



**UNIVERSIDAD
CATÓLICA DE CUENCA**
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y
CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

DISEÑO Y CALCULO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE COLGANTE
PEATONAL SOBRE EL RÍO BURGAY PERTENECIENTE A LA ZONA 5-
CHACAPAMBA, CANTÓN AZOGUES, PROVINCIA DEL CAÑAR.

TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

JHONATAN FABRICIO GUZMÁN CHACÓN

DIRECTOR: ING. CIVIL JUAN MEDARDO SOLÁ QUINTUÑA. MSC.

2017

DECLARACIÓN

Yo, **Jhonatan Fabricio Guzmán Chacón**, declaro bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentada para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

Jhonatan Fabricio Guzmán Chacón

140050320-5

CERTIFICACIÓN

Que el presente trabajo de investigación titulado:

“Diseño y Calculo Estructural de un Puente Colgante Peatonal sobre el Río Burgay perteneciente a la zona 5- Chacapamba, Cantón Azogues, Provincia del Cañar”, presentado por Jhonatan Fabricio Guzmán Chacón, ha sido revisada y analizada bajo mi supervisión.

Ing. Civil Juan Medardo Solá Quintuña. Msc.

DIRECTOR.

DEDICATORIA

A mis padres, Luis Guzmán Fajardo y Julia Chacón Ruíz, les dedico este trabajo final, por darme un ejemplo de vida, superación y perseverancia, a ustedes que nunca dejaron de confiar en mi a pesar de las grandes dificultades y desafíos que nos puso la vida, y sin dudar ni un instante dejaron de luchar por darme un mejor porvenir.

A mis hermanos Javier, Diana, Fernando, Jean Carlos y Kristel, que siempre estuvieron conmigo incondicionalmente, y me apoyaron durante mi carrera Universitaria.

A Patricia y mi hijo, pilares fundamentales para este logro y siendo quienes se convirtieron el motor fundamental que me impulsaron a culminar una de mis metas anheladas.

AGRADECIMIENTO

A dios por dame la fortaleza, capacidad y bendiciones en todo el trayecto de mi vida, a la Universidad Católica de Cuenca, por haberme dado la oportunidad de estudiar en sus aulas, en base a los conocimientos adquiridos en los años de mi carrera Universitaria en el ámbito de Ingeniería Civil, a mi director de tesis Ing. M.Sc. Juan Medardo Solá Quintuña que ha sabido guiarme y compartir sus conocimientos en el transcurso de mi trabajo de titulación.

Agradezco al Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Azogues por abrirme sus puertas y la valiosa información brindada en todo el trayecto de la investigación de manera especial al Departamento de Planificación.

INDICE DE CONTENIDO

DECLARACIÓN.....	I
CERTIFICACIÓN.....	II
DEDICATORIA	III
AGRADECIMIENTO	IV
INDICE DE CONTENIDO.....	XVIII
LISTA DE FIGURAS	XI
LISTA DE TABLAS	XIV
LISTA DE ANEXOS.....	XVII
RESUMEN.....	XVIII

CAPÍTULO I GENERALIDADES

1.1 Introducción	1
1.2. Objetivos	2
1.2.1 General.....	2
1.2.2 Específicos.....	2
1.3. Justificación.....	3
1.4. Metodología	3
1.4.1 Estudios de campo.	4
1.4.2 Estudios de Gabinete.	5

CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO

2.1 Concepto de Puente.....	6
2.2. Clasificación de los Puentes.....	6
2.3 Definición de un Puente Colgante	14
2.3.1 Características de un puente colgante.	15

2.3.2	Componentes de la Estructura de un Puente.....	15
2.3.2.1	<i>Infraestructura</i>	16
2.3.2.2	<i>Superestructura</i>	16
2.3.3	Elementos de un Puente Colgante.	16
2.3.3.1	<i>Cable Principal</i>	17
2.3.3.2	<i>Torre de Sustentación</i>	17
2.3.3.2	<i>Péndolas</i>	18
2.3.3.2	<i>Tablero del Puente</i>	19
2.3.3.2	<i>Viga Transversal y Longitudinal</i>	19
2.3.3.2	<i>Macizo de Anclaje</i>	21
2.4	Tipos de cargas para un puente colgante peatonal	21
2.4.1	Cargas verticales.	21
2.4.1.1	<i>Carga Muerta</i>	21
2.4.1.2	<i>Carga Viva</i>	22
2.4.2	Cargas Longitudinales.	23
2.5	Carga Sísmica.....	23
2.5.1	Cortante Basal de Diseño V.....	23
2.5.2	Tipo de Uso, destino e Importancia de la Estructura, coeficiente I.	24
2.5.3	Carga Sísmica Reactiva W.	24
2.5.4	Espectro Elástico de diseño.	25
2.5.5	Periodo de vibración T.....	27
2.5.6	Zonificación sísmica y factor de zona Z.	28
2.5.7	Coeficientes de amplificación dinámica de perfiles de suelo f_a , f_d y f_s	29
2.5.8	Tipos de perfiles de suelo para el diseño sísmico.	31
2.5.9	Ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica R.	33

2.5.10 Regularidad en planta y elevación.	34
2.6 Carga del Viento.	36
2.6.1 Velocidad instantánea máxima del viento.	36
2.6.2 Velocidad Corregida del viento.	37
2.6.3 Presión del viento.....	37
2.7 Propiedades Físico – Mecánicas de la madera.	39
2.7.1 Peso Específico.	39
2.7.2 Esfuerzos admisibles.....	39
CAPÍTULO III ESTUDIOS PRELIMINARES PARA EL DISEÑO DEL PUENTE	
3.1 Analisis Socio Económico	41
3.2.1 Ubicación.	41
3.2.2 Límite.....	42
3.2.1 Altitud.	42
3.2.1 Extensión	42
3.2.1 Clima.....	42
3.2.1 Información Demográfica.....	43
3.2 Estudios Topográficos.....	43
3.2.1 Objetivos.....	43
3.2.2 Instrumentación.	43
3.2.3 Metodología	44
3.3. Estudios de Hidrología e Hidráulica	45
3.3.1 Objetivos.....	45
3.3.2. Alcance.	45
3.3.2. Estudio Realizado por el Consejo de Gestión de Agua de la Cuenca de Paute.	45
3.3.4 Determinación del nivel máximo de crecida.	46

3.3.5 Estimación del caudal mediante aforos con flotadores.....	48
3.3.6 Estimación del caudal máximo.....	49
3.4 Estudio de Suelos	50
3.4.1 Objetivos.....	50
3.4.2 Alcance y Ubicación.	50
3.4.3 Exploración geotécnica.	51
3.4.4 Modelo geotécnico del sitio de estudio.....	52
3.4.5 Capacidad de carga última del suelo.....	53
3.4.5 Capacidad de carga última del suelo.....	53
3.4.5.1 <i>Pozo No 2 Estribo Norte</i>	54
3.4.5.2 <i>Pozo No 1 Estribo Sur</i>	55
3.5 Estudios de socavación.	56
3.5.1 Socavación General.	57
3.5.2 Deducción de fórmulas empleadas para cálculo de socavación.	58
3.5.3 Socavación en la sección Transversal del eje del Puente.	60

CAPÍTULO IV CALCULO ESTRUCTURAL

4.1.Introducción	62
4.2 Dispositivos Básicos de Protección y seguridad.....	62
4.3 Diseño del tablero del Puente Peatonal.....	63
4.3.1 Diseño del Tablón.....	63
4.3.2 Diseño de las vigas Longitudinales y Transversales.	66
4.3.2.1 <i>Carga Muerta</i>	66
4.3.2.2 <i>Carga Viva</i>	68
4.3.2.3 <i>Altura de la cerca</i>	69
4.3.2.4 <i>Modelamiento del Entramado Principal con el Software sap 2000 V18</i>	69

4.3.3	Diseño del arriostramiento en el tablero.	73
4.3.4	Diseño de la cercha baranda.	73
4.4	Diseño de la péndola	75
4.4.1	Área de la péndola con el método LRFD.	76
4.4.2	Resistencia nominal con la expresión LRFD.....	76
4.5	Diseño del cable Principal.....	76
4.5.1	Trayectoria del Cable Principal y el tablero del Puente.....	79
4.6	Diseño de la Torre.....	81
4.6.1	Diseño y calculo de la Torre (Derecha).	82
4.6.1.1	<i>Carga Permanente</i>	82
4.6.1.2	<i>Carga del Viento</i>	84
4.6.1.3	<i>Carga Sísmica</i>	85
4.6.1.4	<i>Modelamiento en el Software Sap 2000 V.18</i>	86
4.6.2	Diseño y calculo de la Torre (Izquierda).	89
4.7	Diseño de la columna	92
4.7.1	Diagramas de interacción de columnas con flexión unidireccional.	93
4.7.2	Determinación de la curva de interacción de cargas axiales y momento.....	94
4.7.3	Refuerzo transversal en la columna con estribos.....	101
4.8	Diseño de la viga transversal.	103
4.8.1	Determinación del Acero de refuerzo transversal (estribos).	105
4.8.2	Ubicación de los estribos para confinamiento.	106
4.9	Diseño de Cimentaciones de Hormigón Armado	107
4.9.1	Tipos de cimentaciones.....	108
4.9.2	Diseño y Calculo del Plinto de Cimentación.....	108
4.9.2.1	<i>Diseño a cortante tipo Viga</i>	112

4.9.2.2 <i>Diseño a corte por Punzonamiento</i>	115
4.9.2.3 <i>Diseño a flexión.</i>	116
4.9.3 <i>Diseño del Plinto de Cimentación (Izquierda).</i>	120
4.9.3.1 <i>Diseño a cortante tipo Viga.</i>	121
4.9.3.2 <i>Diseño a corte por Punzonamiento</i>	121
4.9.3.3 <i>Diseño a Flexión</i>	122
4.10 <i>Diseño del macizo de anclaje</i>	123
4.10.1 <i>Acero en el Macizo de Anclaje</i>	126
4.11 <i>Diseño de la rampa para la torre (Derecha).</i>	127
4.12 <i>Planilla de los elementos estructurales del puente colgante peatonal.</i>	129

CAPITULO 5 PRESUPUESTO DE LA CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE COLGANTE

5.1 <i>Introducción</i>	130
5.2 <i>Análisis de Precios Unitarios.</i>	131
5.3 <i>Estudio de Rendimientos.</i>	131
5.4 <i>Calculo de precios unitarios.</i>	131
5.4 <i>Costos Directos.</i>	131
5.4 <i>Costos Indirectos.</i>	132
5.5 <i>Presupuesto.</i>	132
5.6 <i>Presupuesto Refencial.</i>	132
<i>Conclusiones</i>	135
<i>Recomendaciones</i>	136
<i>Bibliografía</i>	137

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Toni El Suizo y el puente sobre el Río Aguarico construido por los moradores	15
Figura 2: Elementos de un Puente Colgante.	16
Figura 3: Cable Principal.	17
Figura 4: Torre del Puente Colgante.	18
Figura 5: Péndolas.	19
Figura 6: Tablero.	19
Figura 7: Viga Transversal.	20
Figura 8: Viga Longitudinal.	20
Figura 9: Diagonales y Contra diagonales.	20
Figura 10: Macizo de Anclaje.	21
Figura 11: Espectro Elástico horizontal	25
Figura 12 : Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de Z.	29
Figura 13: Mapa de la Zona 5 – Chacapamba.	42
Figura 14 : Sección Transversal a 10 metros aguas arriba del eje del Puente.	46
Figura 15: Sección Transversal en el eje del Puente.	47
Figura 16: Sección Transversal a 10 metros aguas abajo del eje del Puente	47
Figura 17: Ubicación Geo referencial del Puente Colgante Peatonal.	51
Figura 18 : Capacidad de carga con nivel freático.	55
Figura 19: Capacidad de carga sin nivel freático.	56
Figura 20 : Distribución del material del fondo.	57
Figura 21: Niveles de Socavación General.	62
Figura 22: Tablones del tablero del Puente.	63

Figura 23: Viga simplemente apoyada.....	65
Figura 24: Vigas del tablero.	67
Figura 25 : Perfil Estructural Canal “U”	69
Figura 26 : Perfil Estructural Angulo “L” doblado	69
Figura 27 :Viga Transversal y Longitudinal.	70
Figura 28:Viga Longitudinal.....	70
Figura 29 : Carga Muerta y Carga Viva del tablero.	71
Figura 30: Deformación del tablero.	71
Figura 31 : Diagrama de Fuerzas Axiales.	72
Figura 32: Arriostramiento en el tablero.	73
Figura 33: Viga de Rigidez.	73
Figura 34: Cargas de la Viga de rigidez.....	74
Figura 35: Reacciones de la viga de Rigidez.	74
Figura 36: Verificación de la viga de rigidez.....	74
Figura 37: Barra Estructural.....	75
Figura 38: Péndolas.....	76
Figura 39: Descomposición vectorial de la Fuerza F.....	78
Figura 40: Factores de seguridad para cables.	79
Figura 41: Carga Muerta.	81
Figura 42: Deformación del Cable Principal.	81
Figura 43: Puente Colgante Peatonal.	81
Figura 44: Torre (derecha).	82
Figura 45: Esquema vectorial de cargas Verticales.	82

Figura 46: Área de influencia del viento sobre la estructura.....	85
Figura 47: Cargas Muerta y Vivas del pórtico.	87
Figura 48: Reacciones del Pórtico.....	87
Figura 49: Diagrama de fuerzas axiales.	88
Figura 50: Diagrama de fuerzas cortantes.....	88
Figura 51: Diagrama de momentos flectores.	89
Figura 52: Verificación y Deformación de la Torre.....	89
Figura 53: Torre (Izquierda).....	90
Figura 54: Cargas muertas y Vivas.	90
Figura 55: Reacciones y Diagrama de Fuerza Axial.....	91
Figura 56: Verificación y Diagrama de Momentos del Pórtico	91
Figura 57: Modelamiento del Puente Colgante Peatonal.	92
Figura 58: Combinación de carga axial y momento flector, curva de interacción.	93
Figura 59: Gráfica, curvas de interacción para distintas cuantías de acero.....	101
Figura 60: Separación de estribos. Separación de estribos.	103
Figura 61: Separación de estribos.	107
Figura 62: Dimensiones para el plinto de cimentación.....	110
Figura 63: Esfuerzos producidos en la base del plinto de cimentación.	112
Figura 64: Dimensiones del Plinto de Cimentación y peralte tentativo.....	112
Figura 65: Sección Crítica al Corte tipo viga.....	112
Figura 66: Diagrama de Esfuerzo de reacción del suelo eje x-x.....	113
Figura 67: Diagrama de Esfuerzo de reacción del suelo eje y-y.....	114
Figura 68: Sección Crítica de diseño a cortante por Punzonamiento.....	115

Figura 69: Secciones Críticas a diseño a flexión.	116
Figura 70: Gráfica de Diseño a flexión dirección x.	117
Figura 71: Gráfica de Diseño a flexión dirección y.	118
Figura 72: Diseño a flexión armado de varillas en la dirección x-y.	119
Figura 73: Armado de varillas en la dirección x-y corte A-B.	120
Figura 74: Diseño a flexión armado de varillas en la dirección x-y.	123
Figura 75: Armado de varillas en la dirección x-y corte A-B.	123
Figura 76: Descomposición vectorial de la Fuerza F.	124
Figura 77: Macizo de anclaje de hormigón Armado.	124
Figura 78: Perfil Estructural Correas “G”	127
Figura 79: Tubo rectangular.	127
Figura 80: Carga Muerta y Viva de la Rampas.	128
Figura 81: Verificación de la Estructura de la Rampa.	128

LISTA DE TABLAS

Tabla 1: De Acuerdo a la sección transversal.	7
Tabla 2: De acuerdo a forma Estructural según la Norma NEVI-12.	8
Tabla 3: De Acuerdo al material.	12
Tabla 4: De Acuerdo al material.	13
Tabla 5: Peso Específico de algunos Materiales.	21
Tabla 6 : Tipo de Uso, destino e Importancia de la Estructura.	24
Tabla 7: Coeficiente para diferentes tipos de estructura.	27

Tabla 8 : Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	29
Tabla 9 : Valores establecidos para el proyecto.....	29
Tabla 10: Tipo de suelo y Factores de sitio Fa.....	29
Tabla 11 : Tipo de suelo y factores de sitio Fd.....	30
Tabla 12: Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs.....	30
Tabla 13: Clasificación de los perfiles de suelo.....	31
Tabla 14: Coeficiente de reducción de respuesta estructural R.....	34
Tabla 15: Coeficientes de irregularidad en elevación.....	35
Tabla 16 : Coeficientes de corrección σ	37
Tabla 17: Determinación del factor de forma Cf.....	38
Tabla 18: Coeficiente de entorno/altura Ce.....	38
Tabla 19: Principales maderas Estructurales del Ecuador.....	39
Tabla 20 : Esfuerzos Admisibles de las Principales maderas Estructurales del Ecuador.....	39
Tabla 21: Esfuerzos Admisibles en grupos Estructurales.....	40
Tabla 22: Población por zonas Urbanas.....	43
Tabla 23: Resultados de las alturas máximas de crecida.....	47
Tabla 24 : Resultados de las velocidades, áreas y caudales.....	49
Tabla 25: Caudal máximo en la sección transversal en el eje del puente.....	49
Tabla 26 : Factores de Seguridad Indirectos Mínimos (F.S.I.M).....	53
Tabla 27: Calculo del coeficiente β	59
Tabla 28: Calculo del valor de X.....	59
Tabla 29: Registro de datos necesarios para el cálculo del diámetro efectivo.....	60
Tabla 30: Profundidades de socavación en la sección transversal del eje del Puente.....	61

Tabla 31: Propiedades Físico – Mecánicas de la madera.....	63
Tabla 32: Especificaciones de la norma ASTM.....	66
Tabla 33: Carga Muerta.....	67
Tabla 34: Carga viva.....	68
Tabla 35: Deformaciones de los diferentes tipos de Puentes.....	72
Tabla 36: Carga Muerta y Carga Viva.....	77
Tabla 37: Datos de la Trayectoria del Cable Principal.....	80
Tabla 38: Altura mínima de vigas no preesforzadas.....	82
Tabla 39: Resumen de los valores obtenidos del estudio Riesgo Sísmico.....	85
Tabla 40: Resultado de fuerzas sísmica por cada nivel.....	85
Tabla 41: Resumen de las cargas producidas por la acción del viento más sismo.....	86
Tabla 42: Cuantía de acero, cuando la columna está conformado por 8 varillas Ø 20 mm...100	
Tabla 43: Cuantía de acero, cuando la columna está conformado por 8 varillas Ø 18 mm....100	
Tabla 44: Determinación de las dimensiones y cargas del plinto de cimentación.....	120
Tabla 45: Determinación del diseño a cortante tipo viga del plinto (Izquierda).....	121
Tabla 46: determinación del diseño a corte por Punzonamiento del plinto.....	121
Tabla 47: Determinación del diseño a flexión del plinto.....	122
Tabla 48: Determinación de las fuerzas verticales estabilizadoras.....	124
Tabla 49: Determinación de las fuerzas horizontales.....	125
Tabla 50: Longitud Total del cable Principal.....	129
Tabla 51: Peso del Acero Estructural.....	129
Tabla 52: Peso total de la Péndolas.....	129
Tabla 53: Madera Estructural.....	130

Tabla 54: Cantidad y Peso Total de Varillas.....	130
Tabla 55: Presupuesto Referencial del Puente Colgante Peatonal.....	132

LISTA DE ANEXOS

ANEXO 1: ESTUDIO TOPOGRÁFICO.....	140
ANEXO 2 : ESTUDIOS HIDROLÓGICOS E HIDRAULICOS.....	141
ANEXO 3: ESTUDIO DE SUELOS.....	149
ANEXO 4: ESTUDIO DE SOCAVACIÓN.....	159
ANEXO 5: ESTUDIO ESTRUCTURAL.....	161

RESUMEN

El Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Azogues conjuntamente con la ayuda de la Universidad Católica de Cuenca realizó los estudios respectivos para el diseño y cálculo de un puente colgante peatonal con las especificaciones técnicas y presupuesto para su respectiva construcción. El objetivo principal de este estudio es dotar a los pobladores del sector de Chacapamba un enlace entre la comunidad.

El Puente está ubicado sobre el Río Burgay en el Cantón Azogues, en el sector Chacapamba con las coordenadas (N 9698419.89 m, E 737887.63 m, Elevación 2540 m). Los estudios preliminares de Ingeniería que se realizaron corresponden a: Estudios Topográficos, Estudios hidrológico e hidráulico (proporcionado por el GAD Municipal del Cantón de Azogues), Estudios Geológicos y Geotécnicos, Riesgo Sísmico, Calculo Estructural, Presupuesto Referencial y la elaboración de los Planos constructivos.

Las características del Puente colgante peatonal son: Luz del Puente = 36 metros.

Ancho del Puente = 4 metros. Entramado principal del Tablero (vigas Longitudinales, vigas Transversales, viga de Rigidez y arriostramientos), con Acero ASTM 36 ($F_y = 2531 \text{ kg/cm}^2$, $F_u = 4078 \text{ kg/cm}^2$) y los tablones de (2m*0.05m*0.23m).

La Torre del Puente, se diseñó en Hormigón Armado con un ($F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, $F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $E_c = 217371 \text{ kg/cm}^2$), compuesto de plintos de cimentación y macizo de anclaje.

Palabras claves: Puente Colgante, Estudios de Suelos, Estudios Hidrológicos, Calculo Estructural.

ABSTRACT

The Municipal Decentralized Autonomous Government of Azogues together with the support of the Catholic University of Cuenca carried out the corresponding studies for the design and calculation of a pedestrian suspension bridge with technical specifications and budget for its building. The main objective of this study is to provide residents of the area of Chacapamba a link between the communities.

The bridge is located over the Burgay River in the Azogues Canton in the area of Chacapamba with coordinates (N 9698419.89 m, E 737887.63 m, elevation 2540 m). The preliminary engineering studies held correspond to: Topographic Studies, Hydrological and Hydraulic Studies (provided by the Municipal GAD of the Azogues Canton), Geological and Geotechnical Studies, Seismic Risk, Structural Calculation, Reference Budget and the Development of the Building Plans.

The characteristics of the pedestrian suspension bridge are: Bridge light = 36 meters.

Bridge width = 4 meters, Main Frame of the Panel (Longitudinal Beams, Transversal Beams, Rigidity Beam and Bracing), with ASTM 36 ($F_y = 2531 \text{ kg / cm}^2$, $F_u = 4078 \text{ kg / cm}^2$) and the planks of (2m * 0.05m * 0.23m).

The bridge tower, was designed using reinforced concrete with a ($F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, $F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $E_c = 217371 \text{ kg/cm}^2$), composed of anchor block and foundation plinths.

Keywords: Suspension Bridge, Soil Studies, Hydrologic Studies, Structural Calculation.

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

1.1 Introducción

Para la elaboración de este trabajo de investigación, el propósito principal es diseñar y calcular un puente colgante peatonal sobre el Río Burgay en el sector de Chacapamba, Cantón Azogues, Provincia del Cañar.

La construcción de un puente es una obra de arte, tiene como objetivo principal salvar distancias o unir dos puntos de una zona debido a la presencia de diferentes obstáculos, dando así continuidad a una vía.

El proyecto establecido busca mejorar la calidad de vida de la sociedad y la solución a los problemas que tienen los pobladores en este sector.

Para el diseño y cálculo del puente peatonal se desarrollaron varios estudios preliminares:

- Se realizará el levantamiento topográfico del sitio en donde se obtendrán todos los detalles del terreno (curvas de nivel, perfiles del Río etc.), que permitan tomar decisiones para el análisis del sitio y el posterior emplazamiento del puente.
- El estudio hidrológico e hidráulico será proporcionado por el GAD, Municipal de Azogues, que cuenta con el estudio realizado por “CONSEJO DE GESTIÓN DE AGUAS DE LA CUENCA DEL PAUTE”.
- Se realizará el estudio del suelo para determinar los parámetros básicos de cómo está conformado el mismo, para poder diseñar las cimentaciones que soportarán las torres del puente colgante.

Con los estudios preliminares ya mencionados anteriormente se realizará el diseño y cálculo estructural del puente con sus respectivas normas (NEC, ACI, AASHTO, NEVI, AISC).

- Se realizará el cálculo estructural considerando los parámetros sísmicos determinados por la NEC 2015.
- Se realizará el diseño en hormigón armado para las torres y para el macizo de anclaje de cimentación. En acero estructural se determinará el entramado principal que soportará el tablero del puente, se diseñará el cable principal y las péndolas por el método LRFD.
- Se determinará la integración del presupuesto para el proyecto, con análisis de precios unitarios y cronograma valorado.

1.2. Objetivos

1.2.1 General.

Diseño y Calculo Estructural del Puente Colgante peatonal sobre el Río Burgay en sector de Chacapamba, Cantón Azogues, provincia del Cañar.

1.2.2 Específicos.

- Realizar el levantamiento topográfico de la zona para ubicar los puntos más factibles donde será emplazado el puente que se pretende construir.
- Realizar el estudio del suelo para obtener los parámetros básicos de cómo está conformado el suelo, Diseñar las cimentaciones que soportarán las torres.
- Para la verificación de la información proporcionada por el Concejo de Gestión de Aguas de la Cuenca de Paute, se realizará la medición del escurrimiento por el método “aforo con flotadores”.
- Realizar el cálculo y diseño estructural óptimo y seguro del puente colgante sobre el Río Burgay considerando las normas adecuadas ya establecidas.
- Elaborar el modelamiento y los planos arquitectónicos y estructurales del proyecto.
- Elaborar el presupuesto referencial.

1.3. Justificación

Para satisfacer las necesidades de movilidad y mejor calidad de vida en el sector de Chacapamba, Cantón Azogues, Provincia de Cañar. La municipalidad de Azogues se ha planteado una alternativa para poder resolver este problema y así brindar la solución de comunicación beneficiando y mejorando condiciones de este sector con el emplazamiento de un puente colgante peatonal sobre el Río Burgay.

El proyecto involucra estudios especiales que determinan datos técnicos con los que se diseñará el puente, que aportaría a la comunidad en su crecimiento urbanístico, económico y social.

En nuestro medio, estas actividades técnicas se las viene realizando desde hace algún tiempo, logrando obtener información básica que servirán de guía para la elaboración de su construcción y además implementar nuevos conocimientos sobre los puentes colgantes.

Se justifica el diseño del puente peatonal sobre el Río Burgay porque su construcción es posible, por existir en el medio los materiales necesarios . En cuanto a la tecnología y diseño se contará con el apoyo de la Municipalidad de Azogues conjuntamente con la asesoría del Ing. Juan Medardo Solá Quintuña, M.Sc. Catedrático Universitario.

1.4. Metodología

Para el diseño y calculo estructural del puente colgante peatonal se determinará dos tipos de estudios:

- Los de campo
- Los de gabinete

1.4.1 Estudios de campo.

Los Estudios de campo son investigaciones que deben ejecutarse en el sitio de implantación del proyecto y en los respectivos laboratorios, en donde vamos a evaluar cuatro grandes aspectos que son:

- **Ubicación del proyecto:** Se realizará visitas al sitio para obtener información preliminar: coordenadas, imágenes fotográficas y tener conocimiento sobre el alcance del proyecto, esto se logrará mediante: un GPS de alta precisión, cámaras fotográficas y software. Sobre la información del sector se contará con cartas topográficas, datos sobre el clima, normativas, reglamentos, y reseña histórica por los pobladores, que será de gran interés para el estudio y para determinar las condiciones para el emplazamiento del Puente.
- **Estudios Topográficos:** Se realizará el levantamiento topográfico de precisión en el sitio de implantación del proyecto para obtener todos los detalles del terreno; la ubicación precisa del puente y las dimensiones de los elementos estructurales, así como la información base para los otros estudios establecidos. Utilizando como equipo de trabajo: una estación total con sus implementos, un GPS de alta precisión, el software indicado, flexómetro, libreta topográfica y el personal competente.
- **Estudios Hidrológicos e Hidráulicos:** Se Trabaja con la información ya establecida por el “CONSEJO DE GESTIÓN DE AGUAS DE LA CUENCA DEL PAUTE” en donde se obtienen: caudales, crecientes máximos, áreas de aportación y velocidad del Río, en el tramo que le corresponde al emplazamiento del puente. Se realizará la medición del escurrimiento por el método de “aforos con flotadores” que nos ayudará a recopilar mayor información sobre este estudio.

- Estudios de Suelo: Se realizará el estudio de suelos para establecer las características geotécnicas, es decir, la estratigrafía, la identificación y las propiedades físicas y mecánicas de los suelos para el diseño de una cimentación económica y segura. Se realizará dos perforaciones con una profundidad aproximada de 2.5 m en cada estribo del puente; se tomará 2 muestras en bolsas plásticas y llevar un registro de cada perforación; Las muestras se deberán llevar al laboratorio de suelos de la Universidad Católica de Cuenca para realizar los respectivos ensayos como: granulometría, límite líquido, compresión simple, límite plástico, densidad y la clasificación de suelos con las normas vigentes.

1.4.2 Estudios de Gabinete.

Los estudios de gabinete se realizan con los datos determinados en el campo, en el laboratorio y en base de un análisis de las normas de diseño y calculo estructural del proyecto, en donde vamos a realizar los siguientes aspectos:

- Se realizará el diseño del tablero del puente peatonal para analizar las dimensiones y los respectivos materiales de: (tablón, vigas longitudinales, vigas transversales).
- Diseño de cables por el método LRFD en donde se determinará los diámetros, longitudes y accesorios de las péndolas y del cable principal.
- Para el diseño de la torre se analizará con el software SAP 2000 para obtener las dimensiones y los diagramas respectivos de las columnas y vigas transversales, para tener una mejor visión y elegir el modelo correcto.
- Se realizará el diseño y calculo en concreto armado del macizo de anclaje y de la zapata con las normas establecidas.
- Se elaborará el presupuesto referencial del proyecto.

- Se realizará los planos estructurales y arquitectónicos del proyecto con el software (AutoCAD 2016).
- Se determinarán las conclusiones y recomendaciones, obteniendo el propósito principal y los objetivos propuestos en el proyecto del puente Colgate peatonal sobre del Río Burgay.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Concepto de un Puente

Según (Rodriguez Serquén, Arturo PUENTES con AASHTO-LRFD 2010

<https://es.slideshare.net/valerianito/puentes-lrfd-ing-arturo-rodriguez, 2013>) indica que:

“Un puente es una obra que se construye para salvar un obstáculo dando así continuidad a una vía. Suele sustentar un camino, una carretera o una vía férrea, pero también puede transportar tuberías y líneas de distribución de energía”. (pág. 1)

“Los puentes que soportan un canal o conductos de agua se llaman acueductos. Aquellos contruidos sobre un terreno seco o en un valle se llaman viaductos. Los que cruzan autopistas y vías de tren se llaman pasos elevados”. (pág. 1)

2.2. Clasificación de los Puentes

(Torres C., 2013) indica que:


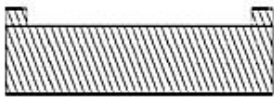

Existen múltiples variables para la tipificación de los puentes. Además, también se debe considerar: la longitud a salvarse, condiciones topográficas del sitio, las condiciones geométricas, las condiciones hidráulicas de la zona y las condiciones de la cimentación de la estructura (pág. 21).

Según la (NORMA ECUATORIANA NEVI -12-MTOP, VOLUMEN 2 - LIBRO DE NORMAS PARA ESTUDIOS Y DISEÑO VIAL, 2013,pág.579) indica que :“La clasificación de los puentes pueden ser”:

- De acuerdo a la sección transversal
- De acuerdo a la forma estructural
- De acuerdo al material
- De acuerdo a su función

En las siguientes tablas se presenta una breve explicación sobre la clasificación de los puentes

Tabla 1: De Acuerdo a la sección transversal.

De acuerdo a la sección transversal	Puente Losa	Losa Compacta Son de hormigón armado son de fácil ejecución, son utilizadas para vencer claros isostáticos, la luz puede variar entre 12- 15 metros.	 <p>Fuente:(Gomez, 2014)</p>
			
		Losa Alivianada Son de hormigón armado, con celdas ortogonales o circulares,	 <p>Fuente:(PRIMSA, 2013)</p>

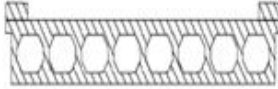
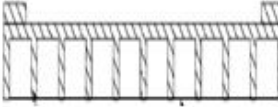

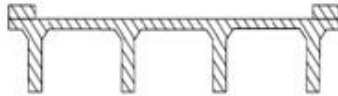

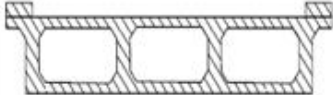
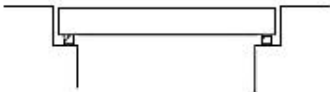



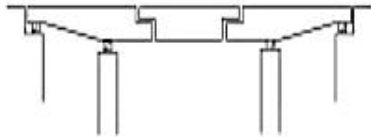



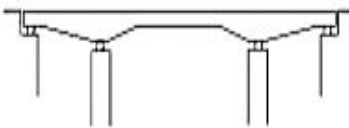

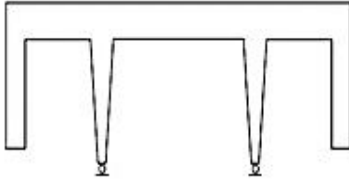

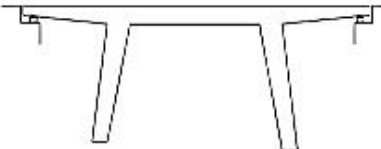

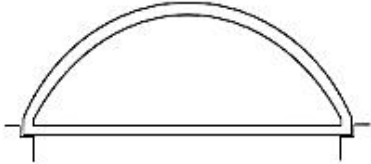

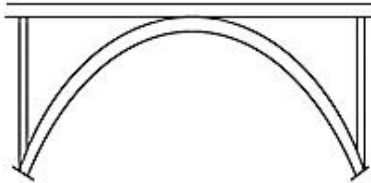

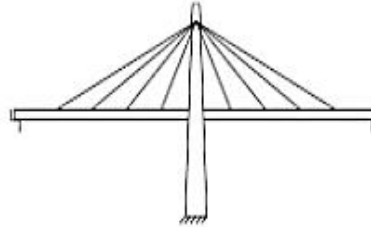

		pueden vencer claros isostáticos hasta 25 metros.	
		Losa reticular Son de hormigón armado, sirven para vencer claros similares a los anteriores, demanda mayor trabajo para la configuración de las nervaduras.	
	Vigas simples	Vigas Compactas Son de hormigón armado en forma de T. Se utiliza para luces isostáticas que puede variar entre 15- 35 metros, el número de vigas depende del ancho de la vía.	 <p>Fuente:(Gomez, 2014)</p>
		Vigas cajón o celulares Son de hormigón armado, se utiliza para vencer claros isostáticos hasta 40 metros. La losa inferior es de mucha utilidad para la colocación del refuerzo positivo de flexión.	
			 <p>Fuente:(Gomez, 2014)</p>
			

Tabla 2: De acuerdo a forma Estructural según la Norma NEVI-12.

De acuerdo a la forma Estructural	Isostático sobre dos apoyos	
		 <p>Fuente:(Gomez, 2014)</p>
	Isostático sobre dos apoyos y voladizos	
		 <p>Fuente:(BLOG 360 en Concreto,2013)</p>
	Isostáticos continuo, tipo Gerber, de sección constante	
		 <p>Fuente:(Gomez, 2014)</p>
	Hiperestático continuo de sección constante	

	 <p>Fuente: (Pacadar, 2016)</p>
<p>Hiperestático continuo de sección variable</p>	
	 <p>Fuente: (Pacadar, 2016)</p>
<p>Aporticado de sección constante o variable con columnas verticales y diferentes condiciones de apoyo</p>	
	 <p>Fuente: (Plasencia, 2012)</p>
<p>Aporticado de sección constante o variable con columnas inclinadas y diferentes condicones de apoyo</p>	
	 <p>Fuente: El autor (Provincia-Azuay)</p>

	<p>Arco con tablero inferior, generalmente hacer de tensor, es posible que el tablero se coloque entre la clave y el arranque, conformando, entonces un arco con tablero intermedio.</p> <div data-bbox="440 436 808 598">  </div> <div data-bbox="862 363 1333 640">  </div> <div data-bbox="946 642 1255 720"> <p>Fuente: (El Universo, 2014) (Provincia-Los Ríos)</p> </div>
	<p>Arco con tablero superior, de sección constante o variable y de diferentes condiciones de apoyo</p> <div data-bbox="440 892 808 1073">  </div> <div data-bbox="862 827 1333 1104">  </div> <div data-bbox="992 1106 1214 1184"> <p>Fuente:El autor (Provincia-Azuay)</p> </div>
	<p>Puente atirantado, simétrico o asimétrico, con tirantes convergentes o paralelos y tablero y tablero de diferentes configuraciones, torres metálicas o de hormigón.</p> <div data-bbox="440 1360 808 1585">  </div> <div data-bbox="862 1310 1333 1587">  </div> <div data-bbox="987 1589 1235 1667"> <p>Fuente:(Andes, 2012) (Provincia-Orellana)</p> </div>







	<p>Puente colgante</p> <p>Su principal elemento son sus cables. La cubierta del puente cuelga por debajo de los cables de suspensión que están sostenidos por los soportes verticales y anclados por sus extremos a las torres de sujeción, este tipo de puente trabajan a tracción.</p>	
		 <p>Fuente: El autor (Provincia-Azuay)</p>

Tabla 3: De Acuerdo al material.

De acuerdo al material	<p>Madera:</p> <p>Puentes transitorios o emergentes, se trabaja en la mayoría en luces pequeñas. Se utiliza en un porcentaje alto en puentes peatonales.</p>	 <p>Fuente: El autor (Provincia-Azuay)</p>
	<p>Hormigón Armado:</p> <p>Pueden ser hiperestáticos e isostáticos, con luces cortas, medianas para carga vehicular pesada y media y carretera de todo orden.</p>	 <p>Fuente: El autor (Pronvincia-Azuay)</p>

	<p>Hormigón Presforzado: Hiperestáticos e isostáticos e de luces pequeñas, medianas y grandes, para carga vehicular generalmente</p>	 <p>Fuente:(Plasencia, 2013)</p>
	<p>Metálicos: Puentes definitivos y provisionales especiles. Pueden ser isostáticos e hiperestáticos, de luces medias, grandes y extraordinarias, para carga vehicular pesada y carreteras importantes.</p>	 <p>Fuente:El autor (Provincia-Azuay)</p>

Tabla 4: De Acuerdo al material.

De acuerdo a su función	Puentes Peatonales	 <p>Fuente: El autor (Pronvincia-Azuay)</p>
	Puentes para tráfico terrestre	 <p>Fuente: (García Martínez, 2014)</p>

	Puentes para ferrocarriles	 <p>Fuente:(Wikipedia, 2016)</p>
	Puentes para servicio mixto	 <p>(Plasencia, Puente manía, 2011)</p>

2.3 Definición de un Puente Colgante

Este puente tiene forma de un arco invertido, es una estructura que generalmente trabaja a tensión y a compresión, los cables de acero actúan como elemento de sustentación de las cargas, y un conjunto de componentes necesarios para conformar la estructura como: el tablero, péndolas, las torres para apoyo de los cables y los macizos de anclaje.

Este tipo de puente permite muchas veces ser construido con la guía base de un técnico y la mano de obra por la propia comunidad, es el caso de los puentes realizados por Toni Ruttimann de origen Suizo más conocido en el Ecuador como Toni el puentero que llegó a construir 34 puentes utilizando material reciclado donado por instituciones, siendo las dimensiones más grandes de una de ellas de 240 metros en la región Amazónica.

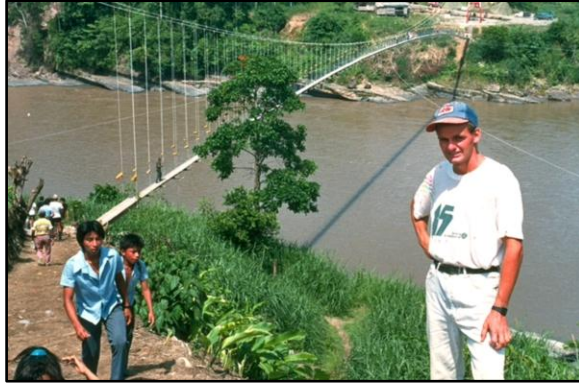


Figura 1: Toni El Suizo y el puente sobre el Río Aguarico construido por los moradores
Fuente: (Wikipedia, 1989)

2.3.1 Características de un puente colgante.

- En un puente colgante el tablero, no está apoyado sobre las torres sino se sujeta mediante cables atirantados desde una estructura a la que van sujetas.
- No requiere apoyos centrales durante el transcurso de su construcción.
- Los puentes colgantes, trabajan básicamente a tensión y compresión y es uno de los puentes más económicos en el momento de construir.
- El vano central del puente puede ser muy largo en relación a la cantidad de material empleado, permitiendo atravesar cañones o vías de agua muy anchos.

2.3.2 Componentes de la Estructura de un Puente.

Según Torres C.(2013) “Los elementos estructurales que conforman un puente se clasifican en dos grandes grupos según la estructura, que influye tanto en lo técnico como en lo económico estos son” (pág.25).

- La infraestructura.
- La superestructura.

2.3.2.1 Infraestructura.

Los elementos de la infraestructura son todos aquellos concebidos para transmitir las cargas exteriores al suelo de cimentación. En forma general los elementos agrupados en:

- Estribos, Pilas
- Muros de ala, Sistema de apoyo, Sistemas de drenaje
- Trabas anti sísmicas

2.3.2.2 Superestructura.

Según Torres C.(2013) “Los elementos que forman la Superestructura definen el puente propiamente dicho, ya que disponen de características específicas y especiales para salvar la longitud del proyecto. Se distinguen los siguientes elementos principales” (pág.32).

- Tablero
- Vigas o elementos principales
- Diafragmas, juntas de dilatación, sistemas de drenaje
- Protecciones laterales

2.3.3 Elementos de un Puente Colgante.

En la figura 2, se establece los elementos principales de un Puente Colgante.

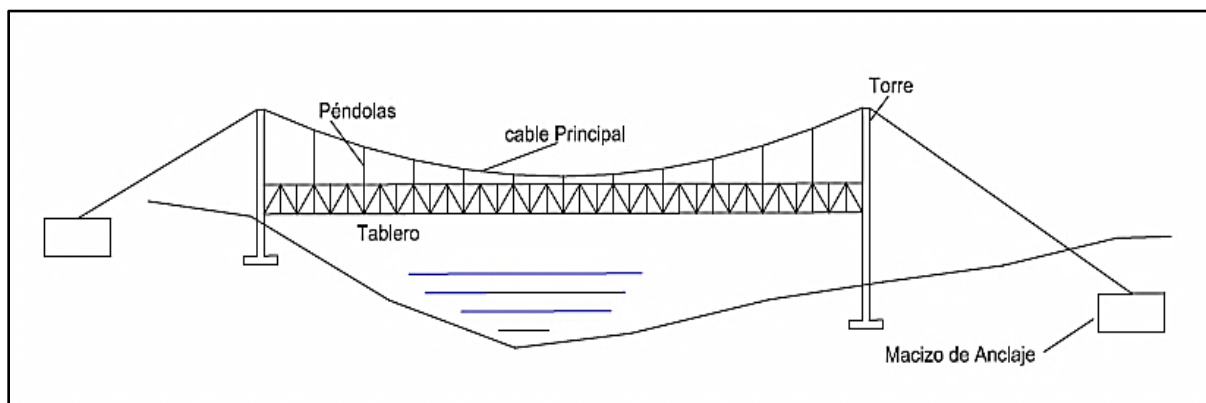


Figura 2: Elementos de un Puente Colgante.

Fuente: El Autor.

2.3.3.1 Cable Principal.

(Diseño de Puentes AASHTO Minaya Alejos, Josimar

https://www.academia.edu/11331657/Libro_de_Puentes_AASHTO, 2012) indica que:

“El cable, es un elemento flexible, lo que quiere decir que no tiene rigidez y por tanto no resiste flexiones. Si se le aplica un sistema de fuerzas, tomará la forma necesaria para que en él sólo se produzcan esfuerzos axiales de tracción”. (pág. 2-9)

El cable principal es el elemento más importante para resistir las cargas externas en la estructura de un puente colgante. El cable puede presentar diversas configuraciones, para formar torreones que pueden ya ser considerados como cables.

