \right]$$

$$F_e = \frac{1}{2 * 0.91} \left[ (615005,47 + 27400,74) - \sqrt{(615005,47 + 27400,74)^2 - 4 * 0.92(615005,47 * 27400,74)} \right]$$

$$F_e = 27292,92 \text{ kg/cm}^2$$

Se toma el menor valor de  $F_e$

Entonces,

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{2531}{22681.93}} = 0.334 \leq 1.5$$

$$F_n = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$$

$$F_n = (0.658^{0.33^2}) 2531$$

$$F_n = 2415.31 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_e = \frac{P_u}{\phi_c * F_n} = \frac{5427.96}{0.85 * 2415.31} = 2.64 \text{ cm}^2$$

Se determina el área efectiva de la sección:

-ALA

$$w = B - (R + t) = 5 - (0.3 + 0.3) = 4.4 \text{ cm}$$

$$\frac{w}{t} = \frac{4.4}{0.3} = 14.67 < 60 \therefore Ok$$

$$k = 0.43$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t}\right) \sqrt{\frac{F_n}{E}} = \frac{1.052}{\sqrt{0.43}} \left(\frac{4.4}{0.3}\right) \sqrt{\frac{2415.31}{2038901.7}} = 0.810 > 673 \therefore Ok$$

$$b = \rho w$$

$$\rho = \frac{\left(1 - \frac{0.22}{\lambda}\right)}{\lambda} = \frac{\left(1 - \frac{0.22}{0.810}\right)}{0.810}$$

$$\rho = 0.897$$

$$b = 0.897 * 4.4 = 3.95 \text{ cm}$$

-ALMA

$$w = h - 2(R + t) = 20 - 2(0.3 + 0.3) = 18.8 \text{ cm}$$

$$\frac{w}{t} = \frac{18.8}{0.3} = 62.67 < 500 \therefore Ok$$

$$k = 4$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t}\right) \sqrt{\frac{F_n}{E}} = \frac{1.052}{\sqrt{4}} \left(\frac{18.8}{0.3}\right) \sqrt{\frac{2415.31}{2038901.7}} = 1.135 > 673 \therefore Ok$$

$$b = \rho w$$

$$\rho = \frac{\left(1 - \frac{0.22}{\lambda}\right)}{\lambda} = \frac{\left(1 - \frac{0.22}{1.139}\right)}{1.139}$$

$$\rho' = 0.71$$

$$c = 0.71 * 18.8 = 13.36 \text{ cm}$$

$$A_e = A - t[(a - b) + (h - c)] = 8.7 - 0.3[(5 - 3.95) + (20 - 13.36)] \\ = 6.38 \text{ cm}^2$$

Finalmente se debe cumplir que:

$$A_e \text{ diseño} \leq A_e \text{ sección}$$

$$2.64 \text{ cm}^2 \leq 6.38 \text{ cm}^2 \therefore Ok$$

### 3.8.4.3 CELOSÍA DIAGONAL

#### 3.8.4.3.1 TRACCIÓN

$$A_g \text{ min} = \frac{T_u}{\phi_t * F_y} \quad \Rightarrow \quad A_g = \frac{\frac{1859.56}{2}}{0.9 * 2531} = 0.408 \text{ cm}^2$$

$$A_n \text{ min} = \frac{T_u}{\phi_t * F_u} \quad \Rightarrow \quad A_n = \frac{\frac{1859.56}{2}}{0.75 * 4077.8} = 0.304 \text{ cm}^2$$

Se toma la mayor entre las dos y se compara con el área de la sección del perfil:

$$A_g = A_n = 0.41 < 1.65 \therefore Ok$$

Se verifica la relación de esbeltez:

$$\frac{L}{r_{\text{min}}} = \frac{0.87 * 100}{0.92} = 94.57 \leq 300 \therefore Ok$$

### 3.8.4.4 CELOSÍA HORIZONTAL

#### 3.8.4.4.1 COMPRESIÓN

$$A_e = \frac{P_u}{\phi_c * F_n}$$

Propiedades para ángulo

$$I_{x2} = 2I_x - I_y = 2(1.4) - 0.49 = 2.31 \text{ cm}^4$$

$$r_{x2} = (I_{x2}/A)^{1/2} = (2.31/1.65)^{1/2} = 1.18 \text{ cm}$$

Con

$$\phi_c = 0.85$$

$$K_x = K_y = K_t = 1$$

$$L_x = L_y = L_t = 73.4 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{K_x L_x}{r_{x2}}\right) = \frac{1 * 73.4}{1.18} = 62.20$$

$$\left(\frac{K_y L_y}{r_{y2}}\right) = \frac{1 * 73.4}{0.55} = 133.45 \checkmark$$

### DISEÑO POR FLEXIÓN

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 * 2038901.7}{(133.45)^2} = 1129.87 \text{ kg/cm}^2$$

### DISEÑO POR FLEJO-TORSIÓN

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_x L_x / r_x)^2} = \frac{\pi^2 * 2038901.7}{(62.20)^2} = 5200.77 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_t &= \frac{1}{Ar_0^2} \left[ GJ + \frac{\pi^2 E C_w}{(K_t L_t)^2} \right] \\ &= \frac{1}{1.65(1.67)^2} \left[ (7.29 * 10^5)(0.0513) + \frac{\pi^2 * 2038901.7 * 0}{(73.4)^2} \right] \\ \sigma_t &= 8126.96 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\beta = 0.62$$

### PANDEO FLEJO-TORSIÓN

$$F_e = \frac{1}{2\beta} \left[ (\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_t} \right]$$

$$\begin{aligned} F_e &= \frac{1}{2 * 0.62} \left[ (5200.77 + 8126.96) \right. \\ &\quad \left. - \sqrt{(5200.77 + 8126.96)^2 - 4 * 0.62(5200.77 * 8126.96)} \right] \\ F_e &= 2725.81 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Se toma el menor valor de  $F_e$

Entonces,

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{2531}{1129.87}} = 1.497 \leq 1.5$$

$$F_n = (0.658^{1.497^2}) F_y$$

$$F_n = (0.658^{1.497^2}) 2531$$

$$F_n = 991.07 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_e = \frac{P_u}{\phi_c * F_n} = \frac{(2336.55/2)}{0.85 * 991.07} = 1.39 \text{ cm}^2$$

Se determina el área efectiva de la sección:

-ALA

$$w = B - (R + t) = 3 - (0.3 + 0.3) = 2.4 \text{ cm}$$

$$\frac{w}{t} = \frac{2.4}{0.3} = 8 < 60 \therefore Ok$$

$$k = 0.43$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left( \frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{F_n}{E}} = \frac{1.052}{\sqrt{0.43}} \left( \frac{2.4}{0.3} \right) \sqrt{\frac{991.07}{2038901.7}} = 0.283 < 673 \therefore Ok$$

$$b = w = 2.4 \text{ cm}$$

$$A_e = A = 1.65 \text{ cm}^2$$

Finalmente se debe cumplir que:

$$A_e \text{ diseño} \leq A_e \text{ sección}$$

$$1.39 \text{ cm}^2 \leq 1.65 \text{ cm}^2 \therefore Ok$$

### 3.8.5 DISEÑO RODILLA

En la viga se diseñará sus miembros para sus cargas críticas que se dan en las dos celosías diagonales: la una tracción y la celosía diagonal principal a compresión. Previamente se establecieron perfiles C 200x50x3 para el canal externo y para el perfil compuesto que sirve como diagonal principal.

#### 3.8.5.1 TRACCIÓN

$$A_g \text{ min} = \frac{T_u}{\phi_t * F_y} \quad \Rightarrow \quad A_g = \frac{\frac{2875.36}{2}}{0.9 * 2531} = 0.631$$

$$A_n \text{ min} = \frac{T_u}{\phi_t * F_u} \quad \Rightarrow \quad A_n = \frac{\frac{2875.36}{2}}{0.75 * 4077.8} = 0.47$$

Se toma la mayor entre las dos y se compara con el área de la sección del perfil:

$$A_g = A_n = 0.63 < 1.65 \therefore Ok$$

Se verifica la relación de esbeltez:

$$\frac{L}{r_{\text{min}}} = \frac{1.16 * 100}{0.92} = 126.09 \leq 300 \therefore Ok$$

#### 3.8.5.2 DIAGONAL PRINCIPAL

##### 3.8.5.2.1 COMPRESIÓN

$$A_e = \frac{P_u}{\phi_c * F_n}$$

Dónde:

$$\phi_c = 0.85$$

$$K_x = K_y = K_t = 1$$

$$L_x = L_y = L_t = 108 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{K_x L_x}{r_x}\right) = \frac{1 * 108}{7.29} = 14.81$$

$$\left(\frac{K_y L_y}{r_y}\right) = \frac{1 * 108}{1.7} = 63.53$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_0^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)_0^2} = \sqrt{63.53^2 + \left(\frac{36}{1.4}\right)^2} = 68.54$$

Donde

$$\frac{a}{r_i} = 25.71 < 68.54/2 \therefore Ok$$

### DISEÑO POR FLEXIÓN

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 * 2038901.7}{(68.54)^2} = 4283,59 \text{ kg/cm}^2$$

### DISEÑO POR FLEJO-TORSIÓN

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_x L_x / r_x)^2} = \frac{\pi^2 * 2038901.7}{(5.72)^2} = 615005,47 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_t &= \frac{1}{Ar_0^2} \left[ GJ + \frac{\pi^2 E C_w}{(K_t L_t)^2} \right] \\ &= \frac{1}{8.7(7.74)^2} \left[ (7.29 * 10^5)(0.26) + \frac{\pi^2 * 2038901.7 * 2448}{(108)^2} \right] \end{aligned}$$

$$\sigma_t = 4087,50 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_e = \sigma_t = 4087,50 \text{ kg/cm}^2$$

Se toma el menor valor de  $F_e$

Entonces,

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{2531}{4087,50}} = 0.79 \leq 1.5$$

$$F_n = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$$

$$F_n = (0.658^{0.79^2}) 2531$$

$$F_n = 1953.16 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_e = \frac{P_u}{\phi_c * F_n} = \frac{3075.03}{0.85 * 1953.16} = 1.85 \text{ cm}^2$$

Se determina el área efectiva de la sección:

-ALA

$$w = B - (R + t) = 5 - (0.3 + 0.3) = 4.4 \text{ cm}$$

$$\frac{w}{t} = \frac{4.4}{0.3} = 14.67 < 60 \therefore Ok$$

$$k = 0.43$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t}\right) \sqrt{\frac{F_n}{E}} = \frac{1.052}{\sqrt{0.43}} \left(\frac{4.4}{0.3}\right) \sqrt{\frac{1953.161}{2038901.7}} = 0.728 > 673 \therefore Ok$$

$$b = \rho w$$

$$\rho = \frac{\left(1 - \frac{0.22}{\lambda}\right)}{\lambda} = \frac{\left(1 - \frac{0.22}{0.728}\right)}{0.728}$$

$$\rho = 0.96$$

$$b = 0.96 * 4.4 = 4.23 \text{ cm}$$

-ALMA

$$w = h - 2(R + t) = 20 - 2(0.3 + 0.3) = 18.8 \text{ cm}$$

$$\frac{w}{t} = \frac{18.8}{0.3} = 62.67 < 500 \therefore Ok$$

$$k = 4$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t}\right) \sqrt{\frac{F_n}{E}} = \frac{1.052}{\sqrt{4}} \left(\frac{18.8}{0.3}\right) \sqrt{\frac{1953.161}{2038901.7}} = 1.020 > 673 \therefore Ok$$

$$b = \rho w$$

$$\rho = \frac{\left(1 - \frac{0.22}{\lambda}\right)}{\lambda} = \frac{\left(1 - \frac{0.22}{1.020}\right)}{1.020}$$

$$\rho' = 0.769$$

$$c = 0.769 * 18.8 = 14.46 \text{ cm}$$

$$A_e = 2[A - t[(a - b) + (h - c)]] = 2[8.7 - 0.3[(5 - 4.23) + (20 - 14.46)]] \\ = 5.86 \text{ cm}^2$$

Finalmente se debe cumplir que:

$$A_e \text{ diseño} \leq A_e \text{ sección}$$

$$1.85 \text{ cm}^2 \leq 5.86 \text{ cm}^2 \therefore Ok$$

En este procedimiento realizado se adoptó los perfiles especificados anteriormente. Se propone realizar otro tanteo de selección de perfiles, solamente en los canales externos como internos, para admitir menores áreas obteniendo un diseño seguro y económico.

Para el canal exterior de la viga y la columna se adopta un perfil C150x50x3. Para resumir, se presentan los cálculos y resultados de análisis, en las tablas 37 y 38:

Tabla 37.-

Diseño a tracción del canal exterior en la columna y en la viga

<b>CANAL EXTERIOR C 150*50*3</b>		
<b>TRACCION DATOS</b>		
Pu	10624.42	kg
Fy	253	kg/cm <sup>2</sup>
	1	
Fu	4077.8	kg/cm <sup>2</sup>
φt	0.9	
Φu	0.75	
L	40	cm
r min	1.49	cm

Tabla 38.-

Resultados diseño a Tracción

<b>RESULTADOS</b>		
<b>Área mínima del elemento</b>		
Ag	4.664	cm <sup>2</sup>
An	3.474	cm <sup>2</sup>
<b>VERIFICACION DE ESBELTEZ</b>		
L/rmin	26.85	
Máximo	300	

$$A_g = A_n = 4.66 < 7.2 \therefore Ok$$

$$\frac{L}{r_{min}} < maximo = 26,85 < 300 \therefore Ok$$

Para el canal interior de la columna se adopta el perfil C150x50x4 y se lo diseña a compresión. Los resultados se indican en las tablas 39, 40, 41, 42, y 43.

Tabla 39.-

Datos para Diseño a compresión en canal exterior de columna

<b>CANAL INTERIOR C 150*50*4</b>		
<b>COMPRESIÓN DATOS</b>		
Pu	7889.08	kg
Fy	2531	kg/cm <sup>2</sup>
Φc	0.85	
L	40.3	cm
rx	5.6	cm
ry	1.47	cm
E	2038901.7	kg/cm <sup>2</sup>
k	1	

Tabla 40.-

Diseño por Flexión canal exterior de la columna

<b>DISEÑO POR FLEXION</b>		
<b>Datos</b>	<b>Cálculos</b>	
r menor	1.47 cm	Fe 26774.45 kg/cm <sup>2</sup>

Tabla 41.-

Diseño por flexo torsión canal exterior de la columna

<b>DISEÑO FLEXOTORSION</b>					
<b>DATOS</b>			<b>CÁLCULOS</b>		
r mayor	5.6	cm	σ <sub>ex</sub>	388563.49	kg/cm <sup>2</sup>
Area	9.47	cm <sup>2</sup>	σ <sub>t</sub>	26938.80	kg/cm <sup>2</sup>
ro	6.31	cm	β	0.84	
G	729000	kg/cm <sup>2</sup>			
J	0.5163	cm <sup>4</sup>			
Cw	789.41	cm <sup>6</sup>			
Xo	2.52				

Tabla 42.-

Diseño por Pandeo y Flexo torsión canal exterior de la columna

<b>DISEÑO PANDEO FLEXOTORSION</b>		
Fe	26626.38	kg/cm <sup>2</sup>
<b>CALCULO DE λ<sub>c</sub></b>		
min Fe	26626.38	kg/cm <sup>2</sup>
λ <sub>c</sub>	0.308	
Fn	2432.28	kg/cm <sup>2</sup>
<b>AREA DISEÑO</b>		
Ae	3.82	cm <sup>2</sup>

Tabla 43.-

Área efectiva de diseño canal exterior de la columna

<b>DETERMINACION DEL AREA EFFECTIVA DE LA SECCION</b>					
<b>DATOS ALA</b>			<b>CALCULOS</b>		
B	5	cm	W	4.2	
R	0.4	cm	w/t	10.5	<60
t	0.4	cm		ok	
K	0.43		$\lambda$	0.582	<0.673
				por lo tanto b=w	
<b>DATOS ALMA</b>			<b>CALCULOS</b>		
h	15	cm	w	13.4	
k	4		w/t	33.5	<500
				ok	
			$\lambda$	0.609	<0.673
				por lo tanto b=w	
	<b>Ae sección</b>	9.470		cm <sup>2</sup>	
	<b>Adiseño&lt;Aseccion</b>			ok	

Para el canal interior de la viga se utiliza perfil C150x50x3 que se lo diseñará a compresión. Los resultados se indican en las tablas 44, 45, 46, 47 y 48.

Tabla 44.-

Datos para Diseño a compresión en canal interior de viga

<b>CANAL INTERIOR C*150*50*3</b>		
<b>COMPRESION DATOS</b>		
Pu	5427.96	kg
Fy	2531	kg/cm <sup>2</sup>
$\Phi_c$	0.85	
L	41.7	cm
rx	5.65	cm
ry	1.49	cm
E	2038901.7	kg/cm <sup>2</sup>
k	1	

Tabla 45.-

Diseño por Flexión canal interior de viga

<b>DISEÑO POR FLEXION</b>		
<b>DATOS</b>		<b>CÁLCULOS</b>
r min	1.49 cm	Fe 25691.91 kg/cm <sup>2</sup>

Tabla 46.-

Diseño por flexo torsión canal interior de viga

DISEÑO FLEXOTORSION					
DATOS			CÁLCULOS		
r max	5.65	cm	$\sigma_{ex}$	369420.35	kg/cm <sup>2</sup>
Area	8.7	cm <sup>2</sup>	$\sigma_t$	20468.27	kg/cm <sup>2</sup>
ro	6.41	cm	$\beta$	0.83	
G	729000	kg/cm <sup>2</sup>			
J	0.2196	cm <sup>4</sup>			
Cw	618.42162	cm <sup>6</sup>			
Xo	2.63				

Tabla 47.-

Diseño por Pandeo y Flexo torsión canal interior de viga

DISEÑO PANDEO FLEXOTORSION		
Fe	20270.16	kg/cm <sup>2</sup>
<b>CALCULO DE <math>\lambda_c</math></b>		
min Fe	20270.16	kg/cm <sup>2</sup>
$\lambda_c$	0.353	
Fn	2402.12	kg/cm <sup>2</sup>
<b>AREA DISEÑO</b>		
Ae	2.66	cm <sup>2</sup>

Tabla 48.-

Área efectiva de diseño canal interior de viga

DETERMINACION DEL AREA EFECTIVA DE LA SECCION					
DATOS ALA			CALCULOS		
B	5	cm	W	4.4	
R	0.3	cm	w/t	14.667	<60
t	0.3	cm		ok	
K	0.43		$\lambda$	0.808	<0.673
				no cumple	
DATOS ALMA			CALCULOS		
h	15	cm	w	13.8	
k	4		w/t	46	<500
				ok	
			$\lambda$	0.831	<0.673
				no cumple se toma el alma	
			$\rho$	0.885	
			b= $\rho$ w	12.21	
		<b>Ae sección</b>	7.864		cm <sup>2</sup>
		<b>Adiseño &lt; Aseccion</b>			ok

Al tener perfiles de altura de alma de 150mm, en el sector de la rodilla de igual manera se utiliza perfil con esa misma altura, y se escoge 2C 150x50x3

### 3.9 VERIFICACIÓN DE FLECHA

Existen dos condicionantes para dimensionar para el estado límite de servicio, uno relativo a flecha vertical y otro a desplazamiento horizontal.

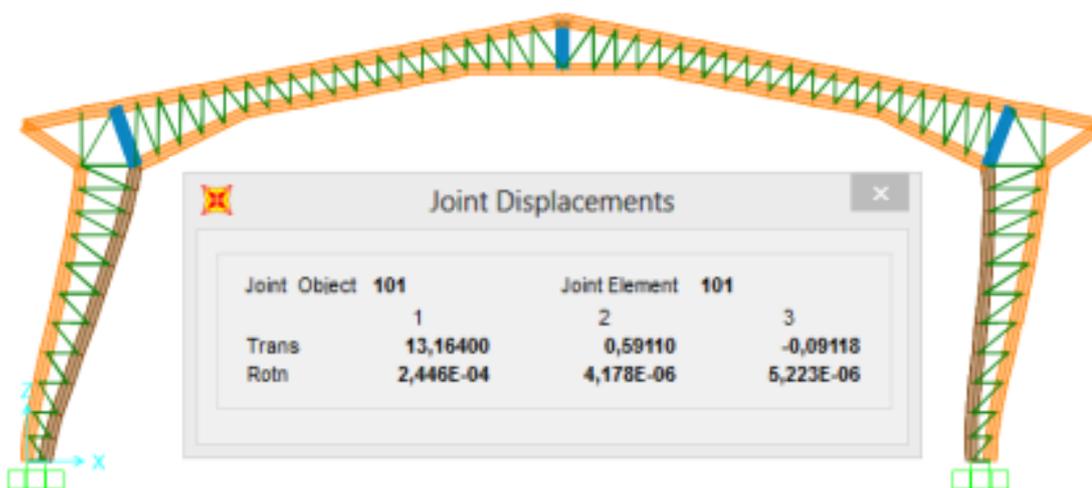


Figura 38.- Deformada y desplazamientos Horizontales y Verticales

Fuente. SAP2000 Versión 17.1

#### 3.9.1 DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL

La situación de carga que genera mayores desplazamientos horizontales resulta ser la combinación donde interviene la acción sísmica.

Debe ser inferior a  $H/250$  con la combinación característica:

$$f_{adm} = \frac{H}{250} = \frac{7.5m}{250} = 0.03m = 30mm$$

El desplazamiento horizontal máximo dado por el programa de cálculo es de  $13.16mm < 30mm$

#### 3.9.2 DESPLAZAMIENTO VERTICAL

La combinación característica que crea mayores desplazamientos verticales es la que tiene como carga variable dominante el viento.

En cualquier punto del pórtico debe ser inferior a  $L/300$  con la combinación característica:

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{16m}{300} = 0.053m = 53mm$$

El desplazamiento vertical máximo dado por el programa de cálculo es  $1mm < 53mm$

### 3.10 CÁLCULO DEL PESO DE LA ESTRUCTURA

Para culminar el diseño del pórtico, se debe verificar el peso de la estructura, específicamente que no sobrepase el peso de estructura asumido, que en este proyecto fue de 12 kg/m<sup>2</sup>. Se indica en la tabla 49, el peso de los elementos del pórtico

Tabla 49.-

Peso de Elementos del Pórtico

<b>COLUMNA</b>				
<b>MIEMBRO</b>	<b>PERFIL</b>	<b>PESO/LONG (kg/m)</b>	<b>LONGITUD (m)</b>	<b>PESO (kg)</b>
CANAL EXTERNO	C150x50*3	5.66	5.00	28.30
CANAL INTERNO	C150x50*4	7.44	5.04	37.50
CELOSÍA DIAGONAL (2)	L30x30x3	1.30	16.66	21.66
CELOSÍA HORIZONTAL (2)	L30x30x3	1.30	14.28	18.56
<b>SUBTOTAL 1</b>				<b>106.02</b>
<b>CANAL EXTERNO</b>				
<b>MIEMBRO</b>	<b>PERFIL</b>	<b>PESO/LONG (kg/m)</b>	<b>LONGITUD (m)</b>	<b>PESO (kg)</b>
CANAL EXTERNO	C150x50*3	5.66	2.21	12.51
<b>SUBTOTAL 2</b>				<b>12.51</b>
<b>RODILLA</b>				
<b>MIEMBRO</b>	<b>PERFIL</b>	<b>PESO/LONG (kg/m)</b>	<b>LONGITUD (m)</b>	<b>PESO (kg)</b>
CANAL EXTERNO	C150x50*3	5.66	0.57	3.23
CELOSÍA VERTICAL (2)	L30x30x3	1.30	1.80	2.34
CELOSÍA DIAGONAL (2)	L30x30x3	1.30	2.32	3.02
DIAGONAL PRINCIPAL (2)	C150x50*3	5.66	2.16	12.23
<b>SUBTOTAL 3</b>				<b>20.81</b>
<b>VIGA</b>				
<b>MIEMBRO</b>	<b>PERFIL</b>	<b>PESO/LONG (kg/m)</b>	<b>LONGITUD (m)</b>	<b>PESO (kg)</b>
CANAL EXTERNO	C150x50*3	5.66	7.73	43.75
CANAL INTERNO	C150x50*3	5.66	7.51	42.51
CELOSÍA DIAGONAL (2)	L30x30x3	1.30	25.62	33.31
CELOSÍA HORIZONTAL (2)	L30x30x3	1.30	23.70	30.81
PARANTE CUMBRERO (2)	C150x50*3	5.66	1.66	9.40
<b>SUBTOTAL 4</b>				<b>159.77</b>
<b>VALOR TOTAL:</b>			<b>PESO=299.11 Kg</b>	

Este peso calculado de la mitad de un pórtico es distribuido, en el análisis, entre la distancia de separación pórtico-pórtico y su respectiva semi-luz, determinándose la carga distribuida debida al peso del pórtico.

$$W_{estructura} = \frac{293.33}{(4)(8.00)} = 9.17 \text{ kg/m}^2$$

La que no sobrepasa el peso de estructura estimado para este proyecto,

el cual fue de  $12 \text{ kg/m}^2$  se lo puede tomar como definitivo.

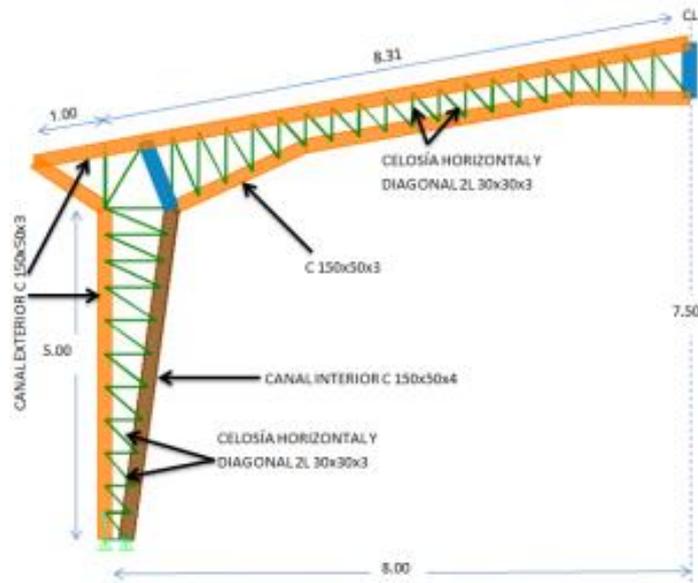


Figura 39.- Sección del pórtico estudiado definitivo

Fuente. SAP2000 Versión 17.1

### 3.11 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS SECUNDARIOS

#### 3.11.1 DISEÑO PLACA BASE

Una vez diseñados los miembros del pórtico va a ser apoyada sobre cimientos de concreto, pero no de forma ya que causaría un esfuerzo muy grande, superior al que el concreto puede resistir. Por lo tanto es necesario asentar las columnas de la estructura sobre placas de acero, cuyo objetivo es distribuir en una área mayor la carga de la estructura, capaz de que el concreto no se sobre-esfuerce.

Se soldará la columna a la placa base, y ésta a su vez se fijará al cimiento a través de pernos de anclajes, como muestra la figura 40.

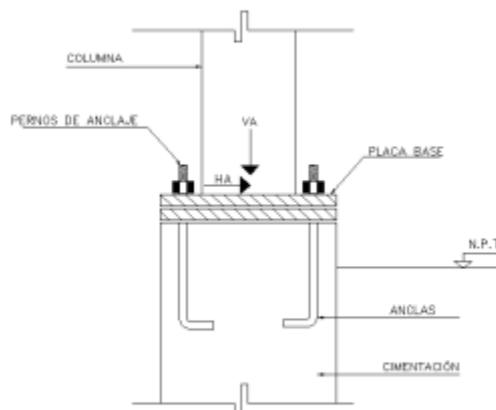


Figura 40.- Placa base

Con base en las especificaciones de la AISC 2010, sección J8 para Bases de columnas y aplastamiento del concreto, la resistencia de diseño por aplastamiento del concreto debajo de la placa base,  $\phi_C P_p$ , debe ser por lo menor a la carga soportada ( $P_u$ ). La condición menos fuerte para el concreto, es cuando el área de la placa cubre toda el área de soporte del concreto; con  $\phi_C = 0.65$  y resistencia de aplastamiento nominal,  $P_p$ , que se determina con la expresión (J8-1) dada a continuación:

$$P_u = \phi_C P_p = \phi_C (0.85 f'_c A_1)$$

$$A_1 = \frac{P_u}{\phi_C 0.85 f'_c}$$

Dónde:

$P_u$ : Carga factorada= reacción vertical sobre la estructura (VA)

$f'_c$ : Resistencia a la compresión del concreto

$A_1$ : Área de la placa

$$A_1 = \frac{8088.03}{0.65 * 0.85 * 210} = 69.71 \text{ cm}^2$$

La placa base debe ser tan grande como la columna, más 5 cm de cada lado, es decir  $A_1 = d * b_f = (15) * (30) = 450 \text{ cm}^2$ , se debe hacer el análisis con el método del AISC, y se indica en la figura 41:

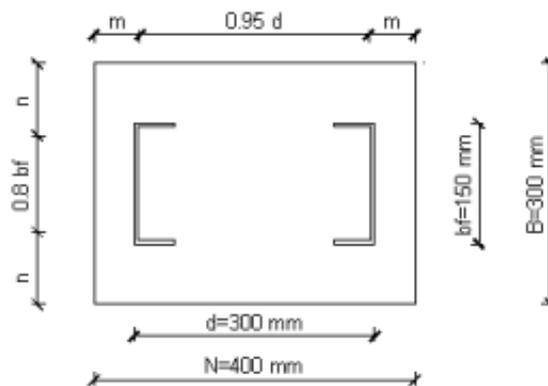


Figura 41.- Dimensiones de Placa base

El espesor de la placa se lo determina para resistir el momento que producen los voladizos  $m$  y  $n$  como vemos a continuación:

$$M_m = \frac{P_u m^2}{2 B N}$$

$$M_n = \frac{P_u n^2}{2 B N}$$

El momento que resiste la placa por centímetro de ancho  $\phi F_y (t^2/4)$  debe ser mayor o igual a los momentos (M) anteriores. Con  $\phi = 0.90$ .

$$t = (m, n) \sqrt{\frac{2 P_u}{0.9 F_y B N}}$$

Dónde:

$F_y$ : Punto de fluencia de la placa base (2531 kg/cm<sup>2</sup>)

$$m = \frac{N - 0.95 d}{2} = \frac{40 - 0.95(30)}{2} = 5.75 \text{ cm}$$

$$n = \frac{B - 0.80 b_f}{2} = \frac{30 - 0.80(15)}{2} = 9 \text{ cm}$$

$$t = (m, n) \sqrt{\frac{2 P_u}{0.9 F_y B N}} = 7 * \sqrt{\frac{2 (8088.03)}{0.9 (2531)(30 * 40)}} = 0.69 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$$

Por lo tanto elegimos una placa de espesor de 8 mm, las dimensiones finales de la placa base quedarían 400x 300x 8 mm,

El número de placas base a utilizarse son 12 por lo que se usara dos placas de 1800x2440x8mm para hacer las placas ( 6\*0.4=2.4m y 6\*0.3=1.8m)

### 3.11.2 DISEÑO PERNOS DE ANCLAJE

Los pernos de anclaje sirven para fijar la columna de acero a placa y a su vez a la cimentación. La fuerza lateral es  $H=H_A=2575.81 \text{ Kg}$ , como se indica en la figura 42:

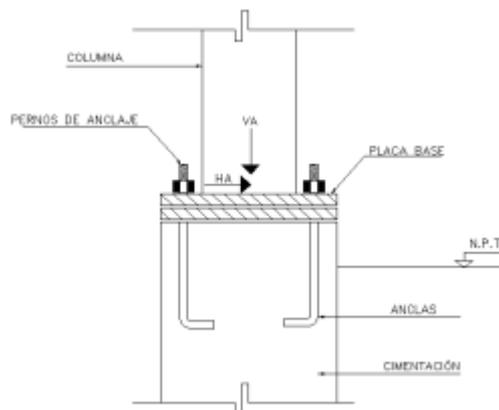


Figura 42.- Pernos de Anclaje

En la figura se muestran 2 de los 6 pernos de anclaje (3 a cada lado) para evitar la flexión de la placa. El diseño se basa en las especificaciones

de la AISC 2010, sección J9, con recomendaciones de la sección J3 del mismo manual.

Los pernos usados serán A307 con una tensión de corte nominal ( $F_{nv} = 1680 \text{ kg/cm}^2$ ), la resistencia de diseño  $\phi R_n$ , determinada con los siguientes límites.

$$R_n = F_n A_b$$

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

Donde

$F_n$ : Tensión de corte nominal,  $F_{nv}$

$A_b$ : Área bruta del perno

Por lo tanto se calcula

$$A_b = \frac{H}{\phi F_n} = \frac{2575.81}{0.75 * 1680} = 2.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{PERNO} = \frac{A_b}{6} = \frac{2.04}{6} = 0.34 \text{ cm}^2$$

$$D_{PERNO} = 2 * \sqrt{\frac{A_{PERNO}}{\pi}} = 2 * \sqrt{\frac{0.34}{\pi}} = 0.658 \text{ cm} \cong 7 \text{ mm}$$

El diámetro mínimo es 16mm según las tablas del AISC 2010, sección J3.3M con un diámetro del agujero de 18mm de la misma tabla. La distancia al borde recomendada 28mm con un espaciamento mínimo de  $3d(3 * 16 = 48 \text{ mm})$  para un diámetro de 16mm. Las medidas adoptadas para los pernos (16mm), los agujeros de los pernos (18mm) y las distancias de borde (30mm) se muestran en la figura 43.

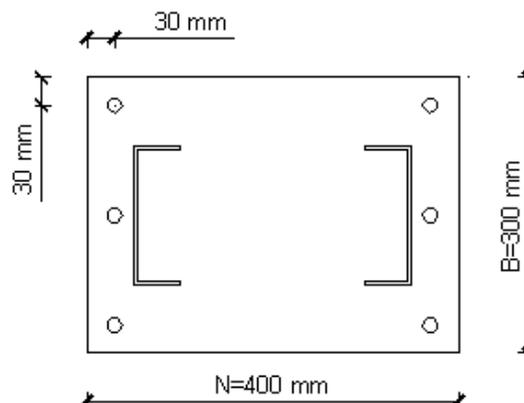


Figura 43.- Ubicación de Pernos en la Placa base

### 3.11.3 DISEÑO ARRIOSTRAMIENTO LATERAL

Debido al efecto de la carga de viento en la estructura esta tiende a moverse tanto lateral como longitudinalmente es por eso la necesidad de colocar vigas de contravento. La viga será un elemento tubular formado en frío, colocado en la parte superior de la rodilla como se muestra en la figura 44.