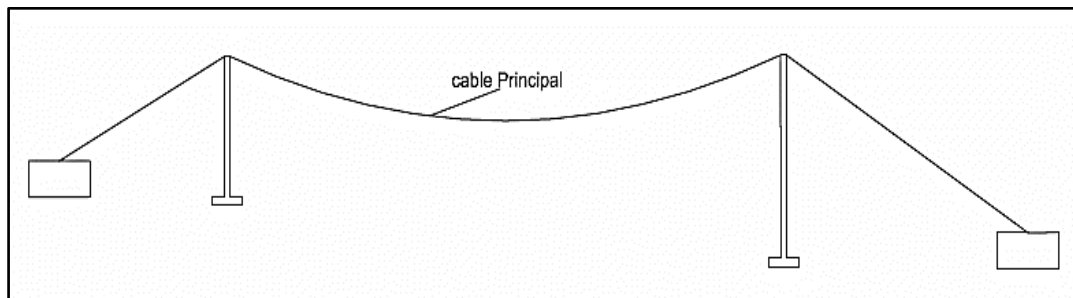


Figura 3: Cable Principal.
Fuente: El Autor.

2.3.3.2 Torres de Sustentación.

(Diseño de Puentes AASHTO Minaya Alejos, Josimar

https://www.academia.edu/11331657/Libro_de_Puentes_AASHTO, 2012) indica que:

“El soporte físico de un puente colgante está provisto por dos torres de sustentación, separadas entre sí. Las torres de sustentación son las responsables de transmitir las cargas al suelo de fundación. Las torres de sustentación pueden tener una gran diversidad de geometrías y entre sí. Las torres de sustentación son las responsables de transmitir las cargas al suelo de

fundación. Las torres de sustentación pueden tener una gran diversidad de geometrías y materiales de construcción (la cimentación de las torres de sustentación generalmente es construida en hormigón armado por su permanente contacto con el agua y la tierra, aunque la superestructura puede ser de acero, hormigón armado e inclusive de madera), pero generalmente presentan como característica típica una rigidez importante en la dirección transversal del puente y muy poca rigidez en la dirección longitudinal”. (pág 2-10)

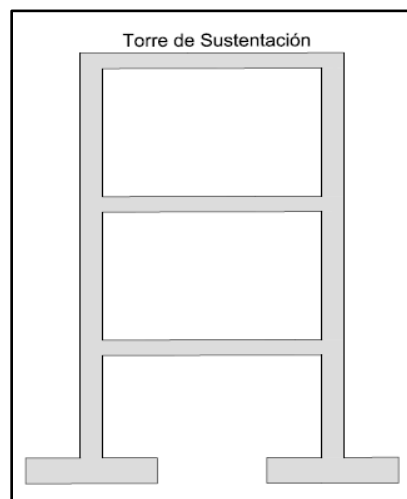


Figura 4: Torre del Puente Colgante.
Fuente: El Autor.

2.3.3.3 Péndolas.

Según (Camacho Rioja Percy Puentes de grandes Luces

<http://www.revistasbolivianas.org.bo/pdf/rtc/v7n7/a06v7n7.pdf>) indica que:

“Generalmente son cables de menor diámetro o varillas de hierro enroscadas en sus extremos. La separación entre tensores es usualmente pequeña, acostumbrándose valores comprendidos entre 3 y 8 metros. De la parte inferior de los tensores sostenidos en cables principales de eje opuesto, se suspenden elementos transversales (vigas prefabricadas de acero, de hormigón e inclusive de madera para puentes secundarios) que cruzan la vía a lo ancho. De igual forma, en la dirección longitudinal del puente, de la parte inferior de los tensores se suspenden y sujetan elementos

longitudinales (vigas prefabricadas) que unen todos los tensores”.

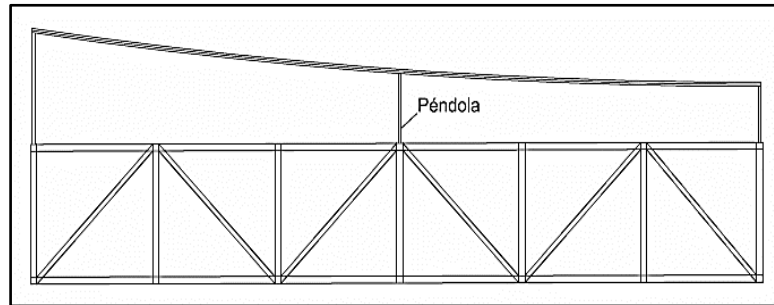


Figura 5: Péndolas.

Fuente: El Autor.

2.3.3.4 Tablero del Puente.

Son elementos estructurales que recibe directamente todo tipo de cargas, en la mayoría de los casos debe estar formado por una losa de hormigón, apoyado sobre la viga de los elementos principales.

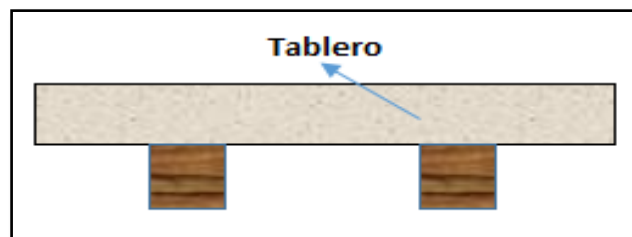


Figura 6: Tablero

Fuente: El Autor.

2.3.3.5 Viga Transversal y Longitudinal.

Según (Camacho Rioja Percy Puentes de grandes Luces

<http://www.revistasbolivianas.org.bo/pdf/rtc/v7n7/a06v7n7.pdf>) indica que:

“ Las vigas longitudinales conforman una estructura similar a una viga continua sobre apoyos elásticos. Cada tensor constituye un apoyo elástico. Este esquema de funcionamiento estructural permite que las dimensiones transversales de las vigas longitudinales (y de las vigas transversales) dependan de la distancia entre tensores y no dependan de la distancia entre torres de sustentación”.

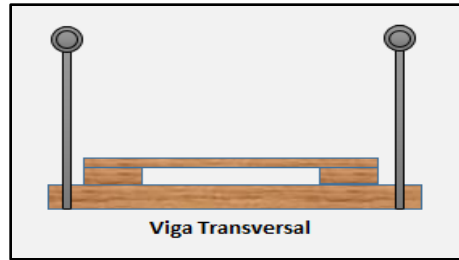


Figura 7: Viga Transversal.
Fuente: El Autor.

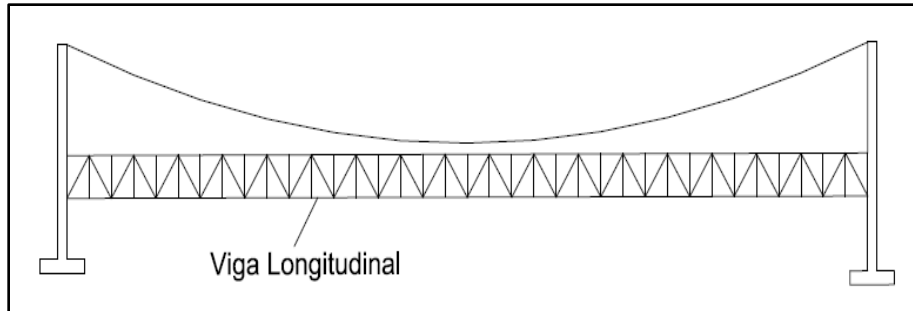


Figura 8: Viga Longitudinal.
Fuente: El Autor.

Según (Camacho Rioja Percy Puentes de grandes Luces

<http://www.revistasbolivianas.org.bo/pdf/rtc/v7n7/a06v7n7.pdf>) indica que:

“La malla de vigas longitudinales y transversales se puede arriostrar y rigidizar mediante diagonales y contra diagonales. Apoyada en las vigas transversales se construye la estructura que soportará directamente a los vehículos que circulan por el puente. Usualmente esta estructura es una losa de hormigón, pero podría ser una estructura con planchas metálicas. Debido a la gran rigidez de la losa sobre el plano horizontal, en caso de su uso podría prescindirse del uso de diagonales y contra diagonales”.

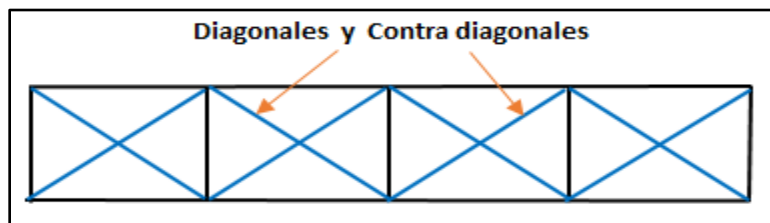


Figura 9: Diagonales y Contra diagonales.
Fuente: El Autor.

2.3.3.6 Macizo de Anclaje.

El propósito es disminuir los costos de los macizos de anclaje, son construidos en hormigón armado, conformándose celdas selladas llenas de lastre (tierra, ripio y piedra), dentro de los bloques macizos, se anclan los cables principales que desempeña como soporte final del puente.

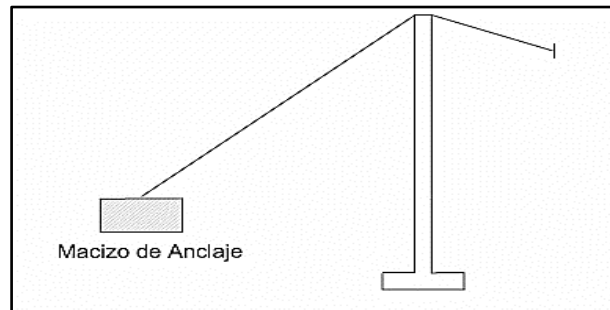


Figura 10: Macizo de Anclaje.

Fuente: El Autor.

2.4 Tipos de cargas para un puente colgante peatonal

Se trabaja con dos grupos de cargas:

- Cargas verticales (carga muerta, carga viva)
- Cargar longitudinales (fuerzas sísmicas, fuerza de viento)

2.4.1 Cargas verticales.

2.4.1.1 Carga Muerta.

La (NEVI -12-MTOP, Volumen 2 - Libro de Normas para Estudios y Diseño Vial, 2013) indica que: “Consiste en el peso permanente de la estructura en su totalidad, incluidas las vigas, losa, barandas, diafragmas, pilas, cabezales, tuberías, luminarias y otros servicios públicos” pág. 486)

Tabla 5: Peso Específico de algunos Materiales.

Materiales	KN/m³	Kgf/m³
Hormigón simple	22	2200
Hormigón armado	25	2500
Hormigón de pavimento	24	2400
Acero Redondo	78.5	7850
Acero Estructural	78.5	7850
Acero Estructural en Vigas (incluida soldadura)	80	8000
Madera Rojas (roble, coihue)	10	1000
Madera Moldaje (pino, álamo)	8	800
Rocas	25	2500
Material de Relleno (variable)	18-22	1800-2200
Capa Asfáltica	24	2400

Fuente: (NEVI -12-MTOP, Volumen 2 - Libro de Normas para Estudios y Diseño Vial, 2013)

2.4.1.2 Carga Viva.

(Jose Eusebio Trujillo Orozco Diseño de Puentes de Concreto , 1993) indica que:

“La carga viva está constituida por el peso peatonal. Los puentes para uso peatonal deberán ser diseñados para una carga viva uniformemente repartida de 5 KN/m² (500-510 kgf/m²)”(pág. 338).

Según Neufert (arte de proyectar en Arquitectura), en el capítulo de dimensiones y proporciones de medidas del cuerpo y espacio necesario, expresa que en un espacio de 1m² puede ubicarse 6 personas con un peso aproximado entre (75-80 kg).

Para obtener una carga peatonal viva en un 1m², se puede expresar:

$$C_v = 80 \text{ kg} * 6 \quad C_v = 480 \text{ kg/m}^2$$

En conclusión, se puede trabajar con las dos opciones ya que los valores son similares y varían entre (480 kg/m² – 510 kg/m²).

2.4.2 Cargas Longitudinales.

Según (Torres C., 2013) indica que:

Carga o Fuerza sísmicas: Dentro del diseño de puentes, la fuerza sísmica es una sollicitación horizontal que puede ser ejercida en cualquier dirección y que se da ante la vibración del suelo de cimentación (pág.146).

Fuerza de viento: la aplicación del viento sobre la estructura de un puente es un problema complejo porque existe muchas variables que afectan la aplicación de la carga y también porque se trata de una fuerza dinámica (pág.158).

2.5 Carga Sísmica

La (NEC-SE-DS Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente, 2014) indica:

2.5.1 Cortante Basal de Diseño V.

$$V = \left(\frac{I S_a T_a}{R \phi_P \phi_E} \right) * W \quad \text{ecuación 2.1}$$

Donde:

- I: Factor de importancia (ver en la tabla 6)
- W: Carga Sísmica reactiva.
- S_a: Aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta elástico para diseño
- R: Factor de reducción de respuesta estructural.
- $\phi_P \phi_E$: Factores de configuración estructural en planta y en elevación.
- V: Cortante basaal total de diseño.
- T_a: Periodo de vibración.

2.5.2 Tipo de Uso, destino e Importancia de la Estructura, coeficiente I.

La (NEC-SE-DS Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente, 2014) indica que:

“La estructura a construirse se clasificará en una de las categorías que se establece en el siguiente Tabla 6 y se adoptará el correspondiente factor de importancia I” (pág. 41)

Tabla 6 : Tipo de Uso, destino e Importancia de la Estructura.

Categorías	Tipos de uso, destino e importación	Factor
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas centro de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamiento para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo.	1,5
Estructuras de ocupación especial	Museos iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas.	1,3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1,0

Fuente: (NEC-SE-DS Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente, 2014, pág. 41)

Para nuestro calculo elegimos el valor $I = 1$

2.5.3 Carga Sísmica Reactiva W.

La (NEC-SE-DS Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente, 2014) indica que: “La carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo y es igual a la carga muerta total de la estructura más un 25% de la carga viva de piso” (pág. 58).

Caso General

$$W = D + 0.25L \quad \text{ecuación 2.2}$$

Donde:

D= Carga permanente total de la estructura.

L= Carga viva del piso i.

2.5.4 Espectro Elástico de diseño.

La (NEC-SE-DS Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente, 2014) indica que: “El espectro de respuesta elástico de aceleraciones expresado como fracción de la aceleración de la gravedad (S_a)”(pág. 32).

Para el nivel del sismo de diseño consiste con:

- El factor de zona sísmica Z ,
- El tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura y considerando los valores del coeficiente de amplificación de suelo F_a , F_d , F_s , se expresa en las tablas 10, 11 y 12.

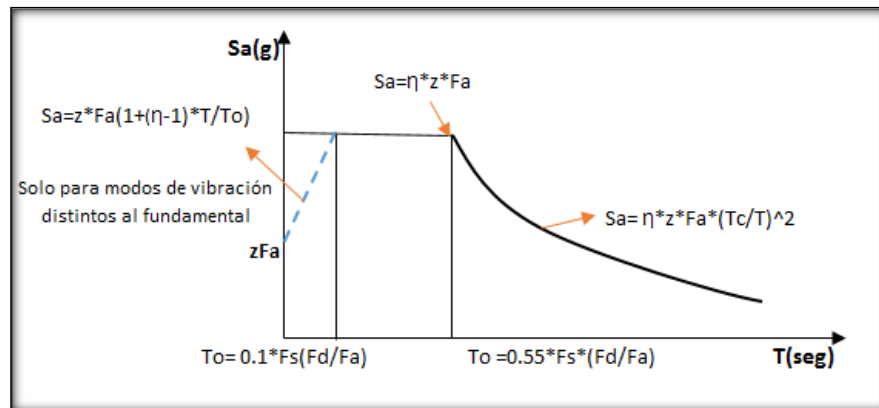


Figura 11: Espectro Elástico horizontal

Fuente: (NEC-SE-DS Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente, 2014, pág. 33)

Donde:

- **n:** Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.
- **Fa:** Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos del sitio.

- **Fd:** Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.
- **Fs:** Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.
- **Sa:** Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del periodo o modo de vibración de la estructura.
- **T:** Periodo fundamental de vibración de la estructura.
- **To:** Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
- **TC:** Periodo 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.

La (NEC-SE-DS Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente, 2011) indica que: “Dicho espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para periodos de vibración estructural T pertenecientes a 2 rangos”: (pág. 33).

$$S_a = \eta * z * F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_C \quad \text{ecuación 2.3}$$

$$S_a = \eta * z * F_a * (T_C/T)^2 \quad \text{para } T > T_C \quad \text{ecuación 2.4}$$

Para el proyecto establecido vamos a realizar con la ecuación 2.3

Donde el valor de η varía dependiendo de la región del Ecuador, adoptando 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

Para el proyecto vamos a trabajar con $\eta = 2.48$

2.5.5 Período de vibración T_a .

La (NEC-SE-DS Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente, 2014) indica que:

“El período de vibración aproximado de la estructura T_a para cada dirección principal, se puede realizar por dos métodos. El valor de T_a obtenido al utilizar estos métodos es una estimación inicial razonable del período estructural que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas al aplicar sobre la estructura y realizar su dimensionamiento”(pág. 65).

En las estructuras de edificación, el valor de T_a puede determinarse de manera aproximada mediante la ecuación:

$$T_a = C_t * h_n^\alpha \quad \text{ecuación 2.5}$$

Donde:

- H_n : altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura (m).
- T_a : Período de vibración.
- C_t : Coeficiente que depende del tipo de edificio, ver en la tabla 7.

Tabla 7: Coeficiente para diferentes tipos de estructura.

Tipo de Estructura	Ct	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramiento	0.072	0.8
Con arriostramiento	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.047	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural.	0.049	0.75

Fuente: (NEC-SE-DS Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente, 2014)

Los límites para el período de vibración T_l y T_c y se obtienen mediante de las siguiente ecuación

$$T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a} \quad \text{ecuación 2.6}$$

$$T_l = 2.4$$

Donde:

- F_a = observar en la tabla 10
- F_d = observar en la tabla 11
- F_s = observar en la tabla 12

2.5.6 Zonificación sísmica y factor de zona Z .

La (NEC-SE-DS Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente, 2014) indica que: “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 ” (pág. 65) de acuerdo el mapa de la figura 12

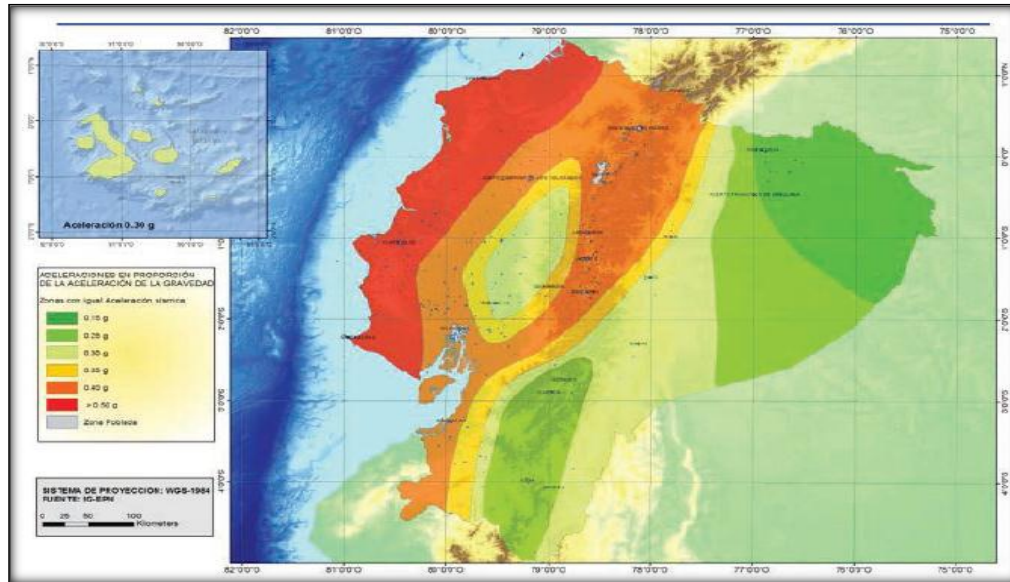


Figura 12 : Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de Z.
Fuente: (NEC-SE-DS Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente, 2014, pág. 27)

Tabla 8 : 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	$\geq 0,50$
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: (NEC-SE-DS Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente, 2014, pág. 28)

Tabla 9 : Valores establecidos para el proyecto.

Zona	Provincia	Cantón	Zona Sísmica	Valor Z	Peligro sísmico
Sierra	Cañar	Azogues	II	0.25	Alta

Fuente: El Autor.

2.5.7 Coeficientes de amplificación dinámica de perfiles de suelo f_a , f_d y f_s .

En la tabla 10, se establece los valores del coeficiente F_a .

Tabla 10: Tipo de suelo y Factores de sitio F_a .

Tipo de Perfil del subsuelo	Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (aceleración esperada en roca en g)	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.50
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D		1.6	<u>1.4</u>	1.3	1.25	1.2	1.12
E		1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

Fuente: (NEC-SE-DS Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente, 2014, pág. 31).

En la tabla 11, se establece los valores del coeficiente f_d

Tabla 11 : Tipo de suelo y factores de sitio F_d .

Tipo de Perfil del subsuelo	Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (aceleración esperada en roca en g)	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.50
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D		1.9	<u>1.7</u>	1.6	1.5	1.4	1.3
E		2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

Fuente: (NEC-SE-DS Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente, 2014, pág. 32)

En la Tabla 12, se establece los valores del coeficiente F_s ,

Tabla 12: Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s .

Tipo de Perfil del subsuelo	Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (aceleración esperada en roca en g)	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 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		1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D		1.2	<u>1.25</u>	1.3	1.4	1.5	1.65
E		1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

Fuente: (NEC-SE-DS Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente, 2014, pág. 32)

Nota: Para los suelos tipo F no se proporcionan valores de Fa, Fd, ni de Fs debido a que requieren un estudio especial.

2.5.8 Tipos de perfiles de suelo para el diseño sísmico.

La (NEC-SE-DS Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente, 2014) indica que: “Se definen seis tipos de perfil de suelo, los cuales se presentan en la Tabla 13. Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 metros superiores del perfil”.

“Perfiles tipo A, B, C, D y E. Aquellos perfiles que tengan estratos claramente diferenciables deben subdividirse, asignándoles un subíndice y que va desde 1 en la superficie, hasta n en la parte inferior de los 30 metros superiores del perfil.” (pág. 29)

Tabla 13: Clasificación de los perfiles de suelo.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios.	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ KPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones.	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ KPa} > S_u \geq 50 \text{ KPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas.	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ KPa}$
F	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 ($H > 3\text{m}$ para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5 \text{ m}$ con índice de Plasticidad $IP > 75$)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 30\text{m}$)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia α 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-SE-DS Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente, 2014, pág. 29)

Para nuestro caso, podemos clasificar el suelo dentro de la categoría D

Resumen de datos obtenidos:

$$\eta = 2.48 \quad Z = 0.25 \quad F_a = 1.4 \quad F_d = 1.70 \quad F_s = 1.25 \quad C_t = 0.049 \quad \alpha = 0.75$$

Espectro elástico de diseño S_a según la ecuación 2.3

$$S_a = \eta * z * F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = 2.48 * 0.25 * 1.4$$

$$S_a = 0.868$$

Periodo de Vibración según la ecuación 2.5

$$T_a = C_t * h n^\alpha$$

$$T_a = 0.049 * 11.05^{0.75} \quad T_a = 0.296 \text{ s}$$

Los límites para el período de vibración T_c y T_l se obtienen de las siguientes expresiones

Según la ecuación 2.6

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

$$T_l = 2.4$$

$$T_c = 0.55 * 1.25 * \frac{1.70}{1.40} \quad T_c = 0.83 \text{ s}$$

Condición:

$$0 \leq T_a \leq T_c$$

$$0 \leq 0.296 \text{ s} \leq 0.83 \text{ s} \quad \textbf{Cumple}$$

2.5.9 Ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica R.

La (NEC-SE-DS Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente, 2014) indica que: “El factor R permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada

ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas”(pág. 90).

Tabla 14: Coeficiente de reducción de respuesta estructural R.

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales Dúctiles	
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.	7
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5
Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en el capítulo 4, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 4 metros.	3
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	3
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Fuente: (NEC-SE-DS Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente, 2014)

Para nuestro caso elegimos el factor de reducción $R = 6$, pórticos resistentes a momentos.

2.5.10 Regularidad en planta y elevación.

La (NEC-SE-DS Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente, 2011) indica que: “El coeficiente \emptyset_P Se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en las plantas en la estructura descrita en la siguiente ecuación”(pág. 54).

$$\emptyset_P = \emptyset_{PA} * \emptyset_{PB} \quad \text{ecuación 2.7}$$

Donde:

- $\emptyset P$: Coeficiente de regularidad en planta.
- $\emptyset PA$: Mínimo valor $\emptyset P_i$ de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1, 2 y/o 3.
- $\emptyset PB$: Mínimo valor $\emptyset P_i$ de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 4.
- $\emptyset P_i$: Coeficiente de configuración en planta.

La (NEC-SE-DS Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente, 2014) indica que: “Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades en ninguno de sus pisos, $\emptyset P$ tomara el valor de 1 y se le considerara como regular en planta. En nuestro caso la estructura no se asemeja a los tipos indicados, elegimos el valor $\emptyset P = 1$ ”(pág. 55).

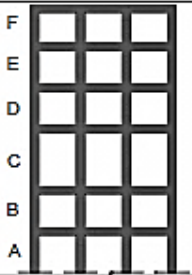
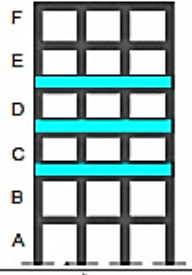
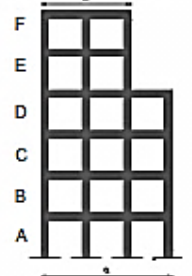
Coeficiente de configuración estructural en elevación $\emptyset E$.

La (NEC-SE-DS Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente, 2014) indica que: “El coeficiente $\emptyset E$ Se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura, descritas en la Tabla 15 Se utilizará la expresión”(pág. 55).

$$\emptyset E = \emptyset EA * \emptyset EB \quad \text{ecuación 2.8}$$

La (NEC-SE-DS Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente, 2014) indica que: “Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritos en las Tabla 15 en ninguno de sus niveles, $\emptyset E = 1$, se le considerará como regular en elevación”(pág. 55).

Tabla 15: Coeficientes de irregularidad en elevación.

<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_{bf}=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D $Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_{bf}=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_{bf}=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p><i>Nota:</i> La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: (NEC-SE-DS Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente, 2014, pág. 54)

2.6 Carga del Viento.

2.6.1 Velocidad instantánea máxima del viento.

Según la (NEC-SE-CG Cargas- No sísmica, 2014, pág. 14) indica que: “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 21 m/s o 75 km/h.” (pág. 14).

Según la (NEC-SE-CG Cargas- No sísmica, 2014, pág. 14) indica que: “Las características topográficas se reparten en 3 categorías”:

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

Tabla 16 : Coeficientes de corrección σ .

Altura (m)	Sin Obstrucción (Categoría A)	Obstrucción baja (Categoría B)	Zona edificada (Categoría C)
5	0.91	0.86	0.8
10	1	0.9	0.8
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	1.15

Fuente: (NEC-SE-CG Cargas- No sísmica, 2014, pág. 15)

2.6.2 Velocidad Corregida del viento.

Según la (NEC-SE-CG Cargas- No sísmica, 2014, pág. 14) indica que:

“Dicho valor, será corregido con el factor σ , indicado en la tabla 17 que considera la altura del edificio y las características topográficas y/o de edificación del entorno, mediante la ecuación 2.9”(pág. 14).

$$V_b = V * \sigma \quad \text{ecuación 2.9}$$

Donde:

- V_b : Velocidad corregida del viento en m/s.
- V : Velocidad instantánea máxima del viento en m/s, registrada a 10m de altura.
- σ : Coeficiente de corrección, ver en la tabla 16.

Se puede establecer una presión de cálculo P , cuyo valor se determinará mediante la siguiente ecuación:

$$P = 1/2(\rho * Vb^2 * Ce * Cf) \quad (\text{ecuación 2.10})$$

Donde:

- P: Presión de cálculo expresada en Pa (N/m²).
- ρ : Densidad al aire expresada en kg/m³ (En general, se puede adoptar 1.25 kg/m³).
- Ce: Coeficiente de entorno /altura, ver en la tabla 18.
- Cf: Coeficiente de forma, ver en la tabla 17.

Tabla 17: Determinación del factor de forma Cf.

Construcción	Barlovento	Sotavento
Superficies verticales de edificios	+0.8	
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en 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	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no excede 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-SE-CG Cargas- No sísmica, 2014, pág. 15)

Tabla 18: Coeficiente de entorno/altura Ce.

Entorno el edificio	Altura elemento sobre nivel de suelo exterior (m)					
	3	5	10	20	30	50
Centro de grandes ciudades	1.63	1.63	1.63	1.63	1.68	2.15
Zonas Urbanas	1.63	1.63	1.63	1.96	2.32	2.82
Zonas Rurales	1.63	1.63	1.89	2.42	2.75	3.2
Terrenos abiertos son obstáculos	1.64	1.93	2.35	2.81	3.09	3.47

Fuente: (Rodríguez Reinoso, 2015, pág. 68)

Para enmarcar a nuestra estructura y escoger un valor razonable del coeficiente C_f se puede utilizar un valor de 0.8 y para el coeficiente C_e con valores entre 1-1.63

2.7 Propiedades Físico – Mecánicas de la madera.

2.7.1 Peso Específico.

Dependiendo de las características de resistencia ante una solicitación (tracción, compresión, corte y otras). Se puede definir tres grandes grupos estructurales en nuestro País y con su densidad respectiva, según el Manual de Diseño para maderas del Grupo Andino (PADT-REFORT), donde se presentan en la Tabla 19.

Tabla 19: Principales maderas Estructurales del Ecuador.

Grupo Estructural	Nombre Común	Densidad T/m ³
A	Guayacán	0.87
	Caña Guadua	0.7
	Chanul	0.99
	Bambú Gigante	0.7
B	Moral Fino	0.87
	Pituca	0.83
	Eucaliptos Glóbulos	0.81
	Eucaliptos Grandis	0.59
	Colorado	0.51
C	Mascarey	0.67
	Sande	0.48
	Fernansánchez	0.76
	Seique	0.68

Fuente: (Espinosa Stead, 2011)

2.7.2 Esfuerzos admisibles.

Los esfuerzos de la madera a diferentes solicitaciones de carga se presentan en la tabla 20 y esta agrupado de acuerdo a la tabla 19.

Tabla 20 : Esfuerzos Admisibles de las Principales maderas Estructurales del Ecuador.

	Nombre Común	Esfuerzos admisibles en kg/cm ²							
		Compresión		Tracción		Corte	Flexión	Emin	Eprom
		Paralela	Perpendicular	Paralela	Perpendicular				
A	Guayacán	105.81	70.13	472.07	9.84	13.24	152.81	86984	108919
	Caña Guadua	132.65	44.21	363.57	12.12	13.27	112.25	101020	121429
	Chanul	109.31	112.89	216.98	7.41	28.24	115.39	109278	130690
	Bambú Gigante	204.96	68.32	198.24	7.93	11.1	114	91382	97766
B	Moral Fino	116.56	40.73	150.84	6.26	7.96	83.92	91035	93103
	Pituca	73.89	23.59	82.98	5.38	6.28	78.27	83416	86866
	Eucaliptos Glóbulos	55.64	19.83	339.5	8.53	10.35	80.4	80867	113594
	Eucaliptos Grandis	45.93	16.81	179.52	9.03	5.46	51.66	49189	62154
	Colorado	56.11	22.28	144.99	7.65	9.43	41.29	60350	69432
C	Mascarey	81.11	33.33	192.77	7.82	11.65	122.46	70303	85578
	Sande	79.12	26.88	167.14	8.04	8.54	60.73	54732	70414
	Fernansánchez	63.14	23.59	139.5	5.21	5.63	105.09	79809	90090
	Seique	51.31	19.77	140.8	6.15	6.07	55.33	26304	27597

Fuente: (Espinosa Stead, 2011)

Tabla 21: Esfuerzos Admisibles en grupos Estructurales.

Grupo Estructural	Esfuerzo admisibles en kg/cm							
	Compresión		Tracción		Corte	Flexión	Emin	Eprom
	Paralela	Perpendicular	Paralela	Perpendicular				
A	145	40	145		15	210	95000	130000
B	110	28	105		12	150	75000	100000
C	80	15	75		8	100	55000	90000

Fuente: (Espinosa Stead, 2011)

CAPÍTULO III

ESTUDIOS PRELIMINARES PARA EL DISEÑO DEL PUENTE

3.1 Análisis Socio Económico

“Azogues fue declarado Patrimonio Cultural y Urbano del Ecuador por sus valores intrínsecos de historia, cultura y religión. Su gente ha puesto todo para hacer de Azogues, tierra de fe, de desarrollo urbano y cultural”. <http://www.azoguenos.com/>.

En la geografía urbana y rural, de acuerdo a los datos preliminares del censo de noviembre de 2010, viven 70.000 habitantes aproximadamente, con mayor concentración en la ciudad de Azogues y centros parroquiales. (Planificación prevalece en Azogues en últimas décadas <http://www.elmercurio.com.ec/276898-planificacion-prevalece-en-azogues-en-ultimas-decadas/>, 2011).

(Guillén , Norma Beatriz <http://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/20327/1/TESIS.pdf>, 2014) indica que: “La misión del gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Azogues es fomentar el desarrollo integral y sostenido del Cantón Azogues. Promoviendo el uso adecuado del territorio en todos los aspectos ambientales, sociales, económicos y culturales, en un marco legal permanentemente actualizado y operativo, que permita mejorar de forma continua las condiciones de todos los habitantes urbanos y rurales, en términos de servicios básicos, vialidad, infraestructura de salud, educación cultural y deportiva, donde la calidad de vida, el orden, el respeto y el embellecimiento de la ciudad, sean el reflejo de una administración participativa que impulsa propósitos de desarrollo”.

3.1.1 Ubicación.

La Zona 5 – Chacapamba, es una zona urbana de planificación que se encuentra al norte del Cantón Azogues y a 37 km al sur de la provincia del Cañar.

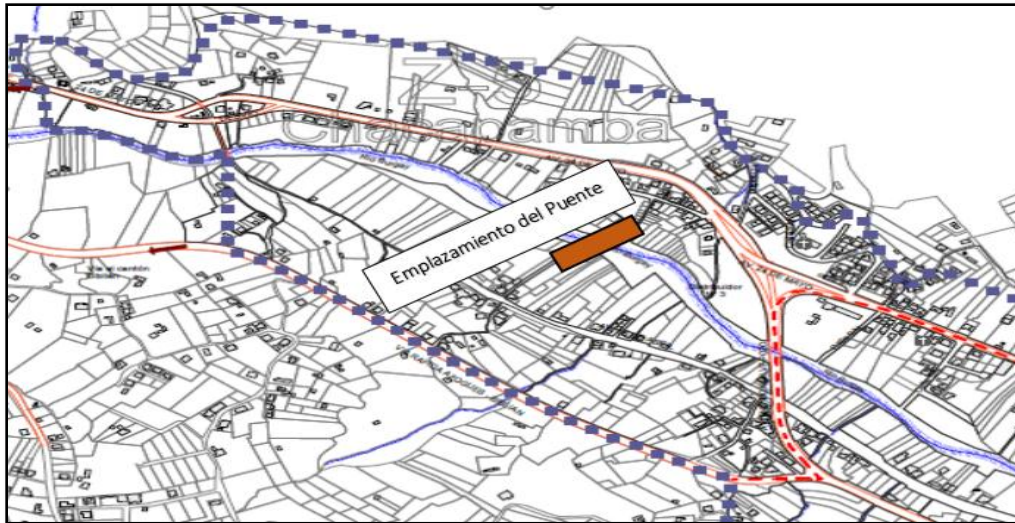


Figura 13: Mapa de la Zona 5 – Chacapamba.
Fuente: Municipalidad de Azogues.

3.1.2 Límites.

- Norte: Centro Parroquial Guapán.
- Sur: Zona de planificación Z4 La Playa.
- Este: Zona de planificación Z6 Uchupucún.
- Oeste: Cantón de Biblián.

3.1.3 Altitud.

La altitud promedio de la cabecera Cantonal de Azogues es de 2518 m s. n. m. y la altitud promedio donde se ubicará el puente en la Zona 5-Chacapamba es de 2540 (m s. n. m).

3.1.4 Extensión.

La Zona 5 – Chacapamba tiene una extensión aproximadamente de 46.71 hectáreas, 0.467 km² según los datos obtenidos por GAD Municipal de Azogues, como se puede observar en la tabla 22.

3.1.5 Clima.

Su temperatura media está alrededor de 17°C.

3.1.6 Información Demográfica.

La Población en el Cantón de Azogues abarca aproximadamente una población Urbana de 33.847 habitantes, y en la zona 5 -Chacapamba tiene una población alrededor de 882 habitantes, ver en la tabla 22.

Tabla 22: Población por zonas Urbanas.

POBLACIÓN POR ZONAS URBANAS					
Número de Zona	Zona	Área (Ha)	Población (hab)	Densidad (hab/Ha)	Habitantes por vivienda
Z1	Bayas	169,05	3046	18,0	4,3
Z2	Charasol	420,53	6717	16,0	2,3
Z3	Bellavista	202,96	1692	8,3	4,4
Z4	La Playa	189,13	5754	30,4	4,2
Z5	Chacapamba	46,71	882	18,9	5
Z6	Uchupucún	149,89	3723	24,8	3,5
Z7	Central	139,5	12033	86,3	4,1
Totales		1317,77	33847	25,7	4

Fuente: Municipalidad de Azogues.

3.2 Estudios Topográficos

3.2.1 Objetivos.

Los estudios topográficos tendrán como objetivos:

- Elaborar los trabajos de campo con el objetivo de obtener los planos topográficos.
- Determinar la ubicación precisa del puente y las respectivas dimensiones de los elementos estructurales.
- Facilitar la información base para los estudios: hidrológicos e hidráulicos y geotecnia.
- Determinar los puntos de referencia para el replanteo durante la construcción del puente.

3.2.2 Instrumentación.

El levantamiento topográfico, se realizó con una estación total moderna, con su prisma

respectivo y con la ayuda de:(Flexo metro, Libreta topográfica, Machete, Botas de agua, Pintura, Clavos, Estacas, Combo, Piola, Brocha).

3.2.3 Metodología.

- El lugar de estudio está ubicado en el sector Chacapamba, Cantón Azogues, Provincia del Cañar, en las coordenadas UTM E 737887.634m N 9698419.895m 2539.14m ver en anexos (Anexo 1 Estudio topográfico).
- El levantamiento topográfico se realizó el día jueves 20 de noviembre de 2016, con un clima templado y una temperatura promedio de 20 °C, con una estación total marca Nikon DTM-322 con precisión de 2''.
- El levantamiento topográfico se realizó con dos estaciones (A, B) y un punto de referencia (1), en lugar se implantó dos hitos de hormigón donde se tomó las coordenadas que servirá como referencia en un futuro, con un GPS diferencial marca Thales Navigation modelo ProMark 3.
- El levantamiento topográfico se realizó aguas arriba y aguas abajo a una distancia aproximada de 100 metros en las dos direcciones tanto horizontal como vertical.
- Los datos del levantamiento topográfico son procesados mediante el software AUTOCAD CIVIL 3D 2017, de esta manera hemos obtenido las coordenadas de los puntos levantados, las curvas de nivel están separadas cada 1 metro y los respectivos planos topográficos.
- Se trazó una sección longitudinal en el eje del cauce que nos permita conocer la pendiente del Río Burgay.

- Se trazó una sección transversal en eje del cauce, que nos ayuda a determinar la ubicación adecuada para el emplazamiento del puente, determinar niveles máximos de crecida del río en un periodo de tiempo dado, nivel del tablero del puente considerando el galibo de seguridad, profundidad de socavación, profundidad de estribos y los macizos de anclaje, con sus respectivas cotas y coordenadas geo referenciadas, se puede observar en los planos topográficos que se ubica al final de la tesis.
- El área aproximada del levantamiento del terreno es de 2.50 ha, y con sus respectivas escalas entre 1:100 y 1:1000 (Planos topográficos).

3.3. Estudios de Hidrología e Hidráulica

3.3.1 Objetivos.

Los datos hidrológicos e hidráulicos serán proporcionado por el GAD, Municipal de Azogues, mismo que realizó la empresa consultora “CONSEJO DE GESTIÓN DE AGUAS DE LA CUENCA DEL PAUTE”, donde se obtendrán velocidades máximas, área de la Cuenca de drenaje, caudales máximos y para su verificación del caudal se realizará la medición del escurrimiento por el método “Aforo con flotadores”.

3.3.2. Alcance.

La determinación de los niveles máximos de crecida, la verificación y estimación del caudal máximo del Río Burgay, donde se realizará mediante el método Aforo de Flotadores.

3.3.3 Estudio realizado por el Consejo de Gestión de aguas de la Cuenca del Paute.

Para obtener más información sobre el estudio se puede observar en Anexo 2 (Estudio Hidráulico e Hidráulico), donde se obtuvieron los siguientes datos relevantes:

- Longitud del cauce principal – 10 Kilómetros

- Desnivel del cauce principal – La cota más alta de la Cuenca es 2492 m.s.n.m y la cota mínima es de 2358 m.s.n.m.
- Área de la cuenca de drenaje(P1) – Tiene una superficie de 179,69 km².
- Caudal de diseño para un retorno de 100 años – 68,05 m³/s.
- Velocidades máximas entre (3.5- 4 m/s).

3.3.4 Determinación del nivel máximo de crecida.

Para obtener la altura máxima de crecida en la sección del puente se utilizó el programa HEC-RAS 4.10, donde se modelo 23 secciones transversales a cada 10 metros, se trabajó con un caudal máximo de 68,05 m³/s en un periodo de retorno 100 años y con un coeficiente de rugosidad de manning 0.041, para obtener más información de los resultados se puede observar en Anexo2 (Estudio Hidráulico e Hidráulico).

En las figuras (12,13 y 14), se obtuvieron las secciones transversales y las alturas máximas de crecida.

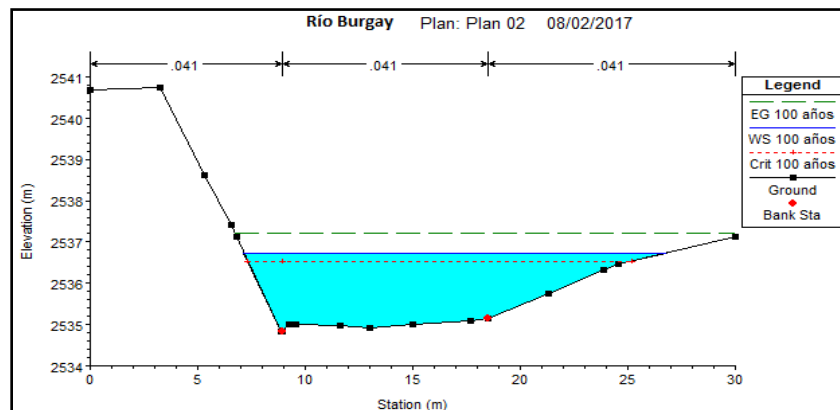


Figura 14 : Sección Transversal a 10 metros aguas arriba del eje del Puente.

Fuente: Elaboración en software HEC-RAS 4.10.

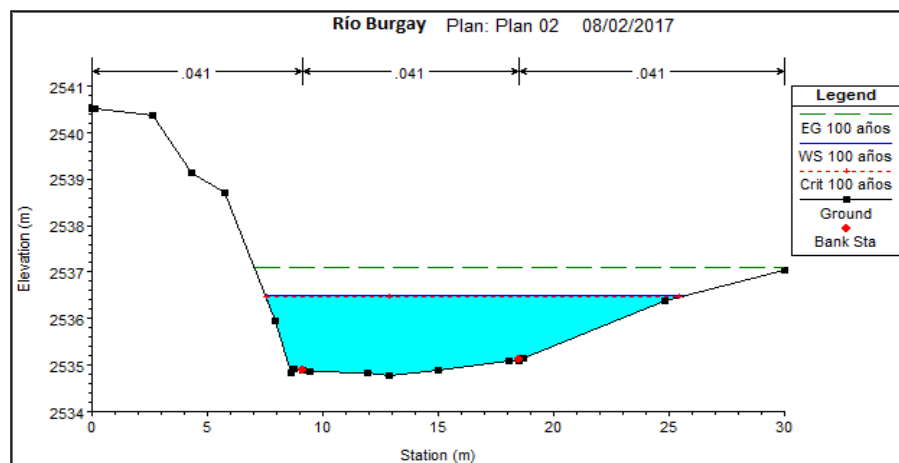


Figura 15: Sección Transversal en el eje del Puente

Fuente: Elaboración en software HEC-RAS 4.10

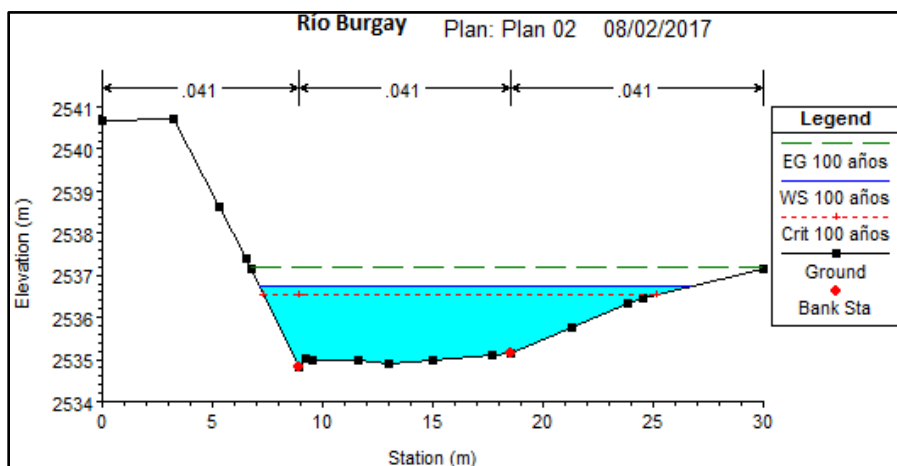


Figura 16: Sección Transversal a 10 metros aguas abajo del eje del Puente

Fuente: Elaboración en software HEC-RAS 4.10

Tabla 23: Resultados de las alturas máximas de crecida.

Sección transversal	Ancho del Río (m)	Altura máxima (m)
10 metros aguas arriba del eje del Puente	19.64	1.92
Eje del Puente	18.25	1.73
10 metros aguas abajo del eje del Puente	20.29	2.04
Promedio (m)		1.90

Fuente: Elaboración Propia.

3.3.5 Estimación del caudal mediante aforos con flotadores.

Se realizó 8 tramos con distancias de 5 metros de longitud sobre el cauce, se midió el ancho del Río y se dividió en 5 partes iguales para ir tomando las profundidades en cada extremo, con un cronometro se tomó los tiempos que tarda en desplazarse el flotador (botella) en cada tramo de 5 metros, para obtener los siguientes datos: la velocidad superficial, el área de la sección transversal y el caudal aplicando la ecuación de continuidad.

$$V = e * t \quad (\text{ecuación 3.1})$$

$$Q = V * A \quad (\text{ecuación 3.2})$$

Donde:

- Q = caudal del cauce en (m^3/s)
- V = velocidad superficial (m/s)
- A = área de la sección transversal (m^2)
- e = espacio entre tramos (m)
- t = tiempo (s)

Se realizó 9 secciones transversales aguas arriba y aguas abajo para calcular las velocidades y caudales de cada tramo, donde se puede ver en Anexo 2 (Estudio Hidráulico e Hidráulico).

Sección transversal en el eje del puente.

Abscisa(m)	Altura (m)
0	0
2	0.34
4	0.4
6	0.47
8	0.39
10	0

Área de la sección Transversal		
A5	3.2	m^2

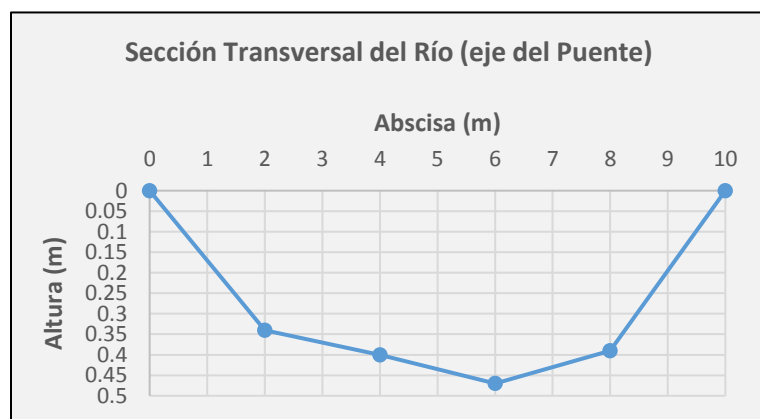


Tabla 24 : Resultados de las velocidades, áreas y caudales.

Tramo	Distancia (m)	Tiempo (s)	Velocidad (m/s)	Área Transversal (m)	Caudal (m ³ /s)
T1-T2	5	6.8	0.74	2.25	1.67
T2-T3	5	7.2	0.69	2.56	1.76
T3-T4	5	8.1	0.62	2.75	1.7
T4-T5	5	6.1	0.82	3.01	2.47
T5-T6	5	5.7	0.88	3.2	2.82
T6-T7	5	7.2	0.69	2.92	2.01
T7-T8	5	5.7	0.88	2.56	2.25
T8-T9	5	8.2	0.61	2.29	1.39
Caudal Promedio (m ³ /s)					2.01
Velocidad Promedio (m/s)					0.741

Fuente: Elaboración Propia.

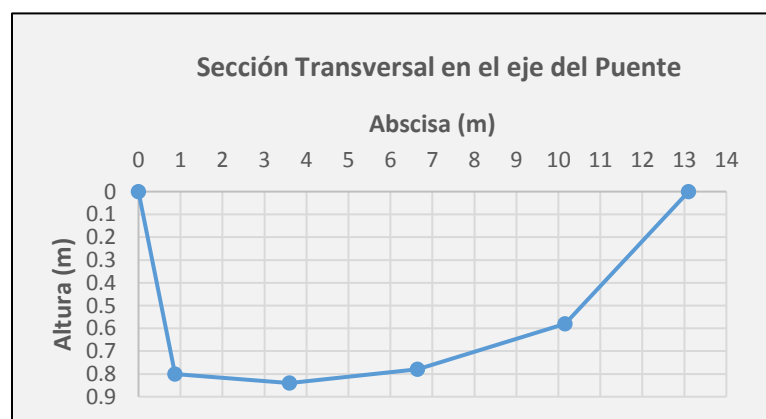
3.3.6 Estimación del caudal máximo.

Con la colaboración de los moradores llegamos al sector donde se procedió a tomar medidas estimadas de las alturas máximas de crecida del Río Burgay, donde obtuvo los siguientes valores: Velocidad de 3.5 m/s (dato realizado por el Consejo de Gestión de aguas de la Cuenca de Paute), una altura máxima promedio de 0.75 m y el ancho del Río de 13.10 metros aproximadamente. Con estos datos se procede a calcular el caudal máximo de crecida en el sector de Chacapamba como se ver en la tabla 25.

Tabla 25: Caudal máximo en la sección transversal en el eje del puente.

Abscisa	Altura
0	0
0.87	0.8
3.6	0.84
6.65	0.78
10.16	0.58
13.1	0

Área Transversal	8.296	m ²
Velocidad	3.5	m/s
Caudal máximo	29.04	m ³ /s



En conclusión, con los datos realizados por el Consejo de Gestión de aguas de la Cuenca del Paute) estima un caudal máximo de 36.39 m³/s para el año 2017 y con el método de aforos con flotadores se estima un caudal máximo de 29.04 m³/s para el mismo año. Se verifica y se estima que los caudales son semejantes (el método de aforo utilizado se presta a un margen de error considerable) por lo tanto se puede trabajar con los datos realizados por la empresa ya mencionada anteriormente.

3.4 Estudio de Suelos

3.4.1 Objetivos.

El presente estudio tiene como objetivo principal determinar las características geológicas, es decir, la estratigrafía, la identificación, capacidad portante y las propiedades físicas y mecánicas de los suelos para el diseño de una cimentación segura.

3.4.2 Alcance y Ubicación.

Se debe realizar las respectivas perforaciones de campo y ensayos de laboratorio, cuya cantidad será determinada en base al tiempo del anteproyecto, en términos de su longitud y las condiciones del suelo.

Para poder alcanzar los objetivos previstos, se consideraron los siguientes aspectos:

- Ejecución de dos perforaciones, uno en cada estribo del puente.
- Ensayos de laboratorio de las muestras del suelo.
- Especificaciones del suelo, estratigrafía e identificación de los estratos de suelo.
- Establecer el tipo y profundidades de cimentaciones adecuados, así como parámetros geotécnicos preliminares para el diseño del puente.

A continuación, se muestra en la figura 17 la ubicación geo referencial del terreno donde será emplazado el Puente y el lugar donde se realizaron las perforaciones.



Figura 17: Ubicación Geo referencial del Puente Colgante Peatonal.
Fuente: (Google Earth, 2017).

3.4.3 Exploración geotécnica.

Con una retroexcavadora se realizó dos excavaciones, uno en cada estribo del puente, se tomaron dos muestras en el estribo Sur y una en el estribo Norte en bolsas plásticas con un registro de cada perforación (observar en el Anexo 3 Estudio de suelos). La muestra se llevó al laboratorio de suelos de la Universidad Católica de Cuenca para elaborar los respectivos ensayos:

- Granulometría: Tamiz # 200, ASTM D422-63 y lavado en muestras que pasan por el tamiz # 200.
- Contenido de humedad natural (ASTM D2216).
- Plasticidad: La cual se obtienen a través de las pruebas llamadas de (Limites de Atterberg), siendo estas las de límite líquido (ASTM 423-66) y limite plástico (ASTM 424-59).
- Ensayo de compresión simple (ASTMD2166).
- Peso específico de solidos del suelo ASTMD854.
- Clasificación de los suelos por SUCS Y ASSHTO.

Cada ensayo que se realizó en el laboratorio se puede observar en el Anexo 3 (Estudio de suelos).

3.4.4 Modelo geotécnico del sitio de estudio.

Con los datos obtenidos en campo y en el laboratorio se puede describir las siguientes características geotécnicas de las dos perforaciones del estudio.

a) Pozo #1. Torre Izquierda, Coordenadas (N 9698419.89 m, E 737887.63 m, Elevación 2540 m).

Esta perforación tiene dos estratos con una profundidad total de 2.30 m

- En el primer estrato tiene una profundidad de 1.60 m con una capa vegetal de 0.30m, Según el SUCS tenemos un suelo (SM), Arenas Limosas mezcladas de (arena- limo) de color café claro; según el AASHTO tenemos un suelo A2-6(0) grava y arenas limosas o arcillosas. Tiene un peso específico seco de 2.64 gr/cm^3 con una humedad promedio de 11.91%, con un límite plástico de 27.48, un límite líquido de 32.7 % de humedad a los 25 golpes y un límite de plasticidad de 5,22.
- Desde (1.60 m hasta los 2.30 m) de profundidad se encuentra el segundo estrato. Según el SUCS tenemos un suelo (SC), Arenas arcillosas mezcladas de (arena- arcilla); según el AASHTO tenemos un A4(2), un suelo limosos calidad aceptable a mala. Tiene un peso específico seco de 2.65 gr/cm^3 con una humedad promedio de 11.57%, con un límite plástico de 23.90, un límite líquido de 31 % de humedad a los 25 golpes, un límite de plasticidad de 7.10 y un esfuerzo máximo de 1.05 kg/cm^2 .
- No se determinó la presencia de nivel freático, para mayor información se puede observar en el Anexo 3 (Estudio de suelos).

a) Pozo No. 2 Estribo Norte, Coordenadas (N 9698450.54m, E 737902.18 m, Elevación 2536.5m).

- Esta perforación tiene un solo estrato, con una capa vegetal de 0.20m con una profundidad

total de 1.50m. Según el SUCS tenemos un suelo (GP), gravas pobremente graduadas, mezclas (grava-arena), pocos o ningún fino de color gris oscuro; según el AASHTO tenemos un suelo A1-6(0) fragmentos de piedra, grava y arena excelente a buena. Tiene un peso específico seco de 2.70 gr/cm^3 con una humedad promedio de 5.89%, no tiene límite líquido, ni límite plástico por lo que se llama un suelo no plástico.

- Se determinó la presencia de nivel freático a una profundidad de 1.50m para mayor información se puede observar en el Anexo 3 (Estudio de suelos).

3.4.5 Capacidad de carga última del suelo.

Con los estudios de suelos realizados en el laboratorio, indica que debemos calcular la capacidad de carga última del suelo para cada pozo, por lo que tienen diferentes propiedades físicas -mecánicas.

3.4.5.1 Capacidad Resistente Admisible del Suelo.

La (NEC-SE-CM - Geotecnia y Cimentaciones, 2014) indica que:

“En cualquiera de las metodologías utilizadas bajo el criterio de resistencia al corte podrán ser utilizados como mínimo los siguientes factores de seguridad indirecta mínima (FSIM) para la capacidad portante de cimientos superficiales y de punta de cimentaciones profundas”(pág. 43).

Tabla 26 : Factores de Seguridad Indirectos Mínimos (F.S.I.M).

Condición	F.S.I.M Admisible
Carga Muerta +Carga viva Nominal	3
Carga Muerta +Carga viva Máxima	2.5
Carga Muerta +Carga viva Nominal+ sismo de Diseño pseudo estático	1.5

Fuente: (NEC-SE-CM - Geotecnia y Cimentaciones, 2014, pág. 43)

3.4.5.2 Pozo No. 2 Estribo Norte.

Angulo de rozamiento interno	ϕ	35°	ver (anexo 3)
Peso Específico del suelo	γ_{seco}	2700 kg/m ³	ver (anexo 3)
Peso Específico del agua	γ_w	980 kg/m ³	
Peso Específico Saturado	γ_{sat}	2820 kg/m ³	ver (anexo 3)
Profundidad de cimentación	D_f	2.5m	
Cohesión	C	0	No tiene cohesión
Factor de Seguridad	F_s	3	Ver (tabla 26)
Ancho de cimentación	B	1.50 m	
Factores de capacidad de carga según Terzaghi	N_c	25.18	ver (anexo 3)
	N_q	12.75	ver (anexo 3)
	N_y	8.35	ver (anexo 3)

(Braja M.Das Principios de Ingeniería de Cimentaciones, 1999, pág. 160) indica que “Para suelos con nivel freático, donde se localiza de manera que $0 \leq D_1 \leq D_f$, el factor (q) se puede definir con la siguiente ecuación:”

$$q = D_1 \gamma + D_2 (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \quad (\text{ecuación 3.3})$$

$$q = 1.50\text{m} * 2700\text{kg/m}^3 + 1\text{m}(2820\text{kg/m}^3 - 980\text{kg/m}^3)$$

$$q = 5890\text{kg/m}^2$$

Para cimentaciones que exhiben falla local por corte en suelos, Terzaghi sugirió modificaciones, por lo tenemos la siguiente ecuación:

$$q_u = (0.867 * C * N_c) + (q * N_q) + (0.4 * \gamma * B * N_y) \quad (\text{ecuación 3.4})$$

$$q_u = (5890\text{kg/m}^2 * 12.75) + (0.4 * 2700\text{kg/m}^3 * 1.50\text{m} * 8.35)$$

$$q_u = \frac{88625\text{kg/m}^2}{100^2} \quad q_u = 8.86 \text{ kg/cm}^2$$

Determinación de la Capacidad de carga neta.

$$q_{\text{net}} = q_u - q_{\text{ab}} \quad (\text{ecuación 3.5})$$

Donde:

- q_u : Capacidad de carga última ($q_u = 8.86\text{kg/cm}^2$) en estudios de suelos
- q_{ab} : Esfuerzo geostático total removido a nivel del desplante de la cimentación

Determinación del Esfuerzo Geoestático total removido.

$$q_{ab} = \gamma * D_f \quad (\text{ecuación 3.6})$$

$$q_{ab} = \frac{2700 \text{kg/m}^3 * 2.5 \text{m}}{100^2} \quad q_{ab} = 0.675 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces:

$$q_{net} = 8.86 \text{ kg/cm}^2 - 0.675 \text{kg/cm}^2 \quad q_{net} = 8.18 \text{ kg/cm}^2$$

Determinación de la Capacidad de carga admisible.

$$q_{adm} = \frac{q_{net}}{F_s} + q_{ab} \quad (\text{ecuación 3.7})$$

$$q_{adm} = \frac{8.18 \text{kg/cm}^2}{3} + 0.675 \text{kg/cm}^2 \quad q_{adm} = 3.40 \text{ kg/cm}^2$$

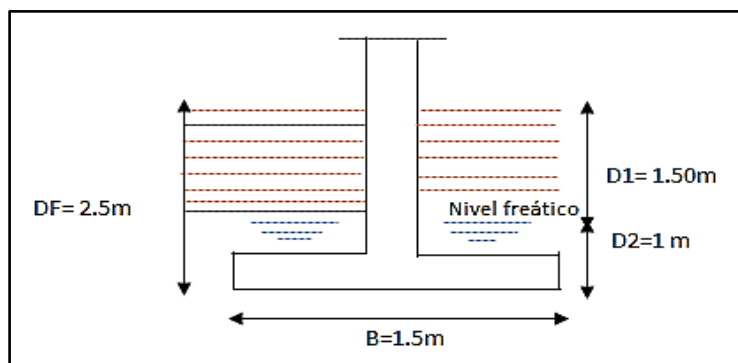


Figura 18 : Capacidad de carga con nivel freático.

Fuente: Elaboración Propia.

3.4.5.3 Pozo No. 1 Estribo Sur.

Datos:

Angulo de rozamiento interno	ϕ	27°	ver (anexo 3)
Peso Específico del suelo	γ_{seco}	2650 kg/m ³	ver (anexo 3)
Profundidad de cimentación	D_f	2.5 m	
Cohesión	C	0.525 kg/cm ²	ver (anexo 3)
Factor de Seguridad	F_s	3	Ver(tabla 26)
Ancho de cimentación	B	1.5m	
Factores de capacidad de carga según Terzaghi	N_c	16.30	ver (anexo 3)
	N_q	6.54	ver (anexo 3)
	N_y	2.88	ver (anexo 3)

Determinación de Capacidad de carga ultima según la (ecuación 3.4).

$$q_u = (0.867 * 5250 * 16.30) + (2650 * 2.5 * 6.54) + (0.4 * 2650 * 1.50 * 2.88)$$

$$q_u = \frac{128808 \text{ kg/m}^2}{100^2} \quad q_u = 12.21 \text{ kg/cm}^2$$

Determinación del Esfuerzo Geoestático total removido según la (ecuación 3.6).

$$q_{ab} = \frac{2650 \text{ kg/m}^3 * 2.5 \text{ m}}{100^2} \quad q_{ab} = 0.662 \text{ kg/cm}^2$$

Determinación de la Capacidad de carga neta según la (ecuación 3.5).

$$q_{\text{net}} = 12.21 \text{ kg/cm}^2 - 0.662 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{\text{net}} = 11.55 \text{ kg/cm}^2$$

Determinación de la Capacidad de carga admisible según la (ecuación 3.7).

$$q_{\text{adm}} = \frac{11.55 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3} + 0.662 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{\text{adm}} = 4.52 \text{ kg/cm}^2$$

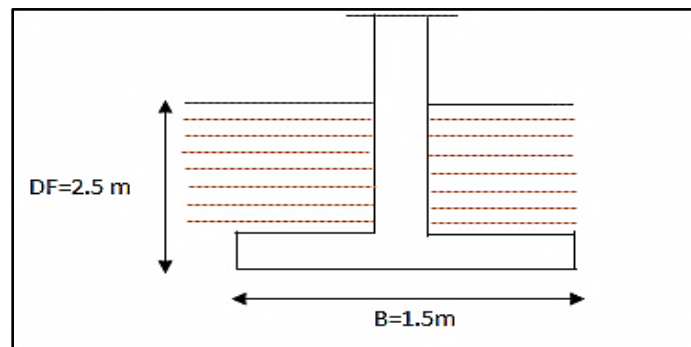


Figura 19: Capacidad de carga sin nivel freático.

Fuente: Elaboración Propia.

3.5 Estudios de socavación.

Según (Jose Eusebio Trujillo Orozco Diseño de Puentes de Concreto , 1993) indica que:

Es una de las principales causas de la falla de un puente. La socavación es importante conocerla para definir las cotas de cimentación de las pilas y los estribos. Sin el conocimiento de la socavación, el ingeniero está expuesto a proponer cotas de cimentación superficiales que hagan inestable la estructura, por ausencia de piso de apoyo o proponer una cota de cimentación más profunda de la requerida aumentando en esta forma sus costos y dificultades en la construcción.

Cuando se presenta una avenida en un río, los materiales de acarreo que nacen en su lecho son removidos y transportados en suspensión o por arrastre, para ser depositados aguas abajo, al decrecer la velocidad de la corriente. Este es un fenómeno típico de erosión, pero con el aumento de la velocidad del agua y del tirante, el movimiento de las aguas subálveas también se incrementa, provocando en las partículas sueltas debajo de la superficie un estado de suspensión o inestabilidad, que hacen que no pueda soportar ninguna carga. Este fenómeno del subsuelo en el lecho del río es una socavación. (pág. 255).

3.5.1 Socavación General.

(Jose Eusebio Trujillo Orozco Diseño de Puentes de Concreto , 1993) ocurre:

Cuando se presenta una creciente y ocasiona el descenso del fondo del cauce, este recupera su nivel inicial al pasar la corriente. Al aumentar el caudal por la creciente su velocidad aumenta y por lo tanto su capacidad de arrastre, el desgaste del fondo va a depender de las características del suelo. La distribución del material del fondo puede ser homogénea o heterogénea. (pág. 255).

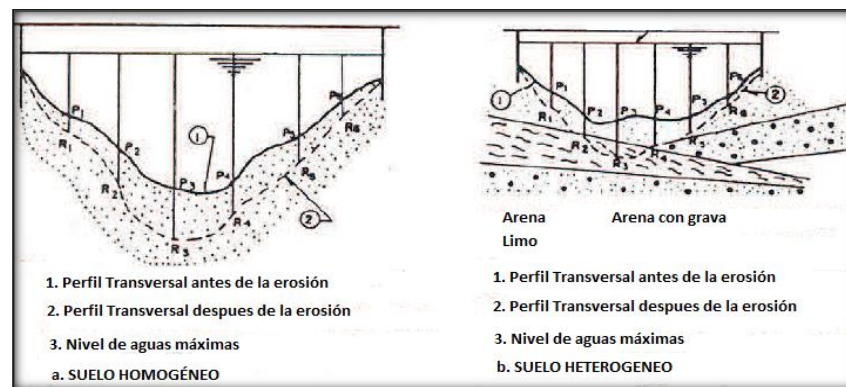


Figura 20 : Distribución del material del fondo.

Fuente: (Jose Eusebio Trujillo Orozco Diseño de Puentes de Concreto , 1993).

Los suelos pueden ser cohesivos y no cohesivos. La socavación también depende de la altura del tirante de agua y muchos otros parámetros, la socavación general se presenta en el cauce del río sin la existencia de ninguna estructura por el aumento del caudal debido a una creciente y es

mayor el efecto si adicionalmente se localiza una estructura, como ocurre en el caso de un puente por la presencia de los estribos y las pilas. (pág. 256).

3.5.2 Deducción de fórmulas empleadas para cálculo de socavación.

Las velocidades erosivas del suelo se hallan de acuerdo al criterio de Liscvhtvan Levediev, uno de los varios criterios existentes los cuales son definidas para suelos cohesivos y suelos no cohesivos de acuerdo a las siguientes expresiones:

Para suelos cohesivos (suelos limosos plásticos y arcillosos)

$$V_e = 0.68 * \gamma_s^{1.18} * \beta * H_s^x \quad (\text{ecuación 3.8})$$

Para suelos no cohesivos (arena y guijarros)

$$V_e = 0.68 * d_m^{0.28} * \beta * H_s^x \quad (\text{ecuación 3.9})$$

Dónde:

- V_e = Velocidad erosiva en m/s.
- D_m = Es el diámetro medio de los granos del fondo en (mm).
- $D_m = 0,01 \sum d_i * P_i$.
- d_i = diámetro medio, en mm de una fracción en la curva granulométrica de la muestra total que se analiza y P_i el peso en % de esa misma porción, comparada respecto al peso total de la muestra.
- H_s = Tirante considerado, donde se desea conocer el valor de V_e necesario para arrastrar y levantar el material, en (m).
- β = Un coeficiente de paso, que depende de la frecuencia con que se repita la creciente que se estudia, observar en la tabla 27
- x = Exponente variable que está en función del peso volumétrico del material seco (t/m^3).

Tabla 27: Calculo del coeficiente β .

Posibilidad anual en (%) de que se presente el gasto de diseño	Coeficiente de β
100	0,77
50	0,82
20	0,86
10	0,90
5	0,94
2	0,97
1	1,00
0,3	1,03
0,2	1,05
0,1	1,07

Fuente: (Jose Eusebio Trujillo Orozco Diseño de Puentes de Concreto , 1993).

Tabla 28: Calculo del valor de X.

Suelos no Cohesivos		dm (mm)	x
dm (mm)	x	25,00	0,31
0,05	0,43	40,00	0,30
0,15	0,42	60,00	0,29
0,51	0,41	90,00	0,28
1,00	0,40	140,00	0,27
1,50	0,39	190,00	0,26
2,50	0,38	250,00	0,25
4,00	0,37	310,00	0,24
6,00	0,36	370,00	0,23
8,00	0,35	450,00	0,22
10,00	0,34	570,00	0,21
15,00	0,33	750,00	0,20
20,00	0,32	1000,00	0,19

Fuente: (Jose Eusebio Trujillo Orozco Diseño de Puentes de Concreto , 1993).

Mediante la fórmula de manning se puede expresar:

- Q = caudal máximo de creciente (m^3/s)
- H_s = altura socavada (m)
- B = ancho efectivo del Río (m)

- A = Área transversal del Río (m^2)
- H = altura media del área hidráulica sin socavar (m)
- β = Un coeficiente de paso, que depende de la frecuencia con que se repita la creciente que se estudia observar la tabla 27
- x = Exponente variable que está en función del peso volumétrico del material seco (t/m^3) observar la tabla 28.

En la tabla 29, son los datos realizados del análisis de estudio de suelos.

Tabla 29: Registro de datos necesarios para el cálculo del diámetro efectivo.

Apertura Tamiz mm (di)	% Retenido (Pi)	di*Pi
50.8	19.88	1009.904
38.1	24.45	931.545
25.4	29.84	757.936
19.1	33.56	640.996
12.7	37.07	470.789
9.52	39.35	374.612
4.76	43.66	207.8216
2.00	48.36	96.72
0.420	60.95	25.599
0.074	83.26	6.16124
dm (mm)		45.221

Fuente: Elaboración Propia.

3.5.3 Socavación en la sección Transversal del eje del Puente.

Para determinar una altura adecuada de socavación se realizó 3 perfiles, aguas arriba, en el eje y aguas abajo del Río (Anexo 4 Estudio de Socavación), se analizó que la mayor socavación se produce en eje del puente por lo tanto tenemos los siguientes resultados:

Datos		
Eje del Puente		
Caudal Máximo	68.05	m³/s
Ancho Efectivo del Río (B)	18.25	m
Diámetro de partículas dm (mm)	45	Tabla 29
x	0.3	Tabla 28
β (2 veces por año)	0.97	Tabla 27

Para el estudio de socavación se trabajará con un suelo no cohesivos

$$Q = S^{1/2} H^{5/3} B/n \quad \text{o sea} \quad S^{1/2} = Q n / H^{5/3} B \quad (\text{ecuación 3.10})$$

Determinación del Área Hidráulica

$$\text{Área} = 21.4 \text{ m}^2$$

Altura media del área hidráulica sin socavar

$$H = \frac{A}{B} \quad (\text{ecuación 3.11})$$

$$H = \frac{21.4 \text{ m}^2}{18.25 \text{ m}} \quad H = 1.17 \text{ m}$$

Determinación del N

$$N = \frac{Q}{H^{5/3} B} \quad (\text{ecuación 3.12})$$

$$N = \frac{68.05 \text{ m}^3/\text{s}}{1.17 \text{ m}^{5/3} * 18.25 \text{ m}} \quad N = 2.861$$

Altura de un suelo no cohesivo

$$H_s = \left(\frac{N H^{5/3}}{0.68 \text{ dm}^{1.18} \beta} \right)^{\frac{1}{(1+x)}} \quad (\text{ecuación 3.13})$$

Con la ecuación 3.13, se calcula la altura socavada de cada punto de la sección transversal, se puede observar en la tabla 30.

Tabla 30: Profundidades de socavación en la sección transversal del eje del Puente.

Abscisa (m)	Cota Fondo (m.s.n.m)	Altura sin Socavar (m)	Socavación General	
			Altura socavada(m)	Cota (m.s.n.m)
0	2536.5	0	0	2536.5
1.57	2534.88	1.620	2.527	2532.35
4.4	2534.84	1.660	2.608	2532.23
5.35	2534.76	1.740	2.770	2531.99
7.45	2534.9	1.600	2.488	2532.41
10.95	2535.1	1.400	2.096	2533.00
18.25	2536.5	0	0.0000	2536.5

Fuente: Elaboración Propia.

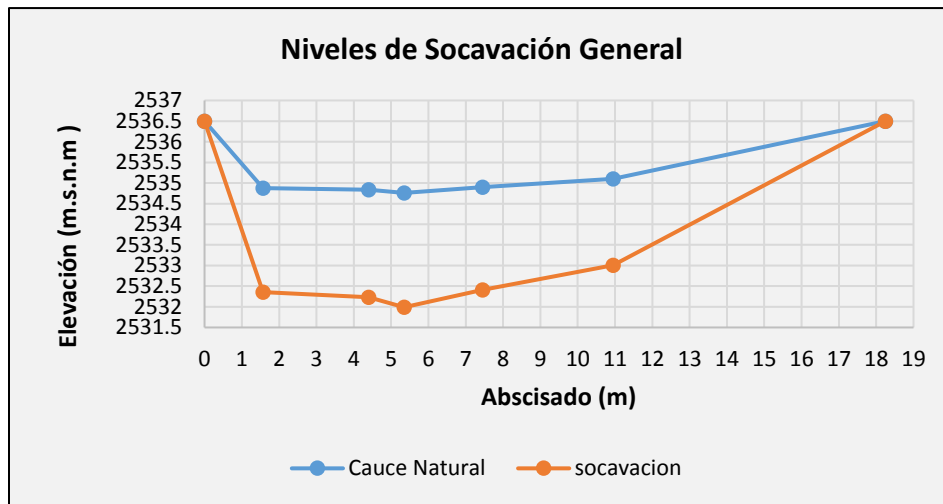


Figura 21: Niveles de Socavación General.

Fuente: Elaboración Propia.

En conclusión, para el proyecto se va a trabajar con una profundidad máxima de socavación de 2.80 metros.

CAPÍTULO IV

CALCULO ESTRUCTURAL

4.1.Introducción

El cálculo estructural es un proceso sistemático que concluye con el conocimiento de las características y propiedades físicas- mecánicas de los materiales (Hormigón armado, Acero Estructural ASTM 36, Madera), y con las respectivas normas (NEC 2015, ACI 318 SUS-14 AISC). Para el análisis y modelamiento del Puente Colgante, se realizará con el software SAP 2000 V.18, con las respectivas cargas, donde el objetivo principal es obtener una estructura óptima y segura.

4.2 Dispositivos Básicos de Protección y seguridad

(Torres C., 2013) indica que “Dentro de la práctica de diseño en nuestro país, el galibo debe estar comprendido entre los siguientes valores $1.80 \leq \text{Galibo} \leq 2.20 \text{ m}$ ” (p. 44).

Para nuestro caso vamos a considerar una altura de seguridad de 1.80 metros.

Barandas: Estas protecciones son diseñadas para garantizar la seguridad de personas, animales, bicicletas, etc., que transiten por el puente, las barandas deben ser especificadas de tal forma que sean seguras, económicas y estéticas.

Según (Torres C., 2013) la altura mínima de protección será de 1.07m (pág. 167).

Para el proyecto vamos a considerar una altura de 1.15 m.

4.3 Diseño del tablero del Puente Peatonal

El tablero está conformado por: tablones, vigas longitudinales, vigas transversales, vigas de rigidez y arriostramientos.

4.3.1 Diseño del Tablón.

Los tablones serán colocados sobre las vigas longitudinales que conforman el tablero del puente. En la tabla 31, se observa todos los datos de las Propiedades Físico – Mecánicas de la madera, que se obtuvieron del capítulo 2 de las tablas 19, 21 respectivamente.

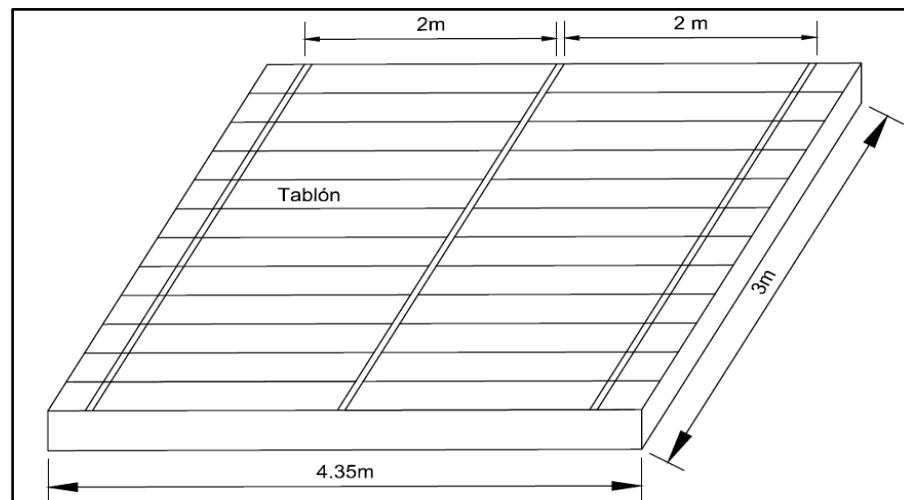


Figura 22: Tablones del tablero del Puente.
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 31: Propiedades Físico – Mecánicas de la madera.

Datos		
Espesor del tablón (e)	0.05	m
Ancho del Tablón (a)	0.23	m
Longitud del Tablón (L)	2	m
Peso Específico de la Madera Seique (ρ)	680	kg/m ³
Esfuerzo admisible a flexión	100	kg/cm ²
Esfuerzo admisible a corte	8	kg/cm ²
Módulo de Elasticidad	90000	kg/cm ²
Carga viva (Cv)	510	kg/m ²

Determinación de la Carga Permanente (D).

$$D = \rho * a * e \quad \text{(ecuación 4.1)}$$

$$D = (680 \text{ kg/m}^3 * 0.23\text{m} * 0.05\text{m}) \quad D = 7.82 \text{ kg/m}$$

Determinación de la Carga variable (L).

$$L = C_v * a \quad \text{(ecuación 4.2)}$$

$$L = 510 \text{ kg/m}^2 * 0.23\text{m} \quad L = 117.30 \text{ kg/m}$$

Determinación de la Carga sísmica (E).

$$E \text{ o } W = D + 0.25L \quad \text{(ecuación 4.3)}$$

$$E = 7.82 \text{ kg/m} * 0.25(117.30 \text{ kg/m})$$

$$E = 37.145 \text{ kg/m}$$

Determinación de la Carga Total (q).

$$q = D + L + E \quad \text{(ecuación 4.4)}$$

$$q = 7.82 \text{ kg/m} + 117.30 \text{ kg/m} + 37.145 \text{ kg/m}$$

$$q = 162.27 \text{ kg/m}$$

Momento máximo (Mmax), se considera como una viga simplemente apoyada con una carga uniforme se puede ver en la figura 21.

$$M_{\max} = \frac{q * l^2}{8} \quad \text{(ecuación 4.5)}$$

$$M_{\max} = \frac{162.27 \text{ kg/m} * 2\text{m}^2}{8} \quad M_{\max} = 81.14 \text{ kg. m}$$

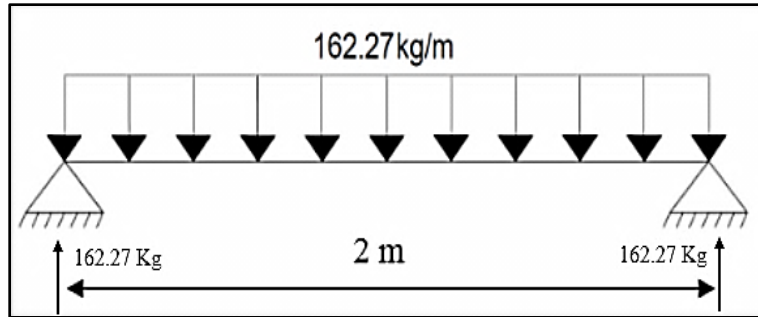


Figura 23: Viga simplemente apoyada.

Fuente: Elaboración propia software AutoCAD Civil 3D 2017

Determinación del Módulo resistente de la sección (S)

$$S = \frac{a * e^2}{6} \quad (\text{ecuación 4.6})$$

$$S = \frac{0.23m * 0.05m^2}{6} \quad S = 9.583E-5 \text{ m}^3$$

Determinación del Esfuerzo Máximo a Flexión (σ_{\max})

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{S} \quad (\text{ecuación 4.7})$$

$$\sigma_{\max} = \frac{81.14 \text{ kg. m}}{9.583E-5 \text{ m}^3 * 10000} \quad \sigma_{\max} = 84.67 \text{ kg/cm}^2$$

Comprobación a flexión

$$\sigma_{\max} < \sigma_{\text{adm}}$$

$$84.67 \text{ kg/cm}^2 < 100 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

Determinación del Esfuerzo Máximo a Corte (V_{\max})

$$V = \frac{q * l}{2} \quad V = \frac{162.27 \text{ kg/m} * 2 \text{ m}}{2} \quad V = 162.27 \text{ kg} \quad (\text{ecuación 4.8})$$

$$V = \frac{3 V}{2A} \quad (\text{ecuación 4.9})$$

$$V_{\max} = \frac{3 * 162.27 \text{ kg}}{2(0.23 \text{ m} * 0.05 \text{ m}) * 10000} \quad V_{\max} = 2.12 \text{ kg/cm}^2$$

Comprobación a Corte

$$V_{\max} < V_{\text{adm}} \quad 2.12 \text{ g/cm}^2 < 8 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

4.3.2 Diseño de las vigas Longitudinales y Transversales.

Para el diseño y modelamiento de las vigas transversales y longitudinales, se va a trabajar con vigas metálicas en forma de cercha, con perfiles estructurales ASTM 36, en la tabla 32 se especifica los esfuerzos admisibles del acero.

Tabla 32: Especificaciones de la norma ASTM.

Especificación ASTM	Esfuerzo de Fluencia (Fy)		Resistencia a la Tensión (Fu)	
	ksi	kg/cm ²	ksi	kg/cm ²
ASTM A36	36	2531	58-80	4078-5624
ASTM A 572 Gr 50	50	3515	65	4570
ASTM A 588 Gr 50	50	3515	70	4921

Fuente: (Estructuras de Acero NEC-SE-AC, 2014).

Datos		
Espesor del tablón (e)	0.05	m
Ancho del Tablón (a)	0.23	m
Longitud del Tablón (L)	2	m
Peso Específico de la Madera (p)	680	kg/m ³
Carga viva (Cv)	510	kg/m ²

4.3.2.1 Carga Muerta.

En la figura 24, se puede observar los diferentes ejes de las vigas transversales y las vigas longitudinales del tablero.

Determinación de las Cargas Muertas.

$$D = \rho * a * e \quad \text{(ecuación 4.10)}$$

- ρ = Peso específico de la madera (kg/m³).
- a = Longitud de influencia (m).
- e = espesor del tablón (m).

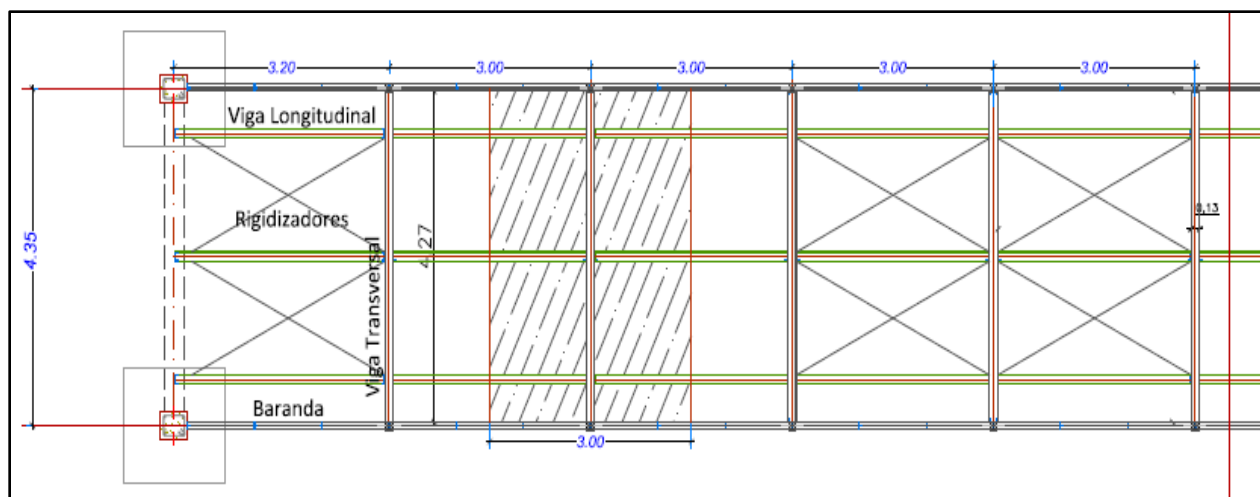


Figura 24: Vigas del tablero.

Fuente: Elaboración propia software AutoCAD Civil 3D 2017.

Las cargas obtenidas del tablero se analizaron en el centro de la luz del puente ya que es el tramo más desfavorable, En la tabla 33 se especifica los resultados de las cargas muertas en las vigas transversales y longitudinales.

Tabla 33: Carga Muerta.

Vigas Longitudinales								
Eje 1			Eje 2			Eje 3		
Peso de los tablonos			Peso de los tablonos			Peso de los tablonos		
Según la ecuación 4.10			Según la ecuación 4.10			Según la ecuación 4.10		
$P1 = 680 \text{ kg/m}^3 * 0.05\text{m} * 1\text{m}$			$P1 = 680 \text{ kg/m}^3 * 0.05\text{m} * 2\text{m}$			$P1 = 680 \text{ kg/m}^3 * 0.05\text{m} * 1\text{m}$		
P1 =	34	kg/m	P1 =	68	kg/m	P1 =	34	kg/m
Peso de los Pernos			Peso de los Pernos			Peso de los Pernos		
P2 =	5	kg/m	P2 =	5	kg/m	P2 =	5	kg/m
Peso de la Viga transversal			Peso de la Viga transversal			Peso de la Viga transversal		
P3 =	50	kg/m	P3 =	50	kg/m	P3 =	50	kg/m
Peso total			Peso total			Peso total		
PT =	89	kg/m	PT =	123	kg/m	PT =	89	kg/m
Vigas Transversal								
Eje 1			Eje 2			Eje 3		
Peso de los tablonos			Peso de los tablonos			Peso de los tablonos		
Según la ecuación 4.10			Según la ecuación 4.10			Según la ecuación 4.10		
$P1 = 680 \text{ kg/m}^3 * 0.05\text{m} * 3\text{m}$			$P1 = 680 \text{ kg/m}^3 * 0.05\text{m} * 3\text{m}$			$P1 = 680 \text{ kg/m}^3 * 0.05\text{m} * 3\text{m}$		

P1 =	102	kg/m	P1 =	102	kg/m	P1 =	102	kg/m
Peso de los Pernos			Peso de los Pernos			Peso de los Pernos		
P2 =	5	kg/m	P2 =	5	kg/m	P2 =	5	kg/m
Peso de la Viga Longitudinal			Peso de la Viga Longitudinal			Peso de la Viga Longitudinal		
P3 =	50	kg/m	P3 =	50	kg/m	P3 =	50	kg/m
Peso de la Viga transversal			Peso de la Viga transversal			Peso de la Viga transversal		
P4 =	50	kg/m	P4 =	50	kg/m	P4 =	50	kg/m
Peso de la Baranda			Peso de la Baranda			Peso de la Baranda		
P5 =	50	kg/m	P5 =	50	kg/m	P5 =	50	kg/m
Peso total			Peso total			Peso total		
PT =	257	kg/m	PT =	257	kg/m	PT =	257	kg/m

Fuente: Elaboración Propia.