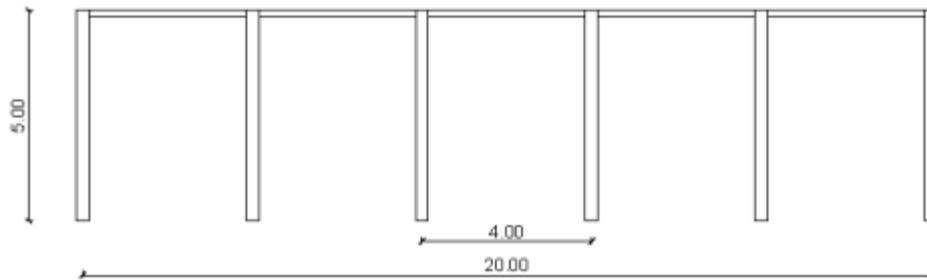


Figura 44.- Viga de Contravento

Se diseñará los elementos a flexión simplemente apoyados en los extremos con la carga distribuida del viento.

#### 3.11.3.1 CARGA DE VIENTO

Para el cálculo de esta carga, se asume la mayor acción del efecto que el viento produce en la estructura, en este caso es producida en sotavento:

**PRESIÓN DEL VIENTO EN SOTAVENTO:  $10.72 \text{ kg/m}^2 \times 5\text{m} = 53.6 \text{ kg/m}$**

$$M_u = \frac{W_u * l^2}{8} = \frac{53.6 * 4^2}{8} = 107.2 \text{ kg} - \text{m}$$

Para el diseño a flexión de un miembro estructural formado en frío, se siguen las recomendaciones dadas en la sección C3.1.1 de las especificaciones AISI 2001, en la que la resistencia de diseño por flexión,  $\phi_b M_n$ , con  $\phi_b = 0.95$  para secciones rigidizadas o parcialmente rigidizadas, y  $\phi_b = 0.90$  para secciones sin rigidizadores; donde  $M_n$  se determina de la siguiente forma:

$$M_n = S_e * F_y$$

Donde,

$S_e$  = Módulo resistente efectivo de la sección

$F_y$  = Punto de fluencia

Para determinar la validez del perfil preseleccionado, se debe cumplir:

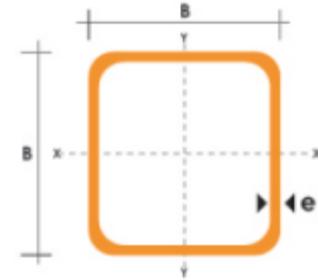
$$M_u \leq \phi_b M_n$$

Propiedades de diseño por flexión para el miembro estructural preseleccionado, el cual es un tubo rectangular ASTM A-500C (50 ksi = 3515.00 kg/cm<sup>2</sup>) de 75x75x3 mm (base, altura, espesor). Se indica en la tabla 50:

Tabla 50.-

Propiedades de sección tubular 75x75x3

DIMENSIONES		GEOMETRIA				
B	espesor	PESO	SECCIÓN	EJE X-X = EJE Y-Y		
mm	mm	kg	cm <sup>2</sup>	I	W	i
75	3.0	6,71	8,41	71,54	19,08	2,92



Fuente. Catálogo DIPAC

### 3.11.3.2 CÁLCULO DE ANCHO EFECTIVO DE LA SECCIÓN

ALA (B):

$$w = B - 2(R + t) = 75 - 2(3 + 3) = 63 \text{ mm}$$

$$w/t = 63/3 = 21 \leq 500 \therefore Ok \text{ (Sección B.1.1-(a)-(2))}$$

$k = 4$  (para miembros rigidizados)

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left( \frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{F_n}{E}} = \frac{1.052}{\sqrt{4}} \left( \frac{63}{3} \right) \sqrt{\frac{3515}{2038901.7}} = 0.46 < 673 \therefore Ok$$

$$b = w = 6.3 \text{ cm}$$

ALMA (H):

$$Y_{cg} = 3.75 \text{ cm}$$

Se comprueba si el alma es realmente efectiva:

$$w = H - 2(R + t) = 75 - 2(3 + 3) = 63 \text{ mm}$$

$$w/t = 63/3 = 21 \leq 500 \therefore Ok \text{ (Sección B.1.1-(a)-(2))}$$

$$y1 = Y_{cg} - (R + t) = 3.75 - (0.3 + 0.3) = 3.15 \text{ cm}$$

$$f1 = 3515 (3.15/3.75) = 2952.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$y2 = w - y1 = 6.3 - 3.15 = 3.15 \text{ cm}$$

$$f2 = 3515(3.15/3.75) = 2952.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\psi = |f2/f1| = 1$$

$$k = 4 + 2(1 + \psi)3 + 2(1 + \psi) = 4 + 2(1 + 1)3 + 2(1 + 1) = 24$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t}\right) \sqrt{\frac{F_n}{E}} = \frac{1.052}{\sqrt{24}} \left(\frac{63}{3}\right) \sqrt{\frac{3515}{2038901.7}} = 0.19 < 673 \therefore Ok$$

$$be = w = 6.3cm$$

$$b1 = be/(3 + \psi) = 15.75 mm$$

$$b2 = be/2 = 31.5 mm$$

$$b1 + b2 = 41.25 mm > w \Rightarrow LA SECCIÓN ES EFECTIVA$$

Como toda la sección del tubo rectangular es efectiva, se puede utilizar el valor del módulo resistente dado en las propiedades de la sección completa,  $S_x = 19.08 cm^3$ .

$$M_n = S_x * F_y = 19.08 (3515) = 67066.2 kg.cm$$

Se comprueba si:

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$10720 kg - cm \leq 0.95 (67066.2 kg - cm)$$

$$10720 kg - cm \leq 63712.89 kg - cm \therefore Ok$$

Por lo tanto se concluye que como arriostramiento lateral, contravento, se utilizarán 5 tubos cuadrados, a cada lado de la estructura, los mismos que son formados en frío ASTM A-500C.

### 3.11.4 DISEÑO DE SOLDADURA

Las juntas de la estructura se realizan por medio del proceso de soldadura. La soldadura generalmente es el método más rápido, más barato y mejor que cualquier otro para realizar uniones.

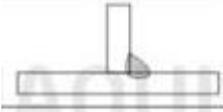
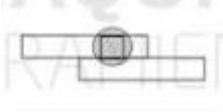
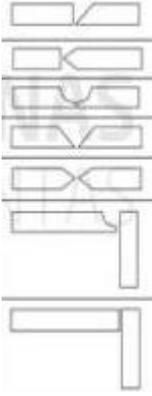
Se lo define como la unión de dos metales de idéntica o parecida composición por la acción del calor, directamente o mediante la aportación de otro metal también de idéntica o parecida composición.

Las juntas se diseñan con miras a reducir o elimina concentradores de esfuerzo y para tener un patrón aceptable de esfuerzos residuales.

Existen cinco tipos básicos de juntas soldadas: a tope, de borde, de esquina, en "T", y de traslape. Así como cuatro tipos básicos de soldaduras: filete, de tapón, relleno y chaflán, como se indica en la tabla 51:

Tabla 51.-

## Tipos de Uniones y Soldaduras

TIPO DE UNIÓN	ESQUEMA	TIPO DE SOLDADURA	ESQUEMA	TIPO DE BISEL
A tope		Filete		
Borde		Tapón		
Esquina		Relleno		
En "T"		Bisel, chaflán o ranura		
Traslape o Solape				

Fuente. Máquinas y Herramientas

Para soldaduras que unen elementos de acero estructural, la capacidad de carga depende del tipo de soldadura, la resistencia del material del electrodo y la resistencia del material base.

### EJEMPLO DE CÁLCULO

A continuación se presenta un ejemplo de cálculo del cual se parte para el diseño de las juntas y los cordones de soldadura utilizados. Se empleará soldadura de filete con espesor  $S=1/8"$  (3.175mm) y electrodo E6011 ( $F_{ue}=4230 \text{ kg/cm}^2$ ). Se ha tomado una sección crítica donde se tiene una fuerza de tracción sobre la junta, como se indica en la figura 45.

La resistencia de diseño del cordón se calcula con la siguiente ecuación:

$$P_U = \phi * R_n = 0.75 * 0.6 * F_{ue} * A_{garganta}$$

El área de la garganta es:

$$A_{garganta} = \frac{S * 2^{0.5}}{2 * L}$$

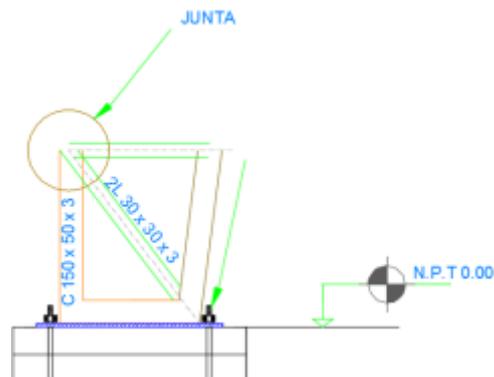


Figura 45.- Junta de Análisis de la Soldadura

Se diseñarán los cordones para cada ángulo ( $P_U=5309.47$  kg)

Despejando y reemplazando valores se tiene la longitud de soldadura:

$$L = \frac{5309.47}{0.75 * 0.6 * 4800 * 0.3175 * 2^{0.5}}$$

$$L = 5.47 \text{ cm}$$

El esquema de la soldadura, se verán especificados en los planos adjuntos.

### CÁLCULO DEL ESFUERZO ADMISIBLE

Para aceros estructurales, el esfuerzo a fluencia es:

$$F_y \approx 0.75 F_u$$

El esfuerzo admisible a corte en la soldadura se determina como:

$$F_{yv} = K * F_y$$

$$F_{yv} = 0.6 * 0.75 * F_u$$

$$F_{yv} = 0.6 * 0.75 * 4230 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{yv} = 1903.5 \text{ kg/cm}^2$$

La carga aplicada no debe ser mayor al esfuerzo admisible:

$$F_s = F_{yv} / \Omega_s$$

Dónde:

$\Omega_s = 2.50$  (Factor de seguridad para conexiones con soldadura de arco)

$$F_s = 1903.5 \text{ kg/cm}^2 / 2.50$$

$$F_s = 761.4 \text{ kg/cm}^2$$

### 3.11.5 LOSA DE CONTRAPISO

El contrapiso es la estructura de hormigón que sirve de soporte al piso, el espesor mínimo de la losa generalmente oscila entre 15 y 20 cm la

separación entre juntas no debe ser mayor a 5m.

Sobre el suelo mejorado y compactado e construirá el contrapiso que estará formado por una loseta de 15 cm con una resistencia del hormigón  $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ , el mismo que será debidamente nivelado y paletado fino.

Las mallas de acero para control de figuración no afectan la capacidad de carga de la losa y se colocará 2 mallas de con diámetro de 10 mm y separación de 15 cm ubicadas a 3 cm del borde superior e inferior respectivamente.

En este elemento constructivo se deberá alojar las canalizaciones de instalaciones eléctricas e hidrosanitarias.

Se indica en la tabla 52 las dimensiones de la malla electrosoldada usada en el contrapiso, y en la figura 46 consta el corte de la sección de la losa de contrapiso.

Tabla 52.-

Especificaciones Malla electrosoldada

Denominación	Diámetro		Espaciamientos		Número de varillas		PESO Kg
	LONG $\Phi \text{ mm}$	TRANS $\Phi \text{ mm}$	LONG cm	TRANS cm	LONG U	TRANS U	
8-15 AS	8	8	15	15	16	42	79.2
10-15 AS	10	10	15	15	16	41	122.3

Fuente. Catálogo de Productos Adelca

En la figura 46, se presenta un corte de la losa de contrapiso:

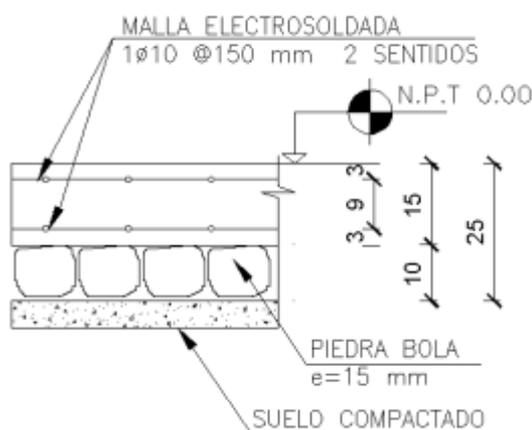


Figura 46.- Sección de Losa de contrapiso

## CAPITULO IV

### MEZANINNE

#### 4.1 TEORIA DE CÁLCULO UTILIZADA

La estructura ha sido diseñada de acuerdo al método de diseño para estructuras de acero por factores de carga y resistencia LRFD como se mostró en el cálculo de la nave industrial.

#### 4.2 CRITERIOS DE DISEÑO

Se opta por una estructura conformada por pórticos ortogonales diseñados para resistir las fuerzas actuantes.

#### 4.3 CASOS DE CARGA

Para aplicar las siguientes cargas se tiene la geometría del mezanine indicada en la figura 47.

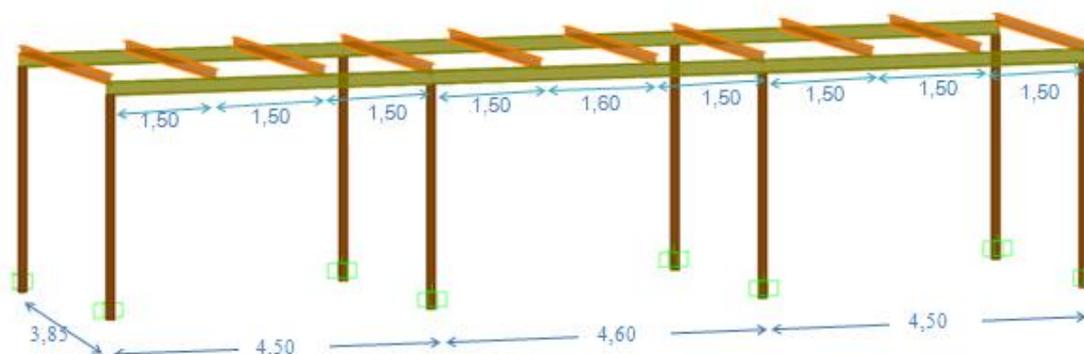


Figura 47.- Geometría de mezanine

##### 4.3.1 CARGAS PERMANENTES

De acuerdo al (NEC, 2015), el peso de los materiales considerado como cargas permanentes serán expuestos en la tabla 53.

Tabla 53.-

Materiales de Loseta en Mezanine

<b>MATERIALES</b>	Losa de hormigón 5cm (2400kg/m <sup>3</sup> )	120.00	Kg/m <sup>2</sup>
	Losa Dipac (deck) (cresta 50 mm espesor 0.65mm) f'c 210	6.22	Kg/m <sup>2</sup>
	Malla electrosoldada Adelca (15*15Φ8mm)	5.28	Kg/m <sup>2</sup>
	Masillado 2cm (2200kg/m <sup>3</sup> )	44.00	Kg/m <sup>2</sup>
	Cerámica 2m (1800kg/m <sup>3</sup> )	36.00	Kg/m <sup>2</sup>
	<b>TOTAL CARGA MATERIAL</b>	<b>211.50</b>	<b>Kg/m<sup>2</sup></b>

Se debe adicionar una carga adicional de instalaciones eléctricas de 5 kg/m<sup>2</sup>

Por lo tanto la carga permanente **D=216.50 Kg/m<sup>2</sup>**.

### 4.3.2 CARGAS VARIABLES

#### 4.3.2.1 CARGA VIVA (SOBRECARGAS DE USO)

De acuerdo al (NEC, 2015), las sobrecargas mínimas a considerarse para Oficinas 240 kg/m<sup>2</sup>

Por lo tanto la carga viva **L=240 kg/m<sup>2</sup>**

#### 4.3.2.2 REDUCCIÓN DE LAS CARGAS VIVAS

Para las sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas y concentradas se podrían reducir según en el código (NEC, 2015):

$$\text{Si } K_{LL} * A_T \geq 35 \text{ m}^2 :$$

$$L = L_o \left( 0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL} * A_T}} \right)$$

Dónde:

*L*: Sobrecarga distribuida en kN/m<sup>2</sup>, aplicada sobre el área tributaria del elemento de soporte.

*L<sub>o</sub>*: Sobrecarga distribuida sin reducir, aplicada sobre el área tributaria del elemento de soporte. Ver anexo 2

*K<sub>LL</sub>*: Factor de sobrecarga según el elemento de soporte, ver Tabla 54

*A<sub>T</sub>*: Área tributaria en metros cuadrados

Tabla 54.-

Factor de sobrecarga según el elemento de soporte

Elemento	KLL
Columnas	
Columnas interiores	4
Columnas exteriores sin losas en volado	4
Columnas de borde con losas en volado	3
Columnas esquineras con losas en volado	2
Vigas de borde sin losas en volado	2
Vigas interiores	2
Todos los demás elementos no identificados incluyendo:	
Vigas de borde con losas en volado	
Vigas en volado	
Losas en una dirección	1
Losas en dos direcciones	
Elementos que no tengan mecanismos de transferencia de cortante normal a la dirección de la luz	

Fuente. (NEC, 2015)

Por lo tanto KLL =1 al ser una losa en una sola dirección

Una vez definidos los parámetros se aplica la fórmula de reducción de cargas vivas, y se reemplaza valores:

$$L = 2.4 \left( 0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{1 * 52.36}} \right) = 211.58$$

$$0.5L_o = 120 \text{ kg/m}^2$$

Una condición muy importante es  $L > 0.5L_o$  para elementos que soportan un solo piso, como  $L=211.58$  y  $0.5*L_o=120$  por lo tanto cumple con la condición.

### 4.3.3 CARGAS ACCIDENTALES (CARGA SÍSMICA)

(NEC, 2015) Los sismos producen cargas sobre una estructura por medio de la interacción del movimiento del suelo.

Se tomaran valores de figuras y tablas mostradas en el cálculo de la nave industrial ya que el diseño de mezzanine se encuentra dentro de la misma nave.

#### 4.3.3.1 ZONIFICACIÓN SÍSMICA

Según él (NEC, 2015) muestra el valor del factor de zona Z, de acuerdo al mapa de la Figura y tabla mostradas anteriormente.

La zona sísmica adoptada es la **Zona V** y el valor del factor **Z=0.4**

### TIPOS DE PERFILES DE SUELOS PARA EL DISEÑO SÍSMICO

De la tabla 6 tenemos un perfil de suelo tipo **D**

#### COEFICIENTES DE PERFIL DE SUELO

De las tablas 15, 16 y 17 para un tipo de suelo **D** los factores **Fa=1.20**, **Fd=1.19**, **Fs=1.28**

### ESPECTRO ELÁSTICO HORIZONTAL DE DISEÑO EN ACELERACIONES

Se tomaran en cuenta los mismos factores

$r = 1$ : Para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E

$\eta = 2.48$ : Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.

### COMPONENTE VERTICAL DEL SISMO DE DISEÑO

(NEC, 2015) En el presente proyecto, no se deberá incorporar la componente vertical del sismo, ya que se encuentra lejos de una falla superficial a más de 10 km de distancia.

#### 4.3.3.2 CATEGORÍA DE EDIFICIO Y COEFICIENTE DE IMPORTANCIA I

Según la tabla 18 la categoría de la estructura es edificación no esencial

y no ocupacional, ya que está destinada para oficinas y su coeficiente de importancia es  $I = 1.0$ .

#### 4.3.3.3 FACTOR R DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA PARA ESTRUCTURAS DIFERENTES A LAS DE EDIFICACIÓN

(NEC, 2015) En la tabla 19 se presentan los valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural. El factor de reducción es  $R = 8$  que corresponde a pórticos especiales sísmos resistentes de acero laminado.

#### 4.3.3.4 CARGA SÍSMICA REACTIVA W

En el caso general

$$W = D$$

Dónde:

$D$ : Carga muerta total de la estructura

En este caso general  $W = D = 216.50 \text{ Kg/m}^2$

#### 4.3.3.5 DETERMINACIÓN DEL PERÍODO DE VIBRACIÓN T

Según (NEC, 2015) existen 2 métodos para calcular  $T$  como ya se indicó en el Capítulo Cuatro

##### MÉTODO 1

El valor de  $T$  puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión, además se usaran los coeficientes  $C_t$  y  $\alpha$  de la tabla 21.

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

El tipo de estructura es de acero sin arriostramiento arriostramientos, estipulados en la tabla 21, y repelando valores se tiene  $T = 0.17 \text{ seg}$

##### MÉTODO 2

El período fundamental  $T$  puede ser calculado, utilizando las propiedades estructurales y las características antes mencionadas. Y después del cálculo de Cortante Basal.

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}}$$

#### 4.3.3.6 REGULARIDAD/CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

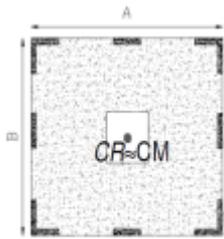
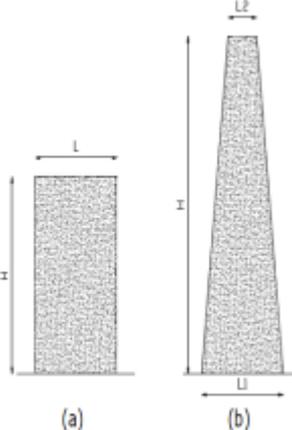
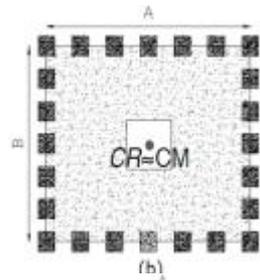
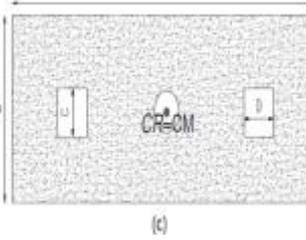
(NEC, 2015) Muestra 2 tipos de configuraciones en la estructura una en planta y otra en elevación a continuación se muestran los valores en la tabla 55.

### 4.3.3.6.1 CONFIGURACIONES A PRIVILEGIAR

Diseñadores arquitectónicos y estructurales procuraran que la configuración de la estructura sea simple y regular para lograr un adecuado desempeño sísmico.

Tabla 55.-

Configuraciones estructurales recomendadas

CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_{Ei}=1$	CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_{Ei}=1$
<p>La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles. <math>\phi_{Ei}=1</math></p>	 <p>(a)</p>
<p>La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. <math>\phi_{Ei}=1</math></p>	<p>La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. <math>\phi_{Pi}=1</math></p>
 <p>(a) (b)</p>	 <p>(b)</p>
	 <p>(c)</p>

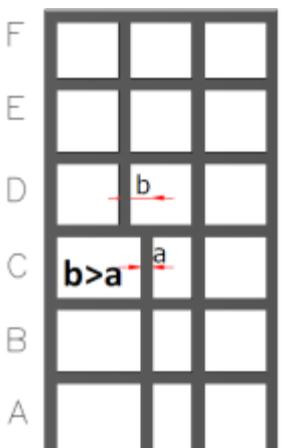
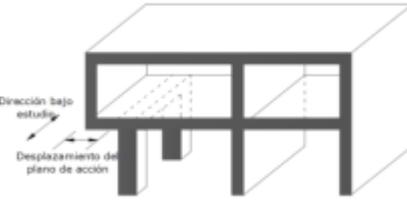
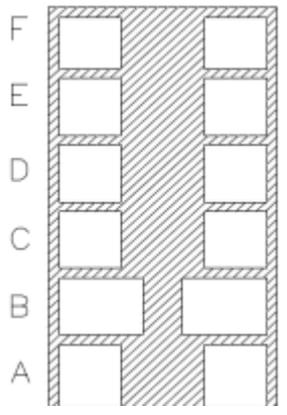
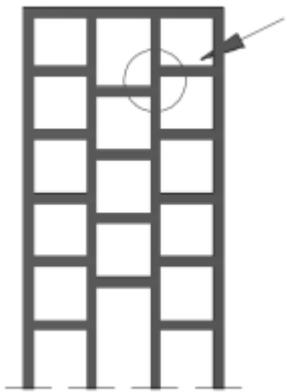
Fuente. (NEC, 2015)

### 4.3.3.6.2 CONFIGURACIONES MÁS COMPLEJAS

Cambios abruptos de rigidez y resistencia como los mostrados en la siguiente tabla, deben evitarse con el fin de impedir acumulación de daño en algunos componentes en desmedro de la ductilidad global del sistema y por lo tanto no se recomiendan. Ver tabla 56.

Tabla 56.-

## Configuraciones no recomendadas

IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN		IRREGULARIDADES EN PLANTA
<p><b>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas.</b></p> <p>La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p>		<p><b>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical.</b></p> <p>Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p> 
<p><b>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia.</b></p> <p>La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).</p>	 <p style="text-align: center;"><b>RESISTENCIA PISO B &lt; 0.7 RESISTENCIA PISO C</b></p>	
<p><b>Columna corta</b></p> <p>Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p>		

Fuente. (NEC, 2015)

Al no tener irregularidades ni en planta ni en elevación los coeficientes

son  $\phi_P = 1$  y  $\phi_E = 1$

#### 4.3.3.7 ESPECTRO DE DISEÑO $S_a(T)$

(NEC, 2015) El espectro de respuesta elástico de aceleraciones  $S_a$ , mostrado en la figura 48 es expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño, consistente con:

- El factor de zona sísmica  $Z$ ,
- El tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura, la consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo  $F_a$ ,  $F_d$ ,  $F_s$ .

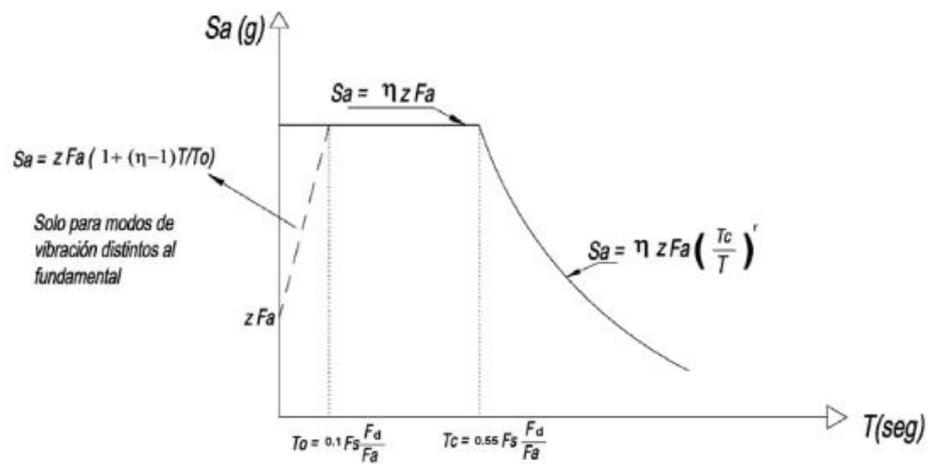


Figura 48.- Espectro de Diseño

Fuente. (NEC, 2015)

Dónde:

$\eta$ : Razón entre la aceleración espectral  $S_a = (T = 0.1 \text{ s})$  y el PGA para el período de retorno seleccionado.

$F_a$ : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

$F_d$ : Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

$F_s$ : Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del

período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos

$S_a$ : Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad  $g$ ). Depende del período o modo de vibración de la estructura

$T$ : Período fundamental de vibración de la estructura

$T_0$ : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

$T_c$ : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

$Z$ : Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad  $g$ .

Dicho espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para períodos de vibración estructural  $T$  perteneciente a 2 rangos:

$$S_a = \eta * Z * F_a \text{ Para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta * Z * F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \text{ Para } T \geq T_c$$

Dónde:

$r$ : Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto. ( $r=1$ )

Asimismo, de los análisis de las ordenadas de los espectros de peligro uniforme en roca para el 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), que se obtienen a partir de los valores de aceleraciones espectrales proporcionados por las curvas de peligro sísmico y, normalizándolos para la aceleración máxima en el terreno  $Z$ , se definieron los valores de la relación de amplificación espectral,  $\eta$  ( $S_a/Z$ , en roca), que varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores:

$$\eta = 2.48: \text{ Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.}$$

Los límites para el período de vibración  $T_c$  y  $T_L$  se obtienen de las

siguientes expresiones:

$$T_C = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_L = 2.4 * F_d$$

Dónde:

$F_a$ : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

$F_d$ : Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

$F_s$ : Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos

$T_C$ : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

$T_L$ : Período límite de vibración utilizado para la definición de espectro de respuesta de desplazamientos.

**NOTA:** para los perfiles de suelo tipo D y E, los valores de  $T_L$  se limitarán a un valor máximo de 4 segundos.

Para análisis dinámico y, únicamente para evaluar la respuesta de los modos de vibración diferentes al modo fundamental, el valor de  $S_a$  debe evaluarse mediante la siguiente expresión, para valores de período de vibración menores a  $T_0$ :

$$S_a = * F_a \left[ 1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_0} \right] \text{ Para } T \leq T_0$$

$$T_0 = 0.10 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

Para un tipo de suelo D los factores son  $F_a=1.20$ ,  $F_d=1.19$ ,  $F_s=1.28$ .

Se tienen los períodos de vibración:

$$T_C = 0.70 \text{ seg}$$

$$T_L = 2.86 \text{ seg}$$

$$T_O = 0.13 \text{ seg}$$

Como  $T=0.17$  menor que  $T_L$  y que  $T_C$  se aplica la siguiente formula

$$S_a = \eta * Z * F_a \text{ Para } 0 \leq T \leq T_C$$

$$S_a = 2.48 * 0.4 * 1.2 = 1.19$$

El espectro elástico de aceleraciones fue graficado con los parámetros explicados anteriormente utilizando el programa MAT-LAB y se muestra en la Figura 49:

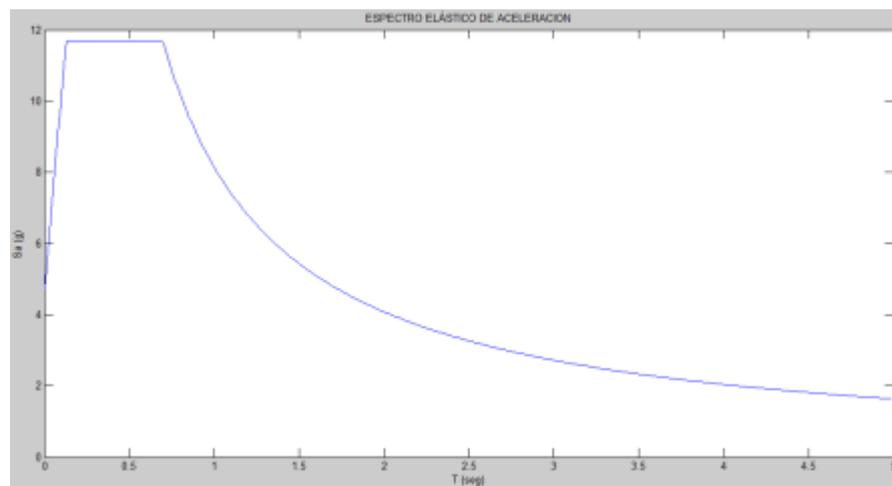


Figura 49.- Espectro elástico de aceleraciones

#### 4.3.3.8 CORTANTE BASAL DE DISEÑO

(NEC, 2015) El cortante basal total de diseño  $V$ , a nivel de cargas últimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante las expresiones:

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \emptyset_P * \emptyset_E} W$$

Dónde:

$S_a(T_a)$ : Espectro de diseño en aceleración; véase en la sección

$\emptyset_P$  y  $\emptyset_E$ : Coeficientes de configuración en planta y elevación

$I$ : Coeficiente de Importancia.

$R$ : Factor de reducción de resistencia sísmica; v

$V$ : Cortante basal total de diseño

$W$ : Carga sísmica reactiva

$T_a$ : Período de vibración

Reemplazando valores en la ecuación anterior se tiene:

$$V = \frac{1.00 * 1.19}{8.00 * 1.00 * 1.00} * 11336.04 = 1686.80 \text{ kg}$$

### DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE FUERZAS SÍSMICAS LATERALES

(NEC, 2015) La distribución de fuerzas verticales es la misma indicada en la sección 4.3.2.4.9 en el cálculo de la nave industrial.

Para este cálculo el T calculado en el método 1 será el que se tome en  $T_x$  y  $T_y$

$$T_x = T_y = 0.173 \text{ seg}$$

$$K_x = K_y = 1$$

Se tienen los siguientes datos para calcular el peso asignado de la estructura:

- $h_i$ : Altura del piso  $i$  de la estructura = 3.00m
- Área = 13.60 x 3.85 = 52.36m<sup>2</sup>
- D = 216.52 kg/m<sup>2</sup>

$$W_i = \frac{(216.50) * 52.36}{1000} = 11.34 \text{ T}$$

Para obtener las fuerzas laterales en X, Y se reemplaza valores:

$$F_{ix} = F_{iy} = \frac{11.34 * 3.0^1}{11.34 * 3.0^1} * 1.687$$

$$F_{ix} = F_{iy} = 1.687 \text{ T}$$

### DETERMINACIÓN DEL $T_a$ (PRIMERA ITERACIÓN)

Mediante la utilización de la siguiente expresión, se calcula el período fundamental  $T_{ax}$  y  $T_{ay}$ :

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}}$$

Dónde:

$\delta_i$ : Deflexión elástica de piso calculada usando las fuerzas laterales  $f_i$

Se determinó con la sección tubular 100 x100x4 para la columna, y se obtuvo las siguientes deflexiones y períodos de vibración:

$$\delta_{ix} = 0.012 \text{ m}$$

$$\delta_{iy} = 0.0004 \text{ m}$$

$$T_{ax} = 2\pi \sqrt{\frac{11.34 * 0.012^2}{9.8 * 1.68 * 0.0147}} = 0.57 \text{ seg}$$

$$T_{ay} = 2\pi \sqrt{\frac{11.34 * 0.0004^2}{9.8 * 1.68 * 0.0004}} = 0.104 \text{ seg}$$

El valor de  $T_a$  calculado según el método 2 no debe ser mayor en un 30% al valor de  $T_a$  método 1, según como se explica a continuación:

$$T_x = T_y = 0.173 \text{ seg}$$

$$T_{ax}max = T_{ay}max = 1.3 * T_x = 0.225 \text{ seg}$$

Como se muestra el valor de  $T_{ax}$  es superior a su máximo por lo tanto se incrementa el espesor (sección tubo 100 x100x5 para la columna.) para que disminuyan los desplazamientos. Por lo tanto ahora su  $T_a$  iniciales son los  $T_a$  calculados en esta primera iteración.