4.3.2.2 Carga Viva.

Los resultados obtenidos de las cargas vivas en las vigas transversales y longitudinales se pueden observar en la tabla 34.

Determinación de las Cargas Vivas

$$D = C_v * L \quad (\text{ecuación 4.11})$$

- C_v = Carga viva peatonal (510 kg/m^2).
- a = Longitud de influencia (m).

Tabla 34: Carga viva.

Vigas Longitudinales								
Eje 1			Eje 2			Eje 3		
Carga Viva			Carga Viva			Carga Viva		
Según la ecuación 4.5			Según la ecuación 4.5			Según la ecuación 4.5		
CV =	510 $\text{kg/m}^2 \cdot 1\text{m}$		CV =	510 $\text{kg/m}^2 \cdot 2\text{m}$		CV =	510 $\text{kg/m}^2 \cdot 1\text{m}$	
CV =	510	kg/m	CV =	1020	kg/m	CV =	510	kg/m
Vigas Transversal								
Eje 1			Eje 2			Eje 3		
Carga Viva			Carga Viva			Carga Viva		
Según la ecuación 4.5			Según la ecuación 4.5			Según la ecuación 4.5		
CV =	510 $\text{kg/m}^2 \cdot 3\text{m}$		CV =	510 $\text{kg/m}^2 \cdot 3\text{m}$		CV =	510 $\text{kg/m}^2 \cdot 3\text{m}$	
CV =	1530	kg/m	CV =	1530	kg/m	CV =	1530	kg/m

Fuente: Elaboración Propia.

4.3.2.3 Altura de la cercha.

Según (Paola Elizabeth Ramirez "Diseño de Puentes por el método del LRFD", 2010, pág. 160)

Para calcular la altura del peralte de la cercha se va a diseñar con la siguiente fórmula:

$$h=0.10 L \quad h= 0.12 L \quad \text{donde } L= \text{longitud de la cercha} \quad (\text{ecuación 4.12})$$

$h = 0.4\text{m}$ vamos a trabajar con un $h = 0.40\text{m}$

4.3.2.4 Modelamiento del entramado principal del tablero con el software SAP 2000 V.18

En las figuras 25, 26 se observa los respectivos perfiles estructurales que se va a trabajar en las vigas transversales y en las longitudinales.

DIMENSIONES			PESOS		SECCION	TIPOS						
A	B	e	6 metros	1 metro		EJE X-X			EJE Y-Y			
mm	mm	mm	kg	kg	cm2	I	W	I	I	W	I	x
						cm4	cm3	cm	cm4	cm3	cm	cm
125	50	3	30.42	5.07	6.45	149.00	23.90	4.81	15.10	4.02	1.53	1.24
125	50	4	39.90	6.65	8.47	192.00	30.70	4.76	19.40	5.24	1.51	1.29

Figura 25 : Perfil Estructural Canal “U”

Fuente: DIPAC Productos de Acero.

DIMENSIONES			PESOS		SECCION	EJE X-X = EJE Y-Y				EJE U-U	EJE V-V
A	B	e	6 metros	1 metro		I	W	i	X=Y	i	i
mm	mm	mm	Kg	Kg	cm2	cm4	cm3	cm	cm	cm	cm
40	40	4	13.86	2.31	2.94	4.46	1.58	1.23	1.19	1.58	0.78
40	40	5	19.62	2.82	3.59	5.31	1.91	1.22	1.23	0.73	0.73

Figura 26 : Perfil Estructural Angulo “L” doblado

Fuente: DIPAC Productos de Acero.

En la figura 27,28 se especifica la geometría de la viga transversal como para la viga longitudinal se realizará con perfiles en Canal 125x50x4mm en los cordones superiores e inferiores, en las diagonales y montantes con un doble ángulo de 40x40x4mm, para las especificaciones generales de los perfiles.

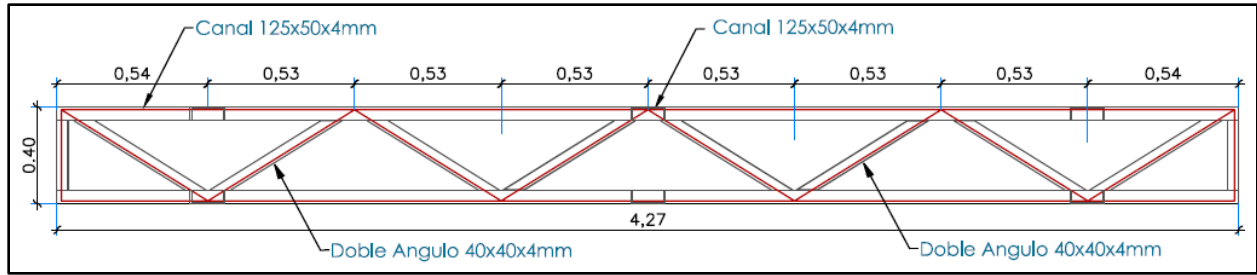


Figura 27 :Viga Transversal y Longitudinal.

Fuente: Elaboración propia software AutoCAD Civil 3D 2017.

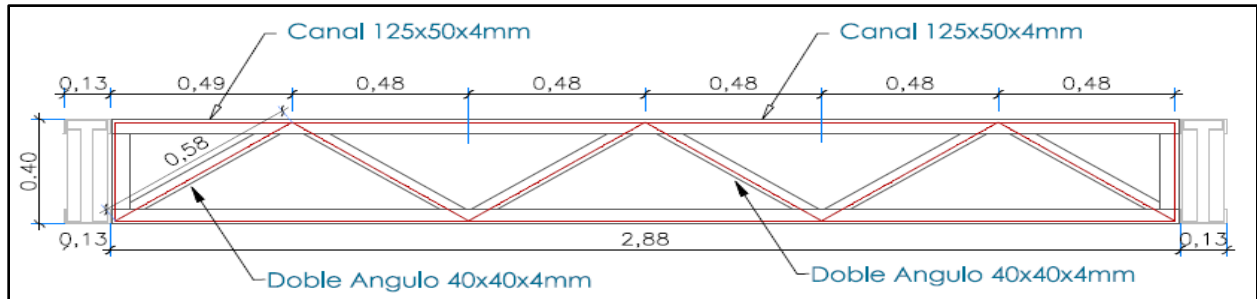


Figura 28:Viga Longitudinal

Fuente: Elaboración propia software AutoCAD Civil 3D 2017.

Con los datos ya obtenidos de las propiedades físicas-mecánicas de los materiales y con sus respectivas cargas que actuará en el tablero, se analizará con el software SAP 2000 V.18, el modelamiento y la geometría de las vigas, que nos permite obtener: las reacciones, deformaciones, diagramas axiales, diagramas a corte, para establecer una mejor visión y elegir el modelo correcto.

En el programa se ingresó las propiedades de los materiales y los esfuerzos admisibles de los perfiles estructurales del acero ASTM 36.

$$F_y = 2531 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = 4078 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2.1\text{E}+6 \text{ kg/cm}^2$$

Combinaciones de cargas

Donde:

- DM= Carga Muerta
- Cv = Carga Viva
- Sx = Sismo en x
- Sy = Sismo en y

Para el diseño de entramado se realizó con las siguientes combinaciones de cargas

Combo 1 = 1.4 DM

Combo 2 = 1.2 DM + 1.6 CV

Combo 3 = (1.2 CM + 1 CV + 1 Sx + 1 Sy) y con una Envolvente = (Combo 2 + Combo3)

En la figura 28, se observar el modelamiento en SAP 2000 V18 del entramado principal del tablero con sus respectivas cargas.

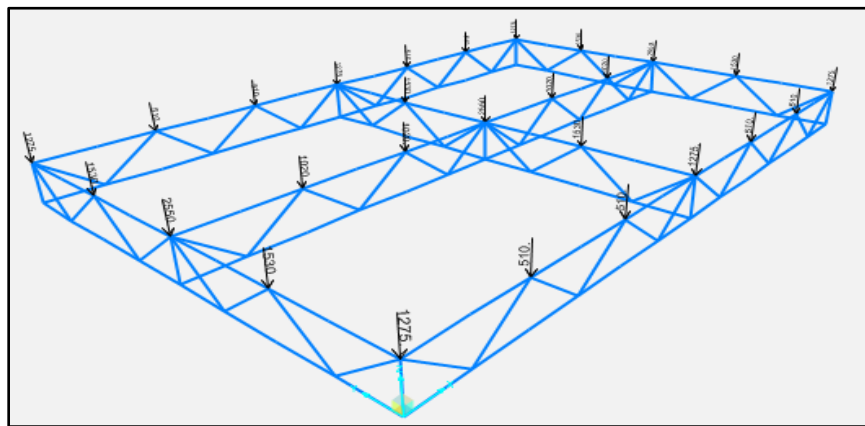


Figura 29 : Carga Muerta y Carga Viva del tablero.
Fuente: Elaboración propia software SAP 2000 V18.

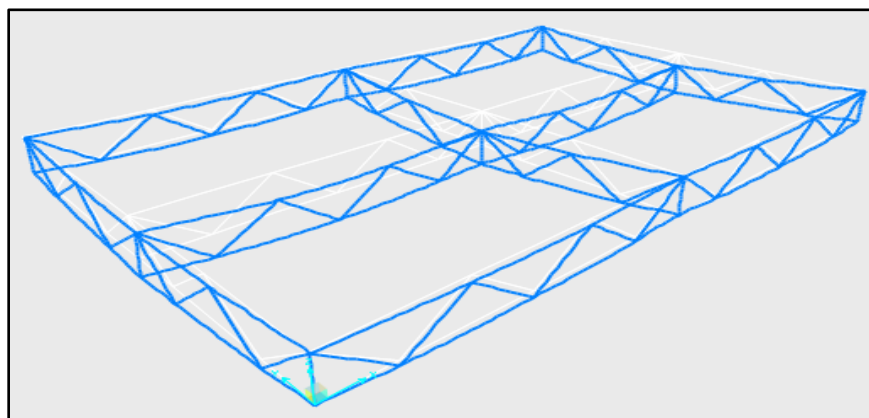


Figura 30: Deformación del tablero.
Fuente: Elaboración propia software SAP 2000 V18.

En la figura 30, se observa la mayor deformación del tablero en la viga longitudinal con una combinación de carga de envolvente con un valor de 5mm y en el combo 2 con una deformación de 3.5mm.

Según (Paola Elizabeth Ramirez "Diseño de Puentes por el método del LRFD", 2010) indica en la tabla 35, las deformaciones en puentes de hormigón y puentes metálicos.

Tabla 35: Deformaciones de los diferentes tipos de Puentes.

Carga vehicular general	Longitud/800
Cargas vehiculares y/o peatonales	Longitud /1000
Carga vehicular sobre voladizos	Longitud/300
Cargas peatonales y/o peatonales sobre voladizos	Longitud/375

Fuente: (Paola Elizabeth Ramirez "Diseño de Puentes por el método del LRFD", 2010, pág. 159)

Se verificó que la deformación del tablero del puente está dentro del rango establecido. En la figura 31, se observa los diagramas de fuerzas axiales del tablero, en la viga transversal del eje 2 se encuentra la mayor fuerza axial a compresión de 6656 kg con una combinación del combo 2.

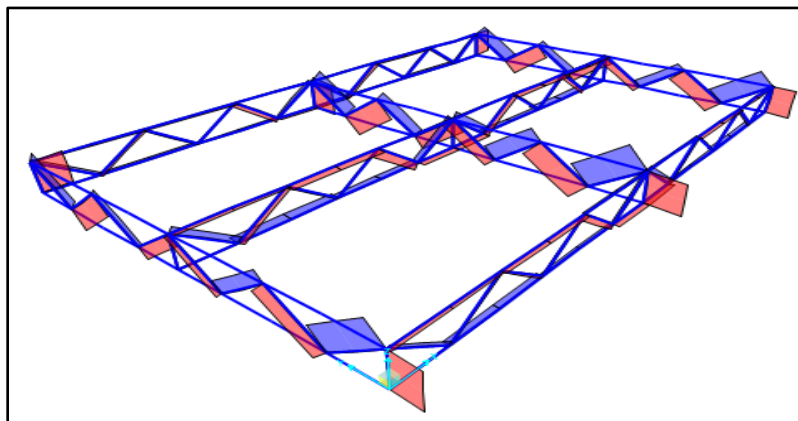


Figura 31 : Diagrama de Fuerzas Axiales.

Fuente: Elaboración propia software SAP 2000 V18.

La mayor reacción que se obtuvo en el entramado es de $R_y = 11816$ kg con una combinación del combo 2, con esta reacción se va a diseñar las péndolas que va a soportar el tablero.

4.3.3 Diseño del arriostramiento en el tablero.

El entramado de las vigas transversales longitudinales se puede arriostrar y rigidizar mediante diagonales y contra diagonales, apoyadas en las vigas transversales, para ello se realizará con un ángulo de 40x40x4mm, para las especificaciones generales de los perfiles, se puede ver en el Anexo 5 (Estudio Estructural).

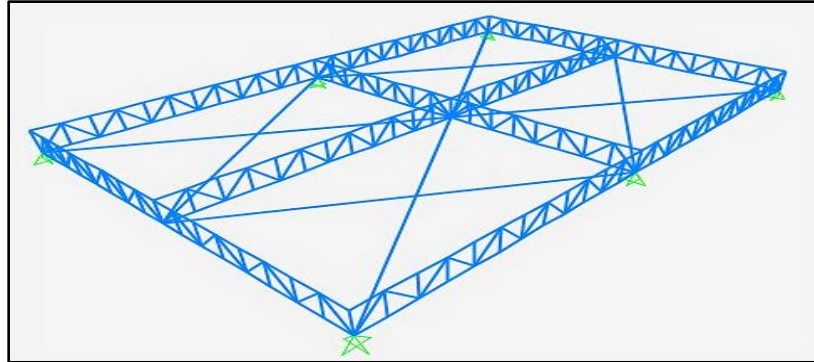


Figura 32: Arriostramiento en el tablero.

Fuente: Elaboración propia software SAP 2000 V18.

4.3.4 Diseño de la cercha baranda.

En la figura 33, se puede observar la geometría de la cercha baranda, se realizó con perfiles estructurales del acero ASTM 36 con un doble ángulo de 40x40x5mm en los cordones superiores e inferiores, en las diagonales y montajes con un doble ángulo de 30x30x3mm, para las especificaciones generales de los perfiles, se puede ver en el Anexo 5 (Estudio Estructural).

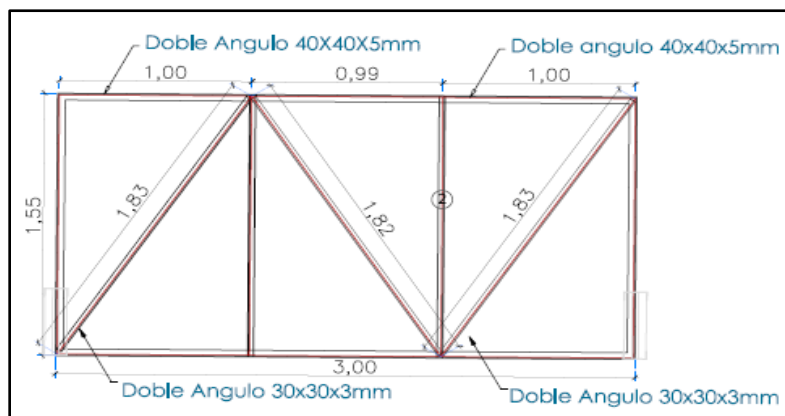


Figura 33: Viga de Rigidez.

Fuente: Elaboración propia software AutoCAD Civil 3D 2017.

Se realizó el Modelamiento con el software SAP 2000 V.18, se ingresó las cargas de 11816kg, esta carga es representada por la reacción máxima del tablero, ver en la figura 34.

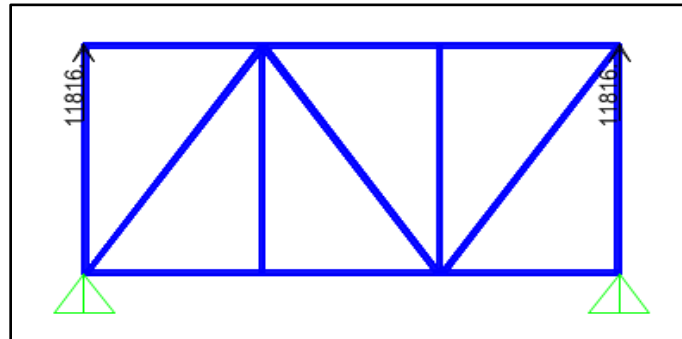


Figura 34: Cargas de la Viga de rigidez.
Fuente: Elaboración propia software SAP 2000 V18.

Ingresando correctamente todos los datos en el software se obtuvo las siguientes reacciones de la viga con el objetivo de diseñar la placa de unión, se puede ver en la figura 35.

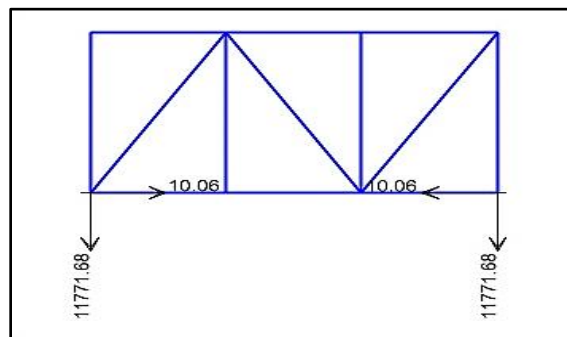


Figura 35: Reacciones de la viga de Rigidez.
Fuente: Elaboración propia software SAP 2000 V18.

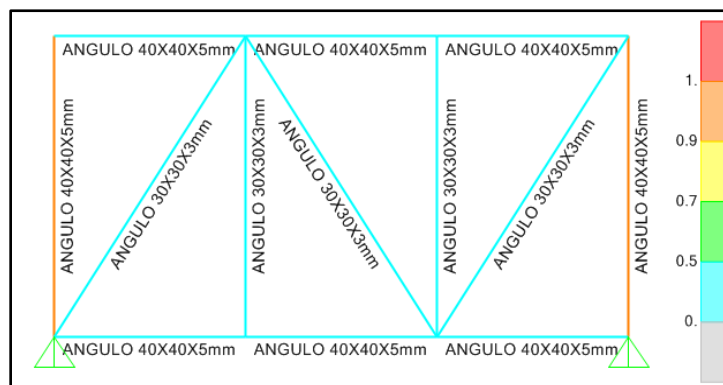


Figura 36: Verificación de la viga de rigidez.
Fuente: Elaboración propia software SAP 2000 V18.

En la figura 36, se realizó con el software SAP 2000 V18 el análisis y verificación de la viga, Donde se observar que todas las dimensiones de los perfiles establecido cumplen de la mejor manera.

4.4 Diseño de la péndola

(McCormac-Stephen, Jack C. Diseño de Estructuras de Acero, 2012) indica que:

“Cuando se usan varillas y barras como miembros a tensión, pueden soldarse simplemente en los extremos, o bien, mantenerse en posición por medio de roscas (cuerdas) con tuercas. El esfuerzo de diseño nominal a la tensión del AISC para varillas roscadas Fnt se da en la tabla J3.2 del AISC y es igual a $0.75F_u$. Esto se aplica al área total A_D de la varilla calculada con el diámetro mayor de la rosca; es decir, el diámetro de la extremidad exterior de la rosca, entonces, el área requerida para una carga específica a tensión puede calcularse como siguiente” (pág. 115).

Donde:

- A_D : Área de la sección de la péndola
- P_u : Fuerza de tracción de 11815 kg
- F_u : Resistencia mínima a tracción 4280 kg/cm^2 , ver en la figura 37.

Límite de Fluencia (mínimo) $f_y = 4280 \text{ Kg/cm}^2$				
NORMAS TÉCNICAS:				
NTE INEN 2222				
Denominación	a	Peso		Área
	mm	kg/m	kg/6m	cm ²
BR 25	25	3.85	23.10	4.91
BR 28	28	4.83	29.98	6.16
BR 32	32	6.31	37.86	8.04
BR 36	36	7.99	47.94	10.20

Figura 37: Barra Estructural.

Fuente: Catálogo de Novacero.

4.4.1 Área de la péndola con el método LRFD.

$$A_D \geq \frac{P_u}{\phi * 0.75 * F_u} \quad (\text{ecuación 4.13})$$

$$A_D \geq \frac{11815\text{kg}}{0.75 * 0.75 * \frac{4280\text{kg}}{\text{cm}^2}} \quad A_D = 4.90 \text{ cm}^2$$

Para el proyecto vamos a trabajar con un área de 4.91 cm^2 y con un diámetro de 2.5cm

En la figura 38, se observan las péndolas del puente colgante con su respectiva baranda.

4.4.2 Resistencia nominal con la expresión LRFD.

$$R_n = 0.75 * F_u * A_D \quad (\text{ecuación 4.14})$$

$$R_n = 0.75 * \frac{4280\text{kg}}{\text{cm}^2} * 4.91 \text{ cm}^2 \quad R_n = 15762 \text{ kg}$$

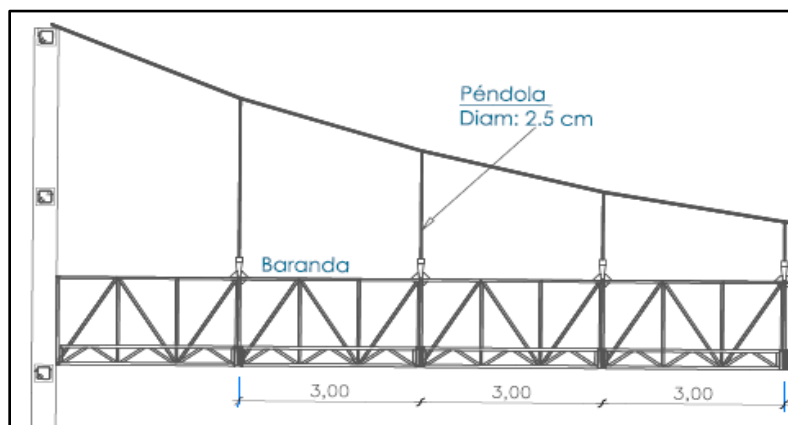


Figura 38: Péndolas.

Fuente: Elaboración propia software AutoCAD Civil 3D 2017

4.5 Diseño del cable Principal

(Jose Eusebio Trujillo Orozco Diseño de Puentes de Concreto , 1993, pág. 339) indica que:

Se puede calcular para el diseño del cable principal con las siguientes ecuaciones establecidas:

Ecuación de la trayectoria del cable entre torres:

$$Y = W * x (L - x) / 2H + h * x / L$$

Como $h = 0$ (torres a la misma altura)

$$Y = \frac{W * X * (L - X)}{2H} \quad (\text{ecuación 4.15})$$

Donde:

- H= Componente horizontal de la fuerza del cable.
- h= Diferencia de nivel entre apoyos.
- F= Fuerza del cable.
- S= Longitud del cable.
- X= Distancia horizontal.
- Y= Distancia vertical
- F= Comba o flecha $< L/10$ (rango obligatorio para utilizar las fórmulas descritas).
- Δs = Alargamiento del cable.
- E_c = Módulo de elasticidad del cable.

Determinación de la Flecha del cable (f).

$$f = \frac{L}{10} \quad (\text{ecuación 4.16})$$

$$f = \frac{36m}{10} \quad f = 3.6m$$

En la tabla 36, se establece las cargas muertas y vivas que actuará en el tablero del puente

Tabla 36: Carga Muerta y Carga Viva.

Carga Muerta			Carga Viva		
Tablón de madera	102	kg/m	Carga viva peatonal	510	kg/m
Viga Longitudinal	60	kg/m	Distancia	1	m
Viga Transversal	70	kg/m	Carga viva (CV)	510	kg/m
Baranda	50	kg/m	Mayorización 1.6 (CV)	816	kg/m
Peso de los aditamentos (péndolas, conexiones, cable)	30	kg/m			
Carga muerta Total (CM)	312	kg/m			
Mayorización 1.2 (CM)	374	kg/m			

Fuente: Elaboración Propia.

Determinación de la carga total (W).

$$W = CM + CV \quad (\text{ecuación 4.17})$$

$$W = 374\text{kg/m} + 816\text{kg/m} \quad W = 1190 \text{ kg/m}$$

Determinación de la componente horizontal del cable (H).

$$H = \frac{W * L^2}{8f} \quad (\text{ecuación. 4.18})$$

$$H = \frac{1190\text{kg/m} * 36\text{m}^2}{8 * 3.6\text{m}} \quad H = 53550 \text{ kg} \quad H = 53.55 \text{ Ton}$$

Determinación de la Trayectoria del cable (Y) según la ecuación 4.15

$$Y = \frac{1190\text{kg/m} * X * (36\text{m} - X)}{2 * 53550\text{kg}}$$

$$Y = \frac{42840x - 1190x^2}{107100} \quad Y = 0.4x - 0.01111x^2$$

Determinación del ángulo β .

Para calcular el ángulo β tenemos que derivar la ecuación de la parábola.

$$Y = 0.4x - 0.01111x^2$$

Con la derivada de esta ecuación obtenemos Y'

$$Y' = 0.4 - 0.0222x \quad \text{cuando } x = 0 \quad Y' = 0.40$$

$$Y' = \tan \beta \quad \tan \beta^{-1} = 0.40^\circ \quad \beta = 21.8014^\circ \quad \text{Se va a trabajar con un } \beta = 22^\circ$$

Determinación de las componentes de la tensión resultante del cable.

$$F = \frac{53.55 \text{ Ton}}{\cos 22^\circ} \quad F = 57.76 \text{ Ton} \quad F = \frac{57.76 \text{ Ton}}{2} \quad F1 = 28.88 \text{ Ton}$$

$$Fy = 57.76\text{Ton} * \text{Sen } 22^\circ \quad Fy = 21.63 \text{ Ton}$$

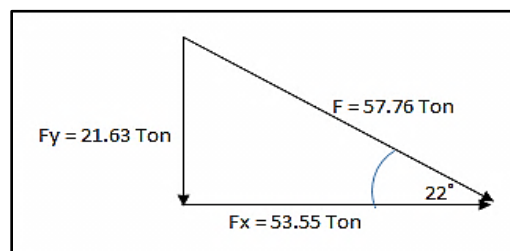


Figura 39: Descomposición vectorial de la Fuerza F.

Fuente: Elaboración Propia.

Según el catálogo de Multicable del Ecuador (Anexos 5 Estudios Estructurales),

procedemos a elegir el cable adecuado:

- Cable boa con alma de Acero
- Diámetro = $1 \frac{3}{8}$ pulgada = 35mm
- Resistencia de Rotura mínima = 91.10 Ton
- Peso lineal = 5.04 kg/m.

Se debe analizar los factores de seguridad de los cables para garantizar la seguridad de la estructura, en la figura 40 se establece los diferentes factores.

FACTORES DE SEGURIDAD RECOMENDADOS	
Sector	Construcción
Cables fijos. Cables de puentes colgantes	3-4
Cables carriles para teleféricos	3.5-5
Cables tractores para teleféricos	5-7
Cables de labor, elevación y grúas	5-9
Cables para instalaciones importantes	8-12
Cables para transporte de personal	8-12
Cables para planos inclinados	5-8
Cables para pozos de extracción	8-12
Cables para ascensor	8-17
Cables para cabrestantes y trenajes	4-8

Figura 40: Factores de seguridad para cables.
Fuente: EMCOCABLES.

Para nuestro caso vamos a trabajar con un cable de diámetro 3.5cm por banda.

$$F_s = \frac{\text{Carga de rotura del cable}}{F_1} \quad (\text{ecuación 4.19})$$

$$F_s = \frac{91.10 \text{ ton}}{28.88 \text{ ton}} \quad F_s = 3.15 \quad 3.15 \geq 3 \text{ Cumple}$$

Longitud del cable entre apoyos

$$LT = L \left(1 + \frac{8f^2}{3L^2} \right) \quad (\text{ecuación 4.20})$$

$$LT = 36m \left(1 + \frac{8 * 3.6m^2}{3 * 36m^2} \right) \quad LT = 36.96m$$

4.5.1 Trayectoria del cable y el Tablero del Puente.

Procedemos a dar valores de la abscisa y hallamos el valor (Y) de la ordenada, el resultado obtenido se observar en la tabla 37.

Tabla 37: Datos de la Trayectoria del Cable Principal.

Trayectoria del Cable Principal				
Abscisa (m) (x)	Trayectoria del cable (m) (Y)	Cota del cable al Tablero (m)	Cota del cable a la Viga de Rigidez (m)	Longitud de la péndola (m)
0	0.00	5.2	4.05	0
3	1.10	4.10	2.95	2.95
6	2.00	3.20	2.05	2.05
9	2.70	2.50	1.35	1.35
12	3.20	2.00	0.85	0.85
15	3.50	1.70	0.55	0.55
18	3.60	1.60	0.45	0.45
21	3.50	1.70	0.55	0.55
24	3.20	2.00	0.85	0.85
27	2.70	2.50	1.35	1.35
30	2.00	3.20	2.05	2.05
33	1.10	4.10	2.95	2.95
36	0.00	5.20	4.05	4.05

Fuente: Elaboración Propia.

Carga Muerta del tablero

CM= 374 kg/m

Peso propio del cable

P= 5.04 Kg/m

CM1= 374 kg/m+5.04 kg/m CM1 = 379 kg/m

En el software SAP 2000 V18, se ingresó los valores de la abscisa (x) y los valores de (y) de la ecuación de la parábola, con su respectiva carga muerta de 379 kg/m, se puede observar en la figura 41.

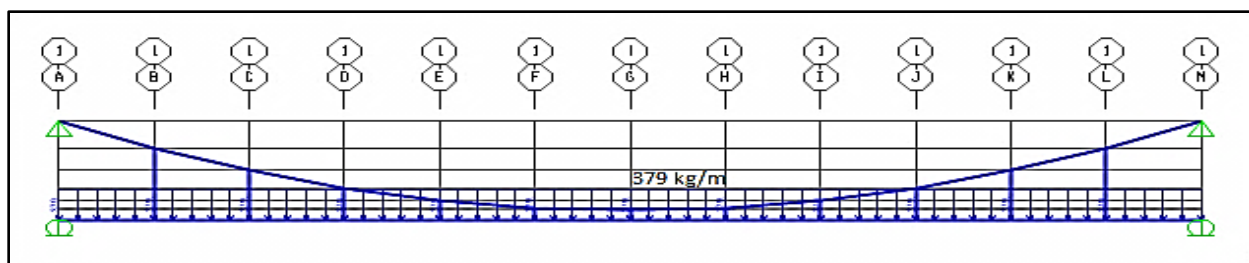


Figura 41: Carga Muerta.

Fuente: Elaboración propia software SAP 2000 V18.

En la figura 42, se observa la deformación máxima del cable de $\Delta = 1.8$ cm con una carga muerta de 379 kg/m.

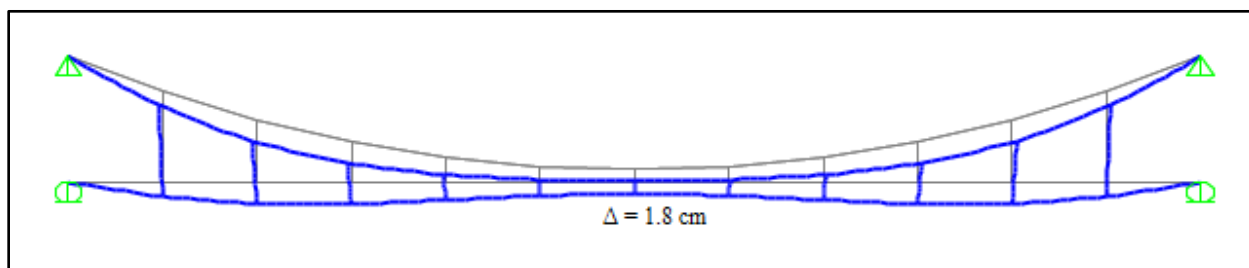


Figura 42: Deformación del Cable Principal.

Fuente: Elaboración propia software SAP 2000 V18.

4.6 Diseño de la Torre

Se analizará y se modelará cada torre mediante el software SAP 2000 V18 con el objetivo de obtener los diagramas de (Normales, Cortante, Momentos), así como las deflexiones máximas y la verificación de la estructura, para posteriormente realizar el diseño de hormigón armado de las columnas y vigas de cada pórtico. En la figura 43, se especifica las diferentes alturas que tiene cada torre del puente colgante.

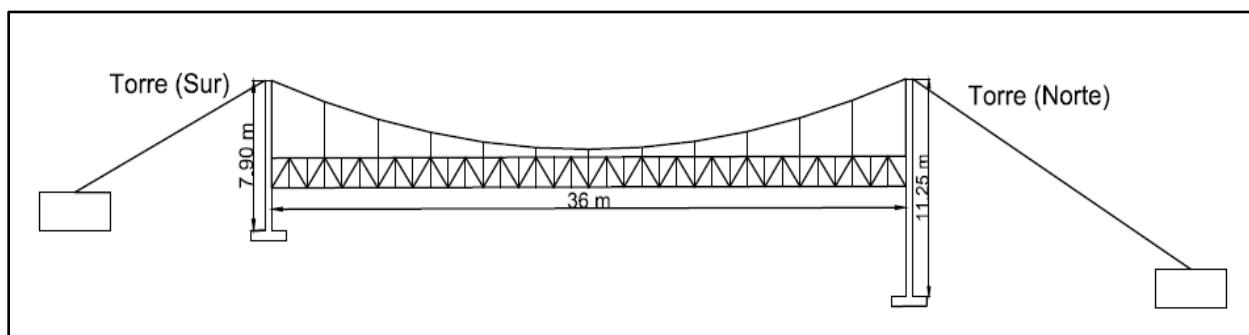


Figura 43: Puente Colgante Peatonal.

Fuente: Elaboración propia software AutoCAD Civil 3D 2017.

4.6.1 Diseño y calculo de la Torre (Derecha).

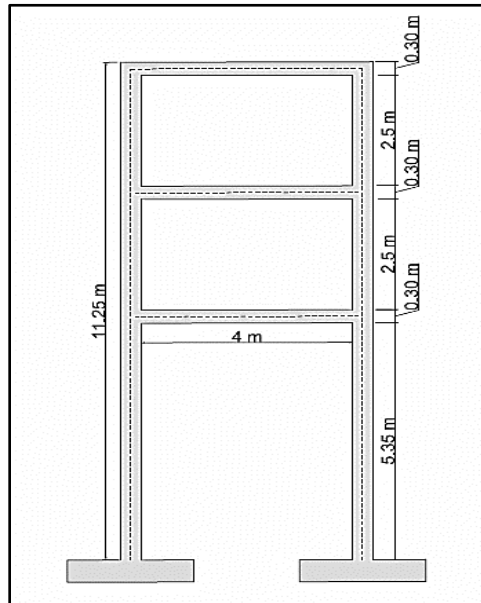


Figura 44: Torre (derecha).

Fuente: Elaboración propia software AutoCAD Civil 3D 2017.

4.6.1.1 Carga Permanente.

En la figura 44, se establece un esquema vectorial de las cargas para obtener la fuerza P(vertical)

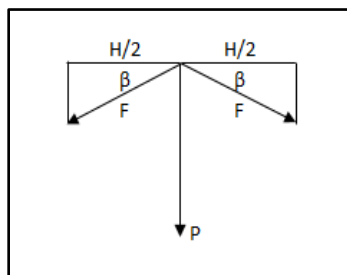


Figura 45: Esquema vectorial de cargas Verticales.

Fuente: Elaboración Propia.

Determinación de la Fuerza P.

$$P = 2 \left(\frac{53550 \text{ kg}}{2} \right) * \tan 22^\circ \quad P = 21636 \text{ kg} \quad P = 21.63 \text{ ton}$$

En la tabla 38, se determina la altura mínima que se puede trabajar en una viga.

Tabla 38: Altura mínima de vigas no preesforzadas.

Condicion de Apoyo	Altura Mínima (h)
Simplemente apoyada	$l/16$
Con un extremo continuo	$L/18.5$
Ambos extremos Continuos	$L/21$
En voladizo	$L/8$

Fuente: (ACI 318 S-14 Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural).

Dimensiones de la viga.

Se realizará como una viga simplemente apoyada.

Determinación de la altura (h).

$$h = L/16 \quad \text{(ecuación 4.21)}$$

$$h = \frac{4m}{16} \quad h = 0.25 \text{ m asumo } (h = 0.30m \quad b = 0.30m)$$

Dimensiones de la Columna

Para obtener estas dimensiones se realizó los respectivos diagramas de interacción de columnas a flexo compresión, en el literal 4.7.2 se explica el procedimiento.

Se va a trabajar con un $b = 0.35m$ $h = 0.40m$

Carga Muerta.

Peso Propio de la viga.

$$P1 = (0.30m * 0.30m * 4m * 2400) * 3 \text{ vigas}$$

$$P1 = 2592 \text{ kg} \quad P1 = 2592 \text{ kg}/2 \quad P1 = 1296\text{kg}$$

Peso Propio de la Columna

$$P2 = (0.35m * 0.40m * 11.10m * 2400) * 2 \text{ columnas}$$

$$P2 = 7459 \text{ kg} \quad P2 = 7459 \text{ kg}/2 \quad P2 = 3729.5\text{kg}$$

Peso total

$$PT = P + P1 + P2 \quad \text{(ecuación 4.22)}$$

$$PT = 21636\text{kg} + 1296\text{kg} + 3729.5\text{kg} \quad PT = 26662 \text{ kg} \quad PT = 26.66\text{ton}$$

4.6.1.2 Carga del Viento.

Utilizando todo el proceso descrito en el capítulo 2 y los diferentes valores que constan en las diferentes tablas que hemos presentado, se calculará las cargas del viento que actuará en la estructura.

Datos:

$$V_b = 21 \text{ m/s}$$

$$\sigma = 1$$

$$C_f = 0.80$$

$$C_e = 1.63, \rho = (1.25 \text{ kg/m}^3)$$

Determinación de la velocidad Corregida según la (ecuación 2.9)

$$V_b = 21 \text{ m/s} * 1 \quad V_b = 21 \text{ m/s}$$

Determinación de la Presión del viento según la (ecuación 2.10)

$$P = 1/2(\rho * V_b^2 * C_e * C_f)$$

$$P = 1/2(1.25 * 21^2 * 1 * 0.80) \quad P = 220.5 \text{ N/m}^2 / 10 \quad P = 22.05 \text{ kg/m}^2$$

Determinación de la carga del viento total

$$CVT = (P * A)/2 \quad \text{(ecuación 4.23)}$$

Donde:

- P: presión del viento kg/m^2
- A: área de influencia que actúa el viento en el puente colgante (Ver en la figura 46)

$$CVT = (22.05 \text{ kg/m}^2 * 112.20 \text{ m}^2)/2$$

$$CVT = 1237 \text{ kg}$$

Determinación de la carga del viento parcial.

$$CVP = CVT/3$$

$$CVP = 1237/3 \quad CVP = 413 \text{ kg}$$

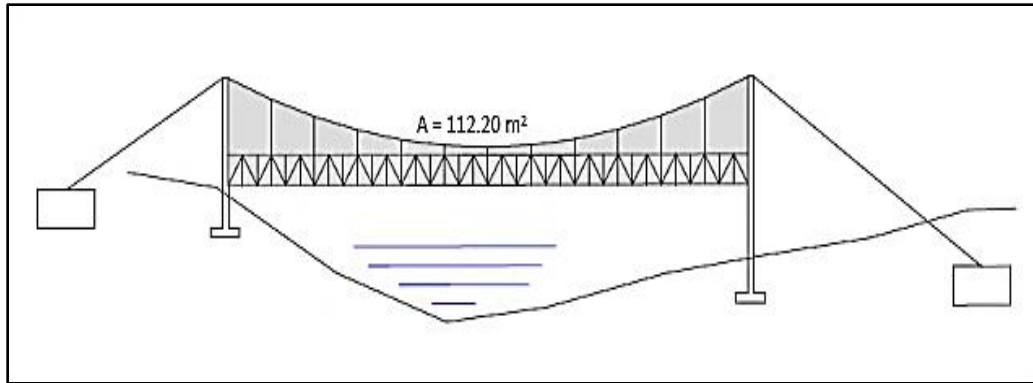


Figura 46: Área de influencia del viento sobre la estructura.
Fuente: Elaboración propia software AutoCAD Civil 3D 2017.

4.6.1.3 Carga sísmica.

En el capítulo 2 se puede observar todo el proceso, valores y tablas correspondientes para obtener la cortante basal de diseño, en la tabla 39, se puede ver los valores obtenidos del estudio.

Tabla 39: Resumen de los valores obtenidos del estudio Riesgo Sísmico.

Factor de importancia	Carga reactiva	Aceleración espectral	Factor de reducción	Periodo de vibración	Factor de configuración en planta	Factor de configuración en elevación
I	W	Sa	R	Ta	Øp	ØE
1	26.66 Ton	0.868	6	0.296	1	1

Fuente: Elaboración Propia.

Determinación de la cortante basal de diseño.

Según la ecuación (ecuación 2.1).

$$V = \left(\frac{1 * 0.868 * 0.296}{6 * 1 * 1} \right) * 26660 \text{ kg}$$

$$V = 1142 \text{ kg} \quad V = 1.142 \text{ ton}$$

Distribución de la fuerza cortante basal.

La fuerza cortante basal (fuerza vertical) se distribuye proporcionalmente en fuerza laterales sobre cada nivel o piso de la torre del puente colgante. En la tabla 40, se puede ver los resultados de cada fuerza horizontal que actuará en la torre.

Tabla 40: Resultado de fuerzas sísmica por cada nivel.

Nivel	Altura h (m)	Peso piso W(ton)	W*h	%	Fuerza sísmica por piso (ton)
3	11.1	8.88	98.568	44.58	0.509
2	8.3	8.88	73.704	33.33	0.38
1	5.5	8.88	48.84	22.09	0.252
		26.64	$\sum 221.112$		$\sum 1.141$

Fuente: Elaboración Propia.

Para obtener la fuerza sísmica por piso se trabaja con la siguiente ecuación.

$$F = \left(\frac{V}{\sum W * h} \right) * (W * h) \quad (\text{ecuación 4.24})$$

Tabla 41: Resumen de las cargas producidas por la acción del viento más sismo por cada piso.

Nivel	Altura h (m)	Carga por sismo (ton)	Carga por viento (ton)	Carga total (ton)
3	11.1	0.509	0.413	0.922
2	8.3	0.38	0.413	0.79
1	5.5	0.252	0.413	0.665

Fuente: Elaboración Propia.

4.6.1.4 Modelamiento en el software SAP 2000 V.18.

Obteniendo todas las cargas que actuará en la torre se procede a ingresar los datos necesarios para el analizar la estructura mediante el software SAP 2000 V18.

Datos:

- $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- $E_c = 15000 \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} \quad E_c = 217371 \text{ kg/cm}^2$
- Viga (b = 30cm, h= 30cm)
- Columna (b = 35cm, h= 40cm)

Combinaciones de cargas.

CM = Carga Muerta, CM = Carga Viva

Para el diseño de la torre se realizó con las siguientes combinaciones de cargas.

Combo 1 = 1.4 CM, Combo 2 = 1.6 CM

Combo 3 = CM +CV, Combo 4 = CM + 1.6 CV, Combo 5 = 1.2CM +1.6 CV

En la figura 47, se expresa todas las cargas que actuará en la torre Norte.

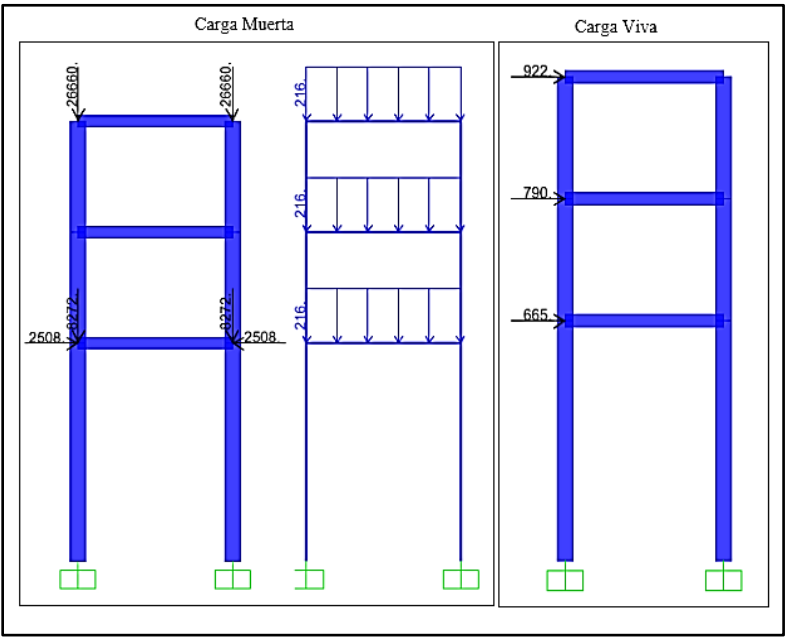


Figura 47: Cargas Muerta y Vivas del pórtico.
Fuente: Elaboración propia software SAP 2000 V18.

Se realizó un análisis de cada uno de las combinaciones de cargas, donde se obtuvo que las mayores cargas está dentro del combo 4 y combo 5. En la figura 48, se observa las reacciones máximas la estructura.

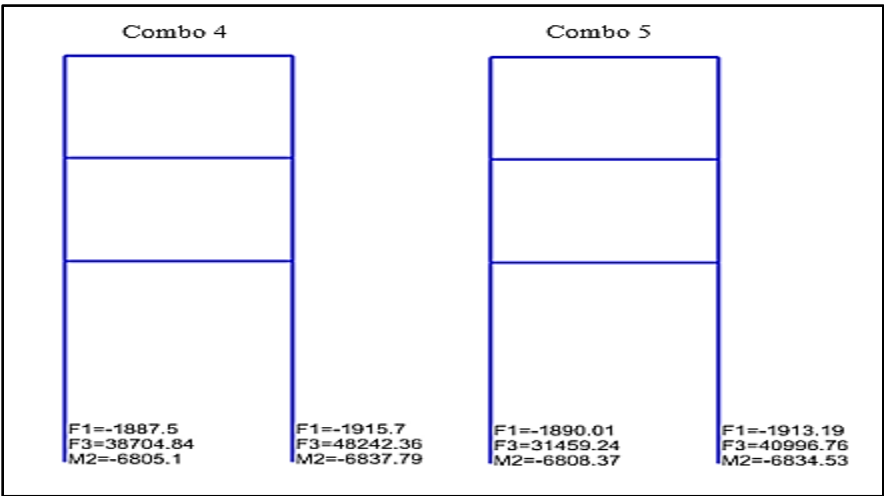


Figura 48: Reacciones del Pórtico.
Fuente: Elaboración propia software SAP 2000 V18.

En la figura 49, se observa los diagramas de fuerzas axiales de la torre, la mayor fuerza axial a compresión es de 48242.36 kg con la combinación del combo 5.

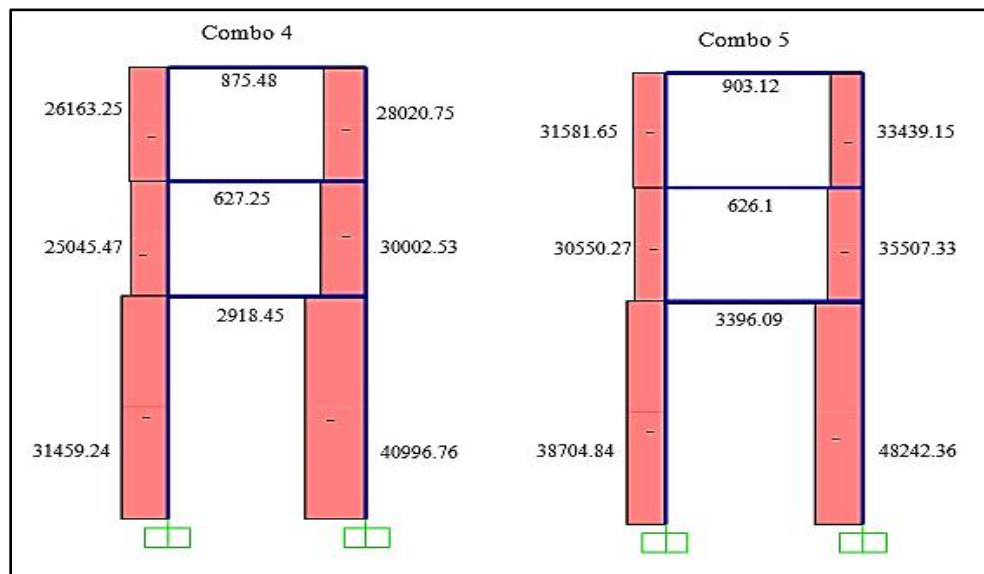


Figura 49: Diagrama de fuerzas axiales.
Fuente: Elaboración propia software SAP 2000 V18.

En la figura 50,51 se observa los diagramas de fuerzas Cortantes, siendo la mayor fuerza de 2808.62 kg y los diagramas de Momentos flectores, con 6837.79 kg.m respectivamente con la combinación del combo 5.

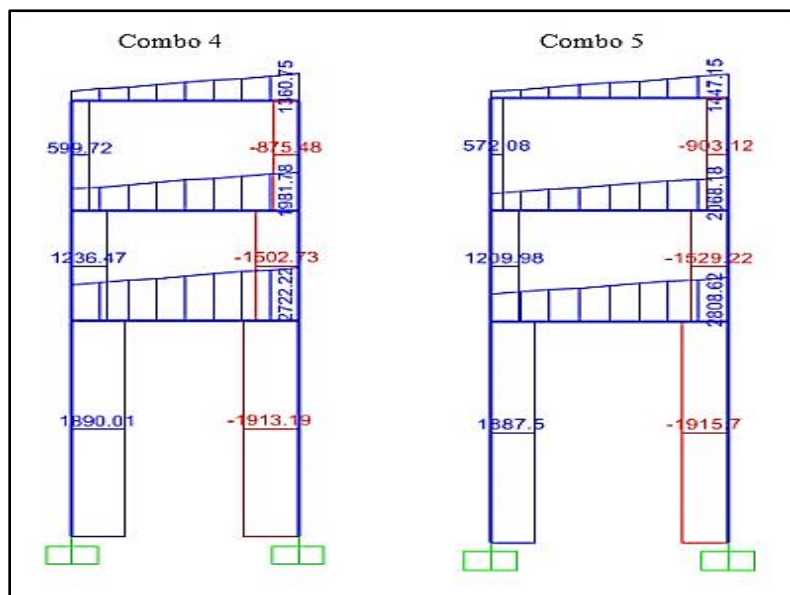


Figura 50: Diagrama de fuerzas cortantes.
Fuente: Elaboración propia software SAP 2000 V18.

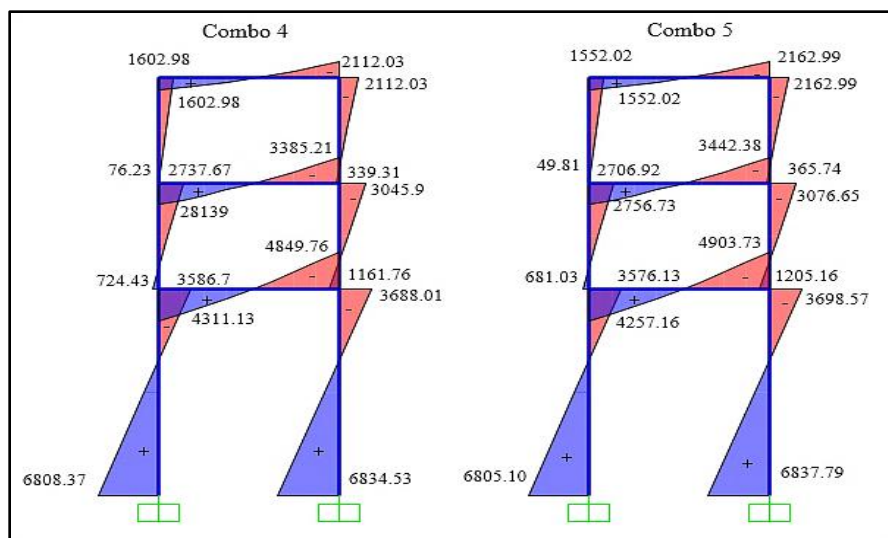


Figura 51: Diagrama de momentos flectores.

Fuente: Elaboración propia software SAP 2000 V18.

En la figura 52, se establece la verificación y la deformación de la estructura, con una deformación máxima de 2mm. Se procede a diseñar sus respectivas columnas y vigas, teniendo en cuenta todos resultados máximos del análisis de la torre.

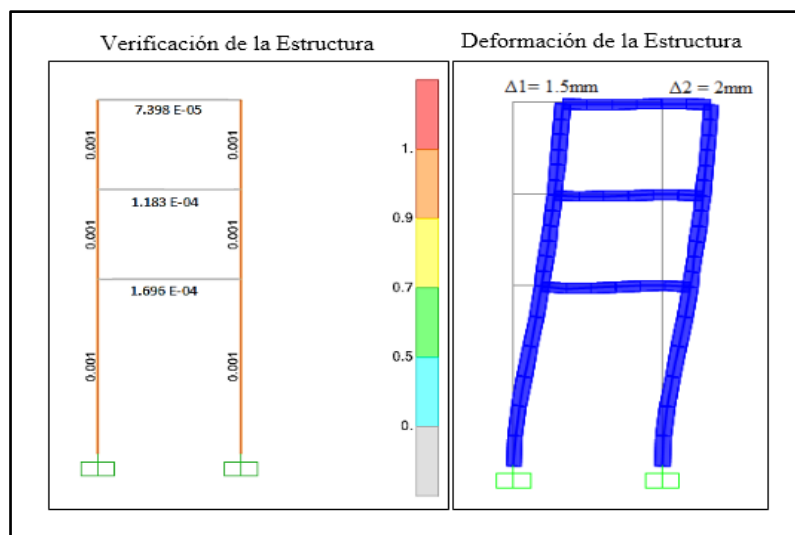


Figura 52: Verificación y Deformación de la Torre.

Fuente: Elaboración propia software SAP 2000 V18.

4.6.2 Diseño y calculo de la Torre (Izquierda).

Para el analisis y modelamiento de la torre (Sur), se realizará el mismo procedimiento ya mencionado anteriormente.

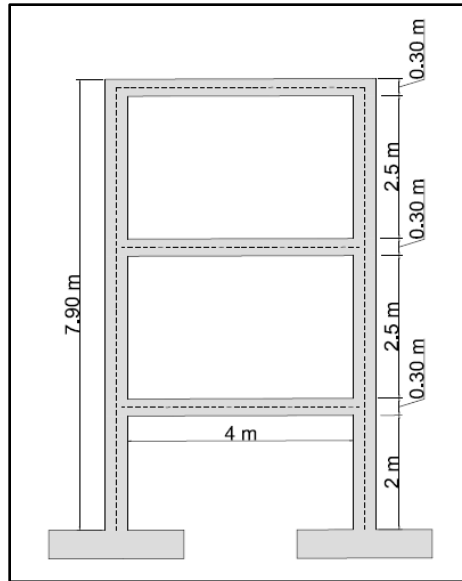


Figura 53: Torre (Izquierda).

Fuente: Elaboración propia software AutoCAD Civil 3D 2017.

En la figura 54, se expresa todas las cargas que actuará en la torre Izquierda.

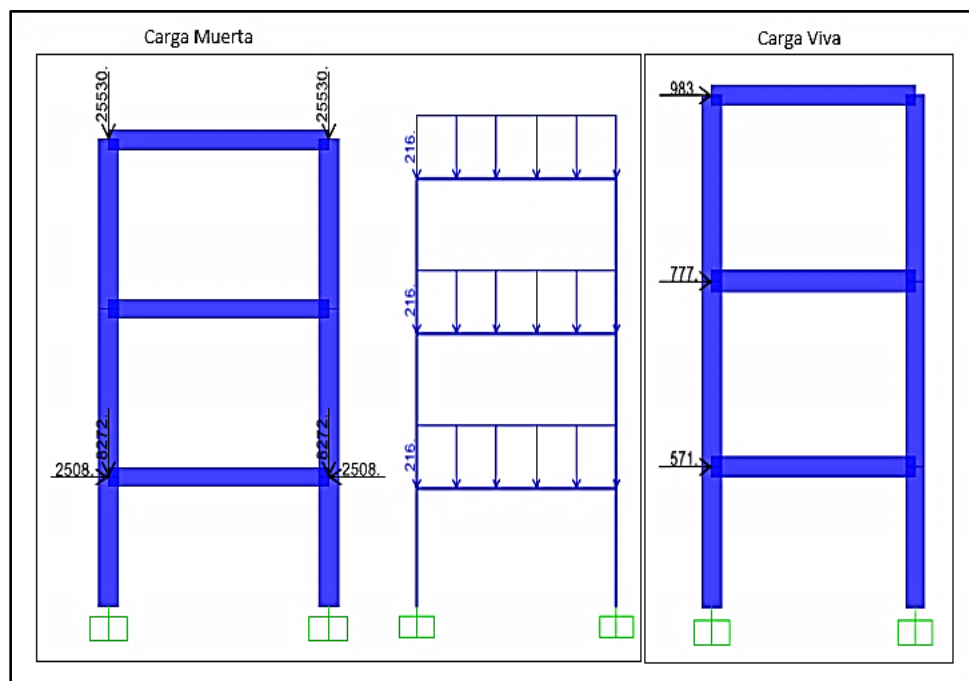


Figura 54: Cargas muertas y Vivas.

Fuente: Elaboración propia software SAP 2000 V18.

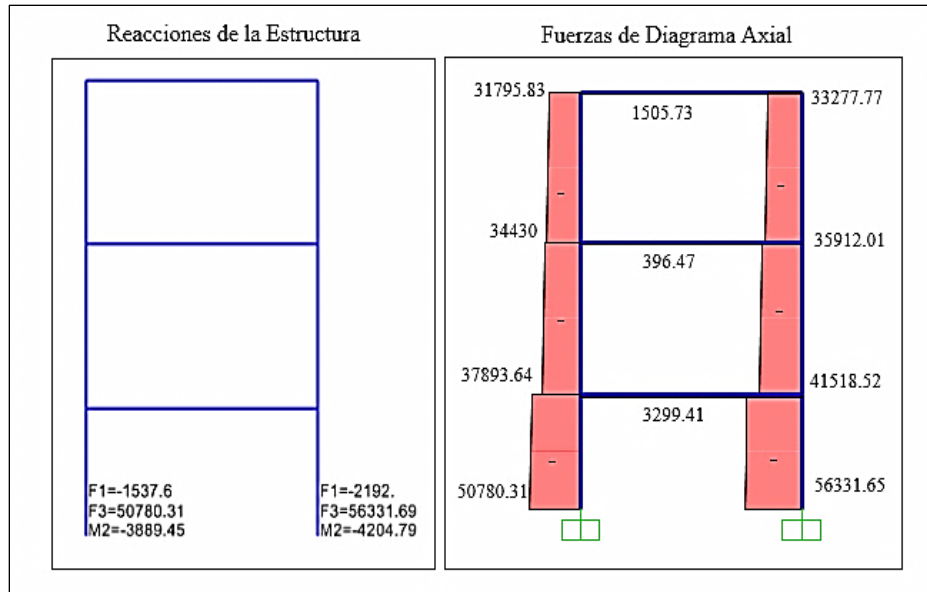


Figura 55: Reacciones y Diagrama de Fuerza Axial.

Fuente: Elaboración propia software SAP 2000 V18.

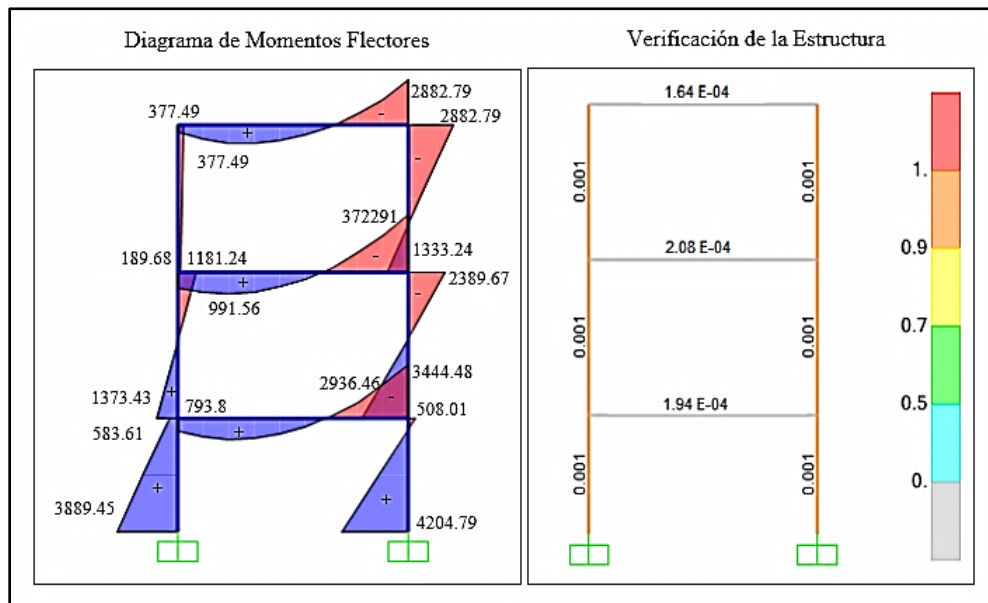


Figura 56: Verificación y Diagrama de Momentos del Pórtico

Fuente: Elaboración propia software SAP 2000 V18.

Se puede concluir que para la torre (Izquierda), la mayor fuerza axial a compresión es de 56331.65 kg y con un momento máximo de 4204.79 kg-m con la respectiva combinación del se combo 5.

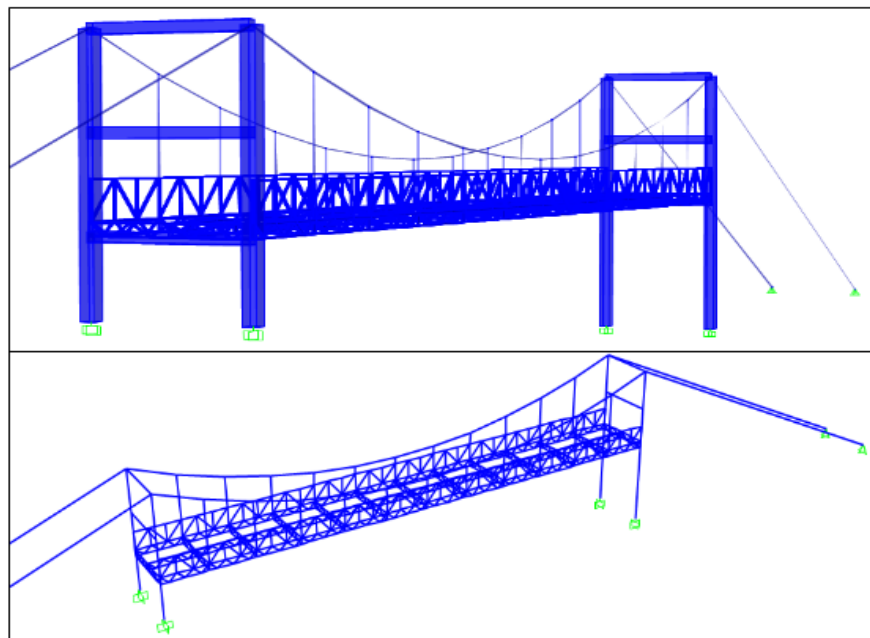


Figura 57: Modelamiento del Puente Colgante Peatonal.

Fuente: Elaboración propia software SAP 2000 V18.

4.7 Diseño de la columna

Para el diseño de las columnas y las vigas, se realizará con la torre (Norte) ya que es la más desfavorable entre las dos.

(M.sc Marcelo Romo Proaño Hormigon Armado

<https://es.slideshare.net/douglasorellana79/libro-de-diseo-de-concreto-armado>, 2008) indica que :

“La mayor parte de los elementos estructurales sometidos a compresión también están solicitados por momentos flectores, por lo que en su diseño debe tomarse en consideración, la presencia simultánea de los dos tipos de acciones.”

“En zonas sísmicas, como las existentes en nuestro país, el efecto flexionante usualmente domina el diseño con relación a las solicitaciones axiales por lo que, a pesar de que los momentos por cargas gravitacionales sean importantes, se suelen escoger columnas con armadura simétrica, dada la reversibilidad de los sismos” (pág. 373).

4.7.1 Diagramas de interacción de columnas con flexión unidireccional.

(M.sc Marcelo Romo Proaño Hormigon Armado

<https://es.slideshare.net/douglasorellana79/libro-de-diseo-de-concreto-armado>, 2008) indica que: “El comportamiento de secciones específicas de columnas de hormigón armado es descrito más claramente mediante gráficos denominados curvas o diagramas de interacción. Sobre el eje vertical se dibujan las cargas axiales resistentes y sobre el eje horizontal se representan los correspondientes momentos flectores resistentes, medidos con relación a un eje principal centroidal de la sección transversal de la columna”. (pág. 374).

(M.sc Marcelo Romo Proaño Hormigon Armado

<https://es.slideshare.net/douglasorellana79/libro-de-diseo-de-concreto-armado>, 2008) indica que: “Cualquier combinación de carga axial y de momento nominal, que defina un punto que caiga dentro de la curva de interacción (o sobre la curva de interacción), indicará que la sección escogida es capaz de resistir las solicitaciones propuestas”. (pág. 374)

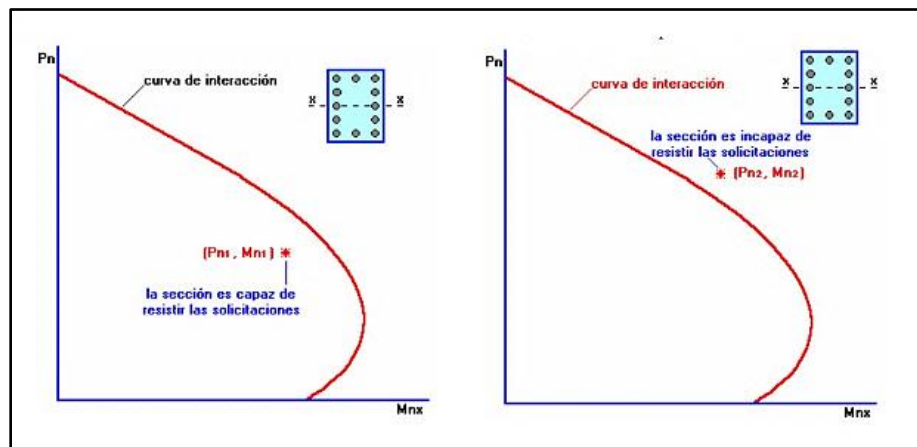


Figura 58: Combinación de carga axial y momento flector, curva de interacción.

Fuente: (M.sc Marcelo Romo Proaño Hormigon Armado <https://es.slideshare.net/douglasorellana79/libro-de-diseo-de-concreto-armado>, 2008, pág. 374)

(M.sc Marcelo Romo Proaño Hormigon Armado

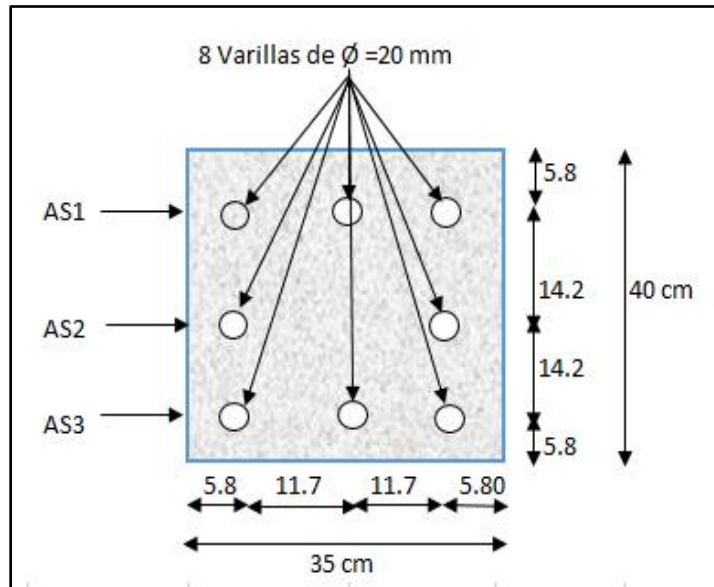
<https://es.slideshare.net/douglasorellana79/libro-de-diseo-de-concreto-armado>, 2008) indica

que: “Cualquier punto que quede por fuera de la curva determinará que la sección transversal es incapaz de resistir las solicitaciones específicas” (pág. 374).

4.7.2 Determinación de la curva de interacción de cargas axiales y momentos flectores

Datos:

b	35	Cm
h	40	Cm
f_y	4200	kg/cm ²
f'_c	210	kg/cm ²
E_s	2100000	kg/cm ²
\varnothing varilla	2	cm
A. varilla	3.14	cm ²
r	4	Cm
\varnothing Estribo	8	Cm
A. Estribo	0.5	cm ²
ϵ_u	0.003	
ϵ_y	0.002	
S_y	14.2	Cm
d	34.2	Cm



(M.sc Marcelo Romo Proaño Hormigon Armado

<https://es.slideshare.net/douglasorellana79/libro-de-diseo-de-concreto-armado>, 2008) indica que:

“Para zonas sísmicas, el Código Ecuatoriano de la construcción establece una cuantía mínima de armadura principal en columnas de”:

- $\rho_{min} = 0.01$
- $\rho_{max} = 0.06$

(M.sc Marcelo Romo Proaño Hormigon Armado

<https://es.slideshare.net/douglasorellana79/libro-de-diseo-de-concreto-armado>, 2008) indica que :

“A pesar de que el siguiente criterio no lo recogen los códigos de diseño, en nuestro medio no es conveniente utilizar en columnas cuantías de armado superiores a 0.025 por aspecto de economía de construcción”

Determinación de la cuantía del acero.

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} \quad (\text{ecuación 4.25})$$

$$\rho = \frac{8 * (3.14 \text{ cm}^2)}{35 \text{ cm} * 40 \text{ cm}} \quad \rho = 0.0179 < 0.025 \quad \text{Cumple}$$

Determinación del recubrimiento efectivo.

$$r(\text{efectivo}) = \emptyset \text{ Estribo} + r + \emptyset \text{ varilla}/2 \quad (\text{ecuación 4.26})$$

$$r(\text{efectivo}) = 0.8 \text{ cm} + 4 \text{ cm} + 2 \text{ cm}/2 \quad r(\text{efectivo}) = 5.8 \text{ cm}$$

Determinación S_y .

$$S_y = (h - 2(r + \emptyset \text{ Estribo}) - \emptyset \text{ varilla})/2 \quad (\text{ecuación 4.27})$$

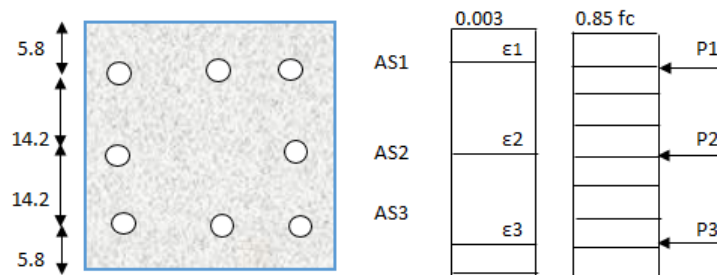
$$S_y = (40 \text{ cm} - 2(4 \text{ cm} + 0.8 \text{ cm}) - 2 \text{ cm})/2 \quad S_y = 14.2 \text{ cm}$$

Punto # 1 del diagrama de interacción

“Para obtener los diagramas de interacción de cargas axiales y momentos flectores, se realizó la interpretación de”: (M.sc Marcelo Romo Proaño Hormigon Armado

<https://es.slideshare.net/douglasorellana79/libro-de-diseo-de-concreto-armado>, 2008, pág. 376)

Se interpreta que todas las fibras tienen una deformación unitaria igual a la máxima deformación permitida en el hormigón $\epsilon_s = 0.003$, lo que es equivalente a que el eje neutro se encuentre en el infinito.



La deformación unitaria que provoca que provoca fluencia en el acero

$$\epsilon_y = \frac{F_y}{E_s} \quad (\text{ecuación 4.28})$$

$$\epsilon_y = \frac{4200 \text{ kg/cm}^2}{2100000 \text{ kg/cm}^2} \quad \epsilon_y = 0.002$$

(M.sc Marcelo Romo Proaño Hormigon Armado

<https://es.slideshare.net/douglasorellana79/libro-de-diseo-de-concreto-armado>, 2008) indica que:

“Cualquier deformación unitaria en el acero por debajo de la deformación de fluencia ($\epsilon_s < \epsilon_y$) define esfuerzos en el acero que se pueden calcular con la siguiente expresión” (pág. 376)

$$f_s = E_s * \epsilon_s \quad (\text{ecuación 4.29})$$

(M.sc Marcelo Romo Proaño Hormigon Armado

<https://es.slideshare.net/douglasorellana79/libro-de-diseo-de-concreto-armado>, 2008) indica que:

“Cualquier deformación unitaria en el acero que supere la deformación de fluencia ($\epsilon_s > \epsilon_y$) determinará un esfuerzo en el acero igual al esfuerzo de fluencia”. (pág. 376)

$$f_s = f_y \quad (\text{ecuación 4.30})$$

$$A_{s1} = 3 \times 3.14 = 9.42 \quad A_{s2} = 2 \times 3.14 = 6.28 \quad A_{s3} = 3 \times 3.14 = 9.42$$

Deformaciones unitarias				Fuerza de compresión en el acero		
ϵ_1	0.003	>	0.002	$P_1 = A_{s1} * f_{s1}$	39564	kg
ϵ_2	0.003	>	0.002	$P_2 = A_{s2} * f_{s2}$	26376	kg
ϵ_3	0.003	>	0.002	$P_3 = A_{s3} * f_{s3}$	39564	kg
Esfuerzos del acero				Carga axial nominal		
$f_{s1} = F_y$	4200		kg/cm ²	$P_n = C_c + P_1 + P_2 + P_3$		
$f_{s2} = F_y$	4200		kg/cm ²	P_n	355404	kg
$f_{s3} = F_y$	4200		kg/cm ²	P_n	355.40	ton
Fuerza de compresión en el hormigón				Momento flector nominal		
$C_c = 0.85 * f_c * b * h$				$M_n = C_c * (0) + P_1(S_y) + P_2(0) - P_3(s_y)$		
C_c	249900		kg	M_n	0	kg.cm
C_c	249.9		Ton	M_n	0	ton.cm

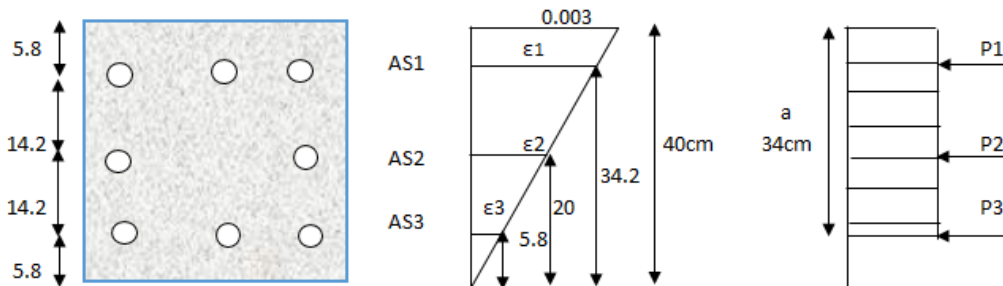
Punto # 2 del diagrama de interacción.

(M.sc Marcelo Romo Proaño Hormigon Armado

<https://es.slideshare.net/douglasorellana79/libro-de-diseo-de-concreto-armado>, 2008) indica que:

“El eje neutro es paralelo al eje x y coincide con el borde inferior de la sección transversal de la columna”. (pág. 377).

Para obtener cada uno de las deformaciones unitarias se tiene que realizar por triángulos semejantes.



Deformaciones unitarias			Fuerza de compresión en el acero		
ϵ_1	0.002565	> 0.002	$P_1 = A_{s1} \cdot f_{s1}$	39564	kg
ϵ_2	0.0015	< 0.002	$P_2 = A_{s2} \cdot f_{s2}$	19782	kg
ϵ_3	0.000435	< 0.002	$P_3 = A_{s3} \cdot f_{s3}$	8605.17	kg
Esfuerzos del acero			Carga axial nominal		
$f_{s1} = F_y$	4200	kg/cm ²	$P_n = C_c + P_1 + P_2 + P_3$		
$f_{s2} = E_s \cdot \epsilon_2$	3150	kg/cm ²	P_n	280366.17	kg
$f_{s3} = E_s \cdot \epsilon_3$	913.5	kg/cm ²	P_n	280.36	ton
Fuerza de compresión en el hormigón			Momento flector nominal		
$C_c = 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a$			$M_n = C_c \cdot (h/2 - a/2) + P_1(S_y) + P_2(0) + P_3(S_y)$		
C_c	212415	kg	M_n	1321247.21	kg.cm
C_c	212.415	Ton	M_n	1321.24	ton.cm

Punto # 3 del diagrama de interacción.

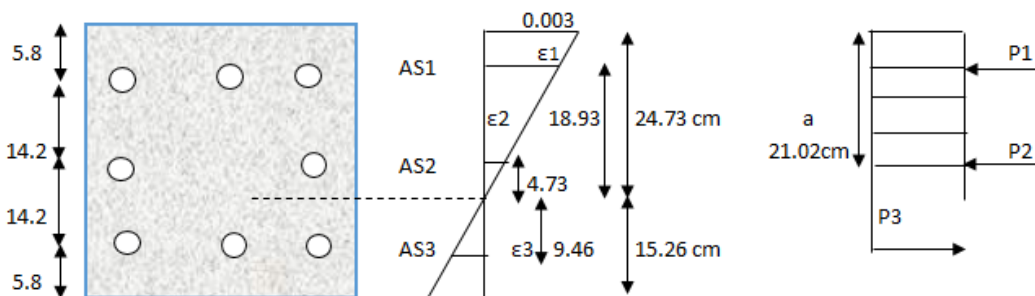
(M.sc Marcelo Romo Proaño Hormigón Armado

<https://es.slideshare.net/douglasorellana79/libro-de-diseño-de-concreto-armado>, 2008) indica que:

“El eje neutro es paralelo al eje x, y está a 15.26 cm por encima del borde de la sección

transversal de la columna. La deformación unitaria en el borde superior es la máxima admitida

en el hormigón $\epsilon_s = 0.003$ ”. (pág. 378)



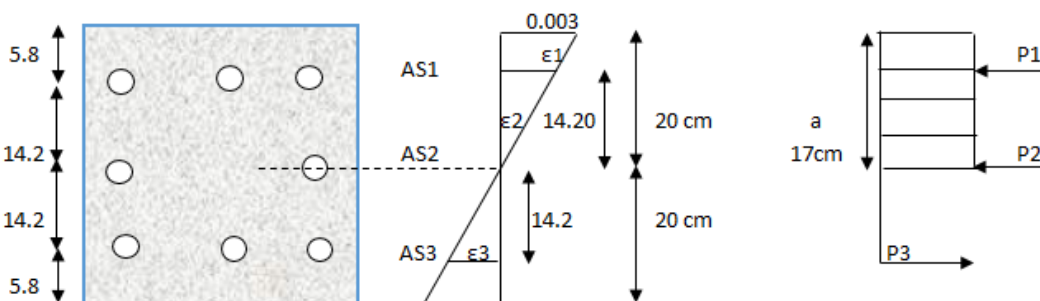
Deformaciones unitarias			Fuerza de compresion en el acero		
ϵ_1	0.0022964	> 0.002	$P_1 = A_{s1} \cdot f_{s1}$	39564	kg
ϵ_2	0.0005741	< 0.002	$P_2 = A_{s2} \cdot f_{s2}$	7571.55	kg
ϵ_3	0.0011482	< 0.002	$P_3 = A_{s3} \cdot f_{s3}$	22714.64	kg
Esfuerzos del acero			Carga axial nominal		
$f_{s1} = F_y$	4200.000	kg/cm ²	$P_n = C_c + P_1 + P_2 - P_3$		
$f_{s2} = E_s \cdot \epsilon_2$	1205.660	kg/cm ²	P_n	155764.18	kg
$f_{s3} = E_s \cdot \epsilon_2$	2411.321	kg/cm ²	P_n	155.76	ton
Fuerza de compresion en el hormigón			Momento flector nominal		
$C_c = 0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot a$			$M_n = C_c \cdot (h/2 - a/2) + P_1(S_y) + P_2(0) + P_3(S_y)$		
C_c	131343.28	kg	M_n	2130585.48	kg.cm
C_c	131.34	Ton	M_n	2130.58	ton.cm

Punto # 4 del diagrama de interacción.

(M.sc Marcelo Romo Proaño Hormigon Armado

<https://es.slideshare.net/douglasorellana79/libro-de-diseo-de-concreto-armado,2008>) indica que:

“El eje neutro es paralelo al eje x, y está a 20 cm por encima del borde de la sección transversal de la columna”. (pág. 379)



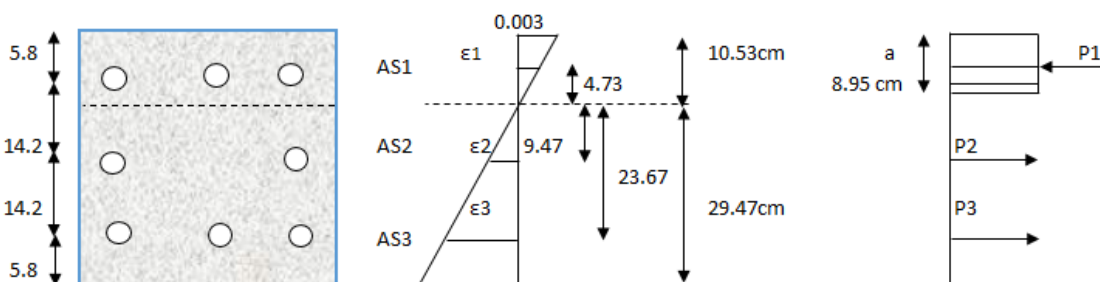
Deformaciones unitarias				Fuerza de compresión en el acero		
ϵ_1	0.00213	>	0.002	$P_1 = A_{s1} \cdot f_{s1}$	39564	kg
ϵ_2	0	<	0.002	$P_2 = A_{s2} \cdot f_{s2}$	0	kg
ϵ_3	0.00213	>	0.002	$P_3 = A_{s3} \cdot f_{s3}$	39564	kg
Esfuerzos del acero				Carga axial nominal		
$f_{s1} = f_y$	4200		kg/cm ²	$P_n = C_c + P_1 + P_2 - P_3$		
f_{s2}	0		kg/cm ²	P_n	106207.50	kg
$f_{s3} = f_y$	4200		kg/cm ²	P_n	106.21	ton
Fuerza de compresión en el hormigón				Momento flector nominal		
$C_c = 0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot a$				$M_n = C_c \cdot (h/2 - a/2) + P_1(S_y) + P_2(0) + P_3(S_y)$		
C_c	106207.50		kg	M_n	2345003.85	kg.cm
C_c	106.21		Ton	M_n	2345	ton.cm

Punto # 5 del diagrama de interacción

(M.sc Marcelo Romo Proaño Hormigon Armado

<https://es.slideshare.net/douglasorellana79/libro-de-diseo-de-concreto-armado>, 2008) indica que:

“El eje neutro es paralelo al eje x, y está a 29.47 cm por encima del borde de la sección transversal de la columna”.(pág. 379)



Deformaciones unitarias				Fuerza de compresión en el acero		
ϵ_1	0.0013481	<	0.002	$P_1 = A_{s1} \cdot f_{s1}$	26668.14	kg
ϵ_2	0.0026962	>	0.002	$P_2 = A_{s2} \cdot f_{s2}$	26376	kg
ϵ_3	0.0067405	>	0.002	$P_3 = A_{s3} \cdot f_{s3}$	39564	kg
Esfuerzos del acero				Carga axial nominal		
$f_{s1} = E_s \cdot \epsilon_1$	2831.01		kg/cm ²	$P_n = C_c + P_1 + P_2 + P_3$		
$f_{s2} = f_y$	4200		kg/cm ²	P_n	16664.09	kg
$f_{s3} = f_y$	4200		kg/cm ²	P_n	16.66	ton
Fuerza de compresión en el hormigón				Momento flector nominal		
$C_c = 0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot a$				$M_n = C_c \cdot (h/2 - a/2) + P_1(S_y) + P_2(0) + P_3(S_y)$		
C_c	55935.95		kg	M_n	941364.69	kg.cm
C_c	55.94		Ton	M_n	941.36	ton.cm

Se realizó 5 interacciones en diferentes puntos de la sección de la columna, a continuación, detallamos los valores obtenidos para diferentes cuantías de acero según las cantidades de varillas utilizadas, se puede observar en las tablas 42,43.

Tabla 42: Cuantía de acero, cuando la columna está conformado por 8 varillas Ø 20 mm.

Punto	Cargas Nominales		Cargas Ultima $\phi = 0.70$	
	Mn (Ton-cm)	Pn (Ton)	Mn (Ton-cm)	Pn (Ton)
1	0.00	355.40	0.00	248.78
2	1321.25	280.37	924.87	196.26
3	2130.59	155.76	1491.41	109.03
4	2345.00	106.21	1641.50	74.35
5	941.36	16.66	658.96	11.66
Cuantía de 0.0179				

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 43: Cuantía de acero, cuando la columna está conformado por 8 varillas Ø 18 mm.

Punto	Cargas Nominales		Cargas Ultima $\phi = 0.70$	
	Mn (Ton-cm)	Pn (Ton)	Mn (Ton-cm)	Pn (Ton)
1	0.00	335.24	0.00	234.67
2	1192.73	267.26	834.91	187.08
3	1967.95	151.21	1377.56	105.84
4	2136.70	106.21	1495.69	74.35
5	771.16	24.10	539.81	16.87
Cuantía de 0.0145				

Fuente: Elaboración Propia.

Se trazó la gráfica fuerza axial – momento flector, y como indica la norma NEC su resistencia de diseño deberá tener un margen de seguridad de un 30 %. En la parte superior se obtuvieron los

resultados máximos de la torre con una Fuerza axial = 48.24 Ton y un Momento máximo flector = 683.78 Ton-cm. Con estos datos se ingresó en la gráfica y se expresó con un punto rojo, como se puede observar en la figura 59.

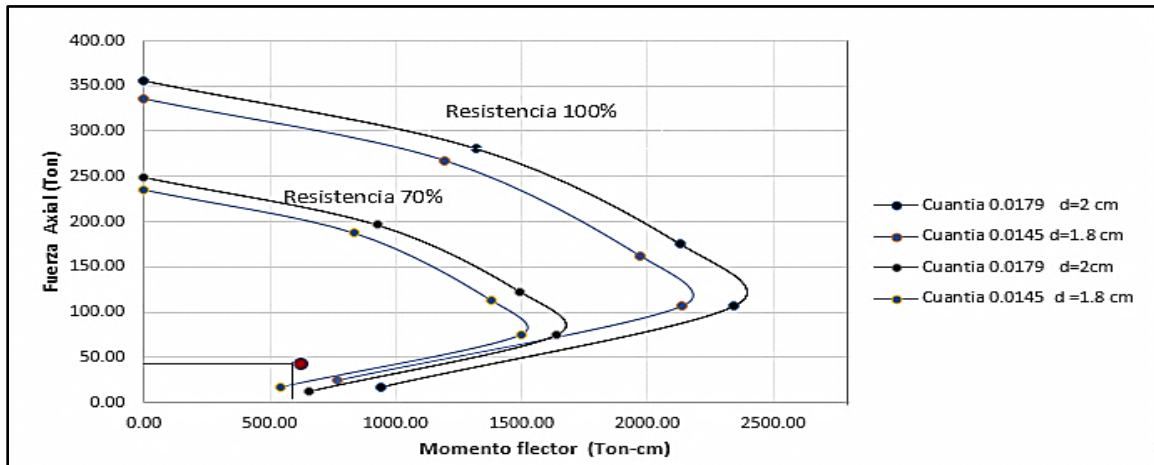


Figura 59: Gráfica, curvas de interacción para distintas cuantías de acero.
Fuente: Elaboración Propia.