#### **DETERMINACIÓN DEL $T_a$ (SEGUNDA ITERACIÓN)**

$$T_x = 0.57 \text{ seg} ; T_y = 0.104 \text{ seg}$$

$$K_x = 1.035 ; K_y = 1$$

Se determinó con la sección tubular 100 x100x5 para la columna, y se obtuvo las siguientes deflexiones y períodos de vibración:

$$\delta_{ix} = 0.01 \text{ m}$$

$$\delta_{iy} = 0.0003 \text{ m}$$

$$T_{ax} = 0.52 \text{ seg}$$

$$T_{ay} = 0.090 \text{ seg}$$

$$T_{ax}max = 1.3 * T_x = 0.741 \text{ seg}$$

$$T_{ay}max = 1.3 * T_y = 0.135 \text{ seg}$$

Como se puede observar, se cumple las condiciones  $T_{ax} < T_{ax}max$ , de igual manera  $T_{ay} < T_{ay}max$

Por lo tanto los periodos fundamentales de vibración son  $T_{ax} = 0.52 \text{ seg}$  y  $T_{ay} = 0.090 \text{ seg}$

#### 4.3.3.9 LIMITE DE DERIVA Y EFECTO P-Δ

Se calcula restando del desplazamiento del extremo superior el desplazamiento del extremo inferior del piso, se indica en la tabla 57:

Tabla 57.-

Deriva elástica en X, Y del Mezanine

Piso	hi(m)	dx (desplazamientos) m	dy (desplazamientos) m	Δi (x)	Δi (y)
1	3	0.010000	0.000300	0.0033333	0.0001000

#### 4.3.3.10 EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN P-Δ E INDICE DE ESTABILIDAD Qi

**Sentido X-X**

$$Q_{ix} = \frac{0.4565 * 0.00333}{1.69 * 3.00} = 0.000300$$

**Sentido Y-Y**

$$Q_{iy} = \frac{0.4565 * 0.000100}{1.69 * 3.00} = 0.00000902$$

Se debe cumplir  $Q_i \leq 0.30$ , cuando  $Q_i$  es mayor que 0.30, la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse.

#### 4.3.3.11 FACTOR DE MAYORACIÓN $f_{P-\Delta}$

Los efectos P-Δ no necesitan ser considerados cuando el índice de estabilidad  $Q_i < 0.1$ .

#### 4.3.3.12 CONTROL DE LA DERIVA DE PISO (DERIVAS INELÁSTICAS MÁXIMAS DE PISO ΔM)

Límites de la deriva: la deriva máxima inelástica ΔM de cada piso debe calcularse mediante:

$$\Delta M = 0.75R\Delta_E$$

Dónde: R: Factor de reducción de resistencia=8

**Sentido X-X:**  $\Delta M_X = 0.75 * 8 * 0.0033 = 0.0198$

**Sentido Y-Y:**  $\Delta M_Y = 0.75 * 8 * 0.0001000 = 0.0006$

Tanto la deriva en sentido x ( $\Delta M_X = 0.0198$ ) como la deriva en y ( $\Delta M_Y = 0.0006$ ) son menores a 0.02, como lo estipula la tabla 23, por lo tanto la estructura es estable.

## 4.4 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

### 4.4.1 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

Valor mínimo para el hormigón normal:  $f'_c = 21 \text{ MPa}$

### 4.4.2 CALCULO DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL HORMIGÓN

En los modelos elásticos de estructuras que se diseñan para acciones sísmicas de acuerdo a los métodos de la **NEC-SE-DS**, el módulo de elasticidad del hormigón  $E_c$  (GPa), será calculado para hormigones de densidad normal tal como sigue:

$$E_c = 4.7 * \sqrt{f'_c}$$

Dónde:

$E_c$ :Módulo de elasticidad para el hormigón (GPa)

$f'_c$ :Resistencia a la compresión del hormigón (MPa)

$$E_c = 4.7 * \sqrt{21}$$

$$E_c = 21.53810577 \text{ GPa}$$

$$E_c = 219776,5895 \text{ kg/cm}^2$$

### 4.4.3 LOSETA DE ENTREPISO

La loseta estará compuesta por una capa de hormigón de 5 cm de espesor sobre panel metálico de espesor 0,65 mm. Para la armadura de la loseta se colocará malla electrosoldada. En la figura 50 se muestra en detalle la loseta de entrepiso:

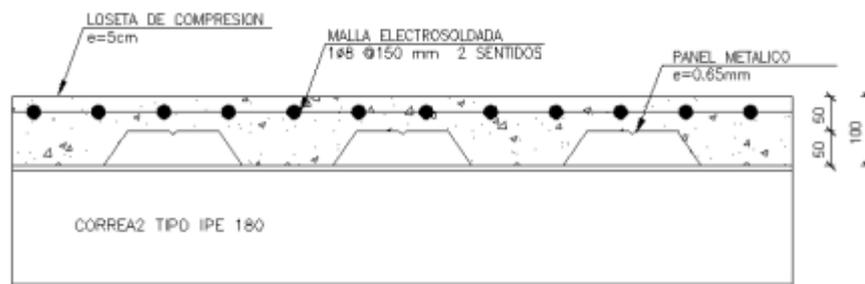


Figura 50.- Detalle loseta de entrepiso

En el siguiente esquema (figura 51), se muestra una vista tridimensional de la loseta de entrepiso:

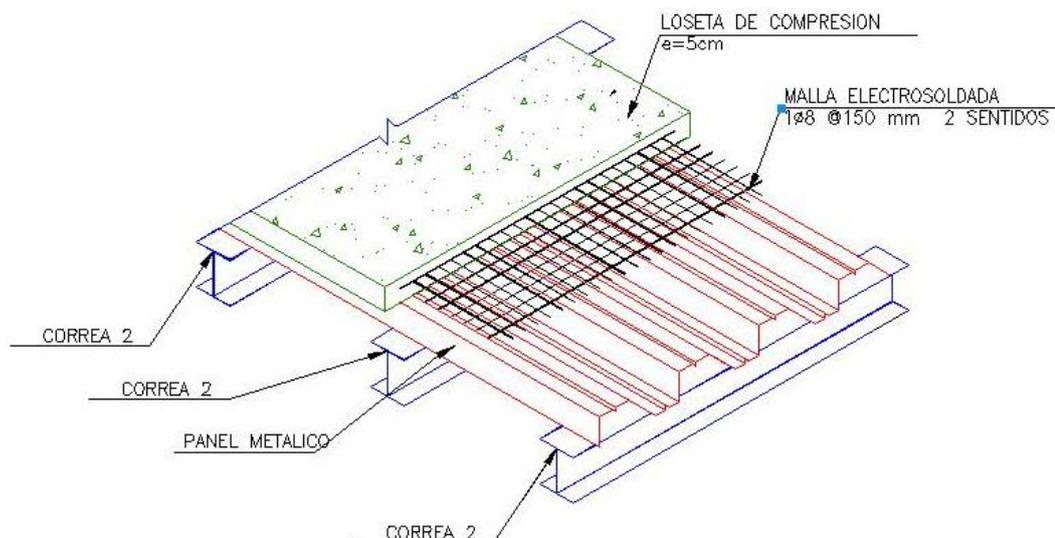


Figura 51.- Vista tridimensional de loseta de entrapiso

#### 4.4.3.1 MATERIALES

Para este proyecto se ha utilizado el material LOSACERO del fabricante DIPAC, y las propiedades del mismo son las que se indican en la tabla 58  
Tabla 58.-

Propiedades LOSACERO

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN SIN CONCRETO					
ESPESOR (mm)	PESO (kg/m <sup>2</sup> )	I+ (cm <sup>4</sup> /m)	I+ (cm <sup>4</sup> /m)	S+ (cm <sup>3</sup> /m)	S- (cm <sup>3</sup> /m)
0,65	6,22	37,38	34,39	14,16	15,39
0,74	7,08	42,53	39,13	16,08	17,47

La geometría del material se indica a continuación en la figura 52:

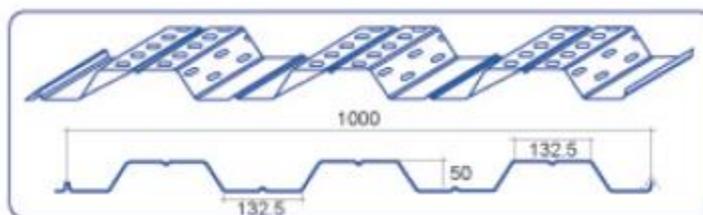


Figura 52.- Geometría de Losacero

Fuente. Catálogo DIPAC

#### 4.4.3.2 DISTANCIA ENTRE APOYOS

Se considera en este ítem, el espesor de la losa, la altura del hormigón y el tipo de apoyo, la distancia es sin apuntalamiento, tal como se indica en la tabla 59.

Tabla 59.-

Distancia entre apoyos según el espesor de LOSACERO

ESPESOR LOSACERO	TIPO APOYO	5cm	6cm	8cm	10cm	12cm
0,65	simple	1,83	1,72	1,55	1,42	1,31
0,65	doble	2,06	1,96	1,79	1,66	1,55
0,65	triple	2,13	2,02	1,85	1,71	1,60
0,74	simple	1,99	1,87	1,69	1,55	1,44
0,74	doble	2,25	2,13	1,95	1,81	1,69
0,74	triple	2,32	2,21	2,01	1,87	1,75

Fuente. Catálogo DIPAC

#### 4.5 CARGAS ACTUANTES EN VIGUETAS

Se aplicaran las cargas donde se asientan las viguetas, además cuadros de áreas (ver tablas 60 y 61) para transformar de cargas repartidas a cargas puntuales sísmicas (ver tabla 62) y finalmente se indicará los diagramas de carga muerta (figura 53) carga viva (figura 54) y carga sísmica (figura 55):

Tabla 60.-

Carga Muerta en Viguetas

VIGUETAS	ANCHO COOPERANTE	D (kg/m <sup>2</sup> )*AC
V1	0.750	162.377
V2	1.500	324.753
V3	1.500	324.753
V4	1.500	324.753
V5	1.550	335.578
V6	1.550	335.578
V7	1.500	324.753
V8	1.500	324.753
V9	1.500	324.753
V10	0.750	162.377

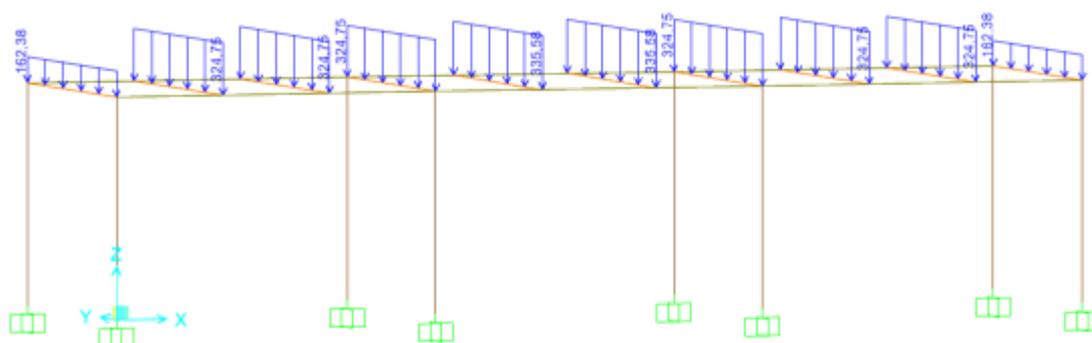


Figura 53.- Carga Muerta en Mezanine

Fuente. SAP2000 Versión 17.1

Tabla 61.-

Carga Viva en viguetas

VIGUETAS	ANCHO COOPERANTE	L (kg/m <sup>2</sup> )*AC
V1	0.750	158.681
V2	1.500	317.363
V3	1.500	317.363
V4	1.500	317.363
V5	1.550	327.941
V6	1.550	327.941
V7	1.500	317.363
V8	1.500	317.363
V9	1.500	317.363
V10	0.750	158.681

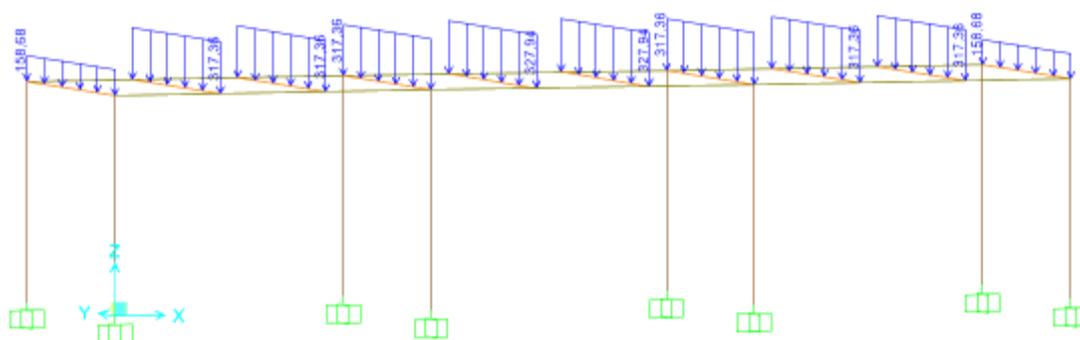


Figura 54.- Carga Viva en Mezanine

Fuente. SAP2000 Versión 17.1

Tabla 62.-

Carga Sísmica en pórticos

Pórtico	Carga Lateral V/2 (Kg)
pórtico 1	843.40
pórtico 2	843.40

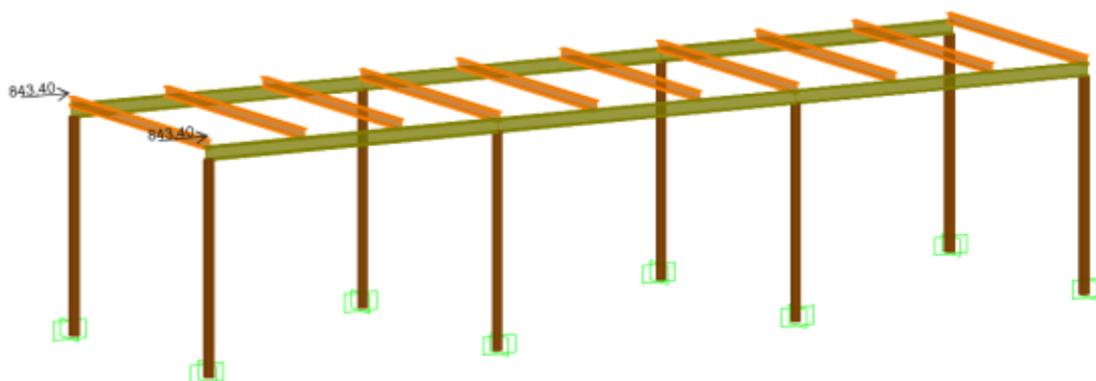


Figura 55.- Carga Sísmica en Mezanine

Fuente. SAP2000 Versión 17.1

## 4.6 CÁLCULO DE VIGAS Y CORREAS

Para la entreplanta se selecciona un perfil IPE-200 para la viga principal y un perfil IPE- 180 para las viguetas colaborantes. Las especificaciones generales se indican en la figura 56 y en la tabla 63:



Figura 56.- Especificaciones Generales Vigas IPE

Fuente. Catálogo DIPAC

Tabla 63.-

Propiedades Perfiles IPE

DENOMINACIÓN	DIMENSIONES					ÁREA cm <sup>2</sup>	MODULO SECCIÓN(cm <sup>3</sup> )	
	h (mm)	s (mm)	g (mm)	t (mm)	R (mm)		Wx	Wy
IPE 180	180	91	5,3	8	7	23,9	140	22,2
IPE 200	200	100	5,6	8,5	9	28,5	194	28,5

Fuente. Catálogo DIPAC

### 4.6.1 VIGA PRINCIPAL

Mediante la ayuda del programa SAP2000, se obtiene los momentos actuantes en los dos ejes (x,y) (figura 57) y sus deflexiones en la figura 58:

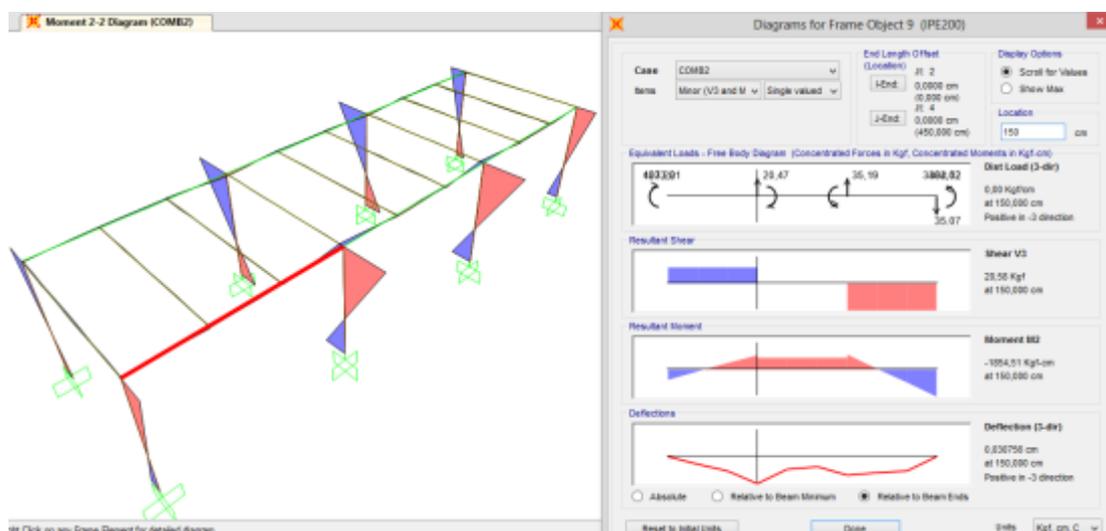


Figura 57.- Momentos actuantes en Viga principal

Fuente. SAP2000 Versión 17.1

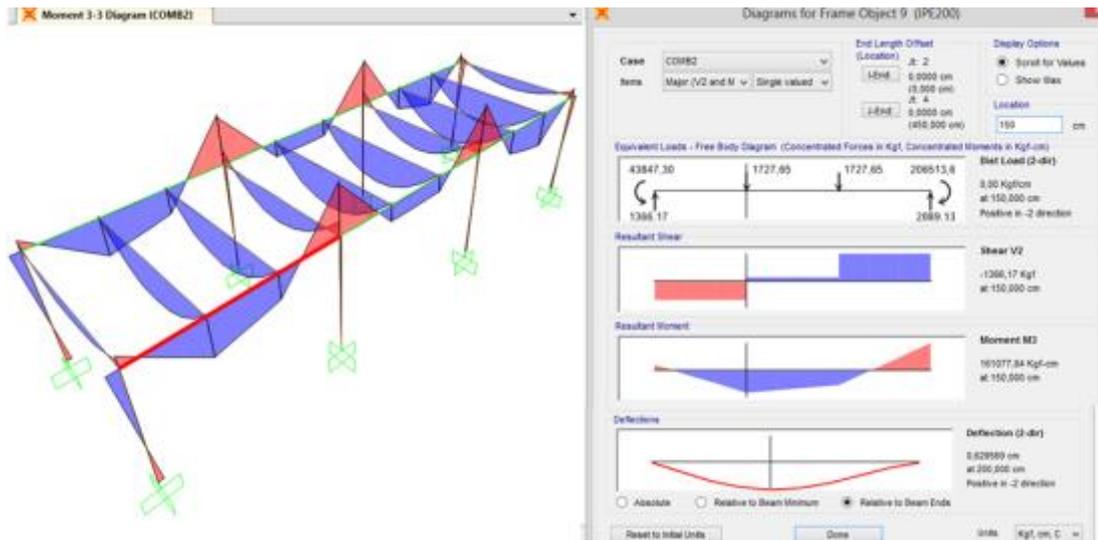


Figura 58.- Deflexiones en Viga principal

Fuente. SAP2000 Versión 17.1

Se tiene una viga de perfil tipo “IPE-200” con módulo de sección  $S_x = 194 \text{ cm}^3$  y  $S_y = 28.5 \text{ cm}^3$  y  $F_y = 2531 \text{ kg/cm}^2$ , se verifica si cumple con lo determinado por la norma AISI 2001 para flexión en elementos con secciones abiertas.

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b * M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b * M_{ny}} \leq 1$$

$$\frac{161077.84}{0.9 * (194 * 2531)} + \frac{433.13}{0.9 * (28.5 * 2531)} \leq 1$$

$$0.37 \leq 1 \therefore \text{SI CUMPLE}$$

**4.6.1.1 COMPROBACIÓN DE FLECHA**

$$\delta_{calc} = 6.29 \text{ mm} \downarrow$$

$$\delta_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{4500}{300} = 15 \text{ mm} \downarrow$$

$$\delta_{calc} < \delta_{adm} \therefore \text{Ok}$$

En resumen, se usará 10 perfiles tipo “IPE-180” como viguetas con una longitud de 3.85m y 6 perfiles tipo “IPE-200” como vigas principales: 4 de ellas con una longitud de 4.5m y las 2 restantes con 4.6m.

**4.6.2 CORREAS**

Mediante la ayuda del programa SAP2000, se obtiene los momentos actuantes en los dos ejes (x,y) (figura 59) y sus deflexiones en la figura 60:

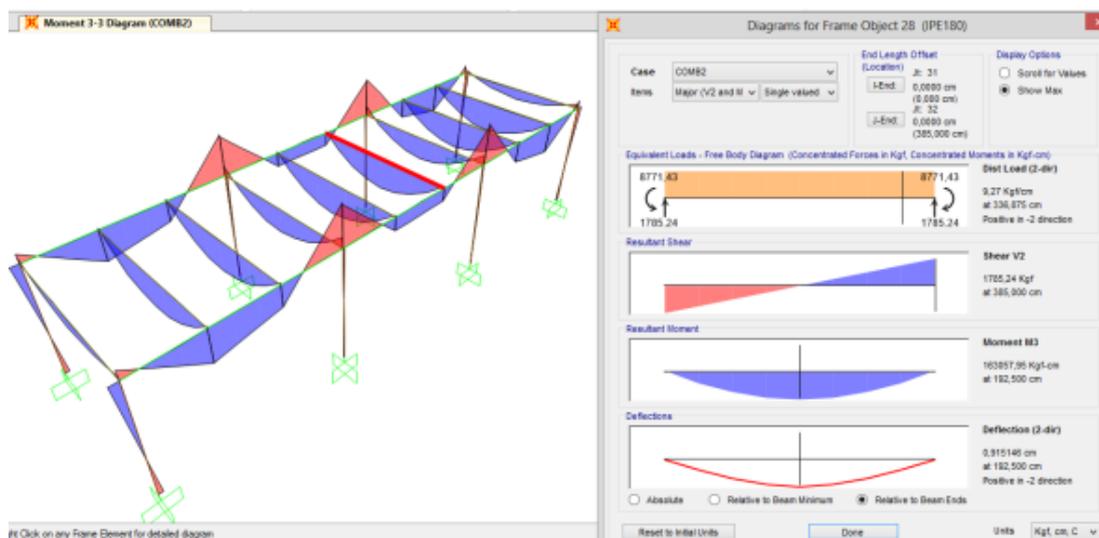


Figura 59.- Momentos actuantes en correas

Fuente. SAP2000 Versión 17.1

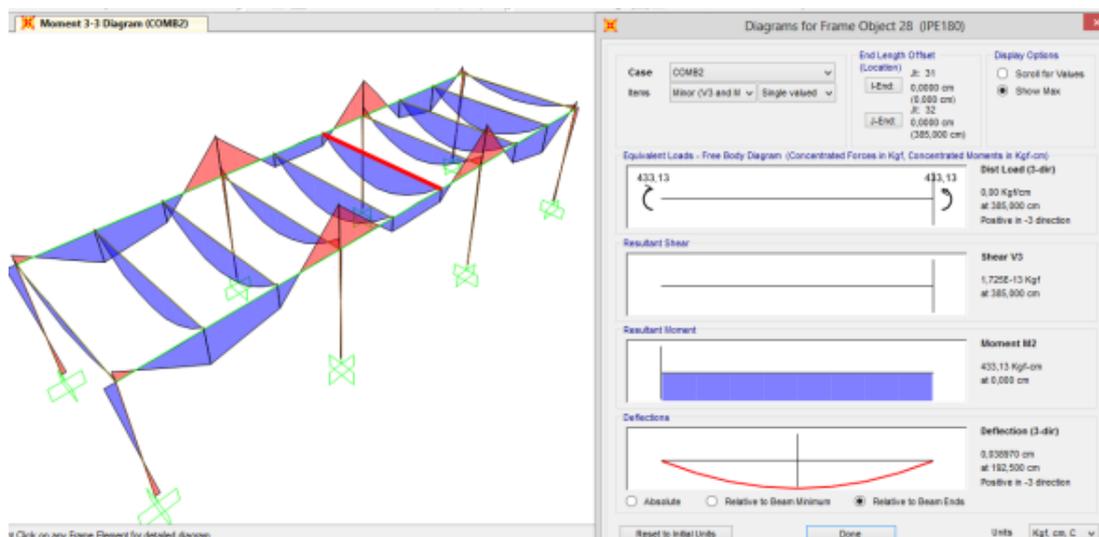


Figura 60.- Deflexiones en correas

Fuente. SAP2000 Versión 17.1

Para diseñar las viguetas, se considera una carga uniformemente distribuida, sujeta a flexión con 3.85m de longitud, de tal manera que debe satisfacer con la expresión C5.1.2-1 de las especificaciones del manual AISI 2001, en la que combina los esfuerzos axiales y de flexión; pero como el caso que se analiza corresponde a un elemento sujeto únicamente a fuerzas que producen flexión pura, no se estima los componentes de la ecuación que involucran los esfuerzos producidos por las cargas axiales, obteniendo la siguiente expresión:

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b * M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b * M_{ny}} \leq 1$$

Dónde:

$M_{ux}$  y  $M_{uy}$ : Momentos flectores aplicados en cada uno de los ejes.

$$\phi_b = 0.9$$

$M_{nx}$  y  $M_{ny}$ : Momentos flectores que resisten cada uno de los ejes.

Para calcular los momentos flectores provocados por la carga en cada eje, se considera a los largueros como vigas simplemente apoyadas en los extremos para el eje fuerte o X, y en este caso con tensores en la mitad de su longitud para reducir la longitud de flexión en el eje débil o Y.

Se tiene una vigueta de perfil tipo "IPE-180" con módulo de sección  $S_x = 140 \text{ cm}^3$  y  $S_y = 22.2 \text{ cm}^3$  y  $F_y = 2531 \text{ kg/cm}^2$ , se verifica si cumple con lo determinado por la norma AISI 2001 para flexión en elementos con secciones abiertas.

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b * M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b * M_{ny}} \leq 1$$

$$\frac{163057.95}{0.9 * (140 * 2531)} + \frac{433.13}{0.9 * (22.2 * 2531)} \leq 1$$

$$0.52 \leq 1 \therefore \text{SI CUMPLE}$$

#### 4.6.2.1 COMPROBACIÓN DE FLECHA

$$\delta_{calc} = 9.15 \text{ mm} \downarrow$$

$$\delta_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{3850}{300} = 12.83 \text{ mm} \downarrow$$

$$\delta_{calc} < \delta_{adm} \therefore \text{Ok}$$

#### 4.7 CÁLCULO DE LA COLUMNA

Las columnas de la entreplanta se dimensionan con un perfil tubular de 100\*100\*5.

Se desea determinar la resistencia de diseño en compresión axial de una columna tubular de 100x100x5 de sección con una longitud de 3.00m de acero ASTM A-500 con  $f_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$ .

El Factor de Esbeltez K para este caso de columna larga es K=2, ya que se impedirá rotación y traslación, como se indica en la tabla 36.

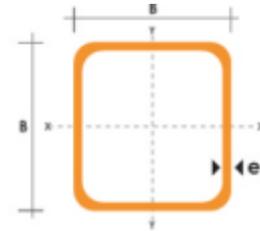
Propiedades de diseño para el miembro estructural preseleccionado, el cual es un tubo rectangular ASTM A-500C ( $50 \text{ ksi} = 3515.00 \text{ kg/cm}^2$ ) de  $100 \times 100 \times 5 \text{ mm}$  (base, altura, espesor). Se indica en la tabla 64:

Tabla 64.-

Propiedades sección tubular  $100 \times 100 \times 5$

DIMENSIONES			GEOMETRIA			
B	espesor	PESO	SECCIÓN	EJE X-X = EJE Y-Y		
mm	mm	kg	cm <sup>2</sup>	I	W	i
100	5.0	14.40	18.36	270.57	54.11	3.84

Fuente. Catálogo DIPAC



Dónde:

$$\phi_c = 0.85$$

$$K_x = K_y = K_t = 2$$

$$L_x = L_y = L_t = 300 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{K_x L_x}{r_x}\right) = \frac{2 * 300}{3.84} = 156.25$$

#### 4.7.1 DISEÑO POR FLEXIÓN

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 * 2038901.7}{(156.25)^2} = 824.24 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{fy}{F_e}} = \sqrt{\frac{3515}{824.24}} = 2.065$$

$$\lambda_c > 1.5$$

El esfuerzo crítico nominal se determina con la ecuación:

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2}\right) fy$$

Para elementos en compresión largos, la fórmula de Euler predice muy bien su resistencia, en este caso el esfuerzo axial de pandeo permanece por debajo del límite proporcional, dichos elementos fallan elásticamente, estos elementos se encuentran en el rango de  $\lambda_c > 1.5$

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{2.065^2}\right) 3515 = 722.91 \text{ kg/cm}^2$$

La Resistencia nominal en compresión  $F_{cr}$ , es:

$$P_n = A_g * F_{cr}$$

Dónde:

$A_g$  = Área total de la sección transversal, en  $cm^2$

$F_{cr}$  = Esfuerzo crítico nominal, en  $kg/cm^2$

$$P_n = 18.36 * 722.91 = 13272.64 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0.85 * 13272.64 = 11281.74 \text{ kg}$$

Es importante señalar, que la capacidad de carga obtenida por el LRFD, deberá verse afectada por el factor de seguridad de la combinación de cargas para la cual se está revisando; si consideramos un promedio de factor de seguridad de las cargas muertas y vivas de 1.4, resulta que la capacidad será:

$$P_{adm} = \frac{11281.74}{1.4} = 8058.39 \text{ kg}$$

La carga última se indica a continuación en la figura 61:

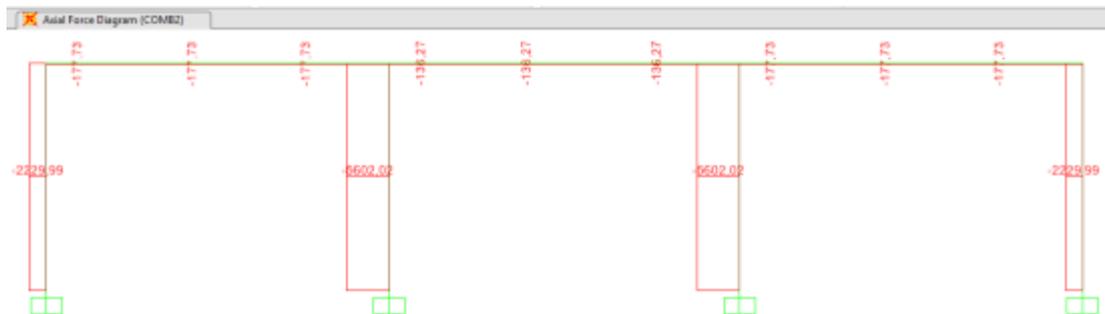


Figura 61.- Carga última axial en columnas

Fuente. SAP2000 Versión 17.1

$$P_u = 5602.02 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow P_u \leq P_{adm} \rightarrow 5602.02 \leq 8058.39 \therefore Ok$$

Por lo tanto, se usarán 8 columnas tubulares de 100 x 100 x 5 con una longitud de 3m cada una.

## CAPITULO V CIMENTACIÓN

### 5.1 FUNCIÓN

De acuerdo a Capote (2010), la función principal de la cimentación o subestructura es la transferencia adecuada al subsuelo de:

- Las cargas vivas y muertas de las edificaciones.
- Las cargas sísmicas sostenidas por el edificio.
- Las cargas sísmicas impartidas del propio suelo.

La cimentación o subestructura debe ubicarse y desplantarse sobre materiales que dispongan de características geomecánicas suficientes para garantizar:

- La resistencia al corte
- Un idóneo desempeño de la estructura para los asentamientos generados en el subsuelo.
- Que la resistencia se mantenga por debajo de los estados límite de falla (capacidad de carga) y de servicio (asentamientos) en los diseños de cimentaciones.

Todas las construcciones de ingeniería apoyadas en la tierra, deben ser realizadas por algún tipo de interacción o elemento llamado una fundación, tal como se indica en la figura 62.

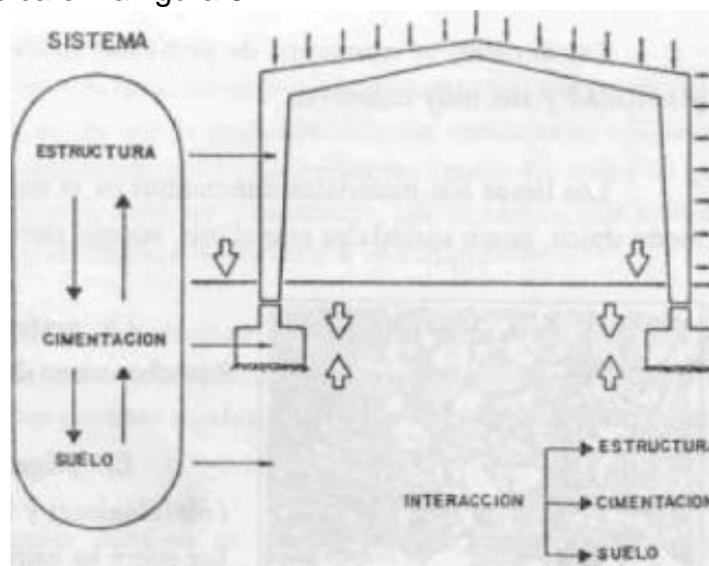


Figura 62.- Sistema de Cimentación

Fuente. Dr. Jorge A. Capote Abreu

## 5.2 CLASIFICACIÓN

Las cimentaciones serán clasificadas como superficiales o profundas, diferenciándose entre sí por la relación, Capote (2010):

$$\frac{Df}{B} \leq 4 \rightarrow \text{cimentación superficial}$$

$$\frac{Df}{B} > 4 \rightarrow \text{cimentación profunda}$$

Dónde:

$Df$ : Profundidad de desplante

$B$ : Ancho de la cimentación

El tipo de cimentación será elegido en base a:

- Un análisis que contemple la naturaleza de la edificación y las cargas a transmitir.
- Las condiciones del suelo o roca basados en parámetros obtenidos de ensayos de campo y laboratorio.
- Las teorías a emplearse en la determinación de la capacidad admisible.
- Los costos que representen cada una de las alternativas estudiadas.

## 5.3 ASENTAMIENTOS TOLERABLES PARA LAS EDIFICACIONES

En términos del asentamiento promedio total que experimente la cimentación de una estructura durante un lapso de 25 años.

Se considera el asentamiento diferencial, entendiéndose este asentamiento como la diferencia vertical entre dos puntos distintos de la cimentación de una estructura. La tabla 65 muestra los máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función de la distancia entre apoyos o columnas,  $L$ .

Tabla 65.-

## Máximos Asentamientos Diferenciales

TIPO DE CONSTRUCCIÓN	$\Delta$ max
(a) Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	L/100
(b) Edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería	L/500
(c) Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	L/300
(d) Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	L/160

Fuente. (NEC, 2015)

Valores máximos de los asentamientos diferenciales calculados, expresados en función de la distancia entre apoyos o columnas L

#### 5.4 DATOS DEL SUELO

El estudio geotécnico del terreno recomienda una cimentación con diseño de zapatas aisladas, con una profundidad de desplante de 1.5 metro, desde la cota natural del terreno y una carga admisible del terreno de 22 T/m<sup>2</sup>.

#### 5.5 MATERIALES PARA LA CIMENTACIÓN

En ingeniería los materiales más usados son el hormigón simple o ciclópeo para cimentaciones superficiales, los cuales deben cumplir con las siguientes propiedades:

- El hormigón debe tener un peso específico mínimo de 2,2 T/m<sup>3</sup>.
- La resistencia a la compresión es de  $f'c$  210 kg/cm<sup>2</sup>.
- La resistencia del hormigón en replantillos será mínimo de  $f'c$  180kg/cm<sup>2</sup>.

En cuanto al acero de refuerzo, se utilizará:

- Varillas de acero corrugadas con resistencia a la fluencia de  $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ .
- Las placas de apoyo serán de acero estructural tipo A-36.
- En cuanto a los pernos, roscas y cabezas de tuercas, deberán cumplir con los requisitos de ASTM-307 grado A.

#### 5.6 ELECCIÓN DEL SISTEMA DE CIMENTACIÓN: ZAPATAS SIMPLES

Las zapatas simples son aquellas que soportan únicamente la carga de

una columna.

Se los utiliza como soporte de una sola columna, o de varias columnas cercanas en cuyo caso sirve de elemento integrador.

La zapata de hormigón armado debe tener al menos 40 cm de para asegurar una mínima rigidez a la flexión.

### 5.7 CARGAS A CONSIDERAR EN EL CÁLCULO

Se tienen en consideración todas las cargas existentes, ya mencionadas y evaluadas anteriormente.

- Peso propio pórtico
- Peso propio cubierta
- Peso propio correas
- Instalaciones y acabados cubierta
- Cerramientos, y acabados fachadas
- Sobrecarga de uso en cubierta
- Fuerza del sismo
- Peso propio de la zapata
- Peso propio del relleno

### 5.8 DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA

Para empezar a dimensionar la zapata, se debe conocer primero la combinación de reacciones actuantes que resulta más desfavorable.

De las posibles combinaciones conjuntas a las cargas permanentes de las estructura, en este caso la situación que genera mayores esfuerzos es teniendo en cuenta las cargas de sobre uso en la estructura.

Las reacciones a considerar para el dimensionamiento de la zapata son las siguientes:

- Peso propio: 2.160 T
- Peso del pedestal: 0.672 T
- Peso del relleno: 3.326 T

**Carga muerta total 6.158 T**

Las cargas y momentos actuantes en pórticos y contrapiso, se obtuvo con ayuda del Programa SAP2000 Versión 17.1, y se resumen en la tabla 66.

Tabla 66.-

## Cargas y Momentos Totales

CARGA	PORTICOS	CONTRAPISO	TOTAL
D	3.170 T	6.158 T	9.33
L	5.080 T	0.413 T	5.49
E	28.520 T		28.52
MD	0.014 T		0.01
ML	0.023 T	0.101 T	0.12
ME	0.103 T		0.10

Los datos necesarios para los cálculos se presentan en la tabla 67.

Tabla 67.-

## Datos de la Columna, materiales y suelo

b columna (sentido x)	0.50 m
h columna (sentido y)	0.40 m
fc (resistencia compresión)	210 kg/cm <sup>2</sup>
fy (resistencia fluencia)	4200 kg/cm <sup>2</sup>
qa (esfuerzo admisible del suelo)	22.00 T/m <sup>3</sup>
Profundidad de desplante	1.80 m

## 5.8.1 CÁLCULO DE CARGAS Y MOMENTOS DE SERVICIO

$$P = P_D + P_L = 14.8214 T$$

$$M = M_D + M_L = 0.1378 T - m$$

$$e = \frac{M}{P} = 0.01 m$$

## 5.8.2 AREA DE LA CIMENTACIÓN

$$A_c = \frac{1.2 * P}{qa}$$

$$A_c = (b + 2a)(h + 2a)$$

Las dimensiones de la zapata serán:

$$A_c = B * L$$

Se presenta en la tabla 68 las dimensiones finales de la zapata:

Tabla 68.-

## Área de la cimentación

a	0.225 m
a asumido	0.30 m
B (2a+b)	1.00 m
L (2a+h)	1.10 m
A	1.100 m <sup>2</sup>

### 5.8.3 REVISIÓN DE ESFUERZOS GENERADOS EN EL SUELO (CARGA VERTICAL)

$$q_{s_{1,2}} = \frac{P}{A} \left( 1 \pm \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{s_1} = 12.79 \text{ T/m}^2$$

$$q_{s_2} = 12.79 \text{ T/m}^2$$

### CÁLCULO DE CARGAS Y MOMENTOS DE SERVICIO + SISMO

$$P = P_D + P_L + P_E = 43.34 \text{ T}$$

$$M = M_D + M_L + M_E = 0.24 \text{ T.m}$$

### EXCENRICIDAD

$$e = \frac{M}{P} = 0.01 \text{ m}$$

### REVISIÓN DE ESFUERZOS GENERADOS EN EL SUELO (CARGA VERTICAL+SISMO)

$$q_{s_{1,2}} = \frac{P}{A} \left( 1 \pm \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{s_1} = 38.21 \text{ T/m}^2$$

$$q_{s_2} = 40.60 \text{ T/m}^2$$

Cuando actúa carga vertical + carga sísmica, el esfuerzo admisible del suelo se puede mayorar hasta un 33%, ya que son cargas de tipo instantáneas.

$$q_{a_1} = 1.33\% * q_a = 29.26 \text{ T/m}^2$$

Los esfuerzos por carga vertical + sismo son mayores que el 33% del esfuerzo admisible del suelo:

$$q_{s_{1,2}} \geq q_{a_1} \therefore \text{se aumena dimensiones de la zapata}$$

Se aumenta las dimensiones de la zapata 0.5m en cada sentido de la misma:

$$B = 1.0 \text{ m} + 0.5 \text{ m} = 1.50 \text{ m}$$

$$L = 1.1 \text{ m} + 0.5 \text{ m} = 1.60 \text{ m}$$

Se adopta las medidas de **L=B=1.50m**. (Figura 63)

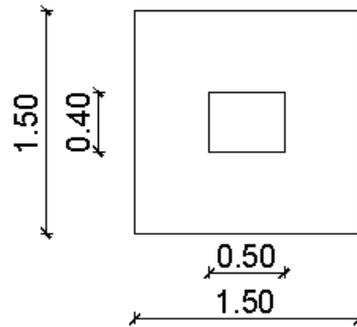


Figura 63.- Dimensiones de Zapata

Se obtiene los nuevos esfuerzos por Carga Vertical generados en el suelo:

$$q_{s1} = 6.42 T/m^2 ; \quad q_{s2} = 6.83 T/m^2 < 22 T/m^2 \therefore Ok$$

Se obtiene los nuevos esfuerzos por Carga Vertical+Sismo generados en el suelo:

$$q_{s1} = 18.83 T/m^2 ; \quad q_{s2} = 19.69 T/m^2 < 29.26 T/m^2 \therefore Ok$$

### 5.8.3.1 CÁLCULO DE CARGAS Y ESFUERZOS ÚLTIMOS EN EL SUELO (CARGA VERTICAL)

$$P_{U1} = 1.2P_D + 1.6P_L = 19.98T$$

$$M_{U1} = 1.2M_D + 1.6M_L = 0.215 T.m$$

$$q_{s1,2} = \frac{P_{U1}}{A} \left( 1 \pm \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{s1} = 8.50 T/m^2$$

$$q_{s2} = 9.26 T/m^2$$

### 5.8.3.2 CÁLCULO DE CARGAS Y ESFUERZOS ÚLTIMOS EN EL SUELO (CARGA VERTICAL+SISMO)

$$P_{U2} = 1.2P_D + P_L + P_E = 45.21 T$$

$$M_{U2} = 1.2M_D + M_L + M_E = 0.24 T.m$$

$$q_{s1,2} = \frac{P_{U2}}{A} \left( 1 \pm \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{s1} = 19.66 T/m^2$$

$$q_{s2} = 20.53 T/m^2$$

### 5.8.4 CORTE UNIDIRECCIONAL

El corte unidireccional se presenta en la figura 64:

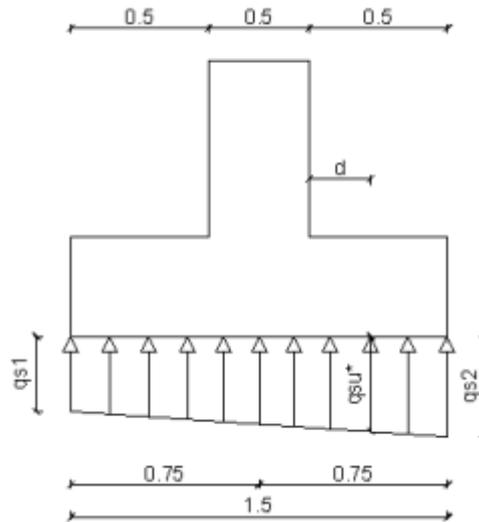


Figura 64.- Corte Unidireccional en Zapata Aislada

$$q_{su}^* = \left( \frac{\frac{(q_{s2} - q_{s1})}{2}}{L} * ((L/2 + b/2) + d) \right) + q_{s1}$$

$$q_{su}^* = \left( \frac{\frac{(20.53 - 19.66)}{2}}{1.5} * (1 + d) \right) + 19.66$$

$$q_{su}^* = 19.95 + 0.29d$$

$$v_c = v_u = 0.53 * \sqrt{f'c}$$

$$v_u = 0.53 * \sqrt{210} = 7.68 \text{ Kg/cm}^2 = 76.8 \text{ T/m}^2$$

$$V_u = \frac{q_{su}^* + q_{s2}}{2} * B * \left( \left( \frac{L - b}{2} \right) - d \right)$$

$$V_u = \frac{(19.8775 + 0.29d) + 20.53}{2} * 1.5 * (0.5 - d)$$

$$\phi * A_u = 0.85 * B * d$$

$$\phi * A_u = 0.85 * 1.5 * d$$

Se ingresa la ecuación  $V_u$  y la  $\phi * A_u$  para determinar  $d$

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * A_u}$$

$$d = 0.12 \text{ m}$$

### 5.8.5 CORTE BIDIRECCIONAL

El corte bidireccional se presenta en la figura 65:

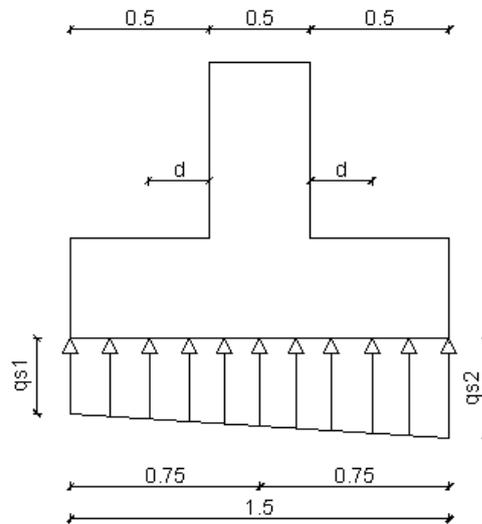


Figura 65.- Corte Bidireccional en Zapata Aislada

$$vc_B = vu_B = 1.06 * \sqrt[2]{f'c}$$

$$vu_B = 1.06 * \sqrt[2]{210} = 15.36 \text{ Kg/cm}^2 = 153.61 \text{ T/m}^2$$

$$Vu_B = \left( \frac{qs1 + qs2}{2} \right) * (\text{Area plinto} - (b + d) * (h + d))$$

$$Vu_B = \left( \frac{20.53 + 19.66}{2} \right) * (1.5 * 1.5 - (0.5 + d) * (0.4 + d))$$

$$\phi * A_B = 0.85 * (2 * (b + d + h + d)) * d$$

$$\phi * A_B = 0.85 * (2 * (0.5 + d + 0.4 + d)) * d$$

Se ingresa la ecuación  $Vu_B$  y la  $\phi * A_B$  para determinar  $d$

$$vu_B = \frac{Vu_B}{\phi * A_B}$$

$$d = 0.13 \text{ m}$$

La altura efectiva ( $d$ ) en corte unidireccional es de 12 cm y en corte bidireccional es de 13 cm la  $d$  recomendada es de 30 cm por lo tanto es la  $d$  adoptada.

### 5.8.6 ALTURA DE LA ZAPATA

El recubrimiento mínimo para el acero, cuando el hormigón es fundido en obra en contacto con el terreno y queda permanentemente expuesto a él, es

de 7 cm.

$$d = 0.30m$$

$$rec = 0.075m$$

$$H = d + rec$$

$$H = 0.30m + 0.075m = 0.375m$$

$$H_{asumido} = 0.40m$$

### 5.8.7 DISEÑO DE LA ARMADURA DEL ACERO DE REFUERZO MOMENTO ÚLTIMO

En la figura 66, se presenta el diagrama de esfuerzos generados en la zapata aislada:

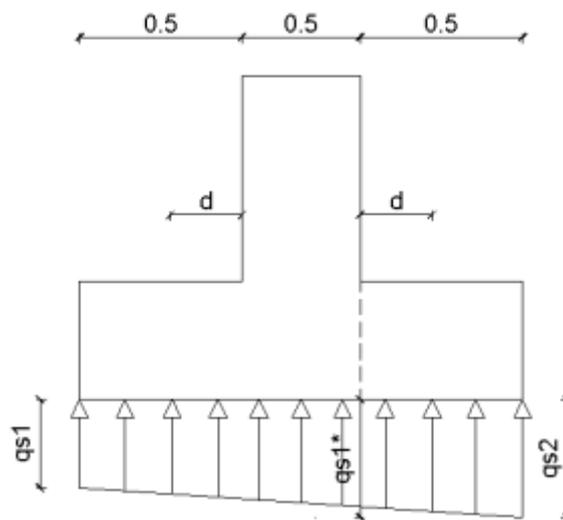


Figura 66.- Diagrama de Esfuerzos generados en la zapata aislada

$$qs1^x = \left( \frac{\frac{(qs2 - qs1)}{2}}{L} * \left( \left( \frac{L}{2} + \frac{b}{2} \right) \right) \right) + qs1$$

$$qs1^* = \left( \frac{\frac{(20.53 - 19.66)}{2}}{1.5} * (1) \right) + 19.66 = 19.95$$

$$Mu = qs1^x * \frac{\left( \frac{L-b}{2} \right)^2}{2} + (qs2 - qs1^x) * \frac{2 * \left( \frac{L-b}{2} \right)^2}{3}$$

$$Mu = 19.95 * \frac{0.5^2}{2} + (20.53 - 19.95) * \frac{2 * 0.5^2}{3} = 2.5897 T - m^2$$

Con los valores ya establecidos, se procede a calcular el acero de refuerzo, el cual se resume en la tabla 69.

Tabla 69.-

Acero de Refuerzo de Zapata Aislada

<b>DATOS</b>	
b	100.00 cm
h	40.00 cm
d	32.50 cm
fc	210 kg/cm <sup>2</sup>
Fy	4200 kg/cm <sup>2</sup>
Mu	2.5897 T-m
<b>CALCULO DE RHO</b>	
ρ calculado	0.0007
ρ min	0.0018
ρ max	0.0107
<b>CALCULO DE AS</b>	
As calculado ( $\rho * b * h$ )	2.12 cm <sup>2</sup>
As min ( $0.018 * b * h$ )	5.85 cm <sup>2</sup>
As max ( $\rho_{max} * b * h$ )	34.81 cm <sup>2</sup>
As para distribuir	5.85 cm <sup>2</sup>
<b>CALCULO DE # DE VARILLAS Y AS USADO</b>	
Φ	1.4
# varillas	4.00
As usado	6.16

### 5.8.7.1 DISTRIBUCION DE ACERO EN LA ZAPATA SENTIDO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL

La distribución del acero en el sentido longitudinal y transversal, se puede ver en la figura 67 y se resume en la tabla 70.

Tabla 70.-

Distribución de Acero en la Zapata

<b>DISTRIBUCION DE ACERO PARA LA ZAPATA SENTIDO LONGITUDINAL y TRANSVERSAL</b>	
L=B	1.50 m
As longitudinal ( $As * L$ )	9.24 cm <sup>2</sup>
# varillas	6.00
As usado	6 Φ 14 mm
espaciamiento	0.28 m

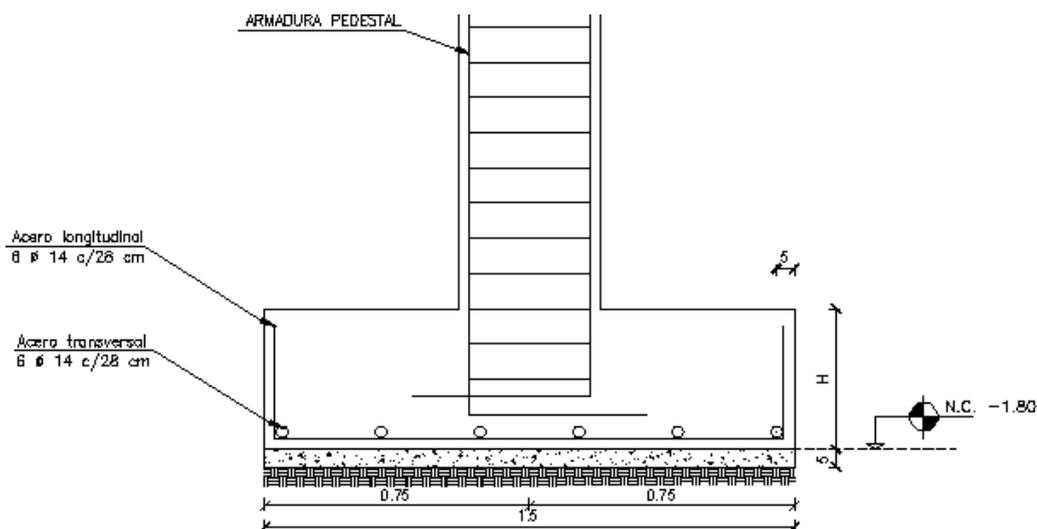


Figura 67.- Distribución del acero de refuerzo longitudinal y transversal

### 5.9 DISEÑO DE PEDESTAL

De las medidas de la placa base (30\*40) se incrementa 5 cm a cada lado y se calcula el acero correspondiente. Las medidas se indican en la figura 68 y el cálculo en la tabla 71.

Tabla 71.-

Acero de Refuerzo en Pedestal

b	40.00 cm <sup>2</sup>
h	50.00 cm <sup>2</sup>
As cal (0.01*40*50)	20.00 cm <sup>2</sup>
Φ	1.80 cm <sup>2</sup>
# varillas	8.00
As usado	20.36 cm <sup>2</sup>
As usado	8 Φ 18 m

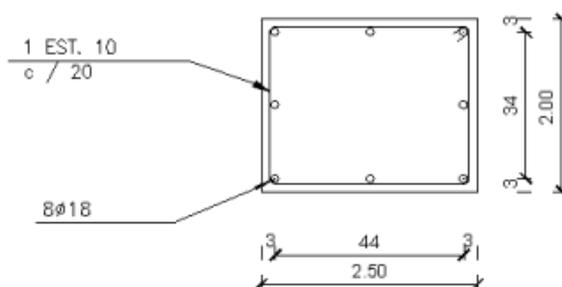


Figura 68.- Dimensión y Ubicación del acero de refuerzo en Pedestal

### 5.10 DISEÑO LA CADENA DE CIMENTACION

A continuación se muestra el cálculo de las dimensiones y del armado de la cadena de cimentación (ver Figura 69). El cálculo se resume en la tabla 72.

Tabla 72.-

## Cálculo de Cadena de Cimentación

DATOS	
$f_c$	210 kg/cm <sup>2</sup>
$f_y$	4200 kg/cm <sup>2</sup>
$\Phi$	0.9
$R_u$	39.72 kg/cm <sup>2</sup>
$M_u$	2.5897 T-m
$b$	20.00 cm
CALCULO DE DIMENSIONES	
$d$	19.03 cm
$d$ Asumido	19.00 cm
$r$	3.00 cm
$h$	22.00 cm
$H$ asumido	25.00 cm
CALCULO DE RHO	
$\rho$ calculado	
$\rho$ min	
$\rho$ max	
CALCULO DE AS	
As calculado ( $\rho * b * h$ )	5.44 cm <sup>2</sup>
As min ( $0.018 * b * h$ )	1.67 cm <sup>2</sup>
As max ( $\rho_{max} * b * h$ )	5.35 cm <sup>2</sup>
As para distribuir	5.35 cm <sup>2</sup>

El número de varillas y acero para distribuir se indican en la tabla 73.

Tabla 73.-

## Acero de Refuerzo en Cadena de Cimentación

CALCULO DE # DE VARILLAS Y AS USADO	
$\Phi$	1.4
# varillas	4.00
As usado	6.16
As usado	4 $\Phi$ 14mm

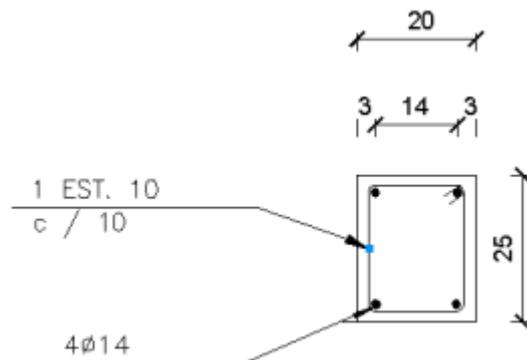


Figura 69.- Armado de la cadena de cimentación

## **CAPITULO VI INSTALACIONES**

### **6.1 INSTALACIONES SANITARIAS**

Según el artículo Instalaciones de evacuación y saneamiento en viviendas (2007) de la Universidad Politécnica de Cartagena, se definen los diámetros necesarios para la red de saneamiento tanto de aguas pluviales, como residuales.

Las conexiones entre las redes de servicios públicos y abastecimiento al laboratorio, se realizarán dentro del terreno mediante zanjas.

#### **MATERIALES UTILIZADOS**

Los materiales por tanto usados, siguiendo la normativa, para las canalizaciones de la red de evacuación son:

- Tuberías de fundición
- Tuberías de PVC (Policloruro de vinilo)
- Tuberías de polipropileno (PP)
- Tuberías de gres
- Tuberías de hormigón

#### **TUBERÍAS PLÁSTICAS**

De acuerdo a Promateriales, el Tipo de plástico más utilizado es: Policloruro de vinilo (PVC).

Es ligero, barato y actualmente, con multitud de accesorios y piezas especiales que facilita un rápido montaje, y da lugar a excelentes y seguras instalaciones de saneamiento.

Existen 2 clases de tubos de este material:

- Serie "F"; utilizables para ventilaciones de redes, ciertas aguas residuales y pluviales.
- Serie "C", utilizables para todo tipo de aguas residuales, tanto en ramales como en bajantes y colectores.

Es un material utilizado comúnmente en toda la instalación. Los compuestos utilizados para la fabricación de las tuberías y piezas de las conducciones de agua pertenecen a la variedad termoplástica. Dicha propiedad significa que tras reblandecerse por la acción del calor, recuperan,

al enfriarse, sus características organolépticas.

## **CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES**

De forma general, las características de los materiales definidos para estas instalaciones serán:

- Resistencia a la fuerte agresividad de las aguas a evacuar.
- Impermeabilidad total a líquidos y gases.
- Suficiente resistencia a las cargas externas.
- Flexibilidad para poder absorber sus movimientos.
- Lisura interior.
- Resistencia a la abrasión.
- Resistencia a la corrosión.
- absorción de ruidos, producidos y transmitidos.

### **6.1.1 REDES DE DISTRIBUCIÓN AGUA POTABLE**

Para dimensionar la red de agua potable, se hace llegar el agua de la acometida a los aparatos sanitarios y tomas de agua que hay distribuidas por el laboratorio.

#### **6.1.1.1 VELOCIDADES DEL AGUA**

La velocidad es un parámetro muy importante en el cálculo de abastecimiento de agua potable, a continuación se indican algunos parámetros a tomar en cuenta en el diseño:

- La velocidad de diseño del agua en las tuberías debe fluctuar entre  $0.60\text{ m/s}$  y  $2.5\text{ m/s}$ , valores mínimo y máximo, respectivamente. Se considera óptimo el valor de velocidad de  $1.2\text{ m/s}$ .
- La velocidad del agua en las tuberías es importante porque con velocidad menor a  $0,60\text{ m/s}$  puede producirse sedimentos de partículas en las tuberías y con velocidad mayor a  $0,60\text{ m/s}$  se obtiene el arrastre de sedimentos, para velocidades mayores de  $2,0\text{ m/s}$  se puede producir desgaste en la tubería.
- Esta velocidad máxima admisible también está dada de acuerdo a la calidad de la tubería y a su diámetro.
- La velocidad del agua en la acometida fluctúa en el valor de  $1.5\text{ m/s}$ .  
Para los diámetros de conductos de agua potable se utilizan los valores

que vienen especificados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción de demandas de caudales, presiones y diámetros en aparatos de consumo, como se indica en la tabla 74.

Tabla 74.-

Diámetros de Tubería de Agua Potable

APARATO SANITARIO	CAUDAL INSTANTÁNEO MÍNIMO (L/s)	PRESIÓN (m.c.a.)		DIÁMETRO SEGÚN NTE INEN 1369 (mm)
		RECOMENDADA	MÍNIMA	
LAVAMANOS INODORO (CON CISTERNA) URINARIO (SUSPENDIDO)	0,10	7	3	16
VERTEDERO	0,20	7	3	20

Fuente. NEC (2011)

Los diámetros de las conexiones domiciliarias que quedaran definidos por el diámetro nominal de la tubería de conexión podrá ser de dos tipos: conexiones domiciliarias de 16 y 20 mm respectivamente.

### 6.1.2 PLUVIALES

Las aguas pluviales se calcularán suponiendo un régimen pluviométrico de 100 mm/h.

Las aguas procedentes de la lluvia se recogen mediante canales dispuestos en la cubierta. Complementariamente se integran las bajantes que tienen la función de evacuar las aguas lluvias.

Para el diseño técnico de estos elementos, se debe considerar los siguientes parámetros:

- Superficie en planta de cubierta en m<sup>2</sup> que hay que desaguar.
- Número de pendientes por lado.
- Superficie por pendiente
- Superficie de desagüe por cada bajante lateral en m<sup>2</sup>.
- Desagües laterales.

#### 6.1.2.1 DIMENSIONADO DE CANALETAS

Para el cálculo de las canaletas de recogida de agua de cubiertas, se supone una pendiente de 10 mm por m (1 %). La superficie total en proyección horizontal es de  $20.15 \times 18.27 = 368.14$  m<sup>2</sup>, y con este resultado se utilizan la tabla 75 para definir el diámetro nominal del canalón.

Si la sección adoptada para el canalón no fuese semicircular, entonces la sección cuadrangular equivalente debe ser un 10 % superior a la obtenida como sección semicircular.

Tabla 75.-

Diámetro Nominal de Canalón

DIÁMETRO DEL CANALÓN PARA UN RÉGIMEN PLUVIOMÉTRICO DE 100 mm/h				
Máx. Superficie en proyección horizontal (m <sup>2</sup> )				Diámetro nominal del canalón (mm)
Pendiente del Canalón				
0,5%	1%	2%	4%	
35	45	65	95	100
60	80	115	165	125
90	125	175	255	150
185	260	370	520	200
335	475	670	930	250

Fuente. Evacuación de aguas residuales en edificios (2007)

Recogen una superficie de cubierta de 368.14 m<sup>2</sup>, lo que implica, según tablas, un diámetro nominal del canalón  $\varnothing = 250 \text{ mm}$

La sección de la canaleta seleccionada es de 170mm x 170mm, equivalente a  $\varnothing = 250 \text{ mm}$

### 6.1.2.2 DIMENSIONADO DE BAJANTES

Para el cálculo del desagüe se tendrá en cuenta que en los laterales de la cubierta, se tendrá dos bajantes por lado:

- Superficie total =  $20.15 \times 18.27 = 368.14 \text{ m}^2$
- Número de pendientes = 2
- Desagües: 2 laterales
- Superficie por pendiente:  $368.14/2 = 184.07 \text{ m}^2$
- Superficie de desagüe para cada bajante lateral:  $184.07/2 = 92.04 \text{ m}^2$

### DESAGÜES LATERALES

$$\varnothing = \sqrt{\frac{4 * 92.04}{\pi}} = 10.83 \text{ cm} \approx \text{Diámetro comercial } \varnothing = 110 \text{ mm}$$

Según la tabla 76, se verifica el diámetro nominal en las tablas según la superficie en proyección horizontal:

Tabla 76.-

## Diámetro Nominal de Bajantes

<b>DIÁMETRO DE LAS BAJANTES DE AGUAS PLUVIALES PARA UN RÉGIMEN PLUVIOMÉTRICO DE 100 mm/h</b>	
<b>Superficie en proyección horizontal servida (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Diámetro nominal del bajante (mm)</b>
65	50
113	63
177	75
318	90
580	110
805	125
1544	160
2700	200

Fuente. Evacuación de aguas residuales en edificios (2007)

Recogen una superficie de cubierta de 368.14 m<sup>2</sup>, según tablas, el bajante es  $\varnothing = 110 \text{ mm}$ , con lo que se concluye que el diámetro está bien elegido.

**6.1.2.3 DIMENSIONADO DE COLECTORES**

Los colectores horizontales se calcularán suponiendo un régimen pluviométrico superior a 100mm/h. Ningún colector debe tener una pendiente menor al 1% (ver tabla 77)

Tabla 77.-

## Diámetro Nominal de Colectores

<b>DIÁMETRO DE LOS COLECTORES DE AGUAS PLUVIALES PARA UN RÉGIMEN PLUVIOMÉTRICO DE 100 mm/h</b>			
<b>Superficie proyectada (m<sup>2</sup>)</b>			<b>Diámetro nominal del colector (mm)</b>
<b>Pendiente del Colector</b>			
<b>1%</b>	<b>2%</b>	<b>4%</b>	
125	178	253	90
229	323	458	110
310	440	620	125
614	862	1228	160
1070	1510	2140	200
1920	2710	3850	250
2016	4589	6500	315

Fuente. Evacuación de aguas residuales en edificios (2007)

Con una pendiente de 1%, y una superficie de cubierta de 368.14 m<sup>2</sup>,

según tablas, el diámetro nominal del colector es  $\varnothing = 160 \text{ mm}$

### **6.1.3 SANEAMIENTO**

Para el diseño de las aguas residuales que se generan en el laboratorio se recurre a unos valores estipulados de diámetros de tubería, ya que el servicio que se tiene que abastecer consta: una bodega, un baño con un total de 1 inodoro, 2 urinarios, 1 lavamanos y 2 tomas de agua distribuidas por el laboratorio.

Para que se pueda transportar el agua sin ocasionar problemas en la red, se diseñan los conductos a la red de saneamiento que recogen los conductos principales.

Para el cálculo de la red de saneamiento se realizará el dimensionado en función de las Unidades de desagüe (UD) y de la pendiente adoptada para los colectores.

#### **6.1.3.1 DIMENSIONADO**

En el cálculo utilizaremos el concepto de "unidades de descarga". La Unidad de Descarga (UD), equivale a un caudal que corresponde a la evacuación de 28 litros de agua en un minuto de tiempo, o lo que es lo mismo 0,47 l/s.

Este valor se considera que es igual a la capacidad de un lavabo (estándar) y permite, adecuando los volúmenes necesarios, expresar en función de esa capacidad unitaria los caudales de evacuación de los distintos aparatos. Esta unidad engloba el concepto de gasto y simultaneidad, por lo que su clasificación será función del uso privado o público de cada uno de los aparatos sanitarios del edificio.

Por tanto los valores de los desagües de los distintos aparatos se proporcionarán en Unidades de Descarga. Así, al decir que el desagüe de un inodoro público es de 5 unidades de descarga (UD), se quiere decir que el gasto a considerar es de  $0,47 \times 5 = 2,35$  litros/segundo.

#### **6.1.3.2 DERIVACIONES INDIVIDUALES**

Se asigna Unidades de Desagüe a cada tipo de aparato y los diámetros mínimos de los sifones y las derivaciones individuales correspondientes, todo ello se establece en la tabla 78, teniendo en cuenta el uso.

Tabla 78.-

## Diámetros Mínimos de Aparatos Sanitarios

UNIDADES DE DESAGUE PARA DISTINTOS APARATOS SANITARIOS (USO PÚBLICO)		
TIPO DE APARATO SANITARIO	UNIDADES DE DESAGUE	DIÁMETRO MÍNIMO SIFÓN Y DERIVACIÓN INDIVIDUAL (mm)
LAVAMANOS	2	40
INODORO (CON CISTERNA)	5	100
URINARIO (SUSPENDIDO) (2)	2	40
VERTEDERO (2)	8	100
	TOTAL	27

Fuente. Carrera, José

**6.1.3.3 DERIVACIONES O RAMALES COLECTORES**

Tienen como función unir los diferentes desagües de los aparatos sanitarios con las bajantes, el diámetro de estas tuberías horizontales dependerán del dependerán del número y tipo de aparatos sanitarios conectados a ellas. Tendrán una pendiente que favorecerá la evacuación del vertido. Con la tabla 79 se obtiene el diámetro de las derivaciones o los ramales colectores entre aparatos sanitarios y la bajante según el número máximo de unidades de desagüe y la pendiente del ramal colector.