En conclusión, la gráfica indica que podemos trabajar para las columnas de la torre con una sección rectangular de (35cm x 40cm) , con una cuantía de 0.0179 de (8 varillas \varnothing 20mm)

4.7.3 Refuerzo transversal en la columna con estribos.

(M.sc Marcelo Romo Proaño Hormigon Armado

<https://es.slideshare.net/douglasorellana79/libro-de-diseo-de-concreto-armado>, 2008) indica que:

“En zonas sísmicas, en columnas con estribos, todas las varillas no preesforzadas deberán confinarse mediante estribos transversales (incluidos estribos interiores si fuera necesarios) por lo menos entre (8 mm-10mm) de diámetro para varillas longitudinales de 28mm o menores y por lo menos de 12 mm para varillas longitudinales de 32 mm o más”. (pág. 423)

“Los estribos deberán ser cerrados, con ángulos de doblez extremos de al menos 135°, mas una longitud de al menos 6 diámetros de la varilla del estribo, pero no menor a 7.5 cm en los extremos libres”(pág. 423).

Según la (NEC-SE-HM Estructuras de Hormigón Armado, 2014,) indica que:

“La separación del refuerzo transversales a lo largo del eje longitudinal del elemento no debe exceder de”: (pág. 54)

- La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento
- Seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor
- Peralte efectivo $d/2$
- No debe ser mayor a 150mm y no es necesario tomarlo menor a 100mm

Determinación de la separación del refuerzo transversal.

$$S = \frac{35\text{cm}}{4} \quad S = 8.74\text{cm}$$

$$S = 6 * 2\text{cm} \quad S = 12 \text{ cm}$$

$$S = \frac{34.2}{2} \quad S = 17.1 \text{ cm}$$

Para nuestro caso se va a trabajar con una separación de 15cm

La (NEC-SE-HM Estructuras de Hormigón Armado, 2014) indica que:

“En los elementos en flexo-compresion se debe proporcionar un confinamiento especial según lo expuesto en el presente párrafo en una longitud **Lo** medida a partir de cara de cada nudo, así como en ambos lados de cualquier sección donde se pueda producir una rótula plástica debido a acciones sísmicas. La longitud **Lo** no puede ser menor que”(pág. 53).

- Una sexta parte de la luz libre del elemento ($h/6$).
- La máxima dimensión de su sección transversal.
- Mayor a 450mm.
- El doble de la mayor dimensión de la sección transversal de la columna.

Determinación de la Longitud **Lo**.

$$Lo = \frac{5.35\text{cm}}{6} \quad Lo = 90\text{cm}$$

La máxima dimensión de la sección transversal

$$L_o = 40 \text{ cm}$$

$$L_o = 2 * 40 \text{ cm} \quad L_o = 80 \text{ cm} \quad \text{Para nuestro caso se va a trabajar con una Longitud 85cm}$$

La separación de estribos en la zona de confinamiento puede ser:

- 6 veces el diámetro de la varilla de refuerzo longitudinal menor
- Peralte efectivo $d/4$
- $S = 100 \text{ mm}$

Determinación de la separación del refuerzo transversal en la zona de confinamiento.

$$S1 = 6 * 2\text{cm} \quad S1 = 12\text{cm}$$

$$S1 = 34.20/4 \quad S1 = 8.55 \text{ cm}$$

$$S1 = 10 \text{ cm} \quad \text{Se va a trabajar con una } S1 = 10\text{cm}$$

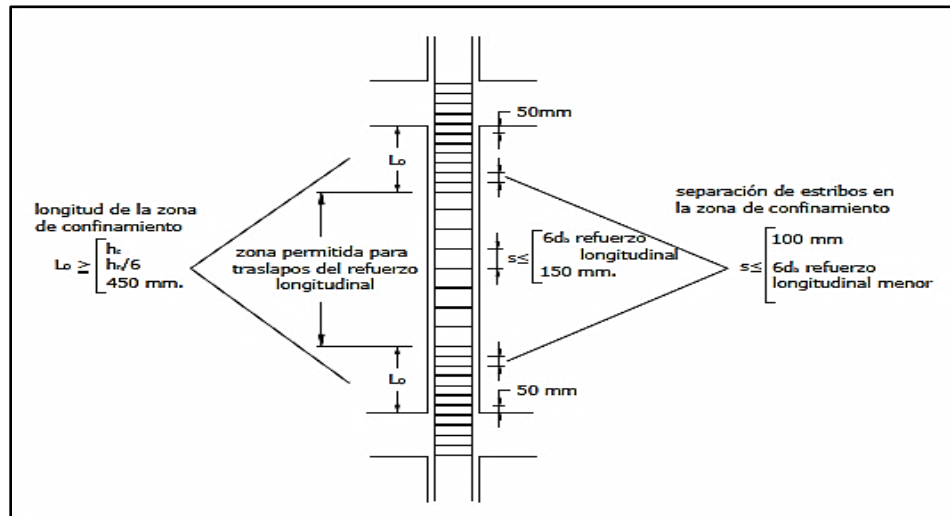


Figura 60: Separación de estribos. Separación de estribos.
Fuente: (NEC-SE-HM Estructuras de Hormigón Armado, 2014, pág. 55).

4.8 Diseño de la viga transversal.

f'_c	210	kg/cm ²
f_y	4200	kg/cm ²
b	30	cm
h	30	cm
r	4	cm
d	26	cm
M_u	6900	kg-m
M_u	690000	kg-cm
β_1	0.85	

Determinación de la Cuantía de acero.

$$\rho = \frac{1.53 * f'c - \sqrt{(1.53 * f'c)^2 - \frac{6.12 * f'c * Mu}{b * d^2}}}{1.8 * fy} \quad (\text{ecuación 4.31})$$

$$\rho = \frac{1.53 * 210 - \sqrt{(1.53 * 210)^2 - \frac{6.12 * 210 * 690000}{30 * 26^2}}}{1.8 * 4200}$$

$$\rho = 0.0102$$

Determinación de la Cuantía mínima de acero.

$$\rho_{min} = \frac{14}{fy} \quad (\text{ecuación 4.32})$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{4200 \text{ kg/cm}^2} \quad \rho_{min} = 0.003333$$

Determinación de la Cuantía balanceada de acero.

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'c}{fy} * \frac{6000}{6000 + fy} \quad (\text{ecuación 4.33})$$

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \frac{210}{4200} * \frac{6000}{6000 + 4200} \quad \rho_b = 0.02125$$

Determinación de la Cuantía máxima de acero.

$$\rho_{max} = 0.75 * \rho_b \quad (\text{ecuación 4.34})$$

$$\rho_{max} = 0.75 * 0.02125 \quad \rho_{max} = 0.01593$$

Condiciones de cuantías

$$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max}$$

$$0.003333 \leq 0.0102 \leq 0.01593 \quad \text{Cumple}$$

Determinación del área requerida de acero.

$$As = \rho * b * d \quad (\text{ecuación 4.35})$$

$$As = 0.0102 * 30 \text{ cm} * 26 \text{ cm}$$

$$As = 7.96 \text{ cm}^2$$

Se va utilizar varillas $\emptyset = 16 \text{ mm}$ (área = 2.01 cm^2)

$$\#varillas = \frac{A_s}{A. varilla}$$

$$\#varillas = \frac{7.96\text{cm}^2}{2.01\text{cm}^2} \quad \#varillas = 4 \text{ en la parte inferior}$$

Determinación del Área en la parte superior de la sección

$$A_{s1} = 0.20 * A_s \quad (\text{ecuación 4.36})$$

$$A_{s1} = 0.20 * 7.96 \text{ cm}^2 \quad A_{s1} = 1.6 \text{ cm}^2$$

Se puede trabajar también con la cuantía mínima

Se va utilizar varillas $\varnothing = 14\text{mm}$ (área = 1.54cm^2) $\#varillas = 2$ en la parte superior

4.8.1 Determinación del Acero de refuerzo transversal (estribos).

Datos:

f'c	210	kg/cm ²
fy	4200	kg/cm ²
b	30	cm
h	30	cm
r	4	cm
d	26	cm
Mu	4904	kg-m
Mu	490400	kg-cm
β1	0.85	

Determinación del esfuerzo cortante.

$$V_u = \frac{V}{\varnothing * b * d} \quad (\text{ecuación 4.37})$$

$$V_u = \frac{2809 \text{ kg}}{0.85 * 30\text{cm} * 26\text{cm}} \quad V_u = 4.24 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

- d: Altura efectiva de la sección transversal (m).
- \varnothing : Factor de reducción de capacidad a corte (0.85).
- V: Fuerza cortante (kg).
- Ancho de la viga transversal (m).

Determinación del esfuerzo Máximo resistente a cortante del hormigón.

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} \quad \text{(ecuación 4.38)}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} \quad V_c = 7.68 \text{ kg/cm}^2$$

La separación entre estribos se puede definir según las siguientes expresiones:

$$V_u - V_c < 1.06\sqrt{f'_c} \quad \rightarrow \rightarrow s = d/2$$

$$V_u - V_c > 1.06\sqrt{f'_c} \quad \rightarrow \rightarrow s = d/4$$

$$V_u - V_c > 2.12\sqrt{f'_c} \quad \rightarrow \rightarrow \text{Cambiar la sección}$$

Resolviendo las expresiones ya mencionadas tenemos:

$$4.24 - 7.68 < 1.06\sqrt{210} \quad \rightarrow \rightarrow s = d/2$$

$$3.44 \text{ kg/cm}^2 < 15.36 \text{ kg/cm}^2 \quad \rightarrow \rightarrow s = d/2 \quad \textbf{Cumple}$$

$$s = \frac{26 \text{ cm}}{2} \quad s = 13 \text{ cm}$$

En la parte central de la viga se va a trabajar con una longitud en cada viga de 2.8m y con estribos de \emptyset 8mm cada 14 cm.

4.8.2 Ubicación de los estribos para confinamiento.

Según la (NEC-SE-HM Estructuras de Hormigón Armado, 2014) indica que:

“Para estructuras de cualquier tipo se debe colocar estribos para confinamiento en las siguientes regiones”: (pág. 49)

- En los extremos del elemento, en cuyo caso el primer estribo se coloca a 5 cm y el ultimo a una distancia $(2*h)$ de la cara de la conexión
- En longitudes 2 veces la altura de la viga, cada lado de una sección en la que se pueden formar rotulas plásticas

Además, se destaca lo siguiente; en las regiones de confinamiento el espaciamiento máximo de los estribos no debe ser mayor que: (pág. 49).

- $d/4$.
- seis veces el diámetro menor del refuerzo longitudinal.
- $< 20 \text{ cm}$.

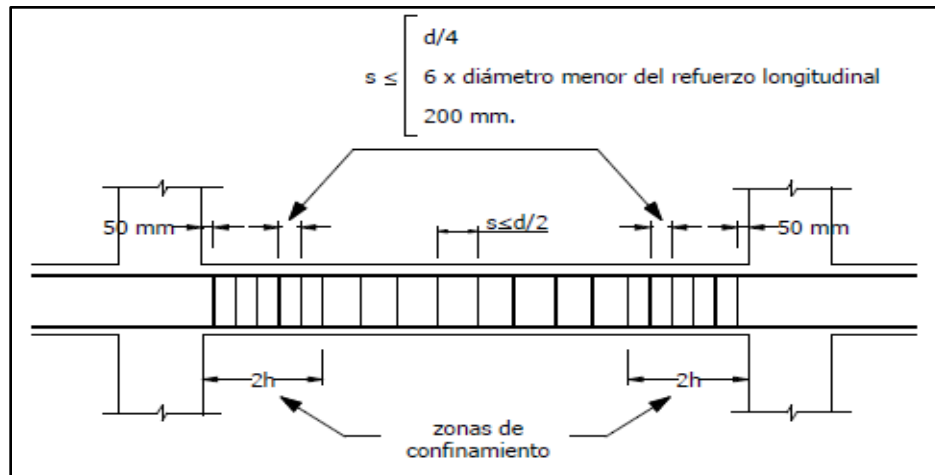


Figura 61: Separación de estribos.

Fuente: (NEC-SE-HM Estructuras de Hormigón Armado, 2014, pág. 55)

Determinación de L_o del confinamiento.

$$L_o = 2 * 30\text{cm} \quad L_o = 60\text{cm}$$

Determinación de la separación del refuerzo transversal en la zona de confinamiento.

$$S1 = 26\text{cm}/4 \quad S1 = 6.5\text{cm}$$

$$S1 = 6 * 1.2\text{cm} \quad S1 = 7.2 \text{ cm}$$

$$S1 = < 20\text{cm} \quad \text{Se va a trabajar con un } S1 = 10 \text{ cm}$$

En los extremos de viga, se va a trabajar con una longitud de 60cm y con estribos de $\varnothing 8\text{mm}$ cada 10 cm.

4.9 Diseño de Cimentaciones de Hormigón Armado

Según (M.sc Marcelo Romo Proaño Hormigon Armado

<https://es.slideshare.net/douglasorellana79/libro-de-diseo-de-concreto-armado>, 2008) indica que:

“La cimentación es la parte de la estructura que permite la transmisión de las cargas que actúan, hacia el suelo o hacia la roca subyacente”.

4.9.1 Tipos de cimentaciones.

Cimentaciones superficiales: pueden ser zapatas combinadas, zapatas corridas, losas de cimentación, y las vigas de cimentación.

Cimentaciones profundas: en la mayoría se utilizan los pilotes prefabricados hincados, los pilotes fundidos, en sitio.

Para el proyecto se va a trabajar con una cimentación superficial o plinto de cimentación.

4.9.2 Diseño del Plinto de Cimentación.

Según (M.sc Marcelo Romo Proaño Hormigón Armado

<https://es.slideshare.net/douglasorellana79/libro-de-diseño-de-concreto-armado>, 2008) indica que:

“Se lo utiliza como soporte de una sola columna o de varias columnas cercanas en cuyo caso sirve de elemento integrador. Pueden utilizar una zapata de hormigón armado, o un macizo de hormigón simple, o de hormigón ciclópeo”.

Datos:

Capacidad admisible del suelo	qadm	3.40	kg/cm ²
Resistencia última del hormigón	F'c	210	kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero	Fy	4200	kg/cm ²
Carga Axial de servicio	P	48240	kg
Momento de servicio alrededor del eje x	Mx	6838	kg-m
Profundidad de cimentación	hc	2.5	m
Sección de la columna	b*h	35 x 40	cm

Si no existieran momentos flectores, la sección transversal requerida sería:

$$A = \frac{P}{q_{adm}} \quad (\text{ecuación 4.39})$$

$$A = \frac{48240 \text{ kg}}{3.40 \text{ kg/cm}^2} \quad A = 14189 \text{ cm}^2$$

Las dimensiones aproximadas requeridas para carga axial pura serían:

$$\frac{L}{h} = \frac{B}{b} \quad \frac{L}{40\text{cm}} = \frac{B}{35\text{cm}} \quad L = \frac{40\text{cm} * B}{35\text{cm}} \quad (\text{ecuación 4.40})$$

$A = 14189 \text{ cm}^2$ tenemos $L * B = 14189 \text{ cm}^2$ remplazo (ecuación 4.40)

$$\frac{(40\text{cm} * B) * B}{35\text{cm}} = 22028 \text{ cm}^2 \quad \text{tenemos}$$

$$B = \sqrt{\frac{14189\text{cm}^2 * 35\text{cm}}{40\text{cm}}} \quad B = 112\text{cm} \quad \text{asumo } B = 115\text{cm} = 1.15\text{m}$$

Remplazo en la ecuación 4.40

$$L = \frac{40\text{cm} * 115\text{cm}}{35\text{cm}} \quad L = 131 \text{ cm} \quad \text{asumo } L = 135\text{cm} = 1.35\text{m}$$

Las excentricidades de carga son:

$$e_x = \frac{M_y}{P} \quad e_x = \frac{0}{48240\text{kg}} \quad e_x = 0 \quad (\text{ecuación 4.41})$$

$$e_y = \frac{M_x}{P} \quad (\text{ecuación 4.42})$$

$$e_y = \frac{6838\text{kg.m}}{48240\text{kg}} * 100 \quad e_y = 14.18\text{cm}$$

Se verifica si la carga este ubicada en el tercio medio de la cimentación:

$$e_x < B/6$$

$$0 < 115\text{cm}/6 \quad \textbf{Cumple}$$

$$e_y < L/6 \quad 14.18 < 135\text{cm}/6 \quad \textbf{Cumple}$$

Se interpreta que el suelo debido a que la carga se encuentra a un (1/3) de la cimentación, por lo tanto se puede aplicar la siguiente ecuación para determinare el esfuerzo máximo en el suelo.

$$A = 115 \text{ cm} * 135 \text{ cm} \quad A = 15525 \text{ cm}^2$$

$$q_{\text{max}} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e_x}{B} + \frac{6e_y}{L} \right) \quad (\text{ecuación 4.43})$$

$$q_{\text{max}} = \frac{48240\text{kg}}{15525\text{cm}^2} \left(1 + \frac{6 * 0}{115\text{cm}} + \frac{6 * 14.18\text{cm}}{135\text{cm}} \right)$$

$$q_{\text{max}} = 5.06 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo máximo es de 5.06 kg/cm² es mayor al esfuerzo permisible de 3.40 kg/cm² por lo

que se requiere aumentar la sección transversal de cimentación ($5.06 / 3.40 = 1.49$)

$$A = 1.49 * 15525 \text{ cm}^2 \quad A = 23133 \text{ cm}^2$$

Las dimensiones aproximadas requeridas para carga axial según la (ecuación 4.40)

$$\frac{L}{40\text{cm}} = \frac{B}{35\text{cm}} \quad L = \frac{40\text{cm} * B}{35\text{cm}}$$

$$A = 23133 \text{ cm}^2 \quad \text{tenemos} \quad L * B = 23133 \text{ cm}^2$$

$$\frac{(40\text{cm} * B) * B}{35\text{cm}} = 23133 \text{ cm}^2 \quad \text{tenemos}$$

$$B = \sqrt{\frac{23133 * 35\text{cm}}{40\text{cm}}} \quad B = 143\text{cm} \quad \text{asumo } B = 150\text{cm} = 1.50\text{m}$$

$$L = \frac{40\text{cm} * 150\text{cm}}{35\text{cm}} \quad L = 172 \text{ cm} \quad \text{asumo} \quad L = 175 \text{ cm} = 1.75\text{m}$$

$$q_{\text{max}} = \frac{48240\text{kg}}{150\text{cm} * 175\text{cm}} \left(1 + \frac{6 * 0}{150\text{cm}} + \frac{6 * 14.18\text{cm}}{175\text{cm}} \right) \quad q_{\text{max}} = 2.73 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo máximo es de 2.73 kg/cm^2 es menor que el al esfuerzo permisible de

3.40 kg/cm^2 , por lo tanto, cumple y se puede trabajar con estos valores para la cimentación:

$$A = 26250 \text{ cm}^2 \quad L = 150\text{cm} \quad B = 175\text{cm}$$

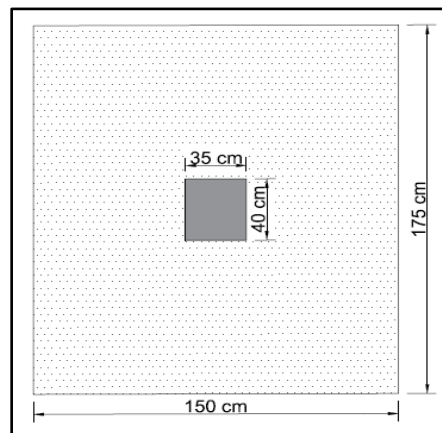


Figura 62: Dimensiones para el plinto de cimentación.

Fuente: Elaboración propia software AutoCAD Civil 3D 2017.

Determinación de los Diagrama de reacciones del suelo de cimentación bajo las siguientes cargas:

- $P = 48240 \text{ kg}$
- $M_x = 6838 \text{ kg.m}$
- $M_y = 0$

Tenemos las siguientes excentricidades:

$$e_x = 0 \quad e_y = 14.18 \text{ cm}$$

Como la carga está ubicado a un $(1/3)$ de la cimentación, por lo que los cuatro esfuerzos últimos especifican el volumen de reacciones del suelo se puede determinar mediante las siguientes ecuaciones:

$$q_1 = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e_x}{B} + \frac{6e_y}{L} \right) \quad (\text{ecuación 4.44})$$

$$q_1 = \frac{48240 \text{ kg}}{26250 \text{ cm}^2} \left(1 + \frac{6 * 0}{150 \text{ cm}} + \frac{6 * 14.18 \text{ cm}}{175 \text{ cm}} \right) \quad q_1 = 2.73 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_2 = \frac{P}{A} \left(1 - \frac{6e_x}{B} + \frac{6e_y}{L} \right) \quad (\text{ecuación 4.45})$$

$$q_2 = \frac{48240 \text{ kg}}{26250 \text{ cm}^2} \left(1 - \frac{6 * 0}{150 \text{ cm}} + \frac{6 * 14.18 \text{ cm}}{175 \text{ cm}} \right) \quad q_2 = 2.73 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_3 = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e_x}{B} - \frac{6e_y}{L} \right) \quad (\text{ecuación 4.46})$$

$$q_3 = \frac{48240 \text{ kg}}{26250 \text{ cm}^2} \left(1 + \frac{6 * 0}{150 \text{ cm}} - \frac{6 * 14.18 \text{ cm}}{175 \text{ cm}} \right) \quad q_3 = 0.942 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_4 = \frac{P}{A} \left(1 - \frac{6e_x}{B} - \frac{6e_y}{L} \right) \quad (\text{ecuación 4.47})$$

$$q_4 = \frac{48240 \text{ kg}}{170 \text{ cm} * 200 \text{ cm}} \left(1 - \frac{6 * 0}{170 \text{ cm}} - \frac{6 * 14.18 \text{ cm}}{200 \text{ cm}} \right)$$

$$q_4 = 0.942 \text{ kg/cm}^2$$

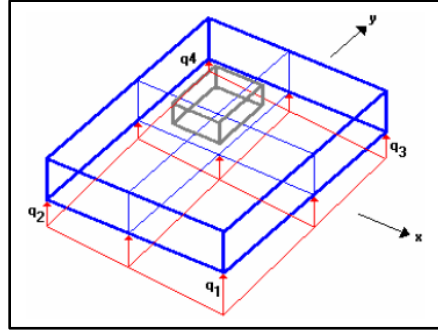


Figura 63: Esfuerzos producidos en la base del plinto de cimentación.

Fuente: (M.sc Marcelo Romo Proaño 2008, pág. 170),.

4.9.2.1 Diseño a cortante tipo viga.

Para el diseño vamos asumir una altura de 40cm para zapata, y una distancia desde la cara inferior de hormigón hasta la capa de refuerzo de 10cm en la dirección x e y.

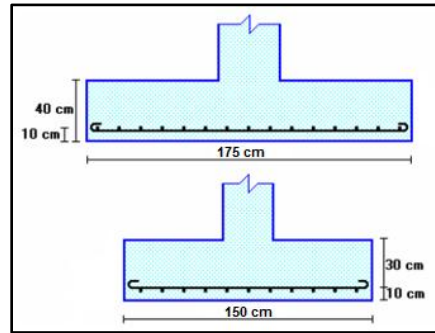


Figura 64: Dimensiones del Plinto de Cimentación y peralte tentativo.

Fuente: (M.sc Marcelo Romo Proaño, 2008, pág. 170)

En la figura 65, se interpreta la sección crítica al corte tipo viga, donde se encuentra 30cm (d) de la cara de la columna en la dirección x e y en las dos direcciones básicas.

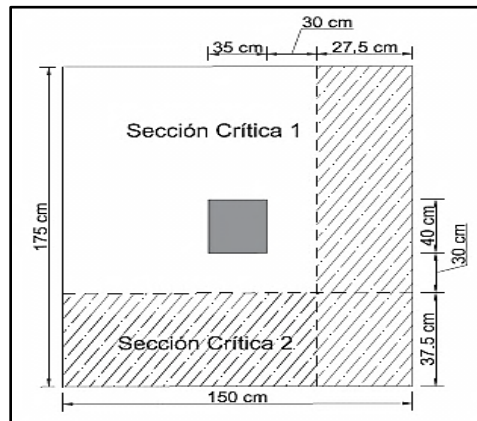


Figura 65: Sección Crítica al Corte tipo viga.

Fuente: Elaboración propia software AutoCAD Civil 3D 2017.

Determinación del Diseño en la dirección x.

$$q_{\max} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6ex}{B} \right) \quad (\text{ecuación 4.48})$$

$$q_{\max} = \frac{48240 \text{ kg}}{26250 \text{ cm}^2} \left(1 + \frac{6 * 0}{150 \text{ cm}} \right) \quad q_{\max} = 1.83 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{\min} = \frac{P}{A} \left(1 - \frac{6ex}{B} \right) \quad (\text{ecuación 4.49})$$

$$q_{\min} = \frac{48240 \text{ kg}}{26250 \text{ cm}^2} \left(1 - \frac{6 * 0}{150 \text{ cm}} \right) \quad q_{\min} = 1.83 \text{ kg/cm}^2$$

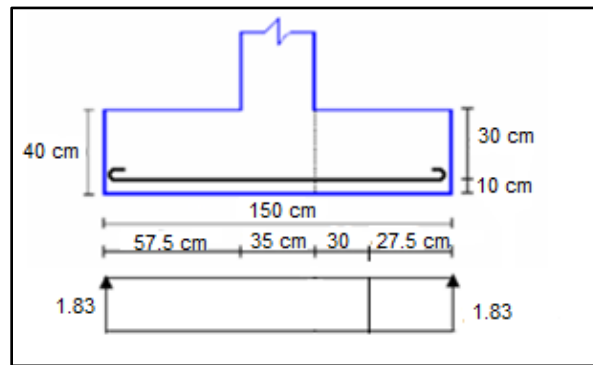


Figura 66: Diagrama de Esfuerzo de reacción del suelo eje x-x

Fuente: (M.sc Marcelo Romo Proaño, 2008, pág. 171)

Determinación de la fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica es:

$$V = \left(\frac{1.83 \text{ kg/cm}^2 + 1.83 \text{ kg/cm}^2}{2} \right) * (27.5 \text{ cm}) * (175 \text{ cm})$$

$$V = 8807 \text{ kg}$$

El esfuerzo cortante que actúa sobre la sección es:

$$V_u = \left(\frac{V}{\phi * L * d} \right) \quad (\text{ecuación 4.50})$$

- d es la altura efectiva de la sección
- ϕ coeficiente igual a 0.85
- L longitud del plinto

$$V_u = \left(\frac{8807 \text{ kg}}{0.85 * 175 \text{ cm} * 30 \text{ cm}} \right) \quad V_u = 1.97 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo de corte que es capaz de resistir el hormigón es :

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f_c} \quad (\text{ecuación 4.51})$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} \quad V_c = 7.68 \text{ kg/cm}^2$$

Condición:

$$V_u < V_c \quad 1.97 \text{ kg/cm}^2 < 7.68 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

Determinación del Diseño en la dirección y

Los esfuerzos de reacción del suelo sobre el eje centroidal en la dirección y son:

$$q_{\max} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6ey}{L} \right) \quad (\text{ecuación 4.52})$$

$$q_{\max} = \frac{48240 \text{ kg}}{26250 \text{ cm}^2} \left(1 + \frac{6 * 14.18}{175 \text{ cm}} \right) \quad q_{\max} = 2.73 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{\min} = \frac{P}{A} \left(1 - \frac{6ey}{L} \right) \quad (\text{ecuación 4.53})$$

$$q_{\min} = \frac{48240 \text{ kg}}{26250 \text{ cm}^2} \left(1 - \frac{6 * 14.18}{175 \text{ cm}} \right) \quad q_{\min} = 0.942 \text{ kg/cm}^2$$

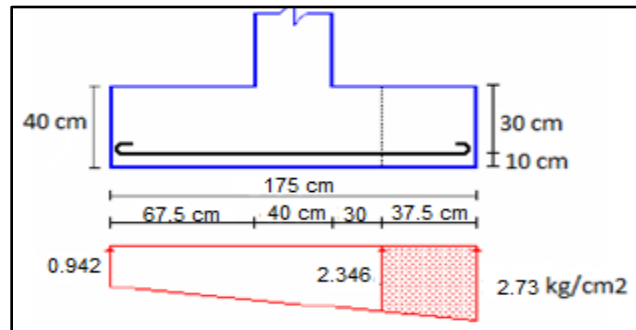


Figura 67: Diagrama de Esfuerzo de reacción del suelo eje y-y.

Fuente: (M.sc Marcelo Romo Proaño, 2008, pág. 172)

Determinación de la fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica es:

$$V = \left(\frac{2.73 + 2.346}{2} \right) * 37.5 \text{ cm} * (150 \text{ cm})$$

$$V = 14277 \text{ kg}$$

El esfuerzo cortante que actúa sobre la sección es:

$$V_u = \left(\frac{V}{\phi * B * d} \right) \quad (\text{ecuación 4.54})$$

$$V_u = \left(\frac{14277 \text{ kg}}{0.85 * 150 \text{ cm} * 30 \text{ cm}} \right) \quad V_u = 3.73 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo de corte que es capaz de resistir el hormigón según la ecuación 4.51

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} \quad V_c = 7.68 \text{ kg/cm}^2$$

Condición:

$$V_u < V_c \quad 3.73 \text{ kg/cm}^2 < 7.68 \text{ kg/cm}^2 \quad \textbf{Cumple}$$

4.9.2.2 Diseño a corte por Punzonamiento.

Se determina que la sección crítica a Punzonamiento actúa alrededor de la columna con una separación de $d/2$ de sus caras.

- $X=15 \text{ cm}$ $Y=15 \text{ cm}$

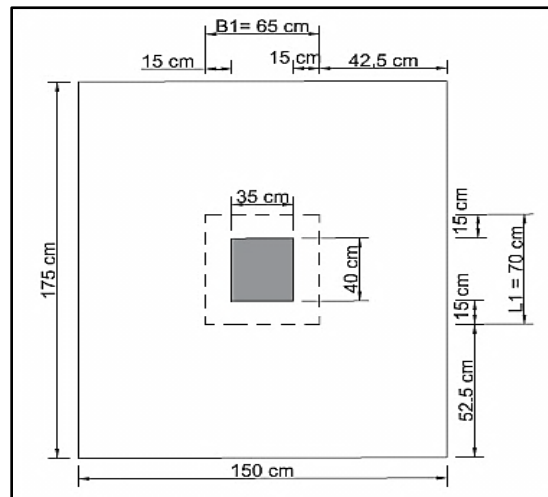


Figura 68: Sección Crítica de diseño a cortante por Punzonamiento.

Fuente: Elaboración propia software AutoCAD Civil 3D 2017.

Determinación del q

$$q = \frac{P}{A} \quad q = \frac{48240 \text{ kg}}{150 \text{ cm} * 175 \text{ cm}} \quad q = 1.83 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{ecuación 4.55})$$

La fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica es:

$$V = q * ((B * L) - (B1 * L1)) \quad (\text{ecuación 4.56})$$

$$V = 1.83 \text{ kg/cm}^2 \left((150 \text{ cm} * 175 \text{ cm}) - (65 \text{ cm} * 70 \text{ cm}) \right) \quad V = 39711 \text{ kg}$$

El esfuerzo cortante por Punzonamiento que actúa sobre la sección es:

$$V_u = \left(\frac{V}{0.85 * ((L1 + L1) * d + (B1 + B1) * d)} \right) \quad (\text{ecuación 4.57})$$

$$V_u = \left(\frac{39711 \text{ kg}}{0.85 * ((65 \text{ cm} + 65 \text{ cm}) * 30 \text{ cm} + (70 + 70) * 30)} \right)$$

$$V_u = 5.77 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo resistente a corte por Punzonamiento es:

$$V_c = \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} \quad V_c = 14.49 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Condición: } V_u < V_c \quad 5.77 \text{ kg/cm}^2 < 14.49 \text{ kg/cm}^2 \quad \textbf{Cumple}$$

Se concluyó, que el esfuerzo de corte por Punzonamiento es inferior al esfuerzo máximo del hormigón, por lo que la altura de la zapata es aceptable para la sollicitación analizada.

4.9.2.3 Diseño a flexión.

La sección crítica de diseño a flexión en las dos direcciones principales está ubicada en las caras de la columna.

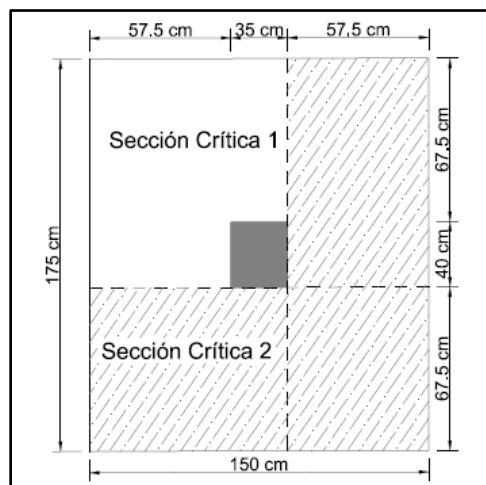


Figura 69: Secciones Críticas a diseño a flexión.

Fuente: Elaboración propia software AutoCAD Civil 3D 2017.

Diseño a flexión en la dirección x:

Se determinará con los máximos esfuerzos de reacción del suelo (q1-q2)

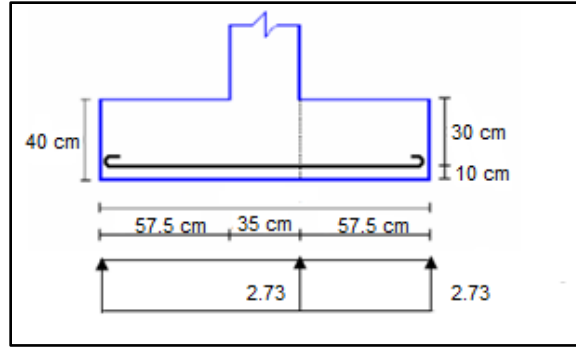


Figura 70: Gráfica de Diseño a flexión dirección x.
Fuente: (M.sc Marcelo Romo Proaño, 2008, pág. 174)

En un ancho de 100cm, se tiene la siguiente expresión para calcular el momento flector en la zona crítica.

$$M_u = q * \frac{x^2}{2} * a \quad (\text{ecuación 4.58})$$

$$M_u = \frac{2.73 \text{ kg/cm}^2 * (57.5 \text{ cm})^2}{2} * 100 \text{ cm} \quad M_u = 451303 \text{ kg. cm}$$

Donde:

- q = Esfuerzo generado por el plinto
- x = distancia desde la sección crítica al borde del plinto
- a = para un ancho de 100cm

La sección de acero requerida, en la dirección x, para resistir el momento último en 100cm de ancho es:

$$A_s = \frac{0.85 * f_c * b * d}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0.85 * \phi * f_c * b * d^2}} \right] \quad (\text{ecuación 4.59})$$

Donde:

- $M_u = 451303 \text{ kg.cm}$
- $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $b = 100 \text{ kg/cm}^2$, $d = 30 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{0.85 * 210 * 100 * 30}{4200} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 451303}{0.85 * 0.90 * 210 * 100 * 30^2}} \right] \quad A_s = 4.04 \text{ cm}^2$$

Determinación de la cuantía mínima según la (ecuación 4.32).

$$\rho_{\min} = \frac{14}{4200 \text{ kg/cm}^2} \quad \rho_{\min} = 0.003333$$

Área mínima de armado para 100cm de ancho es:

$$A_{\min} = \rho_{\min} * b * d \quad (\text{ecuación 4.60})$$

$$A_{\min} = 0.00333 * 100 \text{ cm} * 30 \text{ cm} \quad A_{\min} = 10 \text{ cm}^2$$

Se estableció que el área mínima es superior a la obtenida para resistir el momento flector, el armado requerido es $A_{\min} = 10 \text{ cm}^2$

$$\# \text{ Varillas} = \frac{175 \text{ cm}}{15 \text{ cm}} + 1$$

$$\# \text{ Varillas} = 12.66 = 13 \quad \text{Se va a trabajar con varillas de } \varnothing 16 \text{ mm cada } 15 \text{ cm}$$

Diseño a flexión en la dirección y:

Se determinará con los máximos esfuerzos de reacción del suelo (q_1 - q_3)

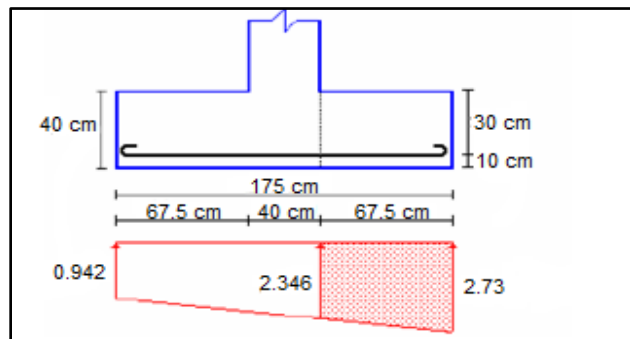


Figura 71: Gráfica de Diseño a flexión dirección y.
Fuente: (M.sc Marcelo Romo Proaño, 2008, pág. 176).

Se analizará, con un ancho de diseño de 100cm, se tiene la siguiente expresión para calcular el momento flector en la zona crítica, se debe dividir la carga trapezoidal en una carga rectangular de ordenada 2.346 kg/cm², más una carga triangular de ordenada máxima 0.384kg/cm² (2.73-2.346= 0.384).

$$M_u = \left[\frac{2.346 * (67.5)^2}{2} + \left(\frac{0.384 * 67.5}{2} \right) * \left(\frac{2}{3} * 67.5 \right) \right] * (100) \quad M_u = 592768 \text{ kg. cm}$$

Determinación del área requerida según la (ecuación 4.59).

$$A_s = \frac{0.85 * 210 * 100 * 30}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 592768}{0.85 * 0.90 * 210 * 100 * 30^2}} \right] \quad A_s = 5.33 \text{ cm}^2$$

Determinación de la cuantía mínima según la (ecuación 4.32).

$$\rho_{\min} = \frac{14}{4200 \text{ kg/cm}^2} \quad \rho_{\min} = 0.003333$$

Determinación de la sección mínima de armado para 100cm de ancho según la (ecuación 4.60)

$$A_{\min} = 0.00333 * 100 \text{ cm} * 30 \text{ cm} \quad A_{\min} = 10 \text{ cm}^2$$

Se estableció que el área mínima es superior a la obtenida para resistir el momento flector, el armado requerido es $A_{\min} = 10 \text{ cm}^2$

$$\# \text{ Varillas} = \frac{150 \text{ cm}}{15 \text{ cm}} + 1$$

$$\# \text{ Varillas} = 11$$

Se va a trabajar con varillas de Ø16mm cada /15cm

En las figuras 72, 73 se especifica el armado de varillas del plinto de cimentación de la torre.

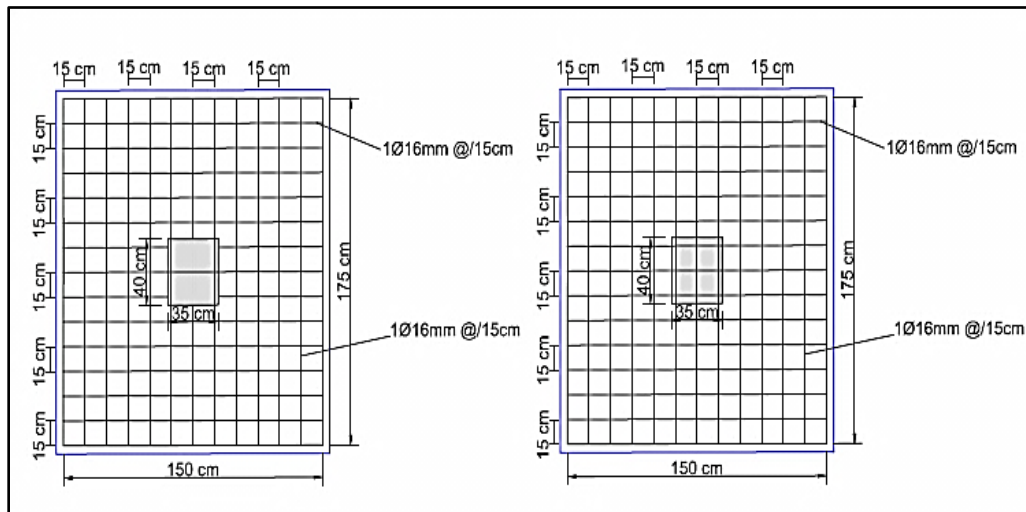


Figura 72: Diseño a flexión armado de varillas en la dirección x-y.

Fuente: Elaboración propia software AutoCAD Civil 3D 2017.

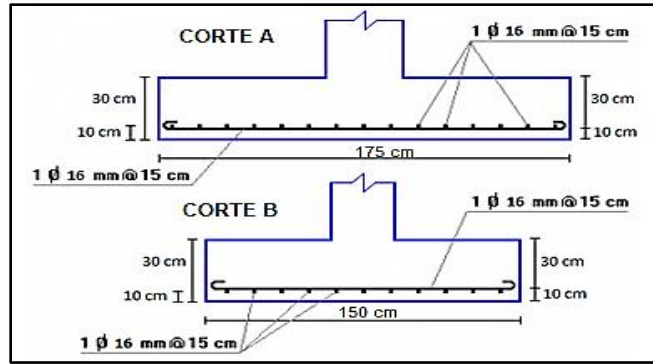


Figura 73: Armado de varillas en la dirección x-y corte A-B.

Fuente: (M.sc Marcelo Romo Proaño, 2008, pág. 178).

4.9.3 Diseño del Plinto de Cimentación (Izquierda).

Para la cimentación de la torre (Izquierda), se realizará el mismo procedimiento ya mencionado anteriormente.

Capacidad admisible del suelo	qadm	4.52	kg/cm ²
Resistencia última del hormigón	F'c	210	kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero	Fy	4200	kg/cm ²
Carga Axial de servicio	P	56332	kg
Momento de servicio alrededor del eje x	Mx	4205	kg-m
Profundidad de cimentación	hc	2.5	m
Sección de la columna	b*h	35 x 40	cm

Tabla 44: Determinación de las dimensiones y cargas del plinto de cimentación.

Determinación del Área			Aumentar el Área 6%		
Según la ecuación 4.39			A =	16456	cm ²
A =	12463	cm ²	Dimensiones requeridas		
Dimensiones aproximadas			Según la ecuación 4.40		
Según la ecuación 4.40			B = 119 cm	asumo	B = 130 cm
B = 112 cm	asumo	B = 115 cm	Según la ecuación 4.40		
Según la ecuación 4.40			L = 148 cm	asumo	L = 150 cm
L = 131 cm	asumo	L = 135 cm	A =	19500	cm ²
Excentricidades de carga			Diagrama de reacciones del suelo de cimentación		
Según la ecuación 4.41			Según la ecuación 4.44		
ex =	0		q1 =	3.75	kg/cm ²
Según la ecuación 4.42					
ey =	7.46	cm			

Verificación			Según la ecuación 4.45		
ey	<	L/6	q2 =	3.75	kg/cm ²
7.46 cm	<	28.33 cm	Según la ecuación 4.46		
Determinación qmax con excentricidad			q3 =	2.02	kg/cm ²
Según la ecuación 4.43			Según la ecuación 4.47		
qmax =	4.82	kg/cm ²	q4 =	2.02	kg/cm ²
4.82 kg/cm ²	>	4.52 kg/cm ²			
No cumple Cambiar la sección					
4.82/4.52	1.06				

Fuente: Elaboración Propia.

4.9.3.1 Diseño a cortante tipo viga.

Tabla 45: Determinación del diseño a cortante tipo viga del plinto (Izquierda).

Diseño en la dirección x			Diseño en la dirección y		
Según la ecuación 4.48			Según la ecuación 4.52		
qmax =	2.88	kg/cm ²	qmax =	3.75	kg/cm ²
Según la ecuación 4.49			Según la ecuación 4.53		
qmin =	2.88	kg/cm ²	qmin =	2.02	kg/cm ²
Fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica			Fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica		
V =	7560	kg	V =	11717	kg
Según la ecuación 4.50			Según la ecuación 4.54		
Vu =	1.97	kg/cm ²	Vu =	3.53	kg/cm ²
Esfuerzo a corte del hormigón			Esfuerzo a corte del hormigón		
Vc =	7.68	kg/cm ²	Vc =	7.68	kg/cm ²
Vu	<	Vc	Vu	<	Vc
1.97	<	7.68	3.53	<	7.68
Cumple			Cumple		

Fuente: Elaboración Propia.

4.9.3.2 Diseño a corte por Punzonamiento.

Tabla 46: Determinación del diseño a corte por Punzonamiento del plinto.

Determinación de q			Esfuerzo cortante por Punzonamiento		
Según la ecuación 4.55			Según la ecuación 4.57		
q =	2.88	kg/cm ²	Vu =	6.25	kg/cm ²
Fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica			Esfuerzo resistente a corte por Punzonamiento		
Según la ecuación 4.3			Vc =	14.49	kg/cm ²
V =			Vu	<	Vc
43056			6.25	<	14.49
kg			Cumple		

Fuente: Elaboración Propia.