Tabla 79.-

## Diámetro de Ramales Colectores

DIÁMETRO DE RAMALES COLECTORES ENTRE APARATOS SANITARIOS Y BAJANTE				
MÁXIMO NÚMERO DE UD	Pendiente			Diámetro (mm)
	1%	2%	4%	
---	1	1		32
---	2	3		40
---	6	8		50
---	11	14		63
---	21	28		75
47	60	75		90
123	151	181		110
180	234	280		125
438	582	800		160
870	1150	1680		200

Fuente. Evacuación de aguas residuales en edificios (2007)

Con una pendiente de 1%, y un número máximo de Unidades de Desagüe de 27, según tablas, se asigna un diámetro  $\varnothing = 75 \text{ mm}$ , pero al existir un inodoro se adopta un diámetro mínimo  $\varnothing = 110 \text{ mm}$

#### 6.1.3.4 BAJANTES DE AGUAS RESIDUALES

Además de lo que acabamos de indicar, es bueno tener en cuenta, y debe ser criterio de diseño que a todas aquellas bajantes que acometen inodoros, el diámetro mínimo es  $\varnothing = 110 \text{ mm}$

#### 6.1.3.5 COLECTORES HORIZONTALES DE AGUAS RESIDUALES

Estos colectores horizontales se dimensionan para funcionar a media de sección, hasta un máximo de tres cuartos de sección, bajo condiciones de flujo uniforme, como lo estipula la tabla 80:

Tabla 80.-

Diámetro Colectores Horizontales de aguas residuales

DIÁMETRO DE LOS COLECTORES HORIZONTALES EN FUNCIÓN DEL NÚMERO MÁX. DE UD. Y LA PENDIENTE ADOPTADA				
	MÁXIMO NÚMERO DE UD			Diámetro (mm)
	Pendiente			
	1%	2%	4%	
---		20	25	50
---		24	29	63
---		38	57	75
96		130	160	90
264		321	382	110
390		480	580	125
880		1056	1300	160
1600		1920	2300	200
2900		3500	4200	250
5710		6920	8290	315
8300		10000	12000	350

Fuente. Evacuación de aguas residuales en edificios (2007)

En función de las unidades de desagüe, y una pendiente de 1% se tiene un  $\varnothing = 75 \text{ mm}$ , pero al existir un inodoro se adopta un  $\varnothing = 110 \text{ mm}$

#### 6.1.4 DISEÑO DE LA RED MIXTA (RECOGE AGUAS RESIDUALES Y PLUVIALES)

Ya que no tiene mucho sentido el disponer de redes de colectores independientes de aguas residuales y pluviales, si finalmente la red de

alcantarillado que existe en la mayoría de las ciudades es unitaria, por tanto la distribución en el edificio se hace a través de un sistema semi-separativo con colectores mixtos

De acuerdo al manual de Instalaciones Hidro-sanitarias del Ing. M.Sc. José Luis Carrera, los diámetros en mm de los colectores de desagüe mixtos (albañales internos para aguas blancas y negras con pendiente del 1%, recomienda un  $\varnothing = 150 \text{ mm}$ .

#### 6.1.4.1 CAJAS DE REVISIÓN DE AGUAS PLUVIALES Y RESIDUALES

Las dimensiones para las cajas de revisión para evacuar las aguas pluviales van en función del diámetro del colector de salida, como se muestra en la tabla 81:

Tabla 81.-

Dimensión Cajas de Revisión

DIMENSIONES DE LAS CAJAS DE REVISIÓN PARA AGUAS PLUVIALES	
Diámetro del colector de salida (mm)	L x A (cm)
100	40 x 40
150	50 x 50
200	60 x 60
250	60 x 70
300	70 x 70
350	70 x 80
400	80 x 80
450	80 x 90
500	90 x 90

Fuente. Evacuación de aguas residuales en edificios (2007)

Se obtienen las dimensiones mínimas necesarias (longitud L y anchura A mínimas) de una caja en función del diámetro del colector de salida de ésta. El diámetro del colector de salida es de 150mm, por lo tanto las dimensiones de las cajas serán de 50cm x 50cm.

#### 6.1.5 VENTILACIÓN

Es toda la tubería vertical paralela al desagüe sanitario que van por debajo de cada sifón del aparato sanitario.

Todos los diámetros de tubería de ventilación para cada aparato, debe ser igual al del correspondiente tubo de desagüe hasta un máximo de 50mm.

### 6.1.6 REDES DE INCENDIO

Para este cálculo se está considerando un valor aproximado para el volumen de la red contra incendios, basándonos en la tabla 82 de reserva de agua, proporcionada por el cuerpo de bomberos:

Tabla 82.-

Reserva de agua Contra Incendios

<b>RESERVA DE AGUA PARA INCENDIOS</b>		
NÚMERO DE PLANTAS	SUPERFICIE POR PLANTA (m <sup>2</sup> )	RESERVA DE AGUA (litros)
HASTA 8	HASTA 600	8000
9 A 12	HASTA 600	12000
13 A 20	HASTA 600	15000
HASTA 8	MÁS 600	12000
9 A 12	MÁS 600	15000
13 A 20	MÁS 600	24000

Fuente. Carrera, José

Se colocará una siamesa de 2 ½" de tubería de salida de hierro galvanizado con anillos giratorios en bronce con rosca estándar a una altura mínima de 90cm desde el suelo, y una válvula Check, para abastecer de agua potable, en caso de incendio, y extintores, los cuales se detalla en los planos adjuntos.

Todas las salidas para boca de incendios se colocarán a una altura de 1,2m sobre el piso y empotrado en la pared con la señalización correspondiente.

### 6.2 ELÉCTRICA

Se realizan las previsiones necesarias considerando las zonas destinadas a oficinas, trabajos administrativos, área didáctica, área para instrumentación y para la bodega. Las disposiciones de esta norma se aplicarán al diseño, construcción y mantenimiento de las instalaciones eléctricas cuyo voltaje sea inferior a 600 V.

De acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción, para Instalaciones Eléctricas de Bajo Voltaje la previsión de potencia a tener en cuenta para construcciones industriales es de 125 W por m<sup>2</sup> de superficie construida y para oficinas 100 W por m<sup>2</sup>, con lo cual tendremos la previsión

total siguiente: (ver tabla 83)

Tabla 83.-

Previsión de Potencia de Laboratorio

<b>PREVISIÓN DE POTENCIA EN EL LABORATORIO</b>			
<b>AREA</b>	<b>VALOR (m<sup>2</sup>)</b>	<b>CARGA (W/m<sup>2</sup>)</b>	<b>POTENCIA (W)</b>
OFICINAS	56,5	100	5650
DE INSTRUMENTACIÓN	317,6	125	39700
<b>PREVISION TOTAL (W)</b>			<b>45350</b>

La potencia total del laboratorio, se indica en la tabla 84:

Tabla 84.-

Potencia Total de Laboratorio

<b>SISTEMA ELÉCTRICO</b>			
<b>APARATO</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>POTENCIA (W)</b>	<b>TOTAL (W)</b>
UNIDADES FLUORECENTES	15	100	1500
TOMACORRIENTE	16	1000	16000
LÁMPARAS INCANDESCENTES	6	100	600
COMPUTADOR CON IMPRESORA	2	600	1200
<b>TOTAL</b>			<b>19300</b>

Potencia total instalada: 19.3 KW

El voltaje de la instalación será de 220V entre fases y neutro, con frecuencia normalizada de 50 Hz y diámetros de tubería de ½ pulgada.

### **6.2.1 SISTEMAS DE PROTECCIÓN**

La protección contra sobre-intensidades, debidas a sobrecargas o cortocircuitos, se realiza con los interruptores magneto-térmicos situados al inicio de cada línea. Su capacidad de corte se ha calculado de acuerdo con la intensidad de cortocircuito que puede haber en el punto de la instalación donde se encuentran.

No se considera necesaria la protección de la instalación contra sobretensiones originadas por fenómenos atmosféricos o defectos en la red de distribución.

La protección contra contactos directos se realiza situando las partes activas dentro de un aislamiento suficiente (conductores aislados y situados dentro de tubos). Para el cálculo de las protecciones para cada circuito utilizamos la siguiente fórmula, y se resumen en la tabla 85.

$$I = \frac{P}{V}$$

Tabla 85.-

Sistemas de Protección Eléctrica

CIRCUITO	ÁREA	POTENCIA (W)	VOLTAJE (V)	PROTECCIÓN (A)
<b>OFICINAS</b>				
1	-TOMACORRIENTE -LÁMPARAS INCANDESCENTES -COMPUTADOR CON IMPRESORA	11600	220	52,73
<b>INSTRUMENTACIÓN</b>				
2	-UNIDADES FLUORECENTES -TOMACORRIENTE -LÁMPARAS INCANDESCENTES	2500	220	11,36

Por lo tanto, el amperaje para el primer circuito es de 55 y para el segundo es de 15.

### 6.2.2 ILUMINACION Y TOMACORRIENTES

Una buena iluminación, además de ser un factor de seguridad, productividad y de rendimiento en el trabajo, mejora el confort visual y hace más agradable y acogedora la vida. Si se tiene en cuenta que por lo menos una quinta parte de la vida del hombre transcurre bajo alumbrado artificial, se comprenderá el interés que hay en establecer los requisitos mínimos para realizar los proyectos de iluminación, los cuales se presentan a continuación.

Un diseño de iluminación debe comprender las siguientes condiciones esenciales:

- Suministrar una cantidad de luz suficiente.
- Eliminar todas las causas de deslumbramiento.
- Prever el tipo y cantidad de luminarias apropiadas para cada caso particular teniendo en cuenta su eficiencia.
- Utilizar fuentes luminosas que aseguren una satisfactoria distribución de los colores o reproducción cromática.

En locales industriales la cantidad de tomacorrientes se determinara de acuerdo a las necesidades.

Los interruptores deberán instalarse en puntos fácilmente accesibles y su

altura de montaje estará comprendida entre 0,80 m y 1,40 m, medida desde su punto más bajo sobre el nivel del piso terminado.

Los tomacorrientes se instalarán en puntos fácilmente accesibles y su altura de montaje estará comprendida entre 0,20 y 0,80 m.

### **6.2.3 PUNTOS DE TOMACORRIENTES DOBLES**

Para cada punto de tomacorrientes se ha previsto la utilización de un tomacorriente doble 125 Voltios/15 Amperios, completo, empotrable, con placa metálica, sujeto a un cajetín rectangular.

La instalación será empotrada en las paredes con manguera plástica de ½" de diámetro interior y cajetines rectangulares EMT. Se utilizarán conductores de cobre sólido No. 12 AWG con aislamiento tipo TW, el conductor para el neutro será exclusivamente de color blanco.

### **6.2.4 DUCTOS DE ACOMETIDAS DOMICILIARIAS**

Se aceptan para los ductos de acometidas domiciliarias desde la red subterránea, cualquiera de los materiales que se anotan a continuación:

- Hierro galvanizado
- PVC del tipo reforzado o duro
- Polietileno (manguera reforzada)
- Tubos conduit

En cualquier caso, el diámetro del ducto será de 51,8 mm como mínimo.

En caso de utilizarse tubo de hierro galvanizado se deberá poner codo eléctrico para permitir la curvatura suave por donde pasará el cable de la acometida.

#### **6.2.4.1 NÚMERO DE ACOMETIDAS**

Cualquier edificio o predio al que se le suministre energía eléctrica debe tener sólo una acometida.

### **6.2.5 INSTALACIÓN DE PUESTA A TIERRA EN LA NAVE**

Se instalarán la toma de tierra con cable desnudo de cobre en todo el perímetro de la nave, piquetas de acero revestidas, con arquetas de registro.

Esta red de tierras irá hasta donde se encuentran el cuadro general, donde está el punto de toma a tierra.

A continuación se indica el gráfico de las obras civiles previas a la

instalación del servicio eléctrico (figura 70):

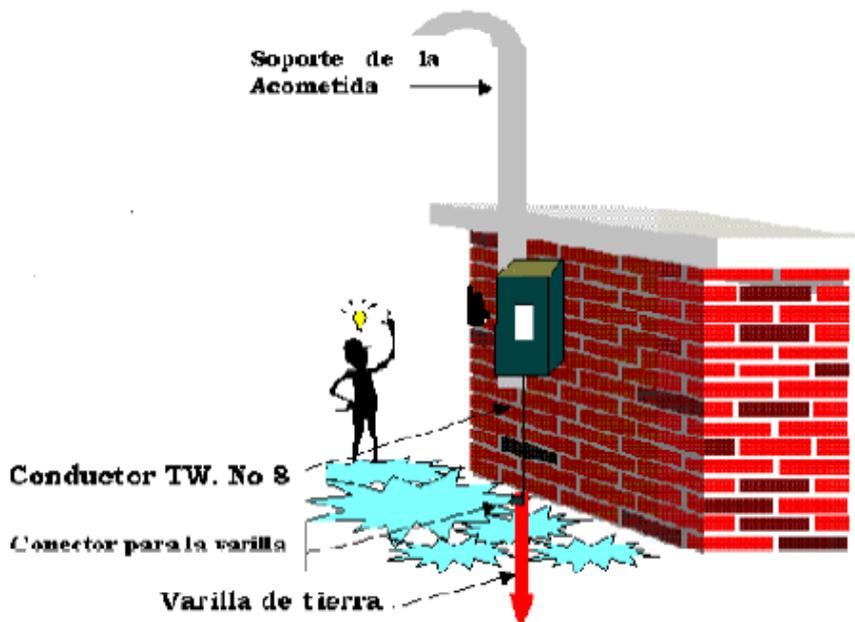


Figura 70.- Obras Civiles previas a la instalación del servicio eléctrico

Fuente. NEC, 2011

### 6.2.6 POZOS DE REVISIÓN

Es una caja construida en el piso con paredes de mampostería enlucidas u hormigón con fondo de suelo natural y tapa de hormigón armado con cerco metálico. La función del pozo de revisión es facilitar el tendido del cable, reemplaza a los codos o curvas que hubiere en el trayecto desde las redes de distribución hasta el sitio que solicita el servicio. Las tapas de los pozos deberán contar con señalización según los requerimientos de la empresa suministradora local.

Los pozos tendrán las siguientes dimensiones (ver tabla 86):

Tabla 86.-

Dimensión Pozos de Revisión

CLASE DE RED	CRUCE DE VÍA	OTROS SITIOS
MEDIO VOLTAJE	80 x 80 x 125 cm	80 x 80 x 90 cm
BAJO VOLTAJE	60 x 60 x 125 cm	60 x 60 x 80 cm

Fuente. NEC, 2011

Al ser una red de bajo voltaje, los pozos serán de 60 x 60 x 125 cm como mínimo.

Se indica en la figura 71, el esquema de la caja porta-medidores con pozo de revisión:

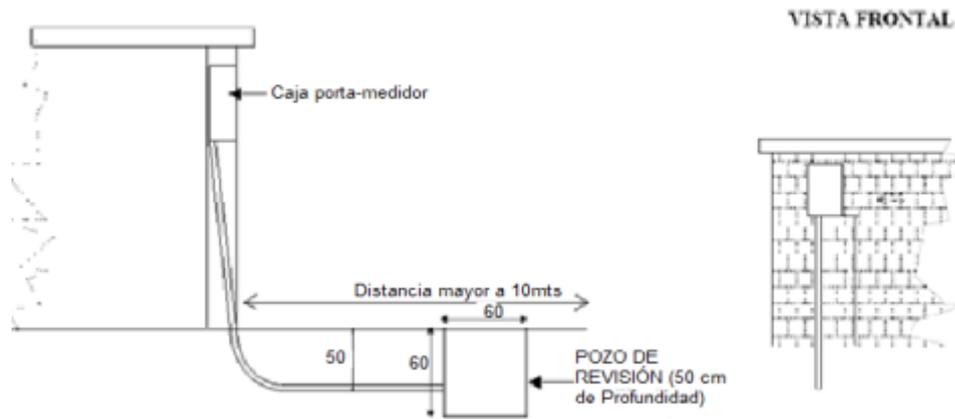


Figura 71.- Esquema de la caja porta-medidores con pozo de revisión

Fuente. NEC 2011

## **CAPITULO VII**

### **SISTEMA DE CIRCULACION DE AGUA**

#### **7.1 DISEÑO DE CISTERNA**

Dentro de la ingeniería civil y sus diferentes ramas los tanques contenedores de líquidos constituyen un rol muy importante para el almacenamiento, abastecimiento y tratamiento de distintos tipos de líquidos como agua, hidrocarburos, líquidos especiales, aguas residuales etc.

De acuerdo a Pavón (2001), para pequeñas cantidades de líquido se usa tanques cisternas de hormigón armado o tanques plásticos elevados de menor capacidad, evitando el desabastecimiento en ocasiones en que el líquido no sea provisto de manera regular.

En la ingeniería hidráulica los tanques son de gran utilidad para los diversos tratamientos que sirven para la potabilización de agua en los que se necesita controlar caudales o almacenar agua cruda por un determinado periodo de tiempo para continuar el proceso por sus distintas fases como: aireación, pre cloración, coagulación floculación, sedimentación, floculación, cloración y almacenamiento previo su distribución, Pavón (2001).

Los tanques rectangulares y cuadrados pueden estar enterrados, semienterrados o superficiales dependiendo del tipo de material que conforme la estructura o en caso que se necesite paredes divisorias dentro de la estructura, esto dependiendo el uso que se le fuera a dar.

De acuerdo a Pavón (2001), los tanques enterrados son aquellos tanques que se constituyen totalmente bajo la superficie del terreno. Por lo general esta ubicación es favorable cuando el terreno de desplante es adecuado para el funcionamiento hidráulico de la red de distribución y cuando es necesario excavar hasta encontrar un estrato de soporte más resistente.

Los tanques enterrados tienen la ventaja de conservar el agua a resguardo de grandes variaciones de temperatura así como también la estructura no alterara el paisaje y sus cubiertas pueden utilizarse para diversas funciones.

Para su construcción se debe realizar grandes excavaciones en las

cuales existe la dificultad de observar y mantener las instalaciones de conexión de abastecimiento y red de distribución, así como, la dificultad de poder encontrar lugares de posibles filtraciones y fugas de líquido.

Los tanques de hormigón armado pueden tomar cualquier geometría siendo capaces de resistir grandes presiones en los cuales el refuerzo de acero contrarresta las tensiones que se producen por el líquido o por el suelo, evitando de esta manera agrietamientos en las juntas, Pavón (2001)

### **7.1.1 DIMENSIONADO DEL TANQUE CISTERNA**

Se diseñará un tanque enterrado de hormigón armado a nivel de la tapa que sirve para contener agua.

La capacidad del tanque cisterna está en función de tres parámetros fundamentales: el volumen de agua que circula por el canal de aforo, reserva destinada a la simulación hidráulica y caudal saliente del sistema de bombeo.

El volumen de agua que irá a circular en el canal de aforo es de  $32\text{m}^3$ , de acuerdo al diseño arquitectónico presentado en los planos adjuntos.

La reserva de agua destinada a la modelación es aproximadamente  $8\text{m}^3$ , valor que se ha adoptado de acuerdo a experiencias de simulaciones hidráulicas, tomando en cuenta, que este depósito solamente es de circulación del agua y es por el cual se distribuye a los modelos.

El tanque será la suma de estos dos valores, dando como resultado un tanque cisterna con una capacidad de  $40\text{m}^3$ .

Las bombas sumergibles desarrollarán un caudal máximo de  $100\text{ l/s}$ . Cada bomba cuenta con una conducción de alimentación y una conducción de salida al tanque de distribución.

Para determinar el tiempo, en el cual el agua es aprovechada para la modelación, luego la descarga al canal y por último al tanque cisterna se aplica la siguiente ecuación:

$$tiempo = \frac{Volumen}{Q} \Rightarrow \frac{40\text{ m}^3}{0,1\text{ m}^3/\text{s}} = 400\text{ seg}$$

En resumen, el sistema de circulación de agua es apto para descargar al tanque de distribución aproximadamente  $8\text{m}^3$ , para luego distribuir a los modelos a escala, y evacuar al canal de aforo en un tiempo de 6min 40 seg,

la totalidad o parte del volumen de la cisterna de  $40\text{m}^3$ , según las condiciones de la simulación.

Como condicionante se tiene, que en el canal de aforo y el tanque de distribución, el agua que transita debe ser mayor al volumen que está disponible en el momento de la modelación en el tanque cisterna, entre un 50 y 100%.

Se presenta el dimensionado del tanque cisterna:

Volumen de la cisterna:  $40\text{ m}^3$

$$Vol = L * A * H$$

$$A = 0.75 * L$$

$$H_{\text{colchón de aire}} = 0.20\text{m}$$

$$H_{\text{agua}} = 1.80\text{m}$$

$$H_{\text{total}} = 2.00\text{m}$$

Reemplazando valores se tiene:

$$40 = 0.75 * L^2 * 2$$

Despejando L, se tiene:  $L = 5.16\text{m}$

Para el valor del ancho, se tiene:  $A = 0.75 * 5.16 = 3.87\text{m}$

Las medidas finales de la cisterna son: largo: 5m, ancho: 4m, altura: 2m

En la figura 72, se indica las dimensiones del tanque cisterna:

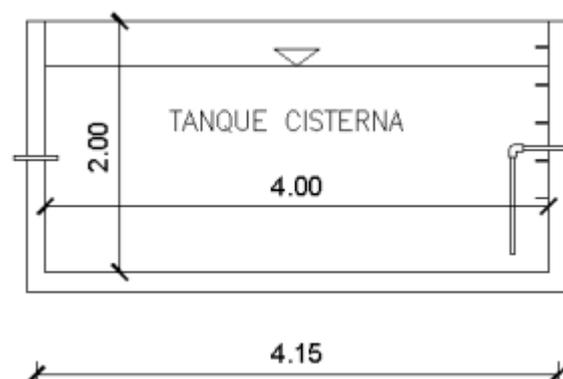


Figura 72.- Vista Lateral del Tanque Cisterna

### 7.1.2 MÉTODO DE DISEÑO

El método de diseño mediante cálculo integral corresponde al uso de software de diseño estructural para el modelado y cálculo de las diversas estructuras que se presentan en la ingeniería civil, en este caso se utilizó el programa SAP 2000 versión 17.1 para el diseño debido a su versatilidad.

### 7.1.2.1 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO

El diseño se realiza para las condiciones de carga que sean necesarias, esto depende de las condiciones en que se encontrara el tanque tanto durante su vida útil como durante su construcción. Se establece la condición en que el tanque está vacío y se tiene carga solamente producida por la presión lateral del suelo, este estado se da durante el funcionamiento del tanque.

### 7.1.2.2 MODELAMIENTO EN SAP2000

Los elementos se modelaron como elementos Shell los mismos que deberán dividirse en un número N de áreas pequeñas para mejorar la precisión del análisis.

Se consideran los siguientes datos para el diseño en la tabla 87

Tabla 87.-

Parámetros de diseño de Tanque Cisterna

PÁRAMETRO	SÍMBOLO	VALOR	UNIDAD
Volumen del tanque	$V$	40	$m^3$
Profundidad de la excavación	$D$	2,9	$m$
Ancho (excavación)tanque	$A_{exc}$	4,3	$m$
Largo (excavación)tanque	$L_{exc}$	5,3	$m$
Peso específico del agua	$\gamma_A$	1	$T/m^3$
Peso específico del suelo seco	$\gamma_{Ss}$	1,503	$T/m^3$
Peso específico del suelo húmedo	$\gamma_{Sh}$	1,789	$T/m^3$
Ángulo de fricción interna del suelo	$\Phi$	38,06	$^\circ$
Coefficiente de Empuje Activo	$Ka$	0,237	--
Coefficiente de Empuje Pasivo	$Kp$	4,125	--
Coefficiente de Empuje en Reposo	$Ko$	0,384	--
Esfuerzo admisible del suelo	$q_{adm}$	22	$T/m^2$
Coefficiente de balasto	$K_b$	4000	$T/m^3$

### 7.1.3 CARGAS ACTUANTES

#### 7.1.3.1 SOBRE LA TAPA DEL TANQUE

La carga que actúa en la tapa del tanque es  $600 \text{ kg/m}^2$ , ya que su uso es destinado para industria liviana, según lo estipulado en el NEC – 15.

#### 7.1.3.2 PRESIÓN LATERAL DEL SUELO

Para el cálculo de la presión lateral del suelo, se considera que el coeficiente de empuje del suelo en reposo, se calcula con la siguiente expresión:

$$K_o = 1 - \sin \Phi$$

$$K_o = 1 - \sin 38.06$$

$$K_o = 0.384$$

El cálculo de las presiones de suelo a lo largo de las paredes se calcula con la siguiente expresión:

$$P_s = K_o * \gamma_{sh} * H$$

$$P_s = 0.384 * 1.789 * 2$$

$$P_s = 1.3739 \text{ t/m}^2$$

Se realiza un patrón de nudos en el programa SAP2000, y se establece las condiciones donde la presión de suelos es igual a cero. Se presenta las presiones del suelo, en sentido x,y en la figura 73:

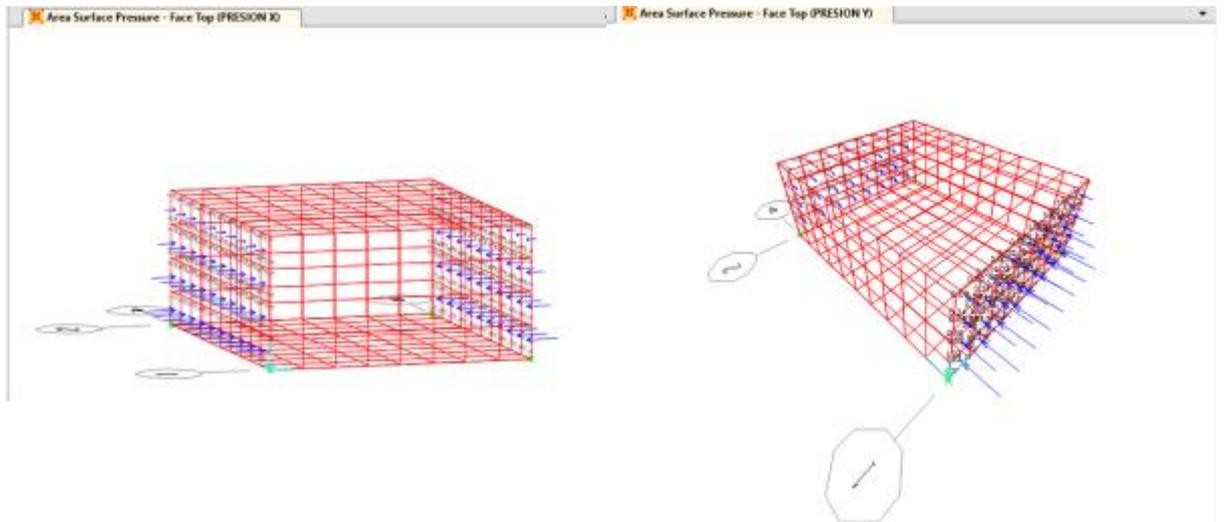


Figura 73.- Presiones del suelo en X, Y

Fuente. SAP2000 Versión 17.1

#### 7.1.4 COEFICIENTE DE BALASTO

Un valor orientativo para una arena seca o húmeda medianamente densa.

$$k_1 = 4 \text{ kg/cm}^3$$

En base al valor del coeficiente  $k_1$  se calcula el coeficiente de balasto para el caso de una base cuadrada a una profundidad D del nivel del suelo.

$$n = 3 \times e^{(-0.08 \times B)}$$

$$n = 3 \times e^{(-0.08 \times 430)}$$

$$n = 3.4466 \text{ E} - 15$$

$$k_{cuadrada} = k1 * \left(\frac{B + 30}{2 * B}\right)^n * \left(1 + \frac{2D}{B}\right)$$

Donde

$$\left(1 + \frac{2D}{B}\right) \leq 2$$

Se tiene:

$$\left(1 + \frac{2D}{B}\right) = 2.35$$

Por lo tanto, se toma el valor de 2

$$k_{cuadrada} = k1 * \left(\frac{B + 30}{2 * B}\right)^n * \left(1 + \frac{2D}{B}\right)$$

$$k_{cuadrada} = 4 * \left(\frac{430 + 30}{2 * 430}\right)^{3.4466 E-15} * 2$$

$$k_{cuadrada} = 8kg/cm^3$$

Con este valor, se calcula el valor de  $k_{rectangular}$ .

$$k_{rectangular} = k_{cuadrada} * \frac{L + 0.5B}{1.5L}$$

$$k_{rectangular} = 7.498kg/cm^3$$

Se aplica este coeficiente a los resortes, en la cara inferior de la base de la estructura, los resortes actuarán paralelos al eje Z y trabajarán únicamente a compresión.

### 7.1.5 COMBINACIONES DE CARGA

(NEC, 2015; NEC, 2015; NEC, 2015; NEC, 2015; NEC, 2011; NEC, 2011), Cuando la carga H (carga por presión lateral) esté presente, se incluirá en la combinación de cargas la siguiente condición:

- 1.6H, cuando el efecto de H contribuye a la acción de otras cargas sobre la estructura.

Según lo estipulado por el NEC – 15, la combinación para el diseño por última resistencia es:

$$1.2D + 1.6L + 1.6H$$

### 7.1.6 DISEÑO DE LA LOSA DE FONDO Y DE TAPA

Se obtiene los diagramas de acero de refuerzo, tanto longitudinal como transversal, en las caras superiores e inferiores. Las unidades están en  $cm^2$

por unidad de metro.

### 7.1.6.1 ARMADURA MÍNIMA DE REFUERZO

La armadura de refuerzo mínima en la losa de fondo, losa superior (tapa) y las paredes se indica en la siguiente fórmula:

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 15 = 2.7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### 7.1.6.2 ARMADURA LONGITUDINAL

En la figura 74, se indica la armadura longitudinal en la cara superior

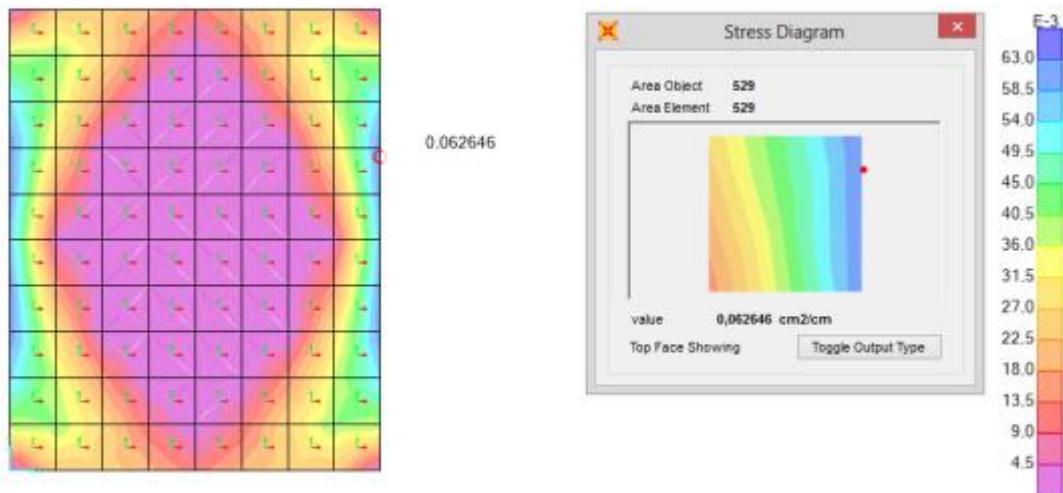


Figura 74.- Armadura Longitudinal en cara superior (Losa de fondo y de tapa)

Fuente. SAP2000 Versión 17.1

$$A_s = 0.0626 * 100\text{cm} = 6.26 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \approx 1 \phi 12\text{mm} @ 15\text{cm}$$

En la figura 75, se indica la armadura longitudinal en la cara inferior



Figura 75.- Armadura Longitudinal en cara inferior (Losa de fondo y de tapa)

Fuente. SAP2000 Versión 17.1

$$A_s = 0.0498 * 100cm = 4.98 \frac{cm^2}{m} \approx 1 \phi 12mm @ 20cm$$

### 7.1.6.3 ARMADURA TRANSVERSAL

En la figura 76, se indica la armadura transversal tanto en la cara superior como en la inferior:

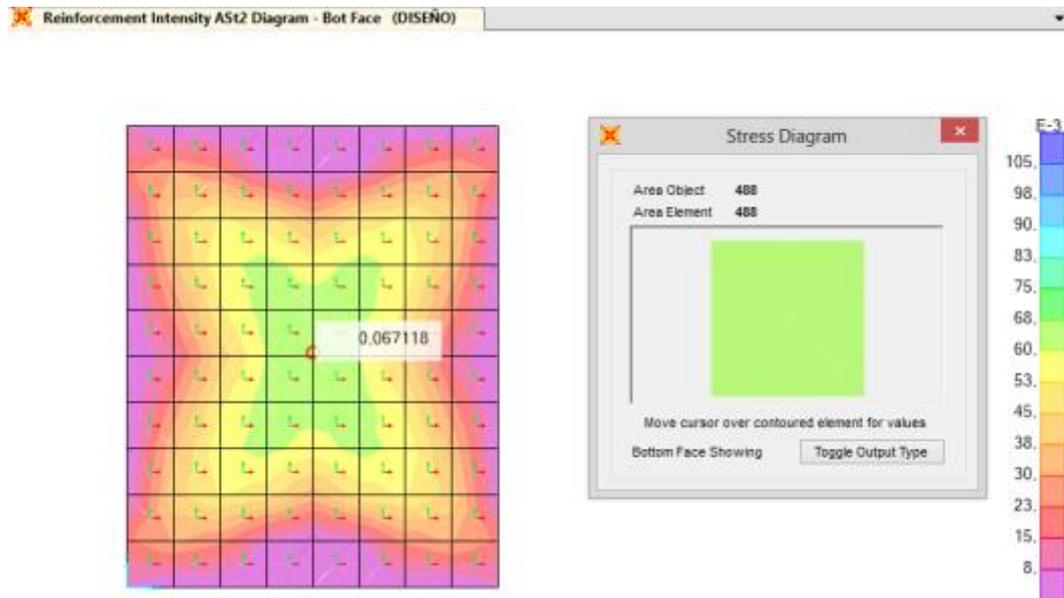


Figura 76.- Armadura Transversal en cara superior e inferior (Losa de fondo y de tapa)

Fuente. SAP2000 Versión 17.1

$$A_s = 0.0671 * 100cm = 6.71 \frac{cm^2}{m} \approx 1 \phi 12mm @ 15cm$$

### 7.1.7 PAREDES DEL TANQUE (L=5m)

Todas las paredes del tanque serán de concreto reforzado con un espesor  $e = 0.15m$  para un recubrimiento  $r = 5cm$  medido del borde de la pared hasta el centro de la varilla que se utilizara como refuerzo, la resistencia a ruptura del concreto  $f'c = 240 kg/cm^2$ , la fluencia del acero para los refuerzos  $f_y = 4200 kg/cm^2$ .

#### 7.1.7.1 ARMADURA VERTICAL

En la figura 77, se indica la armadura vertical, la cual va a ser colocada en dos capas:

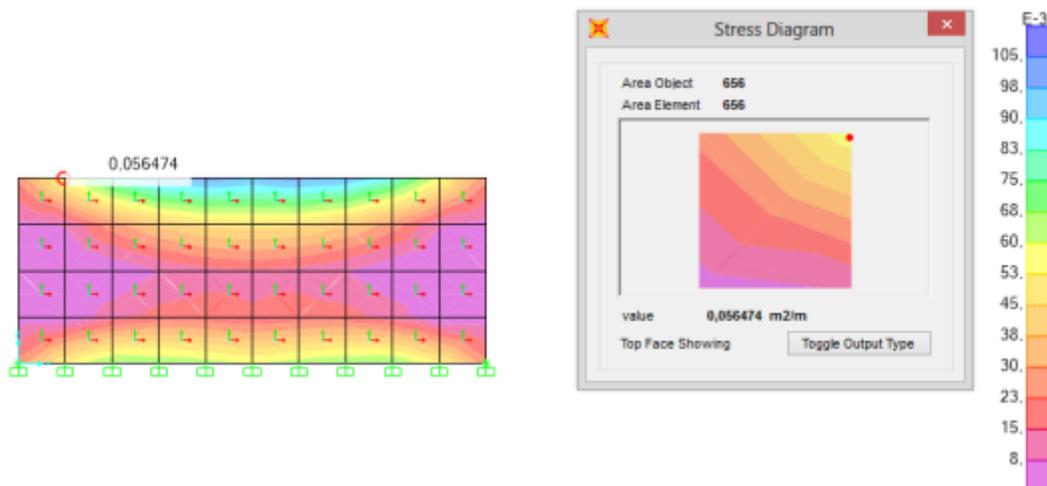


Figura 77.- Armadura Vertical en Paredes (5m)

Fuente. SAP2000 Versión 17.1

$$As = 0.0564 * 100cm = 5.64 \frac{cm^2}{m} \approx 1 \phi 12mm @ 20cm$$

### 7.1.7.2 ARMADURA TRANSVERSAL

En la figura 78, se indica la armadura transversal, la cual va a ser colocada en dos capas:



Figura 78.- Armadura Transversal en Paredes (5m)

Fuente. SAP2000 Versión 17.1

$$As = 0.0291 * 100cm = 2.91 \frac{cm^2}{m} \approx 1 \phi 10mm @ 25cm$$

## 7.1.8 PAREDES DEL TANQUE (A=4m)

### 7.1.8.1 ARMADURA VERTICAL

En la figura 79, se indica la armadura vertical, la cual va a ser colocada en dos capas:

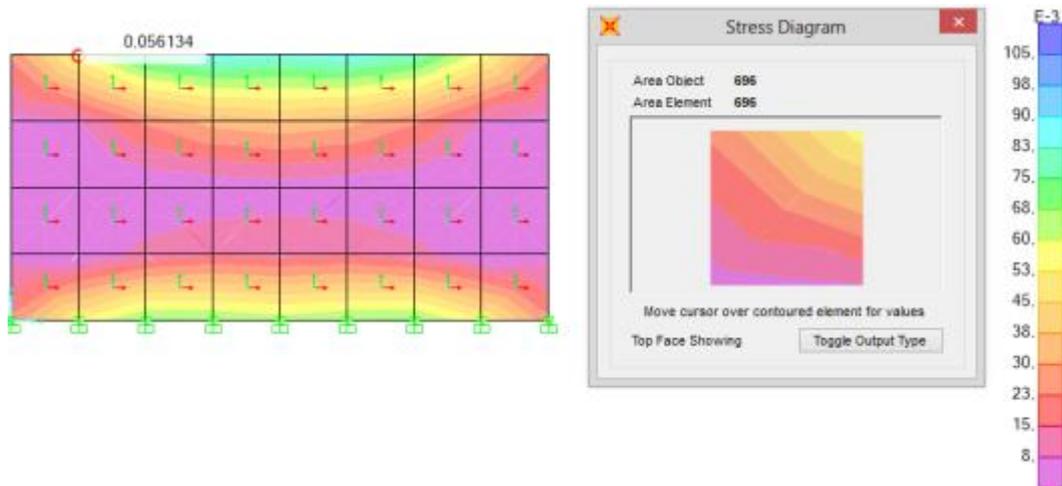


Figura 79.- Armadura Vertical en Paredes (4m)

Fuente. SAP2000 Versión 17.1

$$A_s = 0.0561 * 100cm = 5.61 \frac{cm^2}{m} \approx 1 \phi 12mm @ 20cm$$

### 7.1.8.2 ARMADURA TRANSVERSAL

En la figura 80, se indica la armadura transversal, la cual va a ser colocada en dos capas:

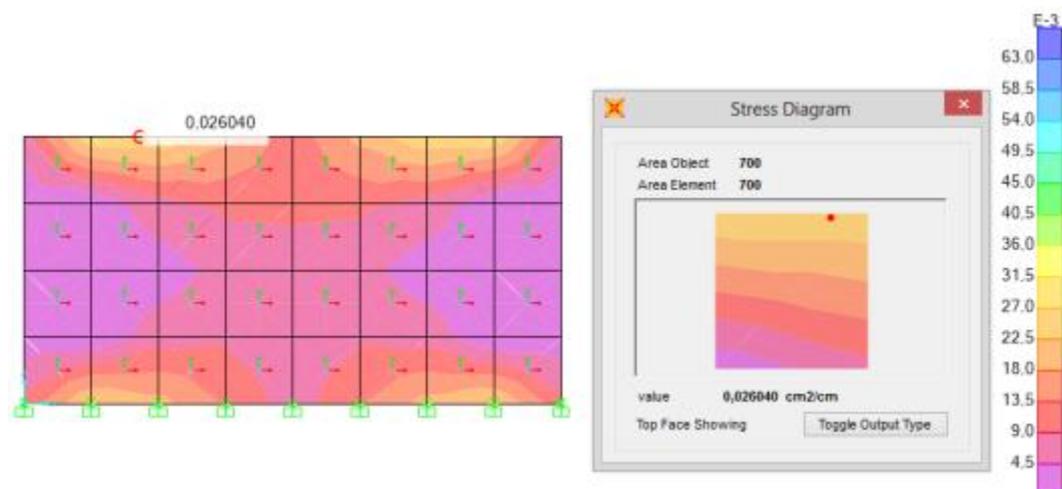


Figura 80.- Armadura Transversal en Paredes (4m)

Fuente. SAP2000 Versión 17.1

En los valores menores a  $2.7 \text{ cm}^2/m$ , se colocará armadura mínima, es decir  $1 \phi 10\text{mm} @ 25\text{cm}$

### 7.1.9 CONTROL DE ESFUERZOS DE CORTE

El cortante máximo para un hormigón de  $210 \text{ kg/cm}^2$  se lo calcula con la siguiente ecuación:

$$v_U = 0.53 * \sqrt{210} = 7.68 \text{ kg/cm}^2$$

En la figura 81, se presenta los esfuerzos admisibles por corte en las losas de fondo y de tapa:

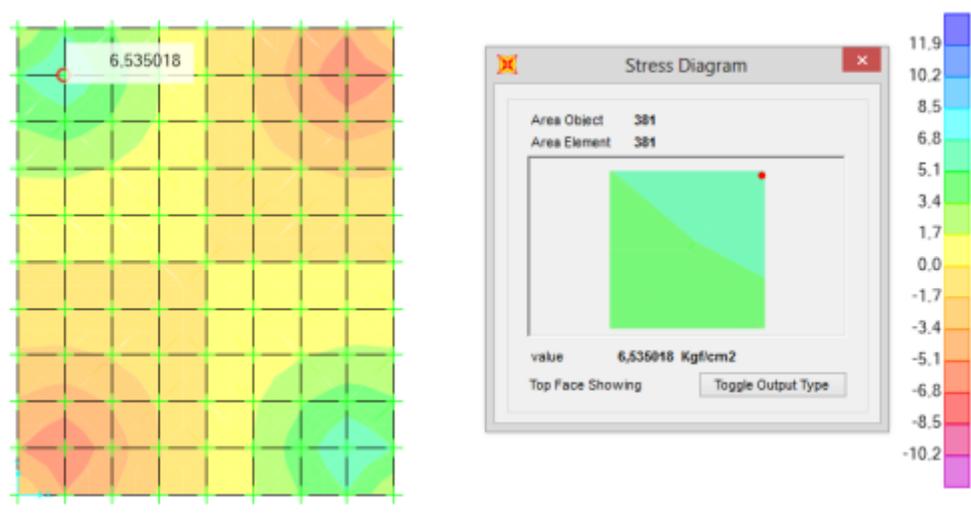


Figura 81.- Diagrama de Esfuerzos de Corte en losas de fondo y de tapa

Fuente. SAP2000 Versión 17.1

Se tiene los esfuerzos por corte en las paredes en la figura 82:

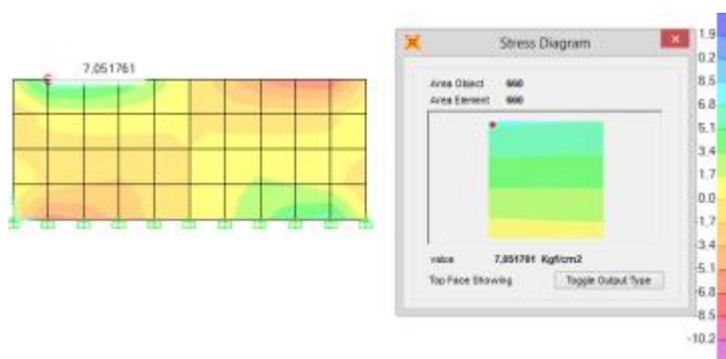


Figura 82.- Diagrama de Esfuerzos de Corte en Paredes

Fuente. SAP2000 Versión 17.1

El esfuerzo cortante máximo es  $= 7.06 \text{ kg/cm}^2$ , el cual se indica en la figura 83:

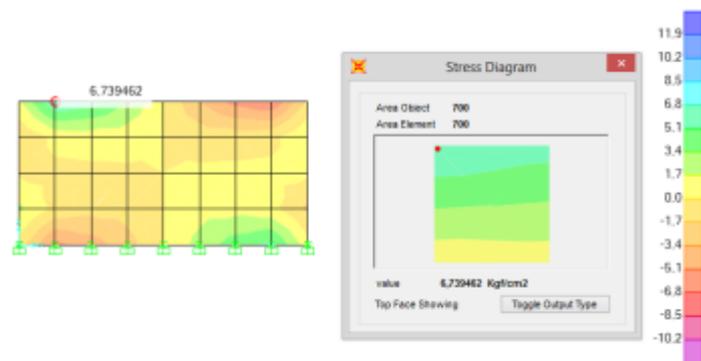


Figura 83.- Máximo valor de Esfuerzo Cortante del Tanque Cisterna

Fuente. SAP2000 Versión 17.1

Por lo tanto, los valores de esfuerzos actuantes por corte en el tanque son menores que el esfuerzo admisible, con lo que se concluye que no es necesario colocar estribos.

## 7.2 CUARTO DE MAQUINAS

### 7.2.1 SISTEMA DE BOMBEO

El catálogo “La serie de bombas Flygt N, 2014” menciona las especificaciones técnicas de las bombas, en base a esto, se contará con dos bombas sumergibles tipo Flygt N de baja capacidad, cada una de ellas capaz de desarrollar un caudal máximo de 100 l/s. Cada bomba cuenta con una conducción de alimentación y una conducción de salida al tanque de distribución, ambas de PVC. Sobre tales conducciones se hallan dispuestas válvulas esclusas de operación manual que permiten regular los caudales que viajan hacia el modelo que se quiere ensayar. La figura 84 indica las bombas que se van a instalar en el Laboratorio:



Figura 84.- Bombas Sumergibles Tipo Flygt N

Fuente. La Serie de Bombas Flygt

### 7.2.1.1 VENTAJAS DE LAS BOMBAS FLYHGT

La serie de bombas Flygt N, 2014. Bombas Auto limpiantes de Alta Eficiencia Sostenida, menciona en su catálogo que las bombas Flygt N superan las aplicaciones más difíciles y cumplen con su cometido. Cada componente se ha diseñado y fabricado para ofrecer una alta eficiencia sostenida.

Gracias a la tecnología N patentada, con su innovativo impulsor autolimpiante, las bombas Flygt N ofrecen el máximo rendimiento total. Abaratarán su factura eléctrica y reducirán los costes de mantenimiento por paradas imprevistas. Los resultados son grandes ahorros a largo plazo. Por lo que se tiene las siguientes ventajas:

- Tecnología patentada
- Diseño innovador
- Alta eficiencia sostenida
- Capacidad de autolimpieza
- Diseño modular

### 7.2.1.2 ESQUEMA DE LAS BOMBAS TIPO FLYGT

Las bombas Flygt N constan de los siguientes componentes indicados en la figura 85:



Figura 85.- Componentes de las Bombas Tipo Flygt

Fuente. La Serie de Bombas Flygt

### 7.2.1.3 SISTEMA AUTOLIMPIANTE

Todas las bombas Flygt tienen las mismas prestaciones de autolimpieza, independientemente del parámetro de servicio.

**1a. etapa.** La mayoría de los objetos sólidos que penetren en la bomba pasarán entre los álabes del impulsor. Si una partícula queda atrapada en alguno de los álabes, se deslizará atrás a lo largo de los bordes curvados, hacia el perímetro de la entrada. (Figura 86)



Figura 86.- Primera Etapa de Autolimpieza

Fuente. La Serie de Bombas Flygt

**2a. etapa.** El objeto sólido se desplaza a lo largo de la punta del álabe, dentro de la ranura. El guide pin en el anillo insertado aparta todos los fragmentos sólidos del centro del impulsor, a lo largo del borde de ataque y a través de la ranura. (Figura 87)



Figura 87.- Segunda Etapa de Autolimpieza

Fuente. La Serie de Bombas Flygt

### 7.2.1.4 RENDIMIENTO

Se presenta en la figura 88 el rendimiento de las bombas, según su modelo:

Rendimiento, 50 Hz

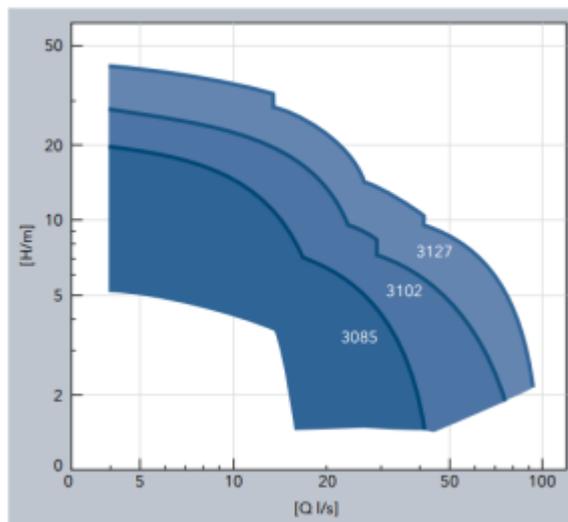


Figura 88.- Rendimiento de Bombas Flygt  
Fuente. La Serie de Bombas Flygt

### 7.2.1.5 EFICIENCIA

En una bomba convencional, cuando entran materias sólidas, por ejemplo fibras, lo más probable es que queden atrapadas en los bordes del impulsor. Esta acumulación de material exigirá más potencia y reducirá la eficiencia. Un aumento en el consumo de potencia significa un incremento en el consumo de energía. La alta eficiencia de las bombas Flygt N se mantiene a lo largo del tiempo debido a su función de autolimpieza, que mantiene el gasto de energía a un mínimo, como se indica en la figura 89.

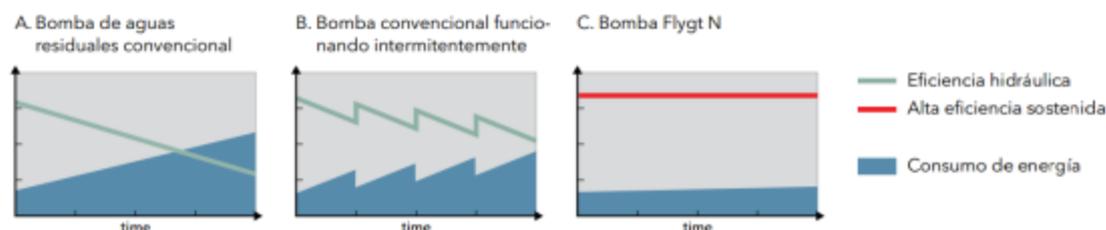


Figura 89.- Eficiencia de las Bombas Flygt  
Fuente. La Serie de Bombas Flygt

### 7.2.1.6 POTENCIA Y TAMAÑO DE LAS BOMBAS

Cuando se selecciona el tipo o tamaño de la bomba, se debe tener en cuenta que la bomba debe abastecer la demanda máxima dentro de los rangos de presiones y caudales, existiendo siempre una bomba adicional para alternar y cubrir entre todas la demanda máxima probable.

Se presenta a continuación en la tabla 88 los valores de potencia y diámetros de la tubería de descarga, según el modelo de la bomba:

Tabla 88.-

Potencia y Diámetros de Tubería de Descarga

POTENCIAS Y TAMAÑOS			
<b>MODELO</b>	<b>3085</b>	<b>3102</b>	<b>3127</b>
<b>POTENCIA (KW)</b>	1,3 - 2,4	3,1 - 4,2	4,7 - 7,4
<b>TUBERÍA DE DESCARGA (mm)</b>	80	80	80
		100	100
		150	150

Fuente. La Serie de Bombas Flygt

### 7.2.1.7 MÉTODO DE INSTALACIÓN

Existen varios métodos de instalación para las bombas tipo Flygt entre estos tenemos:

- NP: Instalación semipermanente en pozo húmedo. La bomba se instala con barra guía doble en una conexión de descarga. (Figura 90)



Figura 90.- Instalación semipermanente en pozo húmedo

Fuente. La Serie de Bombas Flygt

- NS: Instalación semipermanente, independiente. Versión transportable, con conexión a tubería o manguera. (Figura 91)



Figura 91.- Instalación semipermanente, independiente.

Fuente. La Serie de Bombas Flygt

- NT: Instalación vertical permanente en pozo seco en línea, con conexión embridada a tuberías de aspiración y de descarga. (Figura 92)



Figura 92.- Instalación vertical permanente en pozo seco en línea  
Fuente. La Serie de Bombas Flygt

- NZ: Instalación horizontal permanente en pozo seco e en línea, con conexión embridada a tuberías de aspiración y de descarga. (Figura 93)



Figura 93.- Instalación horizontal permanente en pozo seco e en línea  
Fuente. La Serie de Bombas Flygt

- NL: Bomba en instalación semipermanente en una columna vertical de acero u hormigón. (Figura 94)

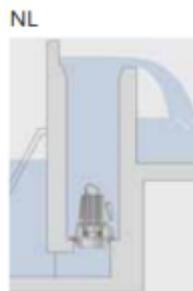


Figura 94.- Bomba en instalación semipermanente en una columna vertical  
de acero u hormigón

Fuente. La Serie de Bombas Flygt

Finalmente, se utilizará el sistema de instalación tipo NT.

## 7.2.2 DIMENSIONAMIENTO DE GRADAS DE INGRESO A LA CÁMARA DE BOMBAS DE BOMBAS

Las gradas de ingreso a la cámara de bombas, se indican en la figura 95:

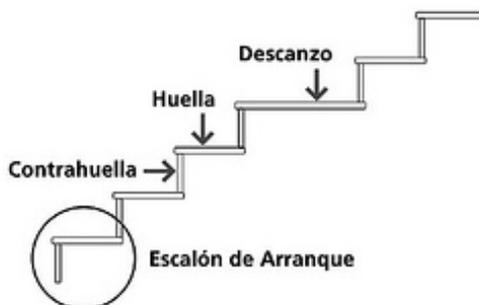


Figura 95.- Gradas de ingreso a la Cámara de Bombas

**Cantidad de escalones**  $150/18=8.33$  asumimos 9 escalones

**Altura de contrahuellas**  $150/9=16.66$  asumimos 17 cm

**Longitud de la huella**  $2CH+1H= 64$  y  $H=64-2*16.7=30.6$  cm

**Ancho de la escalera** 1.5 m

La contrahuella no puede ser mayor a 18 cm ni la huella menor a 28 cm

## 7.3 DISEÑO DE TANQUE DE DISTRIBUCION AL MODELO

Para capacidades pequeñas, como es el caso de los proyectos de modelos hidráulicos a escala, resulta económica la construcción de un reservorio apoyado de forma rectangular sin losa superior.

### 7.3.1 UBICACIÓN DENTRO DEL LABORATORIO

La ubicación está determinada principalmente por la necesidad de distribuir a los modelos hidráulicos. El agua recircula por el canal de aforo, pasa por la trampa de arena, y desde el tanque cisterna mediante el sistema de bombeo, el agua llega a este reservorio.

El llenado del tanque se lo realizará por intermedio de dos tuberías de entrada.

El diámetro está definido por la tubería de conducción, debiendo estar provista de una válvula compuerta de igual diámetro antes de la entrada al reservorio de almacenamiento.

### 7.3.2 DIMENSIONADO DEL TANQUE

Volumen asumido para el diseño ( $V$ ) =  $8 \text{ m}^3$ .

Con el valor del volumen (V) se define un reservorio de sección rectangular cuyas dimensiones son:

- Ancho de la pared (a) = 2.00 m
- Largo de la pared (b) = 4.00 m
- Altura de agua (h) = 1.00m
- Bordo libre (B.L.) = 0.20 m
- Altura total (H) = 1.20 m

El cálculo se realiza cuando el reservorio se encuentra lleno y sujeto a la presión del agua.

En la figura 96, se indican las vistas transversal y longitudinal:

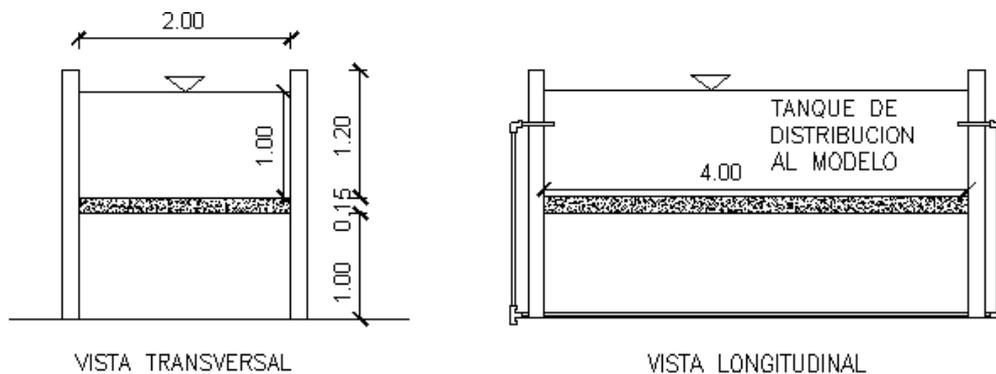


Figura 96.- Vista Transversal y Longitudinal del Tanque de Distribución

### 7.3.3 CÁLCULO DE MOMENTOS (PAREDES)

En el siguiente gráfico (figura 97), se presenta el diagrama de momentos de un marco en el tanque:

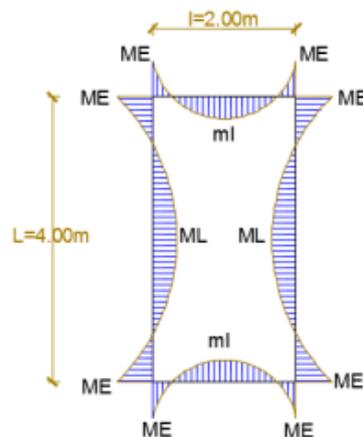


Figura 97.- Diagrama de Momentos de un marco en el Tanque de Distribución

Se indican las fórmulas para el cálculo de los momentos:

$$\text{Presión} = \gamma l * h * \Delta h$$

Dónde:

$$\gamma l = 1.40$$

$$h = 1.00m$$

$$\Delta h = \text{Altura de marco, dovela o anillo} = 0.10m$$

$$k = \frac{2.00}{4.00} = 0.50$$

$$ME = \frac{P(L^2 + k * l^2)}{(k + 1) * 12}$$

$$ML = \frac{PL^2}{8} + ME$$

$$Ml = \frac{Pl^2}{8} + ME$$

En la tabla 89, se indica el resumen de los momentos en el tanque:

Tabla 89.-

Momentos en un marco del Tanque de Distribución

Marco	$\Delta h$ (m)	Presión (t/m)	ME (t*m)	ML (t*m)	MI(t*m)
1	0,1	0,01	0,01	0,04	0,02
2	0,2	0,03	0,03	0,08	0,04
3	0,3	0,04	0,04	0,13	0,06
4	0,4	0,06	0,06	0,17	0,08
5	0,5	0,07	0,07	0,21	0,11
6	0,6	0,08	0,08	0,25	0,13
7	0,7	0,10	0,10	0,29	0,15
8	0,8	0,11	0,11	0,34	0,17
9	0,9	0,13	0,13	0,38	0,19
10	1,00	0,14	0,14	0,42	0,21

Para el diseño estructural de la armadura longitudinal y transversal de las paredes se considera el momento máximo absoluto, por ser una estructura pequeña que dificultaría la distribución de la armadura.

### 7.3.3.1 CHEQUEO DEL ESPESOR

De acuerdo a Rivera (2000), el espesor se calcula mediante el método elástico sin agrietamiento considerando el máximo momento absoluto ( $M = 420 \text{ Kg} * m$ ) con la siguiente relación:

$$e = \left( \frac{6 * M}{ft * b} \right)^{1/2}$$

Siendo:

$$ft = 0.85 * \sqrt{f'c} \rightarrow \text{para } f'c = 240 \frac{kg}{cm^2} \Rightarrow ft = 13.17 \frac{kg}{cm^2}$$

$$b = 1.00m$$

$$e = \left( \frac{6 * 42000}{13.17 * 1.00} \right)^{1/2} \Rightarrow e = 13.83 \text{ cm}$$

Dicho valor es menor que el espesor asumido (15 cm.) y considerando el recubrimiento de 7.5 cm. resulta:  $d = 7.5 \text{ cm}$ .

Para resistir los momentos originados por la presión del agua y tener una distribución de la armadura se considera  $fs = 1400 \text{ Kg/cm}^2$  y  $n = 9$ .

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 * 10^6}{234949.18} \approx 9$$

$$k = \frac{1}{1 + fs/(n * f'c)} \Rightarrow \frac{1}{1 + 1400/(9 * 80)} = 0.3396$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} \Rightarrow 1 - \frac{0.3396}{3} = 0.887$$

Conocido el espesor de 15 cm. y el recubrimiento de 7.5 cm. se define un peralte efectivo  $d = 7.5 \text{ cm}$ . El valor de  $j$  es igual a 0.887 definido con  $k=0.3396$ .

### 7.3.3.2 ARMADURA MÍNIMA

Para determinar el valor de la armadura mínima de las paredes y de la losa de fondo, se considera la siguiente relación:

$$As_{min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 15 = 2.7 \text{ cm}^2/m$$

$$\Rightarrow 1 \phi 10mm @ 25cm$$

### 7.3.3.3 DISTRIBUCIÓN DE LA ARMADURA

De acuerdo a Rivera (2000), para la armadura longitudinal y transversal resulta un momento (ML) igual a 420 kg-m. Para determinar el valor del área de acero de la armadura de las paredes, se considera la siguiente relación:

$$As = \frac{ML}{fs * j * d}$$

Dónde:

- $M$ : Momento máximo absoluto en  $\text{kg}\cdot\text{m}$ .
- $f_s$ : Fatiga de trabajo en  $\text{kg}/\text{cm}^2$ .
- $j$ : Relación entre la distancia de la resultante de los esfuerzos de compresión al centro de gravedad de los esfuerzos de tensión.
- $d$ : Peralte efectivo en  $\text{cm}$ .

Reemplazando valores se tiene:

$$A_s = \frac{420}{1400 * 0.887 * 7.5} = 4.51 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \approx 1 \phi 12\text{mm} @ 25\text{cm}$$

### 7.3.4 CÁLCULO DE MOMENTOS (LOSA DE FONDO)

Asumiendo el espesor de la losa de fondo igual a 0.15m y conocida la altura de agua de 0.8m, el valor de P será:

$$\text{Peso propio del agua} \quad 0.80 * 1000 = 800 \text{ kg}/\text{m}^2$$

$$\text{Peso propio del concreto} \quad 0.15 * 2400 = 360 \text{ kg}/\text{m}^2$$

$$W = 1160 \text{ kg}/\text{m}^2$$

Debido a la acción de las cargas verticales actuantes para una luz interna de  $L = 4.00 \text{ m}$ , se originan los siguientes momentos:

Momento de empotramiento en los extremos:

$$M = -\frac{W * L^2}{192} \Rightarrow -\frac{1160 * 4.00^2}{192} \Rightarrow M = -96.67 \text{ kg} * \text{m}$$

Momento en el centro:

$$M = \frac{W * L^2}{384} \Rightarrow \frac{1160 * 4.00^2}{384} \Rightarrow M = 48.33 \text{ kg} * \text{m}$$

Para losas planas rectangulares armadas con armaduras en dos direcciones, Timoshenko, recomienda los siguientes coeficientes:

Para un momento en el centro = 0.0513

Para un momento de empotramiento = 0.529

Momentos finales:

$$\text{Empotramiento } (M_e) = 0.529 * (-96.67) = -51.14 \text{ Kg} * \text{m}$$

$$\text{Centro } (M_c) = 0.0513 * 48.33 = 2.48 \text{ Kg} * \text{m}$$

#### 7.3.4.1 CHEQUEO DEL ESPESOR

El espesor se calcula mediante el método elástico sin agrietamiento considerando el máximo momento absoluto ( $M = 51.14 \text{ Kg} * \text{m}$ ) con la siguiente relación:

$$e = \left( \frac{6 * M}{ft * b} \right)^{1/2}$$

Siendo:

$$ft = 0.85 * \sqrt{f'c} \rightarrow \text{para } f'c = 240 \frac{kg}{cm^2} \Rightarrow ft = 13.17 \frac{kg}{cm^2}$$

$$b = 1.00m$$

$$e = \left( \frac{6 * 51.14}{13.17 * 1.00} \right)^{1/2} \Rightarrow e = 4.83cm$$

Dicho valor es menor que el espesor asumido (15 cm.) y considerando el recubrimiento de 5 cm. resulta:  $d = 10$  cm.

### 7.3.4.2 DISTRIBUCIÓN DE LA ARMADURA

Para determinar el valor del área de acero de la armadura de la losa de fondo, se considera la siguiente relación:

$$A_s = \frac{M}{f_s * j * d}$$

Dónde:

- $M$ : Momento máximo absoluto en  $kg \cdot m$ .
- $f_s$ : Fatiga de trabajo en  $kg/cm^2$ .
- $j$ : Relación entre la distancia de la resultante de los esfuerzos de compresión al centro de gravedad de los esfuerzos de tensión.
- $d$ : Peralte efectivo en cm.

Reemplazando valores se tiene:

$$A_s = \frac{51.14}{1400 * 0.887 * 10} = 0.42 \frac{cm^2}{m}$$

Se colocará armadura mínima, es decir  $1 \phi 10mm @ 25cm$

### 7.3.5 VERIFICACIÓN DE ESFUERZO CORTANTE

El chequeo por esfuerzo cortante tiene la finalidad de verificar si la estructura requiere estribos o no.

#### 7.3.5.1 PAREDES

La fuerza cortante total máxima ( $V$ ), será:

$$V = \frac{\gamma_a * h^2}{2} = \frac{1000 * 0.80^2}{2} = 320 \text{ kg}$$

El esfuerzo cortante nominal ( $v$ ), se calcula mediante:

$$v = \frac{V}{j * b * d} = \frac{320}{0.887 * 100 * 7.5} = 0.48 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo permisible nominal en el concreto, para muros no excederá a:

$$v_{max} = 0.53\sqrt{f'c} = 0.53\sqrt{240} = 8.21 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, las dimensiones de las paredes por corte satisfacen las condiciones de diseño.

### 7.3.5.2 LOSA DE FONDO

La fuerza cortante máxima (V) es igual a:

$$V = \frac{W * S}{3} = 1546.67 \text{ kg}$$

Donde la luz interna (S) es igual a 4.00 m. y el peso total (W), es igual 1160 Kg/m<sup>2</sup>. El esfuerzo cortante unitario (v) se calcula con la siguiente ecuación:

$$v = \frac{V}{b * d}$$

$$v = \frac{1546.67}{100 * 10} = 1.55 \text{ kg/cm}^2$$

El máximo esfuerzo cortante unitario ( $v_{max}$ ) es:

$$v_{max} = 0.53\sqrt{f'c} = 0.53\sqrt{240} = 8.21 \text{ kg/cm}^2$$

El valor de  $v_{max}$  muestra que el diseño es el adecuado.

### 7.4 CANAL DE AFORO

El canal abierto que va a aforar el agua es una conducción abierta donde el líquido fluye sometido a la presión atmosférica y movido por la pendiente del propio canal. Se indica la geometría del canal de aforo en la figura 98:

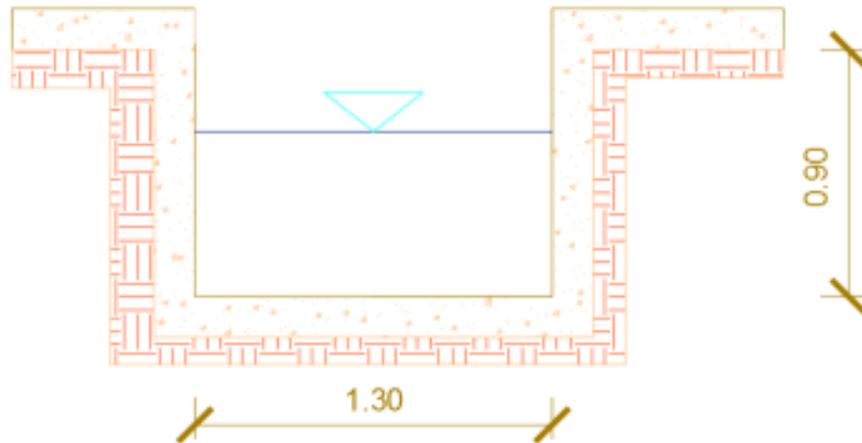


Figura 98.- Geometría del Canal de aforo

A continuación se dan las definiciones de varios elementos geométricos de importancia básica:

**LA PROFUNDIDAD DE FLUJO:** distancia vertical desde el punto más bajo de una sección del canal hasta la superficie libre.