4.9.3.3 Diseño a flexión.

Tabla 47: Determinación del diseño a flexión del plinto.

Flexión en la dirección x			Flexión en la dirección y		
Determinación del q			Determinación del q		
q1 = q2	3.75	kg/cm ²	q1 = 3.75	q3 = 2.02	kg/cm ²
Según la ecuación 4.58			Según la ecuación 4.58		
Mu =	423047	kg-cm	Mu =	552561	kg-cm
Área requerida en la dirección x			Área requerida en la dirección y		
Según la ecuación 4.59			Según la ecuación 4.59		
As =	3.79	cm ²	As =	4.95	cm ²
Cuantía mínima de armado a flexión			Cuantía mínima de armado a flexión		
Según la ecuación 4.32			Según la ecuación 4.32		
ρmin =	0.00333		ρmin =	0.00333	
Área mínima de armado			Área mínima de armado		
Según la ecuación 4.60			Según la ecuación 4.60		
Asmin =	10	cm ²	Asmin =	10	cm ²
Número de varillas			Número de varillas		
# varillas =	11		# varillas =	10	
11 varillas en la longitud L = 150cm			10 varillas en la longitud L = 130 cm		
Se va a trabajar con varillas de Ø 16 mm cada/15cm			Se va a trabajar con varillas de Ø 16 mm cada/15cm		
Observar en la figura 74			Observar en la figura 74		

Fuente: Elaboración Propia.

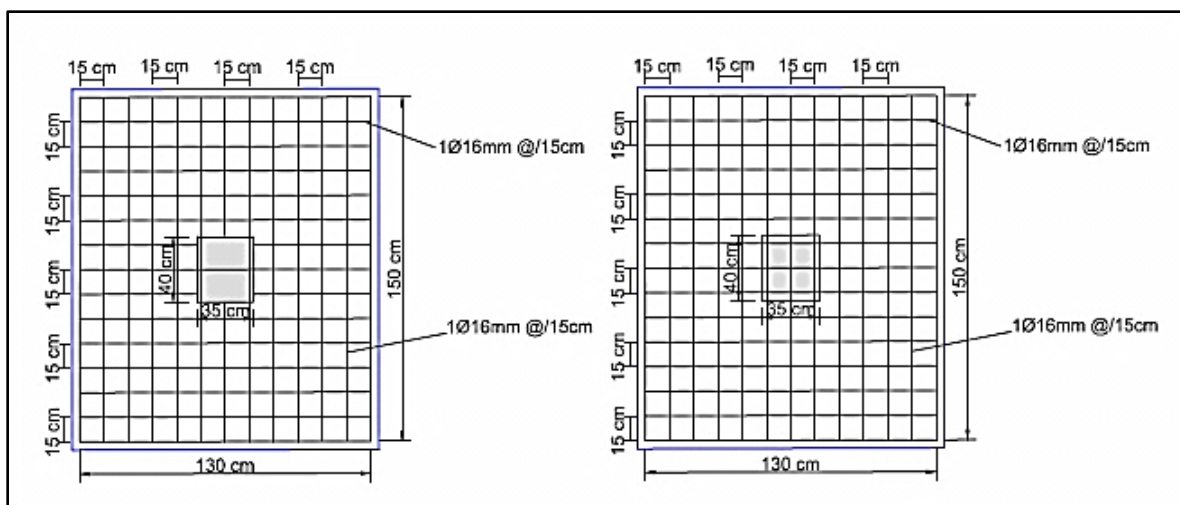


Figura 74: Diseño a flexión armado de varillas en la dirección x-y.

Fuente: Elaboración propia software AutoCAD Civil 3D 2017.

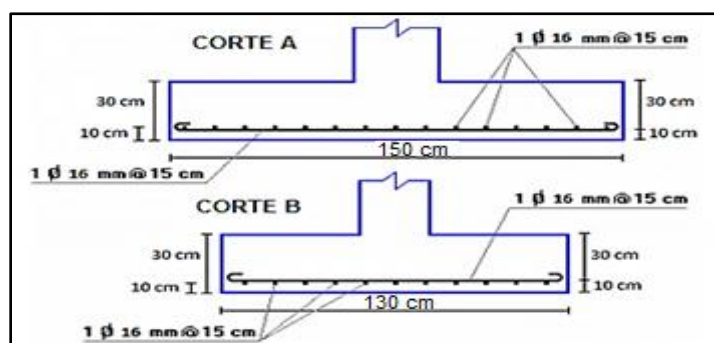


Figura 75: Armado de varillas en la dirección x-y corte A-B.

Fuente: (M.sc Marcelo Romo Proaño, 2008, pág. 179).

4.10 Diseño del macizo de anclaje

Datos para el diseño

Angulo entre cable y anclaje	β	22°	
Tensión Resultante del cable	F	53.55 Ton	26.77 Ton
Peso específico del suelo	γ	2700 kg/m ³	
Angulo de rozamiento interno	ϕ	35	ver (anexo 3)
Coeficiente de fricción del hormigón suelo	μ	0.55	ver (anexo 6)
Peso específico del hormigón	γ_{hor}	2400kg/m ³	

Componentes de la tensión resultante del cable

$$F_x = 57.76 \text{ Ton} * \cos 22^\circ \quad F_x = 53.55 \text{ Ton}$$

$$F_y = 57.76 \text{ Ton} * \sin 22^\circ \quad F_y = 21.63 \text{ Ton}$$

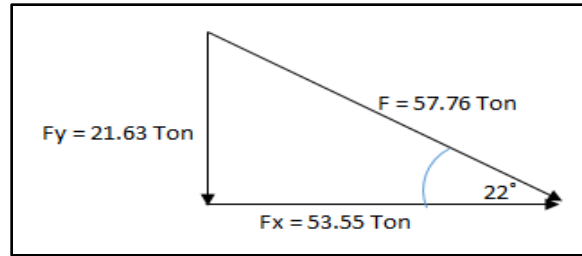


Figura 76: Descomposición vectorial de la Fuerza F.
Fuente: El Autor.

Para ello tomamos un dado con las siguientes dimensiones:

A = 2 m dimensión en el sentido del puente

B = 4 m dimensión perpendicular al sentido del puente

H = 2 m altura del macizo.

Con una profundidad de 1m sobre el nivel de terreno se puede observar en la (figura 77)

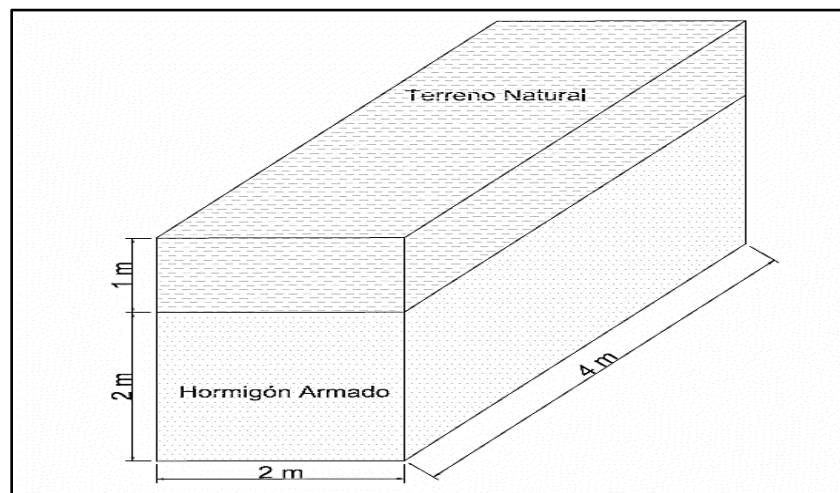


Figura 77: Macizo de anclaje de hormigón Armado.
Fuente: Elaboración propia software AutoCAD Civil 3D 2017.

Determinación del peso del macizo (P1)

$$P1 = \gamma_{\text{hor}} * ((A * B * H) - (a * b * h))$$

$$P1 = 2400 \text{ kg/m}^3 * (2\text{m} * 4\text{m} * 2\text{m}) \quad P1 = 384 \text{ Ton}$$

Determinación del peso del suelo (P2)

$$P2 = \gamma_{\text{suelo}} * (A * B * h)$$

$$P2 = 2700 \text{ kg/m}^3 * (2\text{m} * 4\text{m} * 1\text{m}) \quad P2 = 21600 \text{ kg} \quad P2 = 21.6 \text{ Ton}$$

Tabla 48: Determinación de las fuerzas verticales estabilizadoras.

Fuerzas verticales estabilizadoras				
Macizo derecha				
Pi	Peso (Ton)	Brazo (m)		Momento (Ton-m)
P1	38.40	A/2	1	38.40
P2	21.60	A/2	1	21.60
	$\sum Fy = 60$			$\sum Me = 60$

Fuente: Elaboración Propia.

Determinación del empuje del suelo (Ea).

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{35}{2} \right) \quad K_a = 0.2709$$

$$E_a = \frac{\gamma_{\text{suelo}} * H^2 * K_a}{2} \quad (\text{ecuación 4.61})$$

$$E_a = \frac{2700 * 2^2 * 0.2709}{2} \quad E_a = 1462.86 \text{ kg} \quad E_a = 1.46 \text{ Ton}$$

Tabla 49: Determinación de las fuerzas horizontales.

Fuerzas horizontales				
Macizo derecha				
Pi	Peso (Ton)	Brazo (m)		Momento (Ton-m)
Ea	1.46	1/3(H)	0.66	0.963
Fx	26.77	H/2	1	26.77
	$\sum Fx = 28.23$			$\sum Mv = 27.73$

Fuente: El Autor.

Determinación del Factor de seguridad al volcamiento.

$$F_{sv} = \frac{M_e}{M_v} \quad (\text{ecuación 4.62})$$

$$F_{sv} = \frac{60}{27.73} \quad F_{sv} = 2.16 \quad 2.16 > 2 \text{ Cumple}$$

Determinación de la Fuerza que se opone al deslizamiento.

$$F_d = \mu * \sum P_y \quad (\text{ecuación 4.63})$$

μ = Observar en el Anexo 5 (Estudio Estructural)

$$F_d = 0.55 * 60 \text{ ton} \quad F_d = 33 \text{ Ton}$$

Determinación del Empuje pasivo.

$$K_p = \frac{1}{k_a} \quad K_p = \frac{1}{0.2709} \quad K_p = 3.69$$

$$E_p = \gamma_{\text{suelo}} * K_p * h \quad (\text{ecuación 4.64})$$

$$E_p = \frac{2700 \text{ kg/m}^3 * 3.69 * (2 \text{ m})^2}{2}$$

$$E_p = 19926 \text{ kg} \quad E_p = 19.92 \text{ Ton}$$

Determinación de la Fuerza resistente total

$$F_T = F_d + E_p \quad (\text{ecuación 4.65})$$

$$F_T = 33 \text{ Ton} + 19.92 \text{ Ton} \quad F_T = 52.92 \text{ Ton}$$

Determinación del Factor de seguridad al deslizamiento

$$F_{sd} = \frac{F_T}{\sum F_x} \quad (\text{ecuación 4.66})$$

$$F_{sd} = \frac{52.92 \text{ Ton}}{28.23 \text{ Ton}}$$

$$\text{Condición} \quad F_{sd} = 1.87 \quad 1.87 > 1.5 \quad \text{Cumple}$$

4.10.1 Acero en el Macizo de Anclaje.

El dado de anclaje cumple con resistir la fuerza que ejerce el cable principal la misma que soporta toda la superestructura, este dado no está sujeto a fuerzas axiales o momentos flectores. En nuestro caso asumimos un armado con una varilla de diámetro 12 mm con una separación de 25 cm en toda su longitud. Se construye este armado en sus cuatro caras para dar mayor seguridad al dado de anclaje.

4.11 Diseño de la rampa para la torre (Norte).

En la torre Norte, se determinó que tiene un desnivel de una altura aproximada de 4.35m con el suelo, por lo que se necesita de la ayuda de rampas.

Se trabajará con una pendiente máxima de 11%. Para el diseño y modelamiento de las rampas se analizará con perfiles estructurales ASTM 36, para las vigas se determinará con dos perfiles en G de (200mm*75mm*25mm*4mm), para las columnas con dos perfiles en G de (150mm*50mm*15mm*3mm) y para las barandas con tubos rectangulares de (30mm*50mm*1mm).

Para el tablero se realizará con madera estructural de Seique de (0.23m*2m*0.05m).

DIMENSIONES				PESOS		SECCION	EJE X-X			PROPIEDADES		
A	B	C	e	6metros	1metro		I	W	I	I	W	I
mm	mm	mm	mm	Kg	Kg	cm2	cm4	cm3	cm	cm4	cm3	cm
150	50	15	3	36.78	6.13	7.81	255.00	34.00	5.72	23.50	6.56	1.73
150	50	20	4	49.68	8.28	10.50	337.00	44.90	5.65	32.90	9.52	1.77
150	75	25	5	74.70	12.45	15.86	545.36	72.71	5.86	117.22	24.17	2.72
150	75	30	6	93.42	15.57	19.23	641.40	85.52	5.77	114.47	30.57	2.74
175	50	15	2	27.48	4.58	5.84	258.00	29.40	6.64	17.90	4.85	1.75
175	50	15	3	40.32	6.72	8.56	369.00	42.20	6.57	24.60	6.66	1.70
175	75	25	4	65.40	10.9	13.90	653.00	74.60	6.84	105.00	20.90	2.75
175	75	25	5	80.58	13.43	17.11	785.95	89.82	6.78	123.88	24.63	2.69
175	75	30	6	100.74	16.79	20.73	929.39	106.22	6.70	152.84	31.19	2.72
200	50	15	2	29.94	4.99	6.36	356.00	35.60	7.56	18.60	4.85	1.72
200	50	15	3	43.86	7.31	9.31	507.00	50.70	7.45	25.10	6.57	1.65
200	75	25	4	70.20	11.70	14.90	895.00	89.50	7.64	110.00	21.30	2.71

Figura 78: Perfil Estructural Correas “G”

Fuente: DIPAC Productos de Acero.

DIMENSIONES				PROPIEDADES			
DIAMETRO EXTERIOR	ESPESOR	PESO	AREA				
D	e	P	A	I	W	I	
Pulg.	mm	mm	Kg/m	cm2	cm3	cm3	cm
2"	50.80	1.80	2.22	2.77	8.32	3.27	1.73
2"	50.80	2.00	2.48	3.07	9.13	3.59	1.73
2 3/8"	60.33	2.00	2.92	3.67	15.58	5.17	2.06

Figura 79: Tubo rectangular.

Fuente: DIPAC Productos de Acero.

Determinación de la carga muerta.

Carga muerta del tablón.

$$C_m = \left(\frac{680\text{kg}}{m^3} * 0.05\text{m} * 1\text{m} \right) \quad C_m = 34\text{kg/m}$$

Carga muerta de baranda = 50 kg/m

CMT= 84 kg/m

Determinación de la carga Viva.

Para la carga peatonal se va a trabajar con 510 kg/m.

Para el diseño de las rampas se realizó con la combinación de carga.

Combo 1 = 1.2CM +1.6 CV

En la figura 80, se expresa todas las cargas que actuará en las rampas.

En la figura 81, se realizó con el software SAP 2000 V18 el análisis y verificación de la estructura, donde se observar que todas las dimensiones de los perfiles establecido cumplen de la mejor manera.

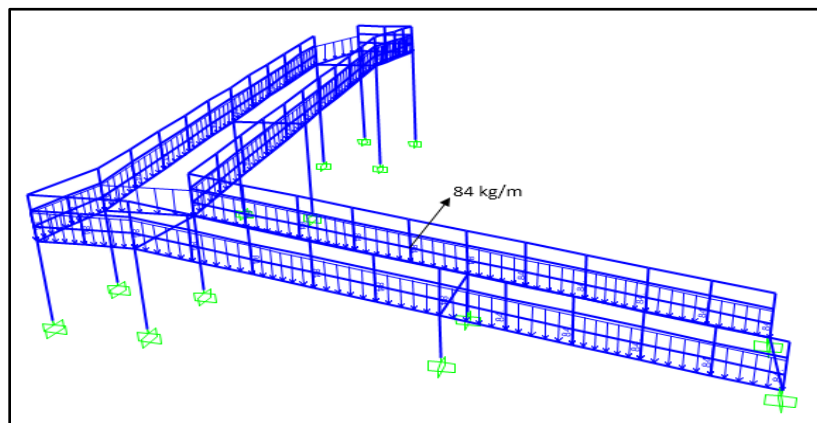


Figura 80: Carga Muerta y Viva de la Rampas.
Fuente: Elaboración propia software SAP 2000 V18.

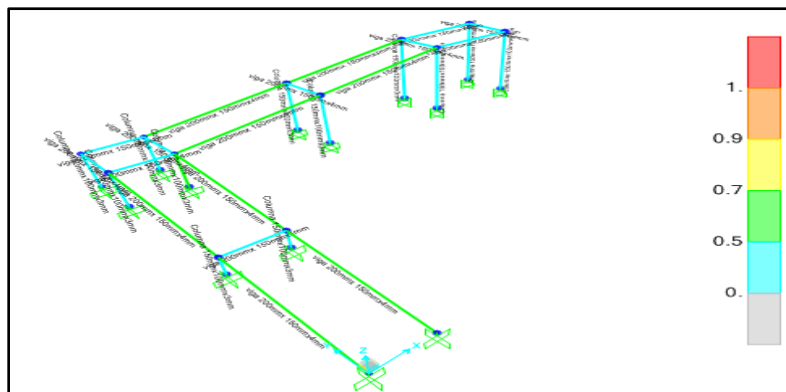


Figura 81: Verificación de la Estructura de la Rampa.
Fuente: Elaboración propia software SAP 2000 V18.

4.12 Planilla de los elementos estructurales del puente colgante peatonal.

Tabla 50: Longitud Total del cable Principal.

Detalle del Cable Principal de acero Ø=35mm					
Detalle	Diámetro (cm)	Cantidad	Longitud Total (m)	Peso kg/m	Peso Total (kg)
Cable	3.5	1.00	210	5.04	1058.4

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 51: Peso del Acero Estructural.

CUADRO DE PERFILES				
Tipo-Descripción	L.Total(m)	Área (cm2)	Peso(kg/m)	Peso Total (kg)
Canal (125x50x4mm)	487.65	8.47	6.65	3242.8725
Doble Angulo (40x40x4m)	695.56	2.94	2.31	1606.7436
Doble Angulo (30x30x3m)	412.32	1.65	1.3	536.016
Doble Angulo (40x40x5mm)	436.8	3.59	2.82	1231.776
2 G (200*50*15*3mm)	54.5	7.81	6.13	334.085
2 G (200*75*25*4mm)	210	14.9	11.7	2457
Tubo galvanizado Ø= 2pugl	240.5	1.71	1.23	295.815
No incluye desperdicios ni traslapes			Total (kg)	9704.3081

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 52: Peso total de la Péndolas.

Detalle de las Péndolas Ø=25mm						
Detalle	Diámetro (cm)	Longitud de la Péndola (m)	Cantidad	Longitud Total (m)	Peso kg/m	Peso Total (kg)
P1	2.5	2.95	4	11.80	3.85	45.430
P2	2.5	2.05	4	8.20	3.85	31.569
P3	2.5	1.35	4	5.40	3.85	20.789
P4	2.5	0.85	4	3.40	3.85	13.088
P5	2.5	0.55	4	2.20	3.85	8.466
P6	2.5	0.45	2	0.90	3.85	3.462
			Longitud total (m)	31.90	Peso total (kg)	122.804

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 53: Madera Estructural.

Tablero Principal Madera Estructural (Seique)		
Número	Dimensiones	Longitud total (m)
475	(0.23x2x0.05m)	950

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 54: Cantidad y Peso Total de Varillas.

CANTIDAD Y PESO TOTAL DE LAS VARILLAS CORRUGADAS				
φ (mm)	(Kg/m)	Long. Total (m)	Peso Total (kg)	# varillas
8	0.395	773.62	305.5799	64.47
10	0.617	0.00	0	0.00
12	0.888	984.60	874.3248	82.05
14	1.208	218.16	263.53728	18.18
16	1.578	330.72	521.87616	27.56
18	1.998	0	0	0.00
20	2.466	341.6	842.3856	28.47
Peso Total (kg)			2807.70	

Fuente: Elaboración Propia.

CAPITULO 5

PRESUPUESTO DE LA CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE COLGANTE

5.1 Introducción

Para realizar una construcción, obra o proyecto es de vital importancia conocer cuáles son los costos de cada material, ya que de esto dependerá que no se tenga dificultades al final de la obra. Se refiere a la correcta conformación, el adecuado análisis y la aplicación de precios unitarios. Se procede a evaluar de manera individual los diferentes costos de la obra, así tendremos los elementos necesarios para poder valorizar el conjunto de elementos que intervienen en la construcción del puente colgante, permitiendo un presupuesto adecuado, rentable y que este ajustado a la realidad.

5.2 Análisis de Precios Unitarios

El Análisis de Precios Unitarios (APU), es un modelo matemático que nos permite adelantar el resultado, Es el precio que representa por la unidad de medida que uno aplica, se expresa en moneda, en nuestro caso en dólares. Un proyecto puede tener varios presupuestos y se agrupa en lo que conocemos como costo de obra.

5.3 Estudio de Rendimientos

Es indispensable que se mantenga permanentemente los cálculos y el control de los trabajos realizados, debe darse en la estimación de tiempos y la valoración de los costos de obra.

El rendimiento es un factor que relaciona el costo con el tiempo de trabajo, es decir, la relación entre la cantidad de obra realizada por la mano de obra, y el tiempo empleado durante la construcción.

5.4 Calculo de precios unitarios

Corresponde al análisis unitario y agrupa todos los componentes que integra cada actividad en un solo formato; esto con el fin de obtener su valor individual y, con ello, generar la estructura para el cálculo del presupuesto.

5.4.1 Costos Directos.

Pueden establecer con facilidad y directamente con un objeto de costos, no necesita ningún tipo de reparto. Son aquellos costos de materiales y servicios fácilmente cuantificables y que intervienen en la construcción de una obra.

Entre ellos tenemos los materiales a emplearse y la mano de obra permanente que utilizaremos, donde participan los siguientes elementos:

- Equipo.
- Materiales, Mano de Obra Directa, Transporte.

5.4.2 Costos Indirectos y utilidades

Son costos que no constituyen en la obra en sí mismos, no generan realidades físicas, pero que sin ellos tampoco se podría realizar en los procesos de construcción de obras. Son indirectos debido a que no son fácilmente cuantificables y en la mayoría de casos debemos contribuir, sobre todo en la fabricación de productos; donde tenemos aquellos como honorarios, sueldos administrativos, energía eléctrica, combustibles, impuestos etc.

El costo indirecto que se trabajó para el proyecto es con el 20%

5.5 Presupuesto.

Aplicando los diferentes valores obtenidos en cada análisis a los conjuntos de la obra que componen el proyecto se obtiene el presupuesto inicial; allí se incluye todos los elementos del estudio de costos aplicando en conjunto. Se determina la sumatoria de los aportes individuales de cada proceso, así como la suma de los costos individuales que nos llevará a la elaboración del presupuesto en el que está incluido los gastos directos en indirectos y el rendimiento que se pretende obtener en la construcción.

5.6 Presupuesto Referencial

Con la ayuda del software Interpro 2010, se determinó el presupuesto referencial se puede observar en la tabla 55.

Tabla 55: Presupuesto Referencial del Puente Colgante Peatonal.

OFERENTE: REFERENCIAL					
UBICACIÓN: SECTOR CHACAPAMBA, CANTÓN AZOGUES					
FECHA: 27 DE MAYO DEL 2017					
PUENTE COLGANTE PEATONAL SOBRE EL RÍO BURGAY					
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P.Total
	OBRAS PRELIMINARES				2017.38
551022	REPLANTEO Y NIVELACIÓN DE ÁREAS	m ²	750	1.15	862.50
552007	EXCAVACION A MAQUINA EN CONGLOMERADO (Con bomba)	m ³	110.00	3.00	330
584061	CARGADA DE MATERIAL A MAQUINA	m ³	140.00	1.70	238
555008	TRANSPORTE CON VOLQUETE 5-7 Km	m ³	140.00	3	420
552013	EXCAVACION A MANO EN TERRENO CONGLOMERADO PROFUNDIDAD DE 0 a 2 m	m ³	14.00	11.92	166.88
	HORMIGON				15024.40
563010	ENLUCIDOS 1:2	m ²	120.00	9.52	1142.4
557007	HORMIGON SIMPLE EN VIGAS, fc= 210 kg/cm2	m ³	5.00	181.46	907.30
557004	HORMIGON SIMPLE EN ZAPATAS, fc= 210 kg/cm2	m ³	76.00	145.02	11,021.52
557006	HORMIGON SIMPLE EN COLUMNAS, fc= 210 kg/cm2	m ³	8.00	171.06	1368.48
557001	HORMIGON fc=140 kg/cm2	m ³	5.00	116.94	584.70
	ENCOFRADO				2,366.50
559001	ENCOFRADO RECTO	m ²	90.00	10.81	972.90
556002	ENTIBADO DISCONTINUO DE PAREDES DE ZANJA	m ²	260.00	5.36	1,393.60
	ACERO				41892.04

558005	ACERO DE REFUERZO (incluye corte y doblado)	kg	2807.70	3.48	9770.80
560040	ACERO - PERFILES DOBLADO EN FRIO Fy= 2530 Kg/cm2 - Pasarela puente colgante	Kg	9704.30	3.31	32121.24
	RELLENO Y COMPACTADO				268.08
553011	RELLENO COMPACTADO CON MAT. DE MEJORAMIENTO CON TRANSPORTE	m ³	12.00	22.34	268.08
	CABLE DE ACERO				8,190.60
558006	CABLE DE ACERO DE DIAMETRO 3.5 cm	m	210.00	25.93	5,445.30
558007	VARILLA LISA diámetro 2.5 mm (Péndola)	kg	130.00	8.81	1,145.30
560026	MONTAJE CON GRÚA MECÁNICA EN LA PASARELA	Kg.	8,000.00	0.20	1,600.00
	MADERA				10,830.00
562027	TABLON DE MADERA SEIQUE (23 cm, e = 5 cm).	m	950.00	11.40	10,830.00
	ACCESORIOS				2,000.00
568061	CONEXIONES DE POLEAS- GRAPAS	global	1.00	2000	2,000
	SEÑALIZACION				609.74
568041	SUM. INSTLACIÓN DE CINTA DE PRECAUCION	U	20.00	13.93	278.60
586010	SUM. Y COLOCACIÓN DE BOTIQUÍN	U	1.00	122.20	122.20
568039	SUM. INSTLACIÓN DE LETRERO METALICO INFORMATIVO DE LA OBRA 1.2 m x 2.4 m	U	1.00	208.94	208.94
				Sub Total	83198.74
				Iva (12%)	9983.84
				Total	93182.58

Fuente: INTERPRO 2010.

Conclusiones

- El proyecto ha sido elaborado en base a las normativas nacionales como la NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción) , NEVI-12 VOLUMEN N°2 y las normas internacionales ACI 318 SUS-14 y AASHTO LRFD 2014.
- El cálculo y diseño estructural del puente colgante sobre el Río Burgay se realizó con la ayuda de los siguientes softwares: AutoCAD 2016, AutoCAD Civil 3D y SAP 2000 V18, que nos permite tener diversas herramientas, obteniendo así el modelamiento, diseño y calculo estructural óptimo y seguro.
- El presente diseño cuenta con su respectivo modelamiento, planos Estructurales y detalles constructivos, así como la planilla de hierros, características de los materiales a ser utilizados para que pueda ser ejecutado por parte del Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Azogues.

Recomendaciones.

- Es importante que previo a la ejecución del proyecto se realice la respectiva ubicación y replanteo por el constructor, ya que la ubicación detallada en el cálculo puede tener riesgo por lo que hasta la presente fecha se ha producido una socavación en esta parte en donde se pretende construir el puente.
- Construir una obra de protección (enrocado de piedra) al margen del Río Burgay, lado derecho aguas abajo, para detener el efecto de socavación que producen las crecientes máximas.
- Actualizar los precios unitarios con la fecha de la ejecución del proyecto.

Bibliografía

Paola Elizabeth Ramirez "Diseño de Puentes por el método del LRFD". (2010). Bolivia.

Guillén , N. G. (2014). Obtenido de

<http://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/20327/1/TESIS.pdf>

Minaya Alejos, J. (2012). Diseño de Puentes AASHTO. Peru.

NEC-SE-DS Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente. (2014). Quito.

NEVI -12-MTOP, Volumen 2 - Libro de Normas para Estudios y Diseño Vial. (2013). Quito.

ACI 318 S-14 Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. (s.f.).

Andes. (1 de Mayo de 2012). Ecuador Universitario. Obtenido de

<http://ecuadoruniversitario.com/noticias/noticias-de-interes-general/el-puente-mas-alto-del-ecuador-fue-inaugurado-en-la-provincia-amazonica-de-orellana/>

Baez, F. (3 de Enero de 2013). Puentes y Carreteras. Obtenido de

<http://puentesycarreteras.blogspot.com/>

BLOG 360 en Concreto. (31 de Julio de 2013). Obtenido de

<http://blog.360gradosenconcreto.com/puentes-en-concreto-por-voladizos-sucesivos-via-buga-buenaventura/>

Braja M.Das Principios de Ingeniería de Cimentaciones. (s.f.).

Braja, M.Das Principios de Ingeniería de cimentaciones . (s.f.). California.

Camacho Rioja Percy. (s.f.). Puentes de grandes luces. Obtenido de

<http://www.revistasbolivianas.org.bo/pdf/rtc/v7n7/a06v7n7.pdf>

El Mercurio. (19 de Abril de 2011). Planificación prevalece en Azogues en últimas décadas.

Obtenido de <http://www.elmercurio.com.ec/276898-planificacion-prevalece-en-azogues-en-ultimas-decadas/>

El Universo. (14 de Noviembre de 2014). Obtenido de

<http://www.eluniverso.com/noticias/2014/11/14/nota/4221071/viaducto-sobre-rios-fue-inaugurado>.

Espinosa Stead, A. J. (Junio de 2011). Obtenido de

repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/3549/1/T-ESPE-031261.pdf

Estructuras de Acero NEC-SE-AC. (2014). Quito.

García Martínez, F. (2014). Ecuador a Colores. Obtenido de

http://www.ecuadoracolors.com/ed2014_abr/pages/nac12.html

Gomez, F. A. (10 de Abril de 2014). Slide Share. Obtenido de

<http://es.slideshare.net/LeoOsorio/disenio-de-puentes-franciscoarellanoaciperu>

Google Earth. (2017). Obtenido de Web site Google Earth.

M.sc Marcelo Romo Proaño. (2008). Hormigon Armado.

McCormac-Stephen, J. C. (2012). Diseño de Estructuras de Acero. Mexico: Alfaomega.

NEC-SE-CG Cargas- No sísmica. (2014). Quito.

NEC-SE-CM - Geotecnia y Cimentaciones . (2014).

NEC-SE-HM Estructuras de Hormigón Armado. (2014).

Pacadar. (2016). Obtenido de <http://www.pacadar.es/que-hacemos/soluciones/item/puentes-isostaticos#.WIZgSFPhDIU>

Plasencia, P. (13 de Noviembre de 2011). Puentemanía. Obtenido de

<http://www.puentemania.com/1091>

Plasencia, P. (14 de Enero de 2012). Puentemanía. Obtenido de

<http://www.puentemania.com/1616>

PRIMSA. (2013). Obtenido de <http://www.primsaguatemala.com/>

Rodríguez Reinoso, E. E. (2015). Analisis y Diseño Comparativo entre una Torre Autosoportada triangular de 40m de altura. Cuenca.

Rodriguez Serquén, A. (2013). PUENTES con AASHTO-LRFD 2010 . Perú.

Torres C., E. (2013). Diseño de Puentes Interpretación del codigo AASHTO. Quito-Ecuador

Trujillo Orozco, J. E. (1993). Diseño de Puentes de Concreto . Bucaramanga-Colombia: UIS.

ANEXO 1

ESTUDIO TOPOGRÁFICO

Levantamiento Topográfico



ANEXO 2

ESTUDIOS HIDROLOGICOS E HIDRÁULICOS

**CONSEJO DE GESTIÓN DE AGUAS DE LA CUENCA
DEL PAUTE**



Consultoría No. 005-2009

**“ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD A EVENTOS DE
CRECIDA Y DISEÑO DE OBRAS FÍSICAS PARA LA
PROTECCIÓN DE MARGENES E INFRAESTRUCTURA DEL
RIO BURGAY”**

**TOMO II: INFORME FINAL DEL TRAMO 2
AZOGUES - CHUQUIPATA**

Noviembre – 2009



- P1: Incorporación inicial principal, correspondiente al flujo aguas arriba del río Burgay, debido al aporte de las cuencas de drenaje del Galuay, Tambo y Burgay Alto.
- P2: Incorporación del río Tabacay (segunda cuenca con mayor flujo de aporte).
- P3: Incorporación de quebradas Agua Sucia (derecha), Pucán (izquierda) y drenajes menores circundantes.
- P4: Quebrada Toray a la derecha y drenajes menores ubicados a ambas márgenes.
- P5: Incorporación de la quebrada Lavacay.
- P6: Incorporación de la quebrada Purcay junto con drenajes menores de ambas márgenes.
- P8: Quebrada Umbe
- P9: Quebrada Tocchi junto a drenajes menores de ambas márgenes.
- P10: Quebrada Cojitambo
- P11: Quebrada Paccha

142

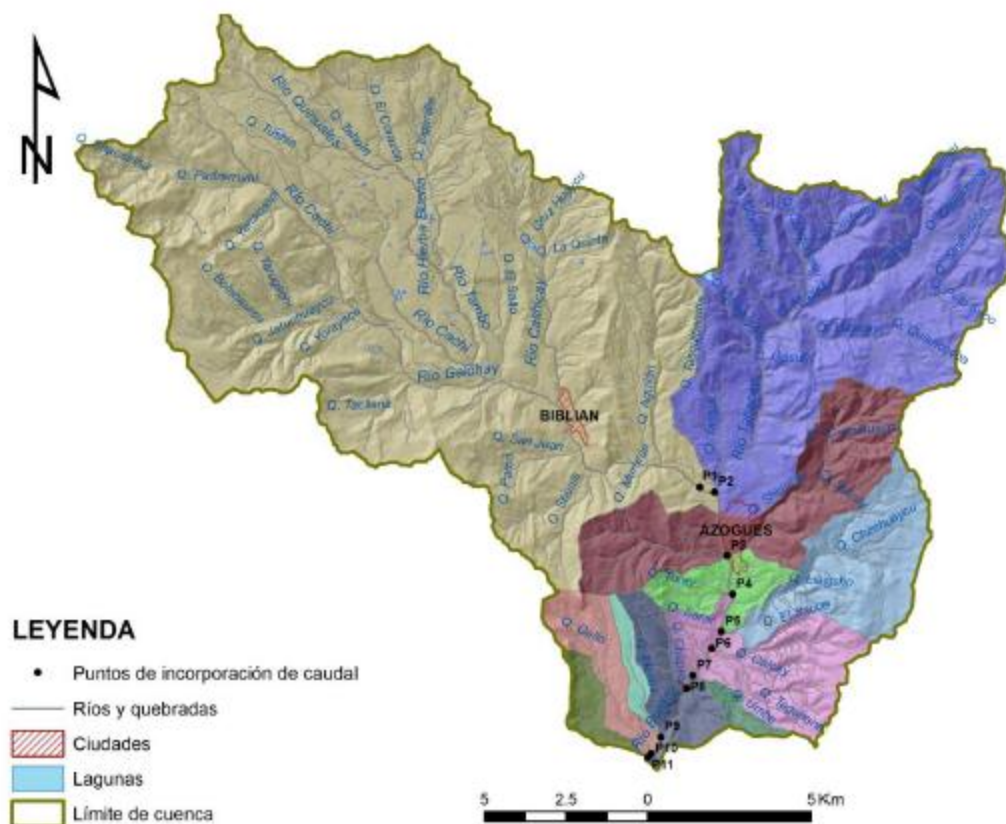


Figura 5.15: Sitios de descarga o puntos de cálculo

Tabla 5.8: Ubicación y características de los diferentes puntos de cálculo

Punto	Abscisa m	X m	Y m	Cota m	Area de Drenaje m ²
P1	0+000	738423	9697984	2492	179,686,000
P2	0+500	738869	9697827	2482	68,310,000
P3	2+550	739243	9695895	2450	23,812,600
P4	3+825	739427	9694712	2435	5,842,100
P5	5+000	739079	9693568	2418	16,155,300
P6	5+600	738785	9693060	2412	14,174,000
P7	6+650	738207	9692228	2398	1,605,710
P8	7+100	738014	9691843	2394	7,042,210
P9	9+125	737231	9690352	2366	1,967,740
P10	9+750	736933	9689855	2360	6,444,930
P11	9+900	736834	9689743	2358	2,862,140

Caudales de Avenida

Los caudales de avenida estimados en los puntos mencionados para diferentes periodos de retorno para las dos opciones de caudales máximos se presentan en la tabla 5.9 y 5.10.

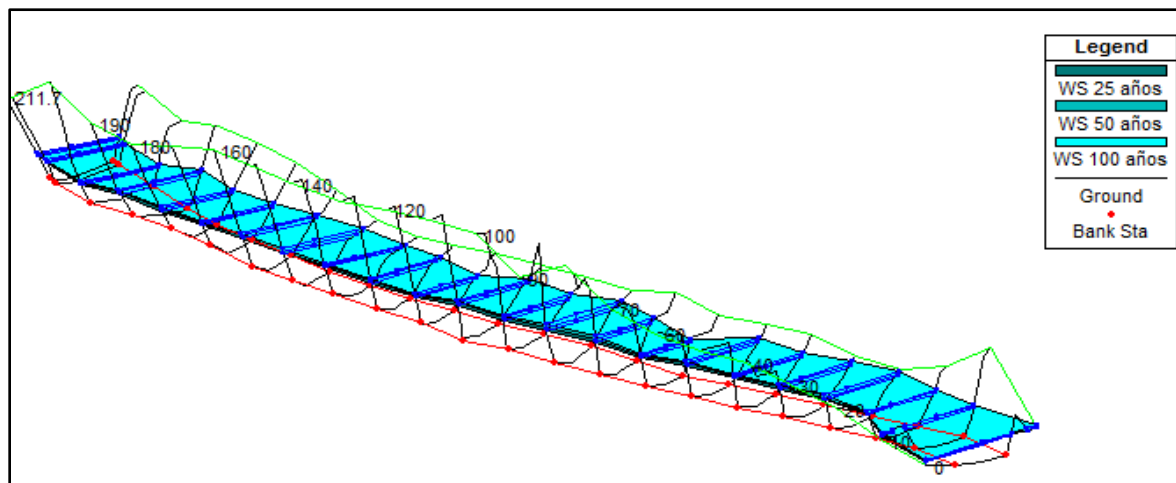
Tabla 5.9: Caudales de avenidas para los sitios de descarga de afluentes (Opción 1)

Punto No.	Área Km ²	Área %	T=1 años	T=5 años	T=10 años	T=25 años	T=50 años	T=100 años	T=150 años	T=200 años
P1	179.69	54.80	19.39	36.39	43.64	53.40	60.70	68.05	72.33	75.37
P2	68.31	20.83	7.37	13.83	16.59	20.30	23.08	25.87	27.50	28.65
P3	23.81	7.26	2.57	4.82	5.78	7.08	8.04	9.02	9.58	9.99
P4	5.84	1.78	0.63	1.18	1.42	1.74	1.97	2.21	2.35	2.45
P5	16.16	4.93	1.74	3.27	3.92	4.80	5.46	6.12	6.50	6.78
P6	14.17	4.32	1.53	2.87	3.44	4.21	4.79	5.37	5.70	5.94
P7	1.61	0.49	0.17	0.33	0.39	0.48	0.54	0.61	0.65	0.68
P8	7.04	2.15	0.76	1.43	1.71	2.09	2.38	2.67	2.83	2.95
P9	1.97	0.60	0.21	0.40	0.48	0.59	0.67	0.75	0.79	0.83
P10	6.44	1.97	0.69	1.30	1.56	1.91	2.18	2.44	2.59	2.70
P11	2.86	0.87	0.31	0.58	0.69	0.85	0.97	1.08	1.15	1.20
TOTAL	327.90	100.00	35.38	66.41	79.63	97.44	110.77	124.17	131.99	137.54

Tabla 5.10: Caudales de avenidas para los sitios de descarga de afluentes (Opción 2)

Punto No.	Área Km ²	Área %	T=1 años	T=5 años	T=10 años	T=25 años	T=50 años	T=100 años	T=150 años	T=200 años
P1	179.69	54.80	19.64	29.25	33.39	38.86	43.00	47.14	49.57	51.28
P2	68.31	20.83	7.46	11.12	12.69	14.77	16.35	17.92	18.84	19.50
P3	23.81	7.26	2.60	3.88	4.42	5.15	5.70	6.25	6.57	6.80
P4	5.84	1.78	0.64	0.95	1.09	1.26	1.40	1.53	1.61	1.67
P5	16.16	4.93	1.77	2.63	3.00	3.50	3.87	4.24	4.46	4.61
P6	14.17	4.32	1.55	2.31	2.63	3.06	3.39	3.72	3.91	4.04
P7	1.61	0.49	0.18	0.26	0.30	0.35	0.39	0.42	0.44	0.46
P8	7.04	2.15	0.77	1.15	1.31	1.52	1.68	1.85	1.94	2.01
P9	1.97	0.60	0.22	0.32	0.37	0.43	0.47	0.52	0.54	0.56
P10	6.44	1.97	0.70	1.05	1.20	1.39	1.54	1.69	1.78	1.84
P11	2.86	0.87	0.31	0.47	0.53	0.62	0.68	0.75	0.79	0.82
TOTAL	327.90	100.00	35.83	53.38	60.93	70.92	78.47	86.03	90.45	93.58

Para obtener la altura máxima de crecida se realizó con el programa HEC-RAS 4.10, donde se modelo 23 secciones transversales a cada 10 metros.



File Type Options Help					
River:	RIO G HR	Profile:	100 años		
Reach	RIO	RS:	100	↓	↑
Plan: Plan 02 RIO G HR RIO RS: 100 Profile: 100 años					
E.G. Elev (m)	2537.09	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.59	Wt. n-Val.	0.041	0.041	0.041
W.S. Elev (m)	2536.50	Reach Len. (m)	10.00	10.00	10.02
Crit W.S. (m)	2536.46	Flow Area (m2)	1.66	15.03	4.82
E.G. Slope (m/m)	0.012053	Area (m2)	1.66	15.03	4.82
Q Total (m3/s)	68.05	Flow (m3/s)	3.36	54.99	9.70
Top Width (m)	18.25	Top Width (m)	1.60	9.39	7.26
Vel Total (m/s)	3.16	Avg. Vel. (m/s)	2.03	3.66	2.01
Max Chl Dpth (m)	1.73	Hydr. Depth (m)	1.03	1.60	0.66
Conv. Total (m3/s)	619.9	Conv. (m3/s)	30.6	500.9	88.4
Length Wtd. (m)	10.00	Wetted Per. (m)	2.52	9.40	7.39
Min Ch El (m)	2534.77	Shear (N/m2)	77.75	188.85	77.06
Alpha	1.16	Stream Power (N/m s)	1436.33	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.09	Cum Volume (1000 m3)	0.17	1.72	0.41
C & E Loss (m)	0.06	Cum SA (1000 m2)	0.26	1.09	0.58

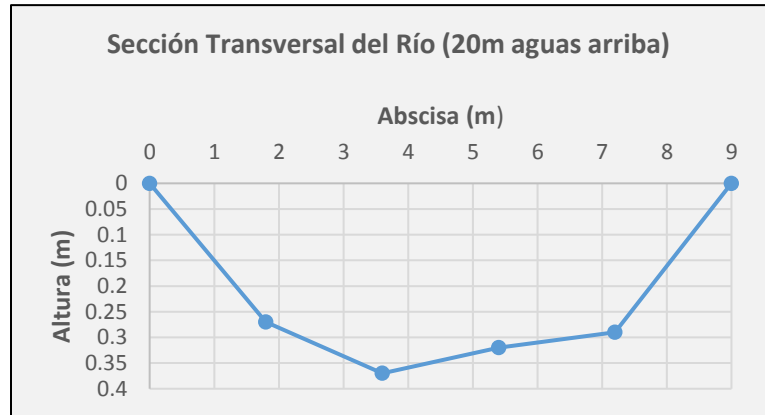
Estimación del caudal mediante aforos con flotadores.



Determinación de las Áreas en la sección transversal del Río.

Abscisa(m)	Altura (m)
0	0
1.8	0.27
3.6	0.37
5.4	0.32
7.2	0.29
9	0

Área de la sección Transversal		
A1	2.25	m ²



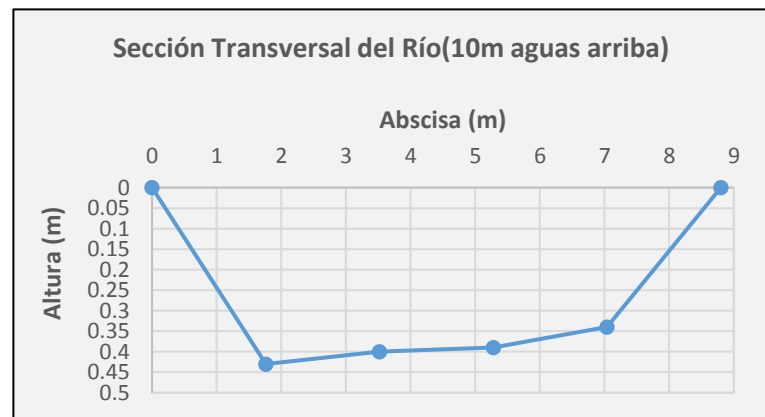
Abscisa(m)	Altura (m)
0	0
1.8	0.39
3.6	0.42
5.4	0.38
7.2	0.23
9	0

Área de la sección Transversal		
A2	2.56	m ²



Abscisa(m)	Altura (m)
0	0
1.76	0.43
3.52	0.4
5.28	0.39
7.04	0.34
8.8	0

Área de la sección Transversal		
A3	2.75	m ²



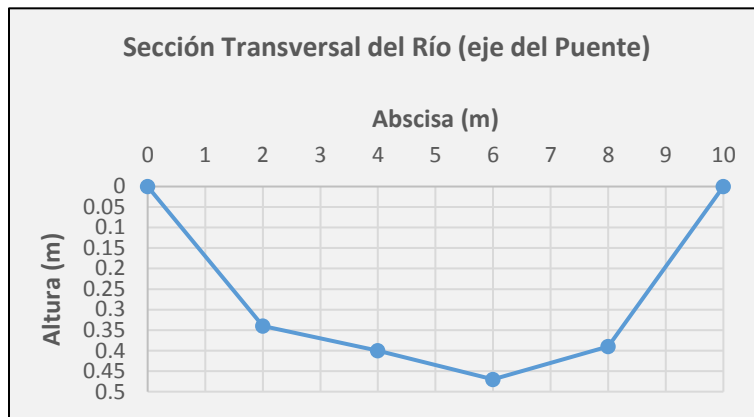
Abscisa(m)	Altura (m)
0	0
1.76	0.44
3.52	0.39
5.28	0.46
7.04	0.42
8.8	0

Área de la sección Transversal		
A4	3.01	m ²



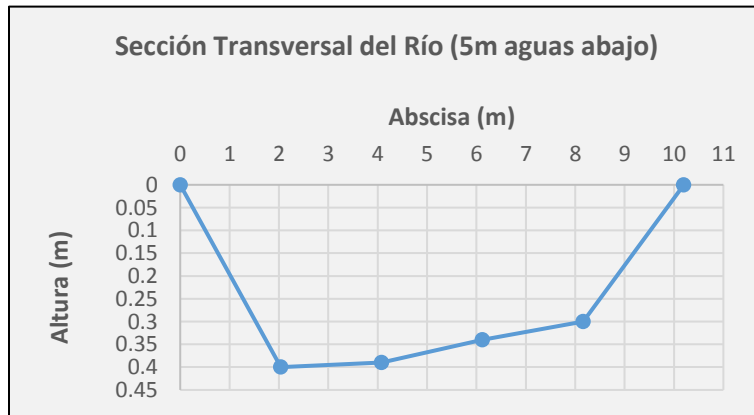
Abscisa(m)	Altura (m)
0	0
2	0.34
4	0.4
6	0.47
8	0.39
10	0

Área de la sección Transversal		
A5	3.2	m ²



Abscisa(m)	Altura (m)
0	0
2.04	0.4
4.08	0.39
6.12	0.34
8.16	0.3
10.2	0

Área de la sección transversal		
A6	2.92	m ²



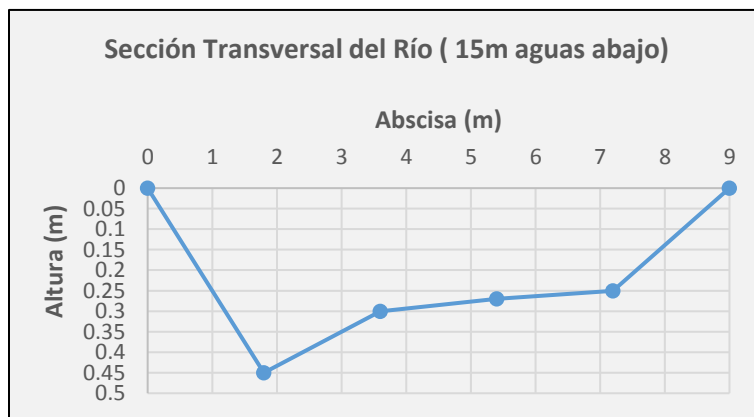
Abscisa(m)	Altura (m)
0	0
1.6	0.5
3.2	0.46
4.8	0.34
6.4	0.3
8	0

Área de la sección transversal		
A7	2.56	m ²



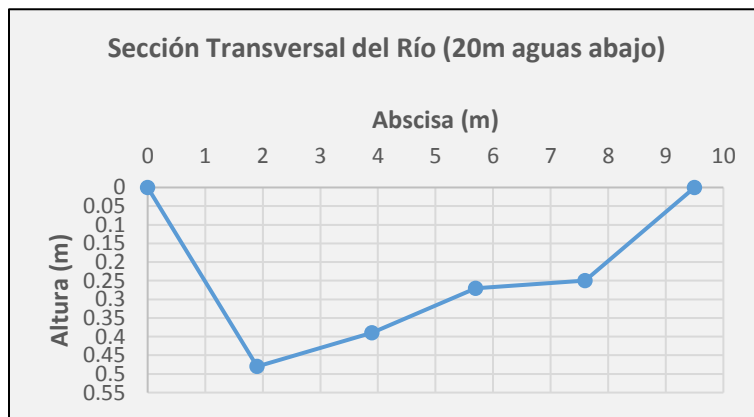
Abscisa(m)	Altura (m)
0	0
1.8	0.45
3.6	0.3
5.4	0.27
7.2	0.25
9	0

Área de la sección transversal		
A8	2.29	m ²



Abscisa	Altura
0	0
1.9	0.48
3.9	0.39
5.7	0.27
7.6	0.25
9.5	0

Área de la sección transversal		
A9	2.65	m ²



ANEXO 3

ESTUDIO DE SUELOS

Pozo No. 1 Estribo Sur



Pozo No. 2 Estribo Norte



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE LAS PARTES GRUESAS DEL SUELO.

Se realizó mediante la norma ASTM D422-63



GRANULOMETRÍA POR TAMIZADOS

Se realizó mediante la norma ASTM D422-63.



DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO

Se realizó mediante la norma (ASTM 423-66).



DETERMINACIÓN DEL LÍMITE PLÁSTICO

Se realizó mediante la norma (ASTM 424-59).



MÉTODO DEL PICNÓMETRO

Se realizó mediante la normativa (ASTMD854).



COMPRESIÓN SIMPLE

Se realizó mediante la normativa (ASTMD2166).



Estratigrafía del suelo.

PROYECTO:	PUENTE COLGANTE PEATONAL SOBRE EL RÍO BURGAY								
UBICACIÓN:	CANTÓN AZOGUES - ZONA 5- CHACAPAMBA								
CALICATA No:	1								
COORDENADAS:	N 9698419.89 m, E 737887.63 m, Elevación 2540 m								
Muestra	Profundidad (m)	ESTRATIGRAFÍA		CARACTERÍSTICAS DEL ESTRATO					
		Simbología Gráfica	Descripción del material	Clasificación SUCS	Clasificación AASHTO	Límite Líquido %	Límite Plástico %	Índice de Plasticidad %	Humedad Natural %
CALICATA 1	0.3		Capa Vegetal						
	1.3		Arenas Limosas mezcladas de (arena-limo) de color café claro	(SM)	A2-6(0)	32.7	27.48	5.22	11.91
	(1.6-2.3)		Arenas arcillosas mezcladas de (arena-arcilla), un suelo limosos calidad aceptable	(SC)	A4(2)	31	23.9	7.1	11.57

PROYECTO:	PUENTE COLGANTE PEATONAL SOBRE EL RÍO BURGAY								
UBICACIÓN:	CANTÓN AZOGUES - ZONA 5- CHACAPAMBA								
CALICATA No:	2								
COORDENADAS:	N 9698450.54m, E 737902.18 m, Elevación 2536.5m								
Muestra	Profundidad (m)	ESTRATIGRAFÍA		Clasificación SUCS	Clasificación AASHTO	CARACTERÍSTICAS DEL			
		Simbología Gráfica	Descripción del material			Límite Líquido %	Límite Plástico %	Índice de Plasticidad %	Humedad Natural %
CALICATA 2	0.2		Capa Vegetal						
	1.3		Gravas pobremente graduadas, mezclas (grava-arena), pocos o ningún fino de color gris oscuro	(GP)	A1-6(0)	Suelo No Plástico	Suelo No Plástico	Suelo No Plástico	5.89
	1.5		Presencia de nivel freático						

Fuente: Elaboración Propia.

	LÍMITE LÍQUIDO					LÍMITE PLÁSTICO				HUM. GRANULOM.		CONCLUSION
TARRO Nº	2	22	55	1	2	51	53	4	8	31	37	
N. DE GOLPES	15	30	39	23	8							<p>Cu = 241,31 Cg = 0,08</p> <p>D10 = 0,02 D30 = 0,09 D60 = 4,83</p> <p>CLASIFICACION SUCS SM AASHT A2-4 (0)</p> <p>SUCS Arenas limosas, mezclas arena-limo. AASHTO Gravas y arenas limosas o arcillosas.</p>
M. HUMEDA + TARRO	42,4	49,9	45,3	33,5	33	24,67	24,07	22,45	22,19	168,9	158,3	
M. SECA + TARRO	37,12	44,13	40,05	28,2	27,3	24,03	23,33	22,07	21,94	155,6	146,1	
PESO DEL AGUA	5,28	5,77	5,25	5,3	5,7	0,64	0,74	0,38	0,25	13,3	12,2	
PESO DEL TARRO	21,1	25,2	22	12,4	12,4	21,7	20,7	20,7	21	43,6	44	
PESO MUESTRA SECA	16,02	18,93	18,05	15,8	14,9	2,33	2,63	1,37	0,94	112	102,1	
% DE HUMEDAD	32,96	30,48	29,09	33,54	38,26	27,47	28,14	27,74	26,6	11,88	11,95	
						27,48				11,91		

FRACCIÓN GRUESA

Peso humedo antes del ensayo (gr)	10000
Peso humedo despues del ensayo (gr)	9981
Error	0,19
Humedad material que pasa #4	11,91
Peso seco total despues del ensayo (gr)	

Limite Liquido	32,7
Limite plastico	27,48
I. Plasticidad	5,22
I. liquidez	

TAMIZ Nº	Apertura Tamiz (mm)	Peso ret. parcial (gr)	Peso ret. acum. (gr)	% Retenido	% Pasa
3"	76,2				
2 1/2"	63,5				
2"	50,8				
1 1/2"	38,1	605,7	605,7	6,50	93,50
1"	25,4	453,1	1058,8	11,36	88,64
3/4"	19,1	252,8	1311,6	14,08	85,92
1/2"	12,7	589,9	1901,5	20,41	79,59
3/8"	9,52	474,9	2376,4	25,51	74,49
Nº4	4,76	1369,6	3746	40,20	59,80
PASA Nº 4		6235	5571,34		
			9317,34		

FRACCIÓN FINA

Peso para lav. de mater. que pasa #4 (gr)	500
Peso seco antes de lavado (gr)	446,78
Peso seco despues d elavado (gr)	221,00
Peso seco total despues del ensayo (gr)	221,00
Error	0

% Grava	40,20
% Arena	29,35
% Finos	30,45

TAMIZ Nº	Apertura Tamiz (mm)	Peso ret. parcial (gr)	Peso ret. acum. (gr)	Liga % Retiene	Liga % Pasa
Nº10	2,00	53,7	53,7	47,39	52,61
Nº40	0,420	98,9	152,6	60,63	39,37
200	0,074	66,7	219,3	69,55	30,45
FONDO		1,7		Despues de lavado	

Curva Granulometrica

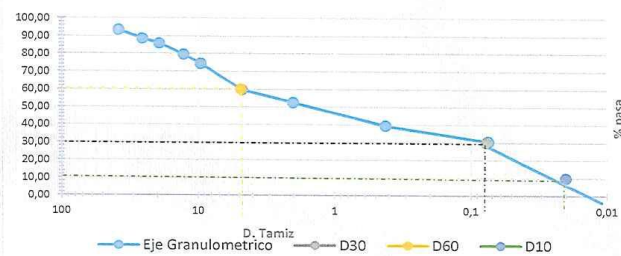


Grafico de Limite Liquido



ING. LUIS MARIO ALMACHE
JEFE DE LABORATORIO

ATANASIO JARA
LABORATORISTA

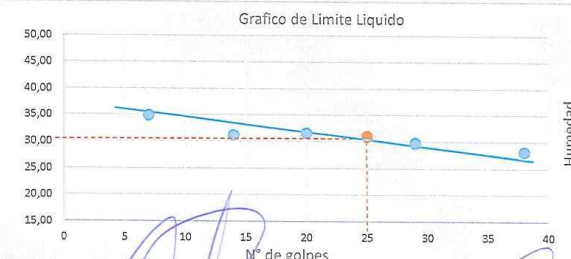
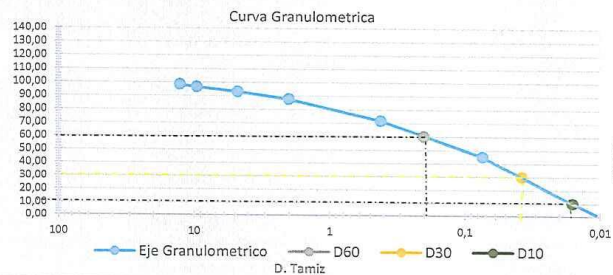
TARRO N°	7	8	6	9	61	3	5	4	56	HUM. GRANULOM.	35	5	Cu = 15,664	CONCLUSION
N. DE GOLPES	38	14	20	29	7								Cg = 0,32	SUCS
M. HUMEDA + TARRO	31,6	35,8	35,75	36,4	35,7	13,89	13,9	13,21	14,13	167,1	169,7		D10 = 0,017	Arenas arcillosas, mezclas arena-arcilla.
M. SECA + TARRO	27,32	30,21	30,12	30,85	29,65	13,59	13,58	13,05	13,73	154,8	158		D30 = 0,04	AASHTO
PESO DEL AGUA	4,28	5,59	5,63	5,55	6,05	0,3	0,32	0,16	0,4	12,3	11,7		D60 = 0,27	Suelos limosos, Calidad aceptable a mala
PESO DEL TARRO	12,1	12,3	12,3	12,2	12,3	12,3	12,2	12,4	12,1	52,3	52,9			
PESO MUESTRA SECA	15,22	17,91	17,82	18,65	17,35	1,29	1,38	0,65	1,63	102,5	105,1			
% DE HUMEDAD	28,12	31,21	31,59	29,76	34,87	23,26	23,19	24,62	24,54	12	11,132			
						23,90				11,57				

FRACCION GRUESA					
Peso humedo antes del ensayo (gr)					
Peso humedo despues del ensayo (gr)					
Error					
Humedad material que pasa #4					11,57
Peso seco total despues del ensayo (gr)					
TAMIZ N°	Apertura Tamiz (mm)	Peso ret. parcial (gr)	Peso ret. acum. (gr)	% Retenido	% Pasa
3"	76,2				
2 1/2"	63,5				
2"	50,8				
1 1/2"	38,1				
1"	25,4				
3/4"	19,1				
1/2"	12,7				
3/8"	9,52				
N°4	4,76				
PASA N° 4					

Limite Liquido 31
Limite plastico 23,90
I. Plasticidad 7,10
I. liquidez

FRACCION FINA					
Peso para lav. de mater. que pasa #4 (gr)					500
Peso seco antes de lavado (gr)					448,16
Peso seco despues d elavado (gr)					247,10
Peso seco total despues del ensayo (gr)					247,50
Error					-0,08
TAMIZ N°	Apertura Tamiz (mm)	Peso ret. parcial (gr)	Peso ret. acum. (gr)	% Retiene	% Pasa
1/2"	12,7	7,4	7,4	1,65	98,35
3/8"	9,52	8,1	15,5	3,46	96,54
N°4	4,76	15,9	31,4	7,01	92,99
N°10	2,00	24,1	55,5	12,38	87,62
N°40	0,420	70,5	126	28,11	71,89
200	0,074	119,9	245,9	54,87	45,13
FONDO		1,6			

% Grava 7,01
% Arena 47,86
% Finos 45,13



ING. LUIS MARIO ALMACHE
JEFE DE LABORATORIO

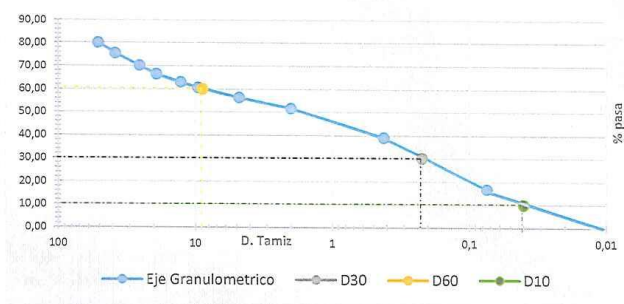
ATANASIO JARA
LABORATORISTA

TARRO NO	LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	HUM. GRANULOM.	Cu = 220	CONCLUSION
N. DE GOLPES			35 5	Cg = 0,22	
M. HUMEDA + TARRO			179,6 166,2		SUCS
M. SECA + TARRO	NO TIENE LÍMITE LÍQUIDO	NO TIENE LÍMITE PLÁSTICO	172,5 159,9	D10 = 0,04	Gravas pobremente graduadas,
PESO DEL AGUA			7,1 6,3	D30 = 0,28	mezclas grava-arena, pocos o
PESO DEL TARRO			52,2 52,8	D60 = 8,80	ningun fino.
PESO MUESTRA SECA			120,3 107,1	CLASIFICACION	AASHTO
% DE HUMEDAD			5,9019 5,8824	SUCS GP	Fragmentos de piedra, grava y
			5,89	AASHT A1-b (0)	arena, excelente a buena

FRACCION GRUESA					
Peso humedo antes del ensayo (gr)	10000				
Peso humedo despues del ensayo (gr)	9955,5				
Error	0,45				
Humedad material que pasa #4	5,89				
Peso seco total despues del ensayo (gr)					
TAMIZ Nº	Apertura Tamiz (mm)	Peso ret. parcial (gr)	Peso ret. acum. (gr)	% Retenido	% Pasa
3"	76,2				
2 1/2"	63,5				
2"	50,8	1916	1916	19,88	80,12
1 1/2"	38,1	440	2356	24,45	75,55
1"	25,4	519,5	2875,5	29,84	70,16
3/4"	19,1	358,5	3234	33,56	66,44
1/2"	12,7	338	3572	37,07	62,93
3/8"	9,52	219,5	3791,5	39,35	60,65
Nº4	4,76	415	4206,5	43,66	56,34
PASA Nº 4		5749	5429,22		
			9635,72		

Límite Líquido
Límite plástico
I. Plasticidad
I. liquidez

Curva Granulometrica




FRACCION FINA					
Peso para lav. de mater. que pasa #4 (gr)	500				
Peso seco antes de lavado (gr)	472,18				
Peso seco despues d elavado (gr)	332,70				
Peso seco total despues del ensayo (gr)	333,30				
Error	-0,12				
TAMIZ Nº	Apertura Tamiz (mm)	Peso ret. parcial (gr)	Peso ret. acum. (gr)	Liga % Retiene	Liga % Pasa
Nº10	2,00	39,4	39,4	48,36	51,64
Nº40	0,420	105,5	144,9	60,95	39,05
200	0,074	187	331,9	83,26	16,74
FONDO		1,4			

% Grava 43,66
% Arena 39,61
% Finos 16,74

ING. LUIS MARJO ALMACHE
JEFE DE LABORATORIO

ATANASIO JARA
LABORATORISTA

 UNIVERSIDAD CATOLICA DE CUENCA FACULTAD DE INGENIERIA LABORATORIO DE SUELOS			
PROYECTO		Puente Colgante sobre el Río Burgay	
MUESTRA		Pozo # 1 muestra # 1	
METODO DEL PICNÓMETRO			
Material Retenido en el Tamiz No. 4			
A=		gr	PESO DEL MATERIAL SUPERFICIALMENTE SECO Y SATURADO
B=	829,20	gr	PESO DEL PICNÓMETRO + AGUA + MUESTRA
C=	660,20	gr	PESO DEL PIGNÓMETRO + AGUA
D=	272,20	gr	PESO DEL MATERIAL SECO
PESO ESPECÍFICO SECO $\frac{D}{D - (B - C)} = 2,64$			
PROYECTO		Puente Colgante sobre el Río Burgay	
MUESTRA		Pozo # 1 muestra # 2	
METODO DEL PICNÓMETRO			
Material Retenido en el Tamiz No. 4			
A=		gr	PESO DEL MATERIAL SUPERFICIALMENTE SECO Y SATURADO
B=	868,50	gr	PESO DEL PICNÓMETRO + AGUA + MUESTRA
C=	659,90	gr	PESO DEL PIGNÓMETRO + AGUA
D=	335,30	gr	PESO DEL MATERIAL SECO
PESO ESPECÍFICO SECO $\frac{D}{D - (B - C)} = 2,65$			
OBSERVACIONES:			
Ing. Luis Mario Almache Atanasio Jara Estudiante Jefe de Laboratorio Laboratorista			

 UNIVERSIDAD CATOLICA DE CUENCA FACULTAD DE INGENIERIA LABORATORIO DE SUELOS			
PROYECTO		Puente Colgante sobre el Río Burgay	
MUESTRA		Pozo # 2 muestra # 1	
METODO DEL PICNÓMETRO			
Material Retenido en el Tamiz No. 4			
A=		gr	PESO DEL MATERIAL SUPERFICIALMENTE SECO Y SATURADO
B=	771,40	gr	PESO DEL PICNÓMETRO + AGUA + MUESTRA
C=	657,80	gr	PESO DEL PICNÓMETRO + AGUA
D=	180,40	gr	PESO DEL MATERIAL SECO
PESO ESPECÍFICO SECO $\frac{D}{D - (B - C)} = 2,70$			
OBSERVACIONES:			
Ing. Luis Mario Almache Atanasio Jara Estudiante Jefe de Laboratorio Laboratorista			



UNIVERSIDAD CATOLICA DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO DE SUELOS

PROYECTO Puente Colgante sobre el Río Burgay
MUESTRA Pozo # 1 muestra # 2

ENSAYO DE COMPRESIÓN SIMPLE

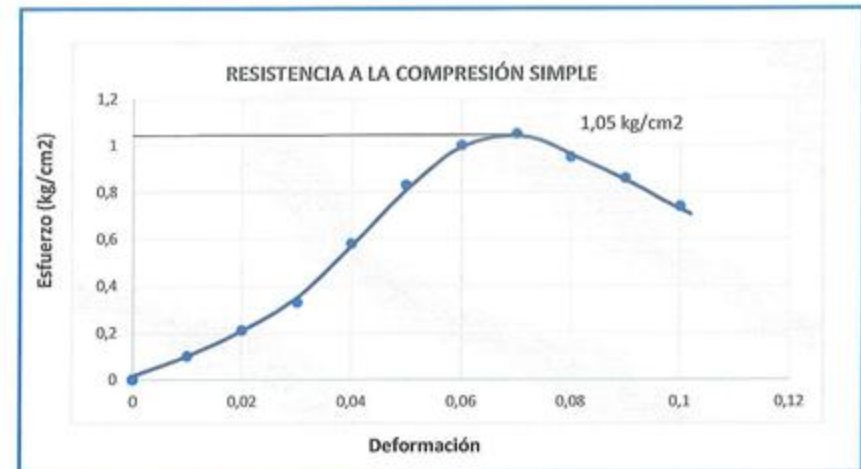
DS =	3,71	cm	AS =	10,81	cm ²	W _o =	130,07	gr
DC =	3,71	cm	AC =	10,81	cm ²	V _o =	94,78	cm ³
DI =	3,67	cm	AI =	10,57	cm ²	Y =	1,37	kg/cm ³
HM =	8,8	cm	AM =	10,77	cm ²	Y _d =	1,21	kg/cm ³

LECTURA 1*10-4	CARGA KG.	DEFOR. 1*10-3	DEFOR. UNITARIA	AREA CORREG.	ESFUERZO KG/CM2	HUMEDAD	
0	0	0	0	0	0	Muestra N°	1 2
6	1,04	10	0,0029	10,80	0,10	recipiente N°	0.2 0.80
15	2,27	20	0,0058	10,83	0,21	P.Recipiente + M. Húmeda	107,3 116,40
26	3,63	30	0,0087	10,86	0,33	P.Recipiente + M.Seca	100,3 108,30
43	5,35	40	0,0115	10,89	0,58	Peso Recipiente	52,20 43
63	9,07	50	0,0144	10,93	0,83	% Humedad	14,55 12,40
77	11	60	0,0173	10,96	1	Humedad Promedio	13,48
81	11,56	70	0,0202	10,99	1,05	PLANO DE FALLA  $Am. = (As + 4Ac + Ai)/6$ $DEF. UNIT. = DEF. * 2.54 / Hm * 1000$ $Area Corr. = Am. / 1 - Def. Unit.$ $ESFUERZO = CARGA / A. corr.$	
73	10,44	80	0,0231	11,02	0,95		
66	9,53	90	0,0260	11,06	0,86		
58	8,17	100	0,0289	11,09	0,74		
		200					
		250					
		300					
		350					
		400					
		500					
		600					

Ing. Luis Mario Almache
 Jefe del Laboratorio

Atanasio Jara

Deformación	Esfuerzo kg/cm ²
0	0
0,01	0,1
0,02	0,21
0,03	0,33
0,04	0,58
0,05	0,83
0,06	1
0,07	1,05
0,08	0,95
0,09	0,86
0,1	0,74



Esfuerzo maximo =	1,05	kg/cm ²
cohesion =	qu/2	kg/cm ²
C=	0.52	kg/cm ²

CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA DEL SUELO.

Factores de capacidad de carga modificados de Terzaghi (N_c , N_q y N_γ)

ϕ	N_c'	N_q'	N_γ'	ϕ	N_c'	N_q'	N_γ'
0	5.70	1.00	0.00	26	15.53	6.05	2.59
1	5.90	1.07	0.005	27	16.30	6.54	2.88
2	6.10	1.14	0.02	28	17.13	7.07	3.29
3	6.30	1.22	0.04	29	18.03	7.66	3.76
4	6.51	1.30	0.055	30	18.99	8.31	4.39
5	6.74	1.39	0.074	31	20.03	9.03	4.83
6	6.97	1.49	0.10	32	21.16	9.82	5.51
7	7.22	1.59	0.128	33	22.39	10.69	6.32
8	7.47	1.70	0.16	34	23.72	11.67	7.22
9	7.74	1.82	0.20	35	25.18	12.75	8.35
10	8.02	1.94	0.24	36	26.77	13.97	9.41
11	8.32	2.08	0.30	37	28.51	15.32	10.90
12	8.63	2.22	0.35	38	30.43	16.85	12.75
13	8.96	2.38	0.42	39	32.53	18.56	14.71
14	9.31	2.55	0.48	40	34.87	20.50	17.22
15	9.67	2.73	0.57	41	37.45	22.70	19.75
16	10.06	2.92	0.67	42	40.33	25.21	22.50
17	10.47	3.13	0.76	43	43.54	28.06	26.25
18	10.90	3.36	0.88	44	47.13	31.34	30.40
19	11.36	3.61	1.03	45	51.17	35.11	36.00
20	11.85	3.88	1.12	46	55.73	39.48	41.70
21	12.37	4.17	1.35	47	60.91	44.45	49.30
22	12.92	4.48	1.55	48	66.80	50.46	59.25
23	13.51	4.82	1.74	49	73.55	57.41	71.45
24	14.14	5.20	1.97	50	81.31	65.60	85.75
25	14.80	5.60	2.25				

Fuente: (Braja, M. Das Principios de Ingeniería de cimentaciones, pág. 160)

Propiedades Físicas Comunes de Suelos.

Material	Compacidad	$D_r(\%)$ (1)	N (2)	Densidad seca (gr/cm^3)	Índice de poros (e)	Ángulo de rozamiento interno
GW: Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena	Densa	75	90	2.21	0.22	40
	Medianamente densa	50	55	2.08	0.28	36
	Suelta	25	<28	1.97	0.36	32
GP: Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena	Densa	75	70	2.04	0.33	38
	Medianamente densa	50	50	1.92	0.39	35
	Suelta	25	<20	1.83	0.47	32
SW: Arenas bien graduadas, arenas con grava	Densa	75	65	1.89	0.43	37
	Medianamente densa	50	35	1.79	0.49	34
	Suelta	25	<15	1.70	0.57	30
SP: Arenas mal graduadas, arenas con grava	Densa	75	50	1.76	0.52	36
	Medianamente densa	50	30	1.67	0.60	33
	Suelta	25	<10	1.59	0.65	29
SM: Arenas limosas	Densa	75	45	1.65	0.62	35
	Medianamente densa	50	25	1.55	0.74	32
	Suelta	25	<8	1.49	0.80	29
ML: Limos inorgánicos, arenas muy finas	Densa	75	35	1.49	0.80	33
	Medianamente densa	50	20	1.41	0.90	31
	Suelta	25	<4	1.35	1.00	27
CL: Arcillas baja plasticidad			30-2 (3)	2,15-1,5 (4)		28-25
MH: Limos alta plasticidad			30-2 (3)	2,15-1,5 (4)		25-22
CH: Arcillas alta plasticidad			30-2 (3)	2,15-1,5 (4)		20-17

(1) D_r es densidad relativa ó índice de densidad.
(2) N es el número de golpes por 30 cm de penetración en el SPT.

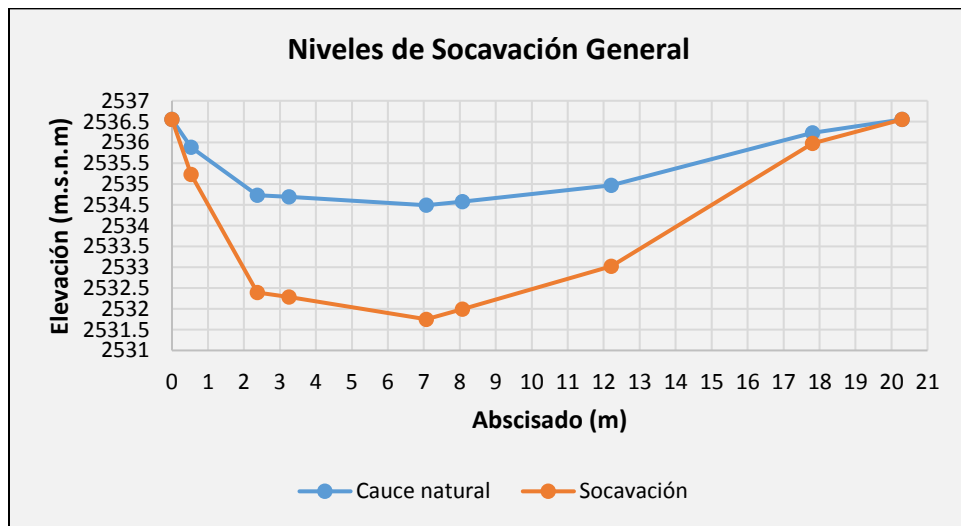
Fuente: http://www.conanma.com/descargas/cap_12_geotecnia.pdf

ANEXO 4

ESTUDIO DE SOCAVACIÓN

Sección transversal a 10m aguas arriba.

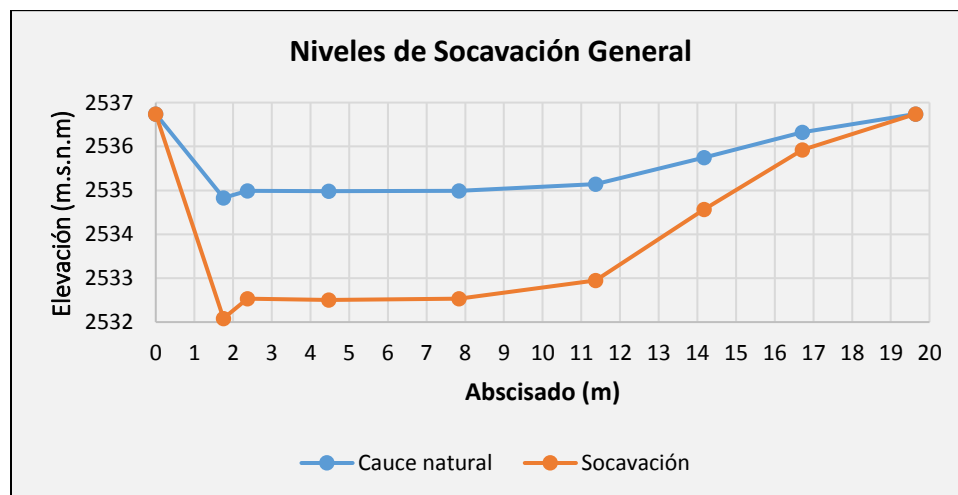
Abscisa (m)	Cota Fondo (m.s.n.m)	Altura sin Socavar (m)	Socavación General	
			Altura socavada(m)	Cota (m.s.n.m)
0	2536.55	0	0	2536.55
0.53	2535.88	0.670	0.65	2535.23
2.37	2534.73	1.820	2.34	2532.39
3.25	2534.69	1.860	2.40	2532.29
7.07	2534.49	2.060	2.74	2531.75
8.07	2534.58	1.970	2.59	2531.99
12.21	2534.97	1.580	1.95	2533.02
17.8	2536.23	0.320	0.25	2535.98
20.29	2536.55	0	0	2536.55



Fuente: Elaboración Propia.

Sección transversal a 10m aguas abajo.

Abscisa (m)	Cota Fondo (m.s.n.m)	Altura sin Socavar (m)	Socavación General	
			Altura socavada(m)	Cota (m.s.n.m)
0	2536.74	0	0	2536.74
1.75	2534.83	1.910	2.746	2532.08
2.37	2534.99	1.750	2.455	2532.54
4.47	2534.98	1.760	2.473	2532.51
7.84	2534.99	1.750	2.455	2532.54
11.37	2535.14	1.600	2.188	2532.95
14.17	2535.75	0.990	1.182	2534.57
16.71	2536.32	0.420	0.394	2535.93
19.64	2536.74	0	0	2536.74



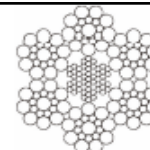
Fuente: Elaboración Propia.

ANEXO 5

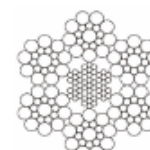
ESTUDIO ESTRUCTURAL

Características de cables de Acero.

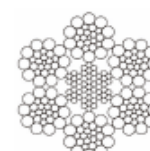
BOA					
Ø Nom (pulg.)	Ø Nom (mm)	Carga de rotura mínima garantizada		Peso lineal	
		(kN)	(1000 lb)	(tm)	(kg/m)
5/16"	8	47	10,6	4,8	0,26
	9	59	13,2	6,0	0,33
3/8"	9,5	66	14,8	6,7	0,37
	10	73	16,3	7,4	0,41
7/16"	11	88	19,8	9,0	0,50
1/2"	13	124	27,8	12,6	0,69
9/16"	14	143	32,2	14,6	0,81
5/8"	16	186	41,9	19,0	1,05
	18	236	53,1	24,1	1,33
3/4"	19	263	59,1	26,8	1,48
	20	291	65,5	29,7	1,64
7/8"	22	353	79,4	36,0	1,99
	24	420	94,4	42,8	2,37
1"	26	493	110,9	50,3	2,78
	28	572	128,5	58,3	3,22
1 1/8"	29	613	137,8	62,5	3,46
	30	656	147,5	66,9	3,70
1 1/4"	32	746	167,8	76,1	4,21
	34	842	189,4	85,9	4,75
1 3/8"	35	893	200,8	91,1	5,04
	36	944	212,3	96,3	5,33
1 1/2"	38	1052	236,6	107,3	5,94
	40	1166	262,1	118,9	6,58
	42	1286	289,0	131,1	7,25
	44	1400	314,8	142,8	7,96
1 3/4"	45	1465	329,4	149,4	8,32
	46	1531	344,1	156,1	8,70
1 7/8"	48	1648	370,4	168,0	9,76
	50	1788	401,9	182,3	10,63
2"	51	1859	418,0	189,6	11,06
	52	1829	411,2	186,5	11,49
	54	1972	443,3	201,1	12,39
	56	2121	476,9	216,3	13,23
2 1/4"	57	2198	494,1	224,1	13,81
2 3/8"	61	2366	532,0	241,3	15,82
2 1/2"	65	2687	604,1	274,0	17,96



6x17 s AA



6x19 s AA



6x26 ws AA

Fuente: Multicable del Ecuador.

COEFICIENTES DE FRICCIÓN ENTRE SUELO Y CONCRETO

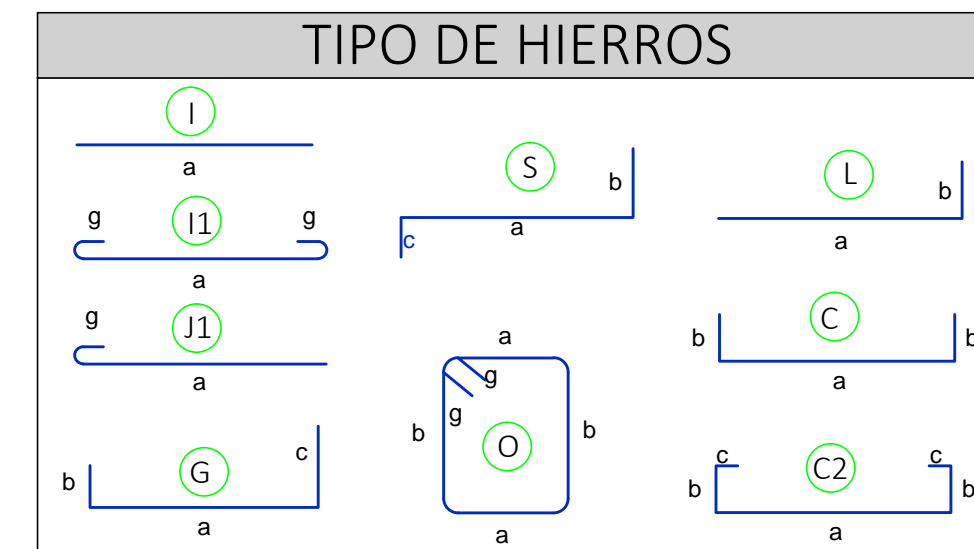
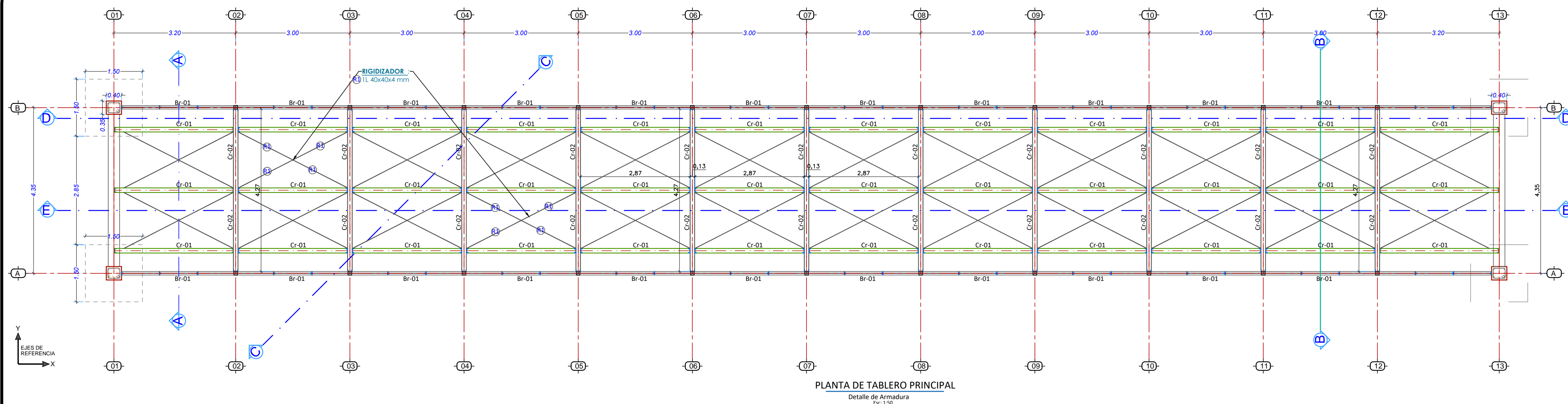
Concreto o mampostería contra arena limosa media a gruesa, grava limosa	$\mu=0.55$
Concreto o mampostería contra grava limpia, arena gruesa	$\mu=0.45$
Limo no plástico	$\mu=0.35$
Roca sólida sana	$\mu=0.60$

Fuente: <https://es.slideshare.net/marlenialiaga/muros-de-contension>.

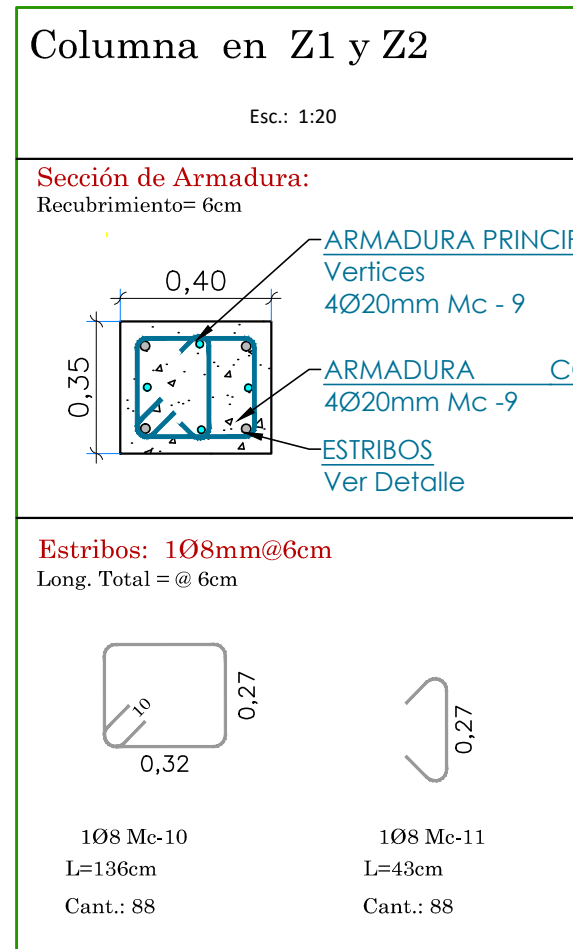
Características del perfil, Catálogo DIPAC Productos de Acero.

<div> <div> PERFILES ESTRUCTURALES ANGULOS "L" DOBLADO Especificaciones Generales </div> <div> <p>Norma INEN 1 623: 2000</p> <p>Otras calidades Previa consulta</p> <p>Largo normal 6.00 m</p> <p>Otros largos Previa consulta</p> <p>Espesores Desde 1,5 hasta 12 mm</p> <p>Acabado Natural</p> <p>Otro acabado Previa consulta</p> </div> </div> <div> </div>											
DIMENSIONES			PESOS			EJE X-X = EJE Y-Y					
A	B	e	6 metros	1 metro	SECCION	I	W	i	X=Y	EJE U-U	EJE V-V
mm	mm	mm	Kg	Kg	cm2	cm