**EL ANCHO SUPERFICIAL:** ancho de la sección del canal en la superficie libre.

**ÁREA MOJADA:** Es la superficie de la sección transversal que ocupa el agua.

**PERÍMETRO MOJADO:** Es la longitud de la pared del canal que está en contacto con el agua.

**RADIO HIDRAULICO:** Es la relación existente entre el área mojada y el perímetro mojado del canal.

**PENDIENTE DEL CANAL:** Se define como la altura que desciende el canal por metro lineal, se puede expresar en % y en tanto por mil.

#### 7.4.1 CRITERIOS DE DISEÑO

A continuación se indica en la tabla 90 el coeficiente de rugosidad, de acuerdo al tipo de canal:

Tabla 90.-

Coeficiente de Rugosidad de Manning

TIPO DE CANAL	COEFICIENTE (n)
<b>CONDUCTOS PARCIALMENTE LLENOS</b>	
Vidrio	0,01
Cemento	0,011
Mortero	0,013
Hormigón	0,013
Cerámica	0,014
Ladrillo	0,015
Mampostería	0,025
<b>CANALES ABIERTOS REVESTIDOS O ACUEDUCTOS</b>	
Metal	0,013
Cemento	0,011
Mortero	0,013
Hormigón acabado a llana	0,013
Hormigón acabado en bruto	0,017
Ladrillo	0,015
Mampostería	0,025

Fuente. Muñoz, Luis

El valor adoptado de rugosidad es 0.013 correspondiente a hormigón acabado a llana.

#### **7.4.1.1 CRITERIOS DE ESPESOR DE REVESTIMIENTO**

No existe una regla general para definir los espesores del revestimiento de concreto, sin embargo según la experiencia acumulada en la construcción de canales en el país, se puede usar un espesor de 5 a 7.7 cm para canales pequeños y medianos, y 10 a 15 cm para canales medianos y grandes, siempre que estos se diseñen sin armadura.

#### **7.4.2 VELOCIDAD MINIMA PERMISIBLE**

Esta es la menor velocidad que no permite el inicio de sedimentos y que impide el crecimiento de musgo o de plantas acuáticas. Este valor no es encontrado con facilidad, además de ser un valor incierto.

Para aguas que no tengan limos o para flujos previamente decantados, este factor es prácticamente despreciable, excepto por su efecto en el crecimiento de plantas. En general se recomiendan adoptar una velocidad media de 0,6 a 0,9 m/s.

#### **7.4.3 VELOCIDAD MÁXIMA PERMISIBLE**

La U.S. BUREAU OF RECLAMATION, recomienda que para el caso de revestimiento de canales de hormigón no armado, las velocidades no deben exceder de 3.0 m/s para evitar la posibilidad de que el revestimiento se levante.

#### **7.4.4 INGRESO DE DATOS EN HCANALES**

Para el diseño, se determina el caudal mediante los parámetros antes mencionados con la ayuda del Software Hcanales Versión 3.0, la cual se indica en la figura 99, de igual manera se determina el cálculo del tirante crítico indicado en la figura 100:

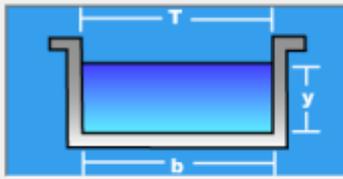
Cálculo del caudal, sección trapezoidal, rectangular, triangular

Lugar: <input type="text" value="Sangolquí"/>	Proyecto: <input type="text" value="Laboratorio Modelación Hidr."/>
Tramo: <input type="text" value="ESPE"/>	Revestimiento: <input type="text" value="Hormigón"/>

**Datos:**

Tirante (y):	<input type="text" value="0.8"/>	m
Ancho de solera (b):	<input type="text" value="1.3"/>	m
Talud (Z):	<input type="text" value="0"/>	
Coefficiente de rugosidad (n):	<input type="text" value="0.013"/>	
Pendiente (S):	<input type="text" value="0.0067"/>	m/m



**Resultados:**

Caudal (Q):	<input type="text" value="3.3054"/>	m <sup>3</sup> /s	Velocidad (v):	<input type="text" value="3.1782"/>	m/s
Area hidráulica (A):	<input type="text" value="1.0400"/>	m <sup>2</sup>	Perímetro (p):	<input type="text" value="2.9000"/>	m
Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="0.3586"/>	m	Espejo de agua (T):	<input type="text" value="1.3000"/>	m
Número de Froude (F):	<input type="text" value="1.1345"/>		Energía específica (E):	<input type="text" value="1.3148"/>	m·Kg/Kg
Tipo de flujo:	<input type="text" value="Subcrítico"/>				



Figura 99.- Cálculo del caudal en el canal de aforo

Fuente. Hcanales Versión 3.0

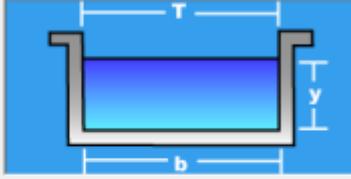
Cálculo del Tirante Crítico sección Trapezoidal, Rectangular, Triangular

Lugar: <input type="text" value="Sangolquí"/>	Proyecto: <input type="text" value="Lab. Modelación Hidráulica"/>
Tramo: <input type="text" value="ESPE"/>	Revestimiento: <input type="text" value="Hormigón"/>

**Datos:**

Caudal (Q):	<input type="text" value="3.3054"/>	m <sup>3</sup> /s
Ancho de solera (b):	<input type="text" value="1.3"/>	m
Talud (Z):	<input type="text" value="0"/>	



**Resultados:**

Tirante crítico (y):	<input type="text" value="0.8702"/>	m	Perímetro (p):	<input type="text" value="3.0404"/>	m
Area hidráulica (A):	<input type="text" value="1.1313"/>	m <sup>2</sup>	Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="0.3721"/>	m
Espejo de agua (T):	<input type="text" value="1.3000"/>	m	Velocidad (v):	<input type="text" value="2.9218"/>	m/s
Número de Froude (F):	<input type="text" value="1.0000"/>		Energía específica (E):	<input type="text" value="1.3053"/>	m·Kg/Kg

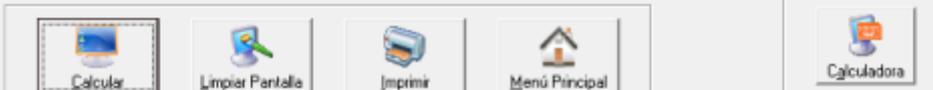


Figura 100.- Cálculo del tirante crítico en el canal de aforo

Fuente. Hcanales Versión 3.0

Por lo tanto, en el canal abierto de flujo supercrítico (1.0535) mayor a 1, con una velocidad de flujo de 2.9218 m/s, a través de las fórmulas de

Manning posee un caudal de  $3.3054 \text{ m}^3/\text{s}$  y se producen pérdidas de carga de 1.30m.

#### 7.4.5 REJILLAS

Se colocarán sobre el canal serán de hierro fundido, en disposición horizontal en relación al sentido principal del flujo, de sección circular de diámetro 20mm. La separación de las barras en las rejillas es 50 mm.

Generalmente se adopta rejillas de dimensiones rectangulares. Por proceso de fabricación industrial, se fabrica en dimensiones de 1.00m x 1.30m, como se indica a continuación en la figura 101:

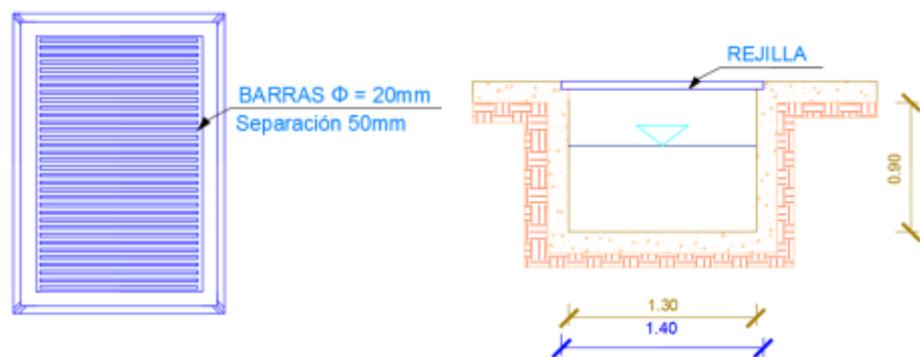


Figura 101.- Medidas y Ubicación de Rejillas

#### 7.5 TRAMPA DE ARENA

La sedimentación es un proceso muy importante. Las partículas que se encuentran en el agua pueden ser perjudiciales en los sistemas o procesos de tratamiento ya que elevadas turbiedades inhiben los procesos biológicos y se depositan en el medio filtrante causando elevadas pérdidas de carga y deterioro de la calidad del agua.

La función principal de esta obra es la remoción de las partículas más finas, para mejorar la eficiencia de todos los componentes del sistema de recirculación de agua.

La descarga se la realizará por intermedio de una válvula, hacia una caja de revisión exterior.

##### 7.5.1 CRITERIOS DE DISEÑO

- El fondo de la unidad debe tener una pendiente de 2% para facilitar el deslizamiento del sedimento.
- La profundidad será entre 1.20m.

## 7.5.2 DIMENSIONAMIENTO

Determinar las dimensiones de largo L (m), ancho B (m) y altura h (m) de manera tal que se cumplan las relaciones o criterios mencionados anteriormente. Mediante el siguiente esquema, se aprecia las dimensiones de la trampa de arena (figura 102).

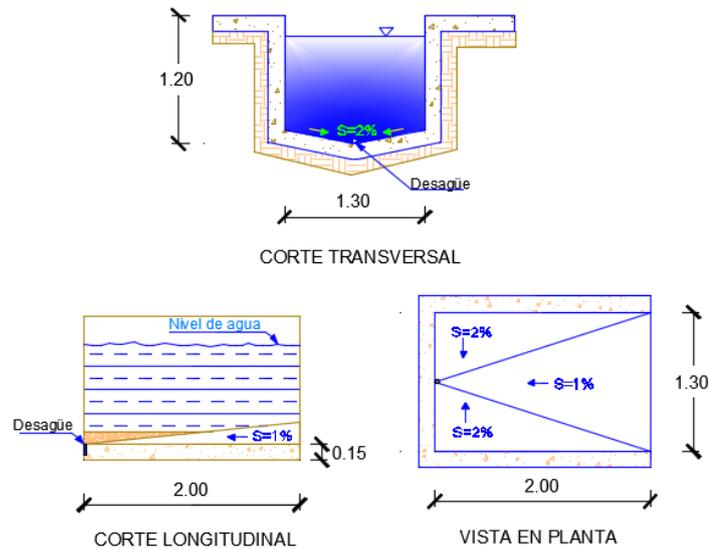


Figura 102.- Cortes y Vista en planta de la trampa de arena

## 7.6 PERDIDAS DE CARGA

### 7.6.1 EN EL SISTEMA DE BOMBEO

#### 7.6.1.1 PÉRDIDAS POR FRICCIÓN ( $h_f$ )

Se considera tubería de 6" equivalente a 0.1524m y una longitud de tubería de 1.25m medida desde el nivel de suministro hasta el eje de la bomba.

$$h_f = \left( \frac{Q}{0.28 * C * D^{2.63}} \right)^{1/0.54} * L$$

$$h_f = \left( \frac{0.1}{0.28 * 140 * 0.1524^{2.63}} \right)^{1/0.54} * 1.25 \Rightarrow h_f = 0.19m$$

#### 7.6.1.2 PÉRDIDAS LOCALES ( $h_l$ )

Para que el agua llegue libremente desde el tanque cisterna al tanque de distribución se considera una velocidad de 2 m/s.

$$h_l = \frac{V^2}{2 * g} * K$$

Para determinar el valor de K se utiliza la tabla 91 que está en función de



- Columna Estática Total (d).- es la distancia vertical entre el nivel de suministro y el nivel de descarga libre del líquido.
- Columna de Velocidad (hv).- es la distancia de caída necesaria para que un líquido adquiriera una velocidad dada.

#### 7.6.2.1 PÉRDIDAS POR FRICCIÓN ( $h_f$ )

$$h_f = \left( \frac{0.1}{0.28 * 140 * 0.1524^{2.63}} \right)^{1/0.54} * 3.45 \Rightarrow h_f = 0.52m$$

#### 7.6.2.2 PÉRDIDAS LOCALES ( $h_l$ )

Para determinar el valor de K se utiliza la tabla 92 que está en función de los accesorios instalados (se presenta en el anexo 4, los coeficientes para calcular las pérdidas locales por accesorios)

Tabla 92.-

Pérdidas locales en la descarga

PIEZA	K	CANTIDAD	TOTAL
VÁLVULA COMPUERTA	0,20	1	
VALVULA CHECK	2,50	1	10,20
(TE) PASO DIRECTO	0,60	2	
CODO DE 90° (TIPO RECTO)	0,90	7	

$$h_l = \frac{2.00^2}{2 * 9.8} * 10,20 = 2.08m$$

#### 7.6.2.3 PÉRDIDAS POR DESCARGA ( $ed$ )

$$ed = h_f + h_l = 0.52 + 2.73 = 3.25 m$$

#### 7.6.2.4 COLUMNA DE VELOCIDAD ( $h_v$ )

$$h_v = \frac{V^2}{2 * g} = 0.20m$$

#### 7.6.3 COLUMNA TOTAL (H)

Diferencia entre las columnas de descarga y de succión

$$H = c + ed + h_v - (b - es)$$

$$H = 3,45 + 3,25 + 0,20 - (0,25 - 0,33) = 6.98m$$

La presión satisface las condiciones de la instalación al ser mayor o igual a 6 m.c.a. que es la presión requerida según normas.

Para verificar la potencia de la bomba se tienen los siguientes datos:

- $Q = 100 l/s$

- La altura de columna de agua, tomada desde el nivel donde se encuentran ubicadas las bombas hasta el nivel máximo de agua del tanque de distribución es igual a 6 *m. c. a.*
- Se considera una eficiencia máxima del 80%

Aplicando la ecuación para determinar la potencia de la bomba se tiene:

$$P = \frac{Q * H}{\xi}$$

Reemplazando valores se tiene la potencia de la bomba en (HP):

$$P = \frac{100 * 6.98}{80} = 8.7 \text{ HP}$$

Esta es la potencia de la bomba, por tal motivo se contará con dos bombas sumergibles tipo Flygt, cada una de ellas capaz de desarrollar un caudal máximo de 100 l/s. Cada bomba cuenta con una conducción de abastecimiento al tanque de distribución, ambas de PVC de alta presión de 6". Sobre tales conducciones se hallan dispuestas válvulas esclusas de operación manual que permiten regular los caudales que viajan hacia el modelo que se quiere ensayar.

#### 7.6.4 NPSHD (NET POSITIVE SUCTION HEAD)

También conocido como ANPA (Altura Neta Positiva en la Aspiración) y se la define como la energía que tiene el líquido en la toma de aspiración de la bomba independientemente del tipo de bomba y por encima de la energía del líquido debido a su presión de vapor, se calcula con la expresión:

$$NPSHD = Z_1 + \frac{PA - PV}{\gamma} * 10 - hf$$

Dónde:

Z1= Columna estática de succión

PA= Presión Atmosférica de la localidad

PV= Presión de Vapor a la temperatura del liquido

$\gamma$ =Gravedad específica

hf= Perdidas por fricción en la tubería de succión

Para determinar las presiones PA y PV se utilizan las tablas 93 y 94:

Tabla 93.-

Valores de la Presión Atmosférica

ALTURA SOBRE EL NIVEL DEL MAR (msnm)	PA (Kg/cm <sup>2</sup> )	MTEROS DE AGUA 23,9°C
0	1,033	10,33
610	0,963	9,63
914	0,928	9,28
1219	0,893	0,93
1524	0,858	8,58
1829	0,83	8,3
2134	0,795	7,95
2438	0,766	7,66
2743	0,738	7,38
2048	0,71	7,1

Fuente. Carrera, José

Tabla 94.-

Propiedades del Agua a la Presión de Saturación

TEMPERATURA °C	PRESIÓN DE VAPOR (Kg/cm <sup>2</sup> )	GRAVEDAD ESPECÍFICA
0	0,006	0,9999
5	0,009	1
10	0,013	0,9997
20	0,024	0,9982
32,2	0,049	0,995
43,3	0,09	0,9906
54,4	0,156	0,9857
60	0,203	0,9833
71,1	0,333	0,9773
82,2	0,528	0,9702
93,3	0,811	0,9632

Fuente. Carrera, José

El valor de la presión atmosférica para Sangolquí de acuerdo a la tabla 93 es igual a 0,738.

El valor de la presión de vapor para Sangolquí de acuerdo a la tabla 94 es igual a 0,024 y la gravedad específica es 0,9982.

Reemplazando valores se tiene:

$$NPSHD = 1,25 + \frac{0,738 - 0,024}{0,9982} * 10 - 0,52$$

$$NPSHD = 7,88m$$

El valor de *NPSHD* es recomendado, por lo tanto no existen problemas de cavitación en las bombas.

## **CAPITULO VIII**

### **INSTRUMENTACIÓN Y EQUIPOS**

Es evidente que el tamaño y características del Laboratorio dependen del tipo y características de los equipos por instalar. Se debe considerar que mientras más grandes o la complejidad de los equipos, más altos serán los costos de operación, refacciones y mantenimiento.

Las instalaciones básicas para el Laboratorio serán:

- Obra civil
- Sistema de almacenamiento y circulación de agua
- Sistema de bombeo
- Instrumentación para medición
- Instrumentación para área didáctica
- Taller de carpintería

La obra civil consta de una estructura metálica que albergará todas las instalaciones del Laboratorio, el sistema de almacenamiento y circulación de agua, al igual que el sistema de bombeo, se lo ha calculado detallado en los apartados anteriores.

La instrumentación para medición se enumera a continuación:

#### **8.1 INSTRUMENTACIÓN PARA MEDICIÓN**

##### **8.1.1 DISPOSITIVOS DE MEDICIÓN FIJOS**

###### **8.1.1.1 LIMNÍMETROS**

Permiten conocer diferentes niveles de agua. Es necesario un limnómetro dispuesto sobre el canal de aforo, tres limnómetros en la zona de los modelos, y tres más en la zona de aguas abajo. Constan de un tubo circular de vidrio interconectado a la zona que se desea medir, sobre el que se dispone el limnómetro que es del tipo a cremallera, con precisión de 0.1 mm.

###### **8.1.1.2 TABLEROS MULTIPIEZOMÉTRICOS**

Corresponden a las distintas partes de un modelo como vertederos, canales de restitución, rápidas, saltos esquí, etc. Permiten conocer las presiones estáticas de agua. Cada toma piezométrica es un pequeño tubo de acrílico interconectado a la zona que se mide, apoyado sobre una escala graduada en milímetros. (Tomado de Laboratorio Hidráulica Universidad

Nacional de Córdoba)

## 8.1.2 DISPOSITIVOS DE MEDICIÓN MÓVIL

### 8.1.2.1 MEDIDOR DE FLUJO ACÚSTICO Y DIGITAL

Es un instrumento de alta precisión utilizado para medir las tres componentes del vector velocidad. En el Laboratorio se recomienda el modelo OTT ADC de 6 MHz. (figura 104)



Figura 104.- Velocímetro de flujo acústico y digital

Fuente. OTT, Sistema acústico para la medición del caudal ADC

### 8.1.2.2 MICRO MOLINETE

Es un medidor de corrientes bajas, con velocidades medias en canales abiertos, en un rango de 0,025m/s a 5.0m/s, sería de uso general tanto para el campo y laboratorio. Se recomienda el Micro Molinete modelo C2. (Figura 105)

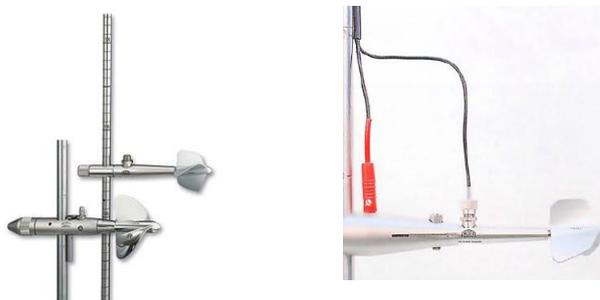


Figura 105.- Micro Molinete

Fuente. OTT, Instrucciones de Manejo Molinete C2

### 8.1.2.3 TUBO DE PITOT

El tubo Pitot es un instrumento destinado a la medición del caudal a través de la cuantificación de la velocidad del flujo. Se recomienda tres

opciones de tubos Pitot, de 150mm, 300mm y 450mm de la firma Armfield. (Figura 106)



Figura 106.- Tubo de Pitot

Fuente. Página Oficial de Armfield

#### 8.1.2.4 SENSOR DE RADAR

Es un sensor para medir, sin contacto físico directo, el nivel de las aguas superficiales. Para calcular el nivel del agua emplea la tecnología de radar por impulsos. Este procedimiento de medición sin contacto físico o directo de bajo consumo hace que no le afecten las influencias exteriores como la temperatura o la suciedad del agua y garantiza unos resultados de medición con mayor precisión y fiabilidad.

Su consumo de energía tan reducido, el amplio margen de suministro de energía y las interfaces estándares hacen al sensor especialmente flexible. Puede conectarse sin problemas a cualquier registrador de datos y a cualquier sistema de transmisión de datos a distancia.

Gracias a su amplio margen de medición de hasta 35 metros, puede medir de manera precisa incluso a una mayor distancia.

Su carcasa estable, relativamente ligera y resistente a las inundaciones es fácil de montar. Se recomienda el sensor de radar OTT RLS (Radar Level Sensor). (Figura 107)



Figura 107.- Sensor de Radar

Fuente. Jalil, J.

### 8.1.2.5 PIEZÓMETROS

Instrumentos para registro de presiones puntuales medias representativas en un período de tiempo. Rango desde  $-0,02 \text{ kg/cm}^2$  a  $0,08 \text{ kg/cm}^2$ . Estos son Instrumentos que sirven para medir presión o carga de presión. (Figura 108)



Figura 108.- Piezómetro

Fuente. Página Oficial de Armfield

### 8.1.2.6 MEDIDORES DE PRESIÓN PORTÁTIL

Instrumentos que registran en tiempo real los valores de presión relativa o presiones diferenciales. Se recomienda los modelos H12-8 de 2000mBar y H12-9 de 140mBar. (Figura 109)



Figura 109.- Medidor de Presión Portátil

Fuente. Jalil, J.

### 8.1.2.7 SISTEMA PIV LASER PARA MEDICIÓN Y VISUALIZACIÓN DE CAUDAL Y VELOCIDAD

Este dispositivo utiliza la velocimetría de imágenes de partículas para medir las velocidades del fluido en múltiples puntos, el software intuitivo proporciona una amplia gama de funciones de procesamiento, visualización y grabación tanto para velocidad como para los datos estadísticos derivados. Se recomienda el modelo H41-1 del fabricante Armfield. (Figura 110)

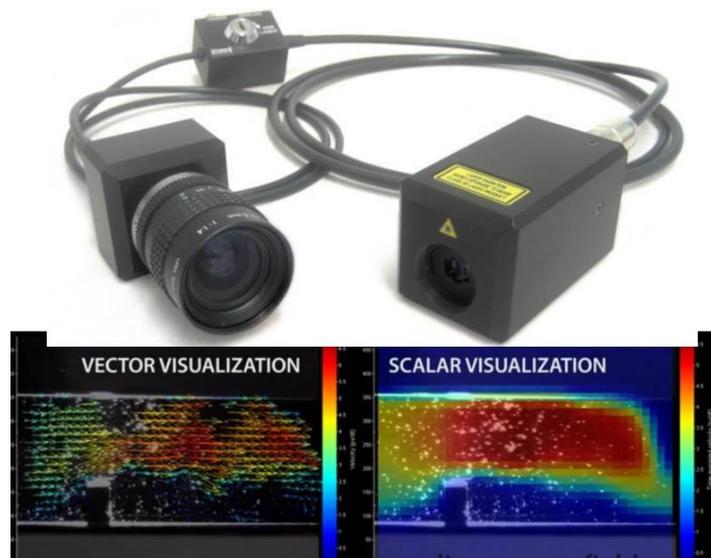


Figura 110.- Sistema PIV laser para medición y visualización de caudal y velocidad

Fuente. Página Oficial de Armfield

## 8.2 EQUIPAMIENTO DEL LABORATORIO PARA ÁREA DIDÁCTICA

Para la realización de prácticas estudiantiles de hidráulica básica se requerirá de los siguientes instrumentos

### 8.2.1 VERTEDEROS DE PARED DELGADA NORMALIZADOS: TRIANGULARES Y RECTANGULARES

Este tipo de instrumentos serán construidos específicamente para adaptarse a la forma y ubicación de las secciones transversales. Tendrán un rango: variable hasta 1000 l/s. Precisión: 0.1 l/s. (Figura 111)



Figura 111.- Vertederos de pared delgada normalizados

Fuente. Página Oficial de Armfield

### 8.2.2 MEDIDOR DE PÉRDIDAS DE FRICCIÓN DEL FLUJO

Este equipo hace posible una amplia gama de mediciones, demostraciones y ejercicios de formación: La Unidad de medición de fricción de fluido de Armfield ofrece posibilidades para el estudio detallado de las pérdidas de carga de fricción de fluido producidas cuando un fluido incompresible fluye a través de tuberías, accesorios y dispositivos de medición de flujo. (Figura 112)

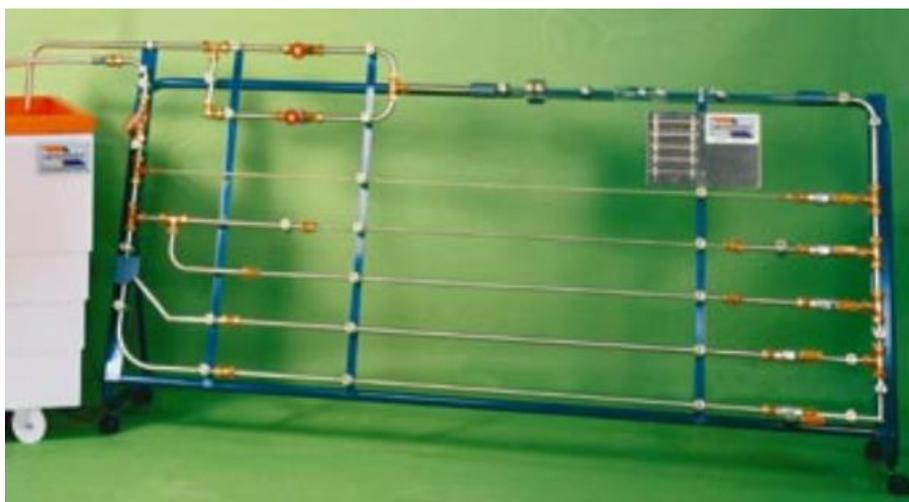


Figura 112.- Equipo para medición de pérdidas en tuberías y accesorios

Fuente. Página Oficial de Armfield

### 8.2.3 MEDIDOR DE CENTRO DE PRESIÓN

Ha sido diseñado para determinar el empuje estático ejercido por un fluido sobre un cuerpo sumergido y contrastarlo con las predicciones teóricas habituales. (Figura 113)



Figura 113.- Centro de Presión

### 8.2.4 TABLERO PARA MEDICIÓN DE PÉRDIDAS DE ALTURA PIEZOMÉTRICA

La unidad permite configurar rápidamente situaciones sencillas de flujo tridimensional y realizar mediciones de niveles piezométricos en lugares apropiados dentro del modelo. (Figura 114)



Figura 114.- Tablero para medición de pérdidas de altura piezométrica

### 8.2.5 CANALES DE FLUJO

Según Armfield (2015), Una sección de elevación del lecho dentro del canal y los modelos de diversas estructuras hidráulicas, permite analizar y hacer claras demostraciones de conceptos complejos de flujo crítico, velocidad, profundidad y cambios de energía. Los modelos provistos son vertedero de admisión inferior, vertedero de admisión superior, vertedero de pared estrecha, vertedero de pared ancha, vertedero de cimacio y alcantarilla. En todos los casos pueden investigarse los efectos de los cambios en el nivel del agua, tanto aguas arriba como aguas abajo.

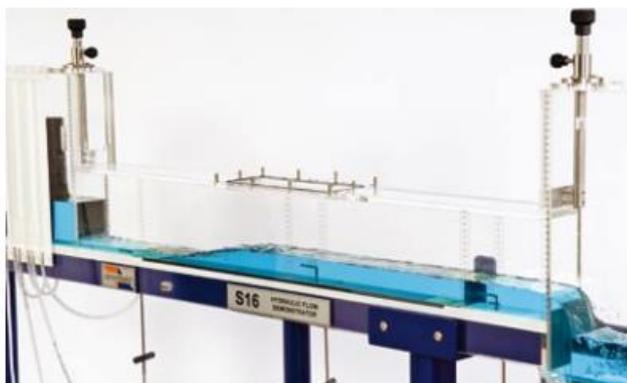


Figura 115.- Canales de flujo

Fuente. Página Oficial de Armfield

### 8.3 INSTALACIONES ADICIONALES

Se dispondrá de un taller de carpintería con el equipamiento requerido para construir modelos a escala, el cual contará con lo siguiente: sierras de cinta, sierras radiales, canteadora, cepilladora, torno, soldador de cintas, caladora, esmeriles, amoladoras, horno para moldear en acrílico y herramientas menores. A continuación se indica en la figura 116, algunos aparatos para el área de carpintería



Figura 116.- Taller de Carpintería

#### 8.3.1 CAPACITACION

Se requerirá capacitar al equipo de profesionales que se encargaran de la operación del laboratorio específicamente en el área de modelos hidráulicos para poder operar con precisión y obtener resultados confiables.

## CAPITULO IX

### ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

#### 9.1 INTRODUCCION

En nuestro caso el análisis de precios unitarios va a ser referenciado a los precios que tiene la Cámara de Construcción de Quito, se tomó como costos indirectos el 20% del total, además las cantidades serán verificadas en el momento de realizar la obra.

#### 9.2 OBRA CIVIL: ESTRUCTURA METALICA

A continuación se realiza el cálculo de la cantidad de los diferentes perfiles que se necesitan para la construcción del Laboratorio, que consta de 6 pórticos de similar geometría.

El largo nominal de los perfiles estructurales comerciales es de 6m de longitud

El análisis se lo realizó tomando en cuenta solamente la mitad del pórtico, ya que es simétrico y para lo cual se requiere de la longitud de los miembros, así como su longitud acumulada, como se detallan a continuación en la tabla 95.

Tabla 95.-

Número de perfiles por tipo

CANAL U 150 * 50 * 3 mm				
MIEMBRO DEL PÓRTICO	SECCIÓN DEL PÓRTICO	LONGITUD DEL PERFIL (m)	LONGITUD ACUMULADA (m)	# PERFILES
<b>COLUMNA</b>	• CANAL EXTERNO	5	5	1
<b>ALERO</b>	• CANAL EXTERNO	2,21	7,21	2
<b>RODILLA</b>	• CANAL EXTERNO	0,57	7,78	2
	• DIAGONAL (2)	2,28	10,06	2
<b>VIGA</b>	• CANAL EXTERNO	7,73	17,79	3
	• CUMBRERO (2)	3,32	21,11	4
	• CANAL INTERNO	7,51	28,62	5
	<b># TOTAL PERFILES/PÓRTICO</b>		57,24	10
	<b># TOTAL DE PERFILES</b>		<b>343,44</b>	<b>58</b>

CONTINÚA



<b>CANAL U 150 * 50 * 4 mm</b>				
<b>MIEMBRO DEL PÓRTICO</b>	<b>SECCIÓN DEL PÓRTICO</b>	<b>LONGITUD DEL PERFIL (m)</b>	<b>LONGITUD ACUMULADA (m)</b>	<b># PERFILES</b>
<b>COLUMNA</b>	• CANAL INTERNO	5,04	5,04	1
	<b># TOTAL PERFILES/PÓRTICO</b>		10,08	2
	<b># TOTAL DE PERFILES</b>		<b>60,48</b>	<b>11</b>
<b>ÁNGULO L 30 * 30 * 3 mm</b>				
<b>MIEMBRO DEL PÓRTICO</b>	<b>SECCIÓN DEL PÓRTICO</b>	<b>LONGITUD DEL PERFIL (m)</b>	<b>LONGITUD ACUMULADA (m)</b>	<b># PERFILES</b>
<b>COLUMNA</b>	• CELOSÍA DIAGONAL (2)	16,66	16,66	3
	• CELOSÍA HORIZONTAL (2)	14,28	30,94	5
<b>RODILLA</b>	• CELOSÍA DIAGONAL (2)	2,32	33,26	6
	• CELOSÍA VERTICAL (2)	1,8	35,06	6
<b>VIGA</b>	• CELOSÍA DIAGONAL (2)	25,62	60,68	10
	• CELOSÍA HORIZONTAL (2)	23,7	84,38	15
	<b># TOTAL PERFILES/PÓRTICO</b>		168,76	29
	<b># TOTAL DE PERFILES</b>		<b>1012,56</b>	<b>169</b>

### 9.2.1 RESUMEN DE MATERIALES ESTRUCTURA METÁLICA

A continuación se resumen de la cantidad de materiales que necesitan para la construcción del Laboratorio (ver tabla 96 y 97), que consta de 6 pórticos de similar geometría.

Tabla 96.-

Resumen y Precios de Materiales Estructura Metálica

<b>PÓRTICO METÁLICO</b>	<b>CANT.</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>PRECIO TOTAL</b>
CANAL U 150 * 50 * 3 MM	1943,87	kg	4,20	8164,26
CANAL U 150 * 50 * 4 MM	449,97	kg	4,20	1889,88
ÁNGULO L 30 * 30 * 3 MM	1316,33	kg	4,20	5528,59
CORREAS G 150 * 50 * 20 * 4 MM TENSORES 16MM FY=4200 KG/CM2	2318,40	kg	4,20	9737,28
TUBO RECTANGULAR 75 * 75 * 3 MM	143,10	kg	2,06	294,79
PERNOS DE ANCLAJE 16MM	268,40	kg	4,20	1127,28
PLANCHA ASTM A36 1800 * 2440 * 8 MM	72,00	u	1,08	77,76
	551,64	kg	4,85	2675,45

Tabla 97.-

## Resumen y Precios de Materiales de Cubierta

MATERIALES DE CUBIERTA	CANT.	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
CUMBRERO PREPINTADO E=0.40MM ANCHO ÚTIL =610MM	32,79	m	6,36	208,54
PERNOS PARA CUBIERTA CUBIERTA GALVALUMEN PREPINTADA E= 0,45 MM ANCHO UTIL 1030 MM	84,00	u	1,08	90,72
KNALUM K7	369,00	m2	47,00	17343,00
	20,00	m	10,53	210,60

Se indica en el anexo 5, el resumen de materiales y el costo total de la obra civil.

### 9.3 SISTEMA DE ALMACENAMIENTO, CIRCULACIÓN Y BOMBEO

Es un sistema de circulación del flujo de agua con sus respectivos accesorios, puntos de toma, y reguladores de flujo para los ensayos. Se detallan los componentes y sus precios en el anexo 6.

### 9.4 INSTRUMENTACIÓN PARA MODELACIÓN

La instrumentación cotizada corresponde a la empresa JJ&H ubicada en la ciudad de Quito, el valor de cada equipo se detallan en el anexo 7 y sus especificaciones técnicas en el anexo 11.

### 9.5 EQUIPOS ÁREA DIDÁCTICA

Los equipos han sido cotizados con su valor en el mercado, corresponden a la empresa JJ&H, y se adjuntan en el anexo 8.

### 9.6 INSTALACIONES ADICIONALES

Para la construcción de los modelos hidráulicos se dispondrá de un taller de carpintería con todos los accesorios para fabricarlos. Además se deberá tomar en cuenta costos por capacitación para el personal dedicado a las simulaciones hidráulicas. (Ver anexo 9).

Finalmente, se indica en el anexo 10, los costos de inversión totales.

## CAPITULO X

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 10.1 CONCLUSIONES

- Estructuralmente el Laboratorio se diseñó considerando todas las cargas posibles, tales como: muerta, viva, viento, granizo, sísmica; cumpliendo con las verificaciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015.
- Es importante la creación de espacios para la investigación, como en este caso de la modelación hidráulica, ya que para la Universidad de las Fuerzas Armadas – ESPE, el disponer de un Laboratorio de Hidráulica con la capacidad de investigar modelos hidráulicos es de suma importancia académica, tecnológica y económica, participando activamente en la creación de Proyectos Hídricos de acuerdo a la Nueva Matriz Productiva Ecuatoriana.
- Se debe contar con la cantidad de agua suficiente que permita abastecer al tanque cisterna para la reserva de agua para la modelación y para emergencias como incendios.
- El permanente desarrollo de la humanidad tanto en el ámbito rural como urbano, impone cada vez nuevos retos y nuevas restricciones en la implementación de obras hidráulicas requeridas para la solución de los problemas cotidianos, como abastecimiento de agua y electricidad, es por eso que se debe simular mediante modelos estas grandes obras antes de construirlas.
- Al simular los fenómenos naturales en modelos hidráulicos, es importante no desperdiciar este recurso. Para ello se ha diseñado el sistema de circulación, donde el agua es aprovechada al máximo y no existen pérdidas considerables.
- La instrumentación básica recomendada permitirá con la investigación de modelos y la ejecución de prácticas de Laboratorio a los estudiantes de la Carrera de Ingeniería Civil.
- El costo total es la suma entre: obras civiles, compra de instrumentación y equipos para la modelación y área didáctica, taller

de carpintería y capacitación de personal, este monto debe ser considerado una inversión que se recuperará con la creación de los futuros modelos hidráulicos.

## **10.2 RECOMENDACIONES**

- Seguir las recomendaciones estructurales planteadas en este trabajo para asegurar el normal funcionamiento y disminuir los riesgos propios de una construcción en una zona sísmica.
- Iniciar lo más pronto posible la construcción del Laboratorio de Modelos Hidráulicos en base a los planos desarrollados en este proyecto.
- Adquirir todos los equipos del listado mínimo presentado para el inicio de las investigaciones de modelos hidráulicos.
- Continuar con el diseño de las siguientes etapas del Laboratorio de Modelos Hidráulicos.
- Realizar mantenimientos periódicos en las instalaciones del sistema de circulación, ya que la acumulación de arena exigirá más potencia y reducirá la eficiencia de la bomba.

**ANEXOS**

**ANEXO 1**

**REGISTRO FOTOGRAFICO DE ENSAYO SPT**





**ANEXO 2****CARGA MUERTA: PESOS DE LOS MATERIALES**

Material	Peso Unitario KN/m <sup>3</sup>
<b>A. Rocas</b>	
Basalto	29.0 -30.0
Basalto	26.0 -28.0
Andesita	26.0 -28.0
Sienita	27.0 -29.0
Pórfido	26.0 -27.0
Gabro	29.0 -31.0
Arenisca	26.0 -27.5
Calizas compactadas y mármoles	27.0 -28.0
Pizarra para tejados	28,0
<b>B. Piedras artificiales</b>	
Adobe	16,0
Amianto-cemento	20,0
Baldosa cerámica	18,0
Baldosa de gres	19,0
Hormigón simple	22,0
Hormigón armado	24,0
Ladrillo cerámico prensado (0 a 10% de huecos)	19,0
Ladrillo cerámico perforado (20 a 30% de huecos)	14,0
Ladrillo cerámico hueco (40 a 50% de huecos)	10,0
Ladrillo artesanal	16,0
Bloque hueco de hormigón	12,0
Bloque hueco de hormigón alivianado	8,5
<b>C. Materiales granulares</b>	
Arena seca	14,5
Arena húmeda	16,0
Arena saturada	18,0
Arena de pómez seca	7,0
Ripio seco	16,0
Ripio húmedo	20,0
Grava (canto rodado)	16,0
Gravilla seca	15,5
Gravilla húmeda	20,0
tierra seca	14,0
tierra húmeda	18,0
tierra saturada	20,0
<b>D. Morteros</b>	
Cemento compuesto y arena 1:3 a 1: 5	20,0
Cemento compuesto cal y arena	18,0
Cal y arena	16,0
Yeso	10,0
<b>E. Metales</b>	
Acero	78,5
Aluminio	27,0
Bronce	85,0

Cobre	89,0
Estaño	74,0
Fundación gris	72,0
Latón	85,0
Plomo	114,0
Zinc	72,0
<b>F. Materiales diversos</b>	
Alquitrán	12,0
Asfalto	13,0
Cal	1º2
Hielo	9,0
Libros y Documentos	8,5
Papel	11,0
Plástico en planchas	21,0
Vidrio plano	26,0
<b>Elementos secundarios</b>	
<b>G. Contrapisos y recubrimientos</b>	<b>kN/m<sup>3</sup></b>
Baldosa de mármol reconstituido, con mortero de cemento: por cada cm, de espesor	0,22
Baldosa de cerámica, con mortero de cemento: por cada cm, de espesor	0,20
Contrapiso de hormigón ligero simple, por cada cm, de espesor	0,16
Contrapiso de hormigón simple, por cada cm, de espesor	0,22
<b>H. Cielorrasos y Cubiertas</b>	<b>kN/m<sup>3</sup></b>
De yeso sobre listones de madera (incluidos los listones)	0,20
De mortero de cemento compuesto de cal y arena	0,55
Plancha ondulada de fibrocemento: de 8 mm de espesor	0,20
de 6 mm de espesor	0,15
Chapa ondulada acero galvanizado: de 0.5 mm de espesor	0,07
de 0.8 mm de espesor	0,09
de 1.3 mm de espesor	0,14
Teja de barro cocido sin mortero	0,50
Teja plana con mortero de cemento	0,85
Teja de hormigón con mortero	1,15

---

### ANEXO 3

## SOBRECARGAS MÍNIMAS UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDAS $L_0$ Y CONCENTRADAS $P_0$

Ocupación o Uso	Carga uniforme kN/m <sup>2</sup>	Carga concentrada kN
<b>Almacenes</b>		
Venta al por menos	4,80	4,5
Primer piso	3,60	4,5
Pisos superiores	6,00	4,5
Venta al por mayor: Todos los pisos		
<b>Armerías y salas de instrucción militar</b>	7,20	
<b>Áreas de reuniones y teatros</b>		
Asientos fijos	2,90	
Áreas de recepción	4,80	
Asientos móviles	4,80	
Plataformas de reunión	4,80	
Escenarios	7,20	
<b>Áreas de almacenamiento sobre techos</b>	1,00	
<b>Barreras vehiculares</b>	Véase sección 4.5 ASCE 7-10	
<b>Balcones</b>	4,80	
<b>Bibliotecas</b>		
Salas de lectura	2,90	4,5
Estanterías	7,20	4,5
Corredores en pisos superiores a planta baja	4,00	4,5
<p>°Estas cargas se aplican en espacios de almacenamiento de bibliotecas y librerías que soportan anaqueles fijos con doble acceso, sujetos a las siguientes limitaciones</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• altura máxima de 2300 mm</li> <li>• ancho máximo de 300 mm por lado de acceso</li> <li>• distancia entre anaqueles mayor o igual a 900 mm</li> </ul>		
<b>Bodegas de almacenamiento (serán diseñadas para la mayor carga prevista)</b>		
Pesadas	6,00	
Livianas	12,00	
<b>Coliseos (ver estadios y graderíos)</b>		
<b>Comedores y restaurantes</b>	4,80	
<b>Construcción ligera de placa de piso sobre un área de 625 mm<sup>2</sup></b>		0,90
<b>Corredores-pasarelas-plataformas para mantenimiento</b>	2,00	1,33
<b>Corredores</b>		
Primer piso		
Otros pisos de igual ocupación, excepto si existe otra indicación	4,80	
<b>Cubiertas</b>		
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0,70	
Cubiertas destinadas para áreas de paseo	3,00	
Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión	4,80	
Cubiertas destinadas para propósitos especiales		

Toldos y carpas	i	i
Construcción en lona apoyada sobre una estructura ligera		
Todas las demás		
Elementos principales expuestos a áreas de trabajo		8,90
Carga puntual en los nudos inferiores de la celosía de cubierta,		
miembros estructurales que soportan cubiertas sobre fábricas,		
bodegas y talleres de reparación vehicular		1,40
Todos los otros usos		1,40
Todas las superficies de cubiertas sujetas a mantenimiento de trabajadores		
En la región andina y sus estribaciones, desde una cota de 1000 m sobre el nivel del mar, no se permite la reducción de carga viva en cubiertas para prevenir caídas de granizo o ceniza.		
<b>Departamentos (Ver residencias)</b>		
Edificios de oficinas		
Salas de archivo y computación (se diseñará para la mayor carga prevista)		
Áreas de recepción y corredores del primer piso	4,80	9,00
Oficinas	2,40	9,00
Corredores sobre el primer piso	4,00	9,00
<b>Escaleras fijas</b>	Véase sección 4.5 ASCE/SEI 7-10	
<b>Escales y rutas de escape</b>	4,80	g
Únicamente residencias unifamiliares y bifamiliares	2,00	
<sup>g</sup> Cuando la sobrecarga reducida de cubierta (menor a 1.0 N/m <sup>2</sup> ), calculada de conformidad con el [3.2.1], sea utilizada para el diseño de miembros estructurales continuos, la sobrecarga se aplicará en dos tramos adyacentes y en tramos alternados para obtener las máximas solicitaciones.		
<b>Estadios y coliseos</b>		
Graderíos	4.80 <sup>d</sup>	
Asientos fijos	3.00 <sup>d</sup>	
<sup>d</sup> Adicional a las cargas vivas verticales, el diseño incluirá fuerzas horizontales aplicadas a cada fila de asientos, como sigue:		
• 400 N/m en dirección paralela,		
• 150 N/m en dirección perpendicular,		
Estas fuerzas no serán consideradas en forma simultánea		
<b>Fábricas/Industria/Manufactura</b>		
Pesadas	6,00	9,00
Livianas	12,00	13,40
<b>Garaje (únicamente vehículos para pasajeros)</b>		2.0 <sup>ab</sup>
Camiones y buses		a,b

<sup>a</sup>Los pisos de estacionamientos o partes de los edificios utilizados para almacenamiento de vehículos, serán diseñados para las cargas vivas uniformemente distribuidas de esta tabla o para las siguientes cargas concentradas:

- Para vehículos particulares (hasta 9 pasajeros) actuando en una superficie de 100 mm por 100 mm, 13.4 kN; y
- Para losas en contacto con el suelo que son utilizadas para el almacenamiento de

vehículos particulares, 10 kN por rueda.

<sup>b</sup>Los estacionamientos para camiones y buses serán diseñados por algún método recomendado por AASHTO, MTOP, que contenga las especificaciones para cargas de camiones y buses.

### **Gimnasios**

### **Graderíos para estadios y similares**

<sup>d</sup> véase Estadios y coliseos

### **Hoteles (ver residencias)**

### **Hospitales**

Sala de quirófano, laboratorios	2,90	4,50
Sala de pacientes	2,00	4,50
Corredores en pisos superiores a la planta baja	4,00	4,50

### **Instituciones penales**

Celdas	2,00	
Corredores	4,80	

### **Pasamanos, guardavías y agarraderas de seguridad**

Véase sección 4.5 ASCE/SEI 7-10

<b>Pasarelas y plataformas elevadas (excepto rutas de escape)</b>	3,00	
---	------	--

<b>Patios y terrazas peatonales</b>	4,80	
-------------------------------------	------	--

<b>Pisos para cuarto de máquinas de elevadores (áreas de 2600 mm<sup>2</sup>)</b>		1,40
---	--	------

### **Residencias**

Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2,00	
Hoteles y residencias multifamiliares		
Habitaciones	2,00	
Salones de uso público y sus corredores	4,80	

<b>Salas de baile</b>	4,80	
-----------------------	------	--

<b>Salas de billar, bolos y otras áreas de recreación similares</b>	3,60	
---	------	--

<b>Salida de emergencia</b>	4,80	
-----------------------------	------	--

Únicamente para residencias unifamiliares	2,00	
---	------	--

### **Sistemas de pisos para circulación**

Para oficinas	2,40	9,00
Para centros de cómputo	4,80	9,00

<b>Soportes para luces cenitales y cielos rasos accesibles</b>		0,90
--	--	------

### **Unidades educativas**

Aulas	2,00	4,50
Corredores segundo piso y superior	4,00	4,50
Corredores primer piso	4,80	4,50

<b>Veredas, áreas de circulación vehicular y patios que puedan estar cargados por camiones</b>	12,00	35.60 <sup>e</sup>
--	-------	--------------------

<sup>e</sup>La carga concentrada de rueda será aplicada en un área de 100 mm x 100 mm

## ANEXO 4

## COEFICIENTE K PARA CALCULAR PÉRDIDAS LOCALES

PIEZA	K
AMPLIACIÓN GRADUAL	0,30 (1)
ORIFICIO	2,75
COMPUERTA ABIERTA	1
CONTROLADOR DE GASTO	2,5
CODO DE 90° (TIPO RECTO)	0,9
CODO DE 45° (TIPO RECTO)	0,4
REJILLA	0,75
CURVA DE 90° (TIPO CURVA)	0,4
CURVA DE 45° (TIPO CURVA)	0,2
CURVA DE 22,5° (TIPO CURVA)	0,2
ENTRADA NORMAL DE TUBERÍA	0,5
ENTRADA DE BORDA	1
EXISTENCIA DE PEQUEÑA DERIVACIÓN	0,03
UNIÓN O JUNTA	0,4
MEDIDOR O VENTURI	2,5 (2)
REDUCCIÓN GRADUAL	,15 (1)
VÁLVULA DE ÁNGULO ABIERTA	5
VÁLVULA DE COMPUERTA ABIERTA	0,2
VÁLVULA DE GLOBO ABIERTA	10
SALIDA DE TUBERÍA	1
(TE) DE PASO DIRECTO	0,6
(TE) SALIDA DE LADO	1,3
(TE) SALIDA BILATERAL	1,8
VÁLVULA DE PIE	1,75
VÁLVULA DE RETENCIÓN	2,5

**ANEXO 5****RESUMEN TOTAL DE MATERIALES DE OBRA CIVIL**

<b>PRECIOS DE MATERIALES</b>				
<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>	<b>CANT.</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>PRECIO TOTAL</b>
LIMPIEZA MANUAL DEL TERRENO	4010,00	m2	1,02	4090,20
REPLANTEO Y NIVELACION	4010,00	m2	1,98	7939,80
DESALOJO DE MATERIALES CON VOLQUETA (TRANSPORTE 10 KM)	233,05	m3	8,16	1901,69
<b>PÓRTICO METÁLICO</b>				
CANAL U 150 * 50 * 3 MM	1943,87	kg	4,20	8164,26
CANAL U 150 * 50 * 4 MM	449,97	kg	4,20	1889,88
ÁNGULO L 30 * 30 * 3 MM	1316,33	kg	4,20	5528,59
CORREAS G 150 * 50 * 20 * 4 MM	2318,40	kg	4,20	9737,28
TENSORES 16MM FY=4200 KG/CM2	143,10	kg	2,06	294,79
TUBO RECTANGULAR 75 * 75 * 3 MM	268,40	kg	4,20	1127,28
PERNOS DE ANCLAJE 16MM	72,00	u	1,08	77,76
PLANCHA ASTM A36 1800 * 2440 * 8 MM	551,64	kg	4,85	2675,45
<b>MATERIALES DE CUBIERTA</b>				
CUMBRERO PREPINTADO E=0.40MM ANCHO ÚTIL =610MM	32,79	m	6,36	208,54
PERNOS PARA CUBIERTA	84,00	u	1,08	90,72
CUBIERTA GALVALUMEN PREPINTADA E= 0,45 MM ANCHO UTIL 1030 MM	369,00	m2	47,00	17343,00
KNALUM K7	20,00	m	10,53	210,60
<b>CERRAMIENTOS</b>				
MAMPOSTERÍA BLOQUE 15X20X40	183,02	m2	15,06	2756,28
ENLUCIDO MAMPOSTERÍA	183,02	m2	6,31	1154,86
PUERTA DE ALUMINIO Y VIDRIO 6MM (INCL.CERRADURA)	8,40	m2	124,27	1043,87
VENTANA CORREDIZA DE ALUMINIO Y VIDRIO 6MM	42,00	m2	72,49	3044,58
<b>MEZANINE</b>				
LOSACERO ATM-A653	52,36	m2	11,05	578,58
MALLA ELECTROSOLDADA M 8 15(6,25 * 2,40)	52,36	m2	6,04	316,25
VIGUETAS IPE 180	723,80	kg	4,20	3039,96
VIGAS IPE 200	609,28	kg	4,20	2558,98
TUBO ESTRUCTURAL CUADRADO 100 * 100 * 5 MM	345,60	kg	4,20	1451,52
CONECTORES DE CORTE 14 MM	26,00	u	1,08	28,08
HORMIGON ESTRUCTURAL F'C=210 KG/CM2	3,70	m3	198,78	735,49
<b>PISO</b>				
CONTRAPISO H.S 210 KG/CM2 ESP=15CM	245,40	m2	16,64	4083,46

MALLA ELECTROSOLDADA M 10 15(6,25 * 2,40) (DOBLE)	490,80	m2	6,04	2964,43
MASILLADO Y PALETEADO	245,40	m2	5,72	1404,73
PIEDRA BOLA ESP=15MM (ALTURA DE RELLENO 10CM)	24,54	m3	5,60	137,42
RELLENO COMPACTADO CON SUELO NATURAL	24,54	m3	8	196,32
<b>CIMENTACIÓN</b>				
ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2	2095,00	kg	2,06	4315,70
HORMIGON ESTRUCTURAL EN PLINTOS F'C=210 KG/CM2	14,16	m3	131,75	1865,58
HORMIGON ESTRUCTURAL EN CADENA DE AMRRE F'C=210 KG/CM2	3,60	m3	142,21	511,96
REPLANTILLO PARA CADENA DE AMARRE F'C=180KG/CM2	0,72	m3	100,79	72,57
REPLANTILLO PARA PLINTOS F'C=180KG/CM2	1,35	m3	100,79	136,07
EXCAVACION DE PLINTOS	62,10	m3	8,62	535,30
EXCAVACION DE CADENA CIMENTACIÓN	7,20	m3	8,62	62,06
<b>INSTALACIONES ELÉCTRICAS</b>				
PUNTO DE ILUMINACION. CONDUCTOR N° 12	21,00	pto.	32,12	674,52
LUMINARIA 4X32W SOBREPUESTA EN CIELO RASO	6,00	u	53,45	320,70
BREAKERS DE 1 POLO DE 40 A 60 AMP	1,00	u	20,97	20,97
ACOMETIDA PRINCIPAL CONDUCTOR 2X10 AWG	6,00	m	7,48	44,88
PUNTO DE TOMACORRIENTE DOBLE 2#10 T.CONDUIT EMT. 1/2"	17,00	pto.	29,82	506,94
ACOMETIDA DE MANGUERA 1/2"	90,00	ml	0,50	45,00
INTERRUPTOR DOBLE 16A-250V /110V GENESIS	7,00	u	2,20	15,40
POZO REVISION INS. ELECTRICAS 0.70*0.70*1.00M TAPA	1,00	u	81,78	81,78
<b>INSTALACIONES HIDROSANITARIAS</b>				
PUNTO DE AGUA FRIA PVC 3/4" INCL. ACCESORIOS	6,00	pto.	32,88	197,28
TUB U-PVC EC 20MM X 6M 2,00MPA(290PSI)	14,60	m	14,18	34,50
TUB U-PVC EC 63MM X 6M 0,80MPA(116PSI)	4,25	m	16,44	11,65
LLAVE DE MANGUERA	2,00	u	12,93	25,86
VALVULA CHECK 1/2" TIPO RW	1,00	u	22,19	22,19
TUB PVC NOVAFORT PLUS 175MM X 6M (DI 160) S5	44,10	u	58,00	426,30
TUB PVC NOVAFORT PLUS 125MM X 6M (DI 110) S6	9,15	m	34,00	51,85
CODO DESAGÜE PVC INY 160MM X 45° EC	2,00	u	21,56	43,12
CODO DESAGÜE PVC INY 110MM X 45° EC	7,00	u	4,60	32,20

TEE DESAGÜE EC 160MM	1,00	u	13,29	13,29
TUB DESAGÜE EC 110MM X 3M	22,80	m	18,20	138,32
TUBO PVC 50 MM X 3 M				
VENTILACIÓN TIPO A	10,85	m	4,83	17,47
TEE PVC ROSCABLE 3/4"	6,00	u	1,90	11,40
CAJA DE REVISION DE LADRILLO				
MAMBRON (60X60X60CM) CON TAPA	2,00	u	56,97	113,94
<b>APARATOS SANITARIOS</b>				
INODORO BLANCO LÍNEA				
ECONÓMICA	1,00	u	86,66	86,66
URINARIO TIPO LINEA				
ECONÓMICA	2,00	u	75,12	150,24
LAVAMANOS EMPOTRADO LÍNEA				
ECONÓMICA (NO INCL. GRIFERÍA)	1,00	u	69,62	69,62
FRANZV ACC GRIFERIA CENTERSET				
4 P/LAVABO E192/65 CR	4,00	u	46,44	185,76
<b>SISTEMA CONTRA INCENDIOS</b>				
VÁLVULA SIAMESA	1,00	u	252,76	252,76
TUBO HG 2 1/2" X 6M	1,00	m	125,77	20,96
TEE HG REFORZADA 2 1/2"	1,00	u	21,10	21,10
EXTINTOR 10 LBS PQS	3,00	u	30,00	90,00
			<b>SUB-TOTAL</b>	<b>98000,55</b>
			<b>IVA 12 %</b>	<b>11760,07</b>
			<b>COSTOS INDIRECTOS 20 %</b>	<b>19600,11</b>

---

**COSTO OBRA CIVIL: 129360,73 USD**

**ANEXO 6****ANÁLISIS DE PRECIOS DEL SISTEMA DE ALMACENAMIENTO, CIRCULACIÓN Y BOMBEO**

<b>PRECIOS DE MATERIALES</b>				
<b>TANQUE CISTERNA 40M3</b>	<b>CANT.</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>PRECIO TOTAL</b>
ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2	1148,33	kg	2,06	2365,57
HORMIGON ESTRUCTURAL F'C=240 KG/CM2	9,86	m3	79,66	785,45
REPLANTILLO F'C=180KG/CM2	1,29	m3	100,79	130,02
EXCAVACION. H=3 A 4M. A MAQUINA(EXCAVADORA)	74,70	m3	5,58	416,83
TAPA METÁLICA E=6MM	0,14	kg	4,20	0,59
<b>TANQUE DISTRIBUCIÓN 8M3</b>				
ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2	160,20	kg	2,06	330,02
HORMIGON ESTRUCTURAL F'C=240 KG/CM2	5,04	m3	79,66	401,49
MALLA ELECTROSOLDADA M 8 15(6,25 * 2,40) (DOBLE)	8,60	m2	6,04	27,78
<b>CANAL DE AFORO</b>				
HORMIGON ESTRUCTURAL F'C=240 KG/CM2	18,01	m3	79,66	1434,68
REPLANTILLO F'C=180KG/CM2	2,56	m3	100,79	258,02
MALLA ELECTROSOLDADA M 8 15(6,25 * 2,40) (DOBLE)	240,13	m2	6,04	1450,39
EXCAVACION MANUAL EN CIMENTOS Y PLINTOS	74,00	m3	8,62	637,88
REJILLA $\phi=20$ MM Y 2L 30X30X3 MM (1,00M X 1,30M)	32,00	m	66,59	2130,88
<b>CUARTO DE MÁQUINAS</b>				
EXCAVACIÓN PARA GRADAS	8,30	m3	8,62	71,55
HORMIGON ESTRUCTURAL EN LOSA F'C=210 KG/CM2	1,06	m3	131,75	139,66
REPLANTILLO LOSA GRADAS F'C=180KG/CM2	0,21	m3	100,79	21,17
HORMIGON ESTRUCTURAL EN GRADASF'C=210 KG/CM2	2,30	m3	131,75	303,03
EXCAVACIÓN PARA COLOCADO DE LOSA DE BOMBAS	6,75	m3	8,62	58,19
REPLANTILLO LOSA DE BOMBAS F'C=180KG/CM2	0,17	m3	100,79	17,13
MALLA ELECTROSOLDADA M 10 15(6,25 * 2,40) (DOBLE)	9,60	m2	6,04	57,98
BOMBAS SUMERGIBLES TIPO FLYGHT	2,00	u	1558,53	3117,06
<b>ABASTECIMIENTO AL TANQUE CISTERNA PARA MODELACIÓN</b>				
BOMBA WHISPERFLO USA 3HP - 220V	1,00	u	1300,00	1300,00
VÁLVULA DE BOLA 2 1/2" PVC- PEGABLE EEUU	1,00	u	21,00	21,00

VÁLVULA DE BOLA 4" PVC- PEGABLE EEUU	1,00	u	89,32	89,32
CODO PVC INY EC 160MM X 90° PG	7,00	u	41,00	287,00
CODO DESAGÜE PVC INY 160MM X 90° CC	2,00	u	10,90	21,80
TUB U-PVC EC 160MM X 6M 0,80MPA(116PSI)	13,45	m	95,45	213,97
TUB U-PVC EC 63MM X 6M 0,80MPA(116PSI)	2,15	m	16,44	5,89
			<b>SUB-TOTAL</b>	<b>16094,35</b>
			<b>IVA 12 %</b>	<b>1931,32</b>
			<b>COSTOS INDIRECTOS 20 %</b>	<b>3218,87</b>

---

**COSTO SISTEMA DE ALMACENAMIENTO, CIRCULACIÓN Y BOMBEO:  
21244,54 USD**

**ANEXO 7****COTIZACION DE INSTRUMENTACIÓN HIDRÁULICA**

<b>EQUIPOS</b>	<b>CANT.</b>	<b>PRECIO UNIT.</b>	<b>PRECIO TOTAL</b>
LIMNÍMETROS DE PUNTA Y GANCHO DIGITALES, 300mm	1	5597,00	5597,00
LIMNÍMETROS DE PUNTA Y GANCHO DIGITALES, 500mm	1	6348,00	6348,00
H12-8 MEDIDOR DE PRESIÓN PORTÁTIL - 2000mBar	1	2001,00	2001,00
H12-9 MEDIDOR DE PRESIÓN PORTÁTIL - 140mBar	1	2001,00	2001,00
TUBO PITOT - 150mm	1	3420,00	3420,00
TUBO PITOT - 300mm	1	3473,00	3473,00
TUBO PITOT - 450mm	1	3717,00	3717,00
H41-1 Sistema PIV Láser para la medición y visualización de caudal	1	24908,00	24908,00
H41-1 Sistema PIV Láser para la medición y visualización de caudal con proyector de hoja de luz nanoLase sumergible	1	24908,00	24908,00
Sistema óptico de hoja de luz de 22° para nanoLase.	1	2038,00	2038,00
Trípode de 1,5m para rtCam	1	409,00	409,00
Brazo articulado con base magnética para nanoLase	1	306,00	306,00
Brazo articulado con base de abrazadera para nanoLase	1	409,00	409,00
OTT ADC-Nuevo medidor de vadeo portátil Doppler	1	16373,00	16373,00
OTT RLS Sensor de radar por impulsos	1	8885,00	8885,00
OTT C2 Micromolinete	1	8821,00	8821,00
<b>SUB-TOTAL</b>			<b>113614,00</b>
<b>IVA 12 %</b>			<b>13633,68</b>

**COSTO INSTRUMENTACIÓN HIDRÁULICA: 127427,68 USD**

**ANEXO 8****EQUIPOS ÁREA DIDÁCTICA**

<b>EQUIPOS</b>	<b>PRECIO UNIT.</b>
VERTEDEROS DE PARED DELGADA NORMALIZADOS	2500
MEDIDOR DE PÉRDIDAS DE FRICCIÓN DEL FLUJO	43527,68
MEDIDOR DE CENTRO DE PRESIÓN	2000
TABLERO PARA MEDICIÓN DE PÉRDIDAS DE ALTURA PIEZOMÉTRICA	20000
CANALES DE FLUJO	10000

**COSTO EQUIPOS ÁREA DIDÁCTICA: 78027,68 USD (INCLUYE IVA)**

**ANEXO 9****EQUIPOS PARA TALLER DE CARPINTERÍA**

<b>EQUIPOS</b>	<b>PRECIO UNIT.</b>
SIERRA DE CINTA	2500
SIERRA RADIAL	2000
CANTEADORA	3000
CEPILLADORA	2200
TORNO	10000
SOLDADOR DE CINTA	1000
CALADORA	500
ESMERIL	200
AMOLADORA	150
HORNO PARA MOLDEAR ACRÍLICO	500
HERRAMIENTAS MENORES	200
CAPACITACIÓN (2 PERSONAS)	5000

**COSTO EQUIPOS PARA TALLER DE CARPINTERÍA: 27250 USD  
(INCLUYE IVA)**

**ANEXO 10****COSTOS DE INVERSIÓN TOTALES**

<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>INVERSIÓN</b>
OBRA CIVIL	129360,73
SISTEMA DE ALMACENAMIENTO, CIRCULACIÓN Y BOMBEO	21244,54
INSTRUMENTACIÓN HIDRÁULICA	127427,68
ÁREA DIDÁCTICA	78027,68
TALLER CARPINTERÍA	27250

**VALOR TOTAL INVERTIDO: 383310,63 USD**

**ANEXO 11**

**ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LA INSTRUMENTACIÓN PARA  
MODELACIONES HIDRÁULICAS**

**ANEXO 12**

**PLANOS:**

- **ARQUITECTÓNICOS**
- **ESTRUCTURALES**
- **HIDROSANITARIOS**
- **ELÉCTRICOS**

## BIBLIOGRAFÍA

- American Concrete Institute. (2014). *Requisitos de Reglamento para concreto Estructural (ACI 318-14) y comentario*. Estados Unidos.
- Armfield. (2015). *Instrumentos Hidráulicos*. Obtenido de [www.discoverarmfield.com](http://www.discoverarmfield.com)
- ASTM D 1586. (1958). *Método estándar de ensayo de penetración y muestreo de suelos con caña partida*.
- Cámara de la Construcción de Quito. (2014). *Manuales de Análisis de Precios Unitarios Referenciales*.
- Capote, J. (2010). *Mecánica de suelos y Cimentaciones en las Construcciones Industriales*. Cantabria.
- Carrera, J. (2006). *Instalaciones Hidráulica-Sanitarias en Edificios*. Quito.
- Catálogo de Productos Adelca. (2015). Quito, Pichincha, Ecuador.
- Catálogo Dipac. (2015). Catálogo. Quito, Pichincha, Ecuador.
- Código AISC. (2010). American Institute of Steel and Construction. Estados Unidos.
- Código AISI. (2007). American Iron and Steel Institute. Estados Unidos.
- INEN. (2010). *Tubería Plástica*. Quito.
- Jalil, J. (2015). *Productos*. Obtenido de [www.jhjalil.com](http://www.jhjalil.com)
- La serie de bombas Flygt N. (2014). *Bombas Autolimpiantes de Alta Eficiencia Sostenida*. Obtenido de [http://www.xylemwatersolutions.com/scs/argentina/es\\_ar/Documentos/Documentos/Serie%20N\\_Esp.pdf](http://www.xylemwatersolutions.com/scs/argentina/es_ar/Documentos/Documentos/Serie%20N_Esp.pdf)
- Máquinas y Herramientas. (2012). *Cómo soldar con MIG/MAG*. Obtenido de <http://www.demaquinasyherramientas.com>
- McCormac, J. (2002). *Diseño de Estructuras Metálicas - Método LRFD*. Alfaomega.
- Muñoz, L. (2013). *Flujo en Canales Abiertos*. Córdoba.
- NEC. (2011). *Instalaciones Electromecánicas*. Quito: Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- NEC. (2011). *Norma Hidrosanitaria de Agua*. Quito: Norma Ecuatoriana de la Construcción.

- NEC. (2015). *Cargas y materiales*. Quito: Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- NEC. (2015). *Estructuras de Acero*. Quito: Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- NEC. (2015). *Geotecnia y Cimentaciones*. Quito: Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- NEC. (2015). *Peligro sísmico*. Quito: Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- Organización Panamericana de la Salud. (2005). *Guía para el diseño de desarenadores y sedimentadores*. Lima, Perú.
- OTT. (2014). *Instrucciones de Manejo Molinete C2*. Obtenido de <http://www.ott.com/es-es/productos/download/instrucciones-de-manejo-minimolinete-c2/>
- Pavón, V. (2012). *Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto para Contener Líquidos*. Fundación ICA.
- Pro, E. (2008). *Diseño en Obras de Hormigón Armado*. Quito.
- Promateriales. (2003). *Tuberías de materiales plásticos*. Obtenido de [www.cscae.com](http://www.cscae.com)
- Rivera, J. (2001). *Diseño Estructural de Obras Hidráulicas*. Lima.
- Romo, M. (2010). *Diseño de Naves Industriales con Lámina Delgada de Acero*. Sangolquí: Universidad de las Fuerzas Armadas - ESPE.
- Secretaría Nacional de Planificación y Desarrollo. (2009). Quito.
- Universidad Nacional de Córdoba. (2011). *Instalaciones*. Obtenido de [http://www.efn.uncor.edu/investigacion/hidraulica/?page\\_id=667](http://www.efn.uncor.edu/investigacion/hidraulica/?page_id=667)
- Universidad Politécnica de Cartagena. (2007). *Dimensionado de redes de evacuación y saneamiento*. Cartagena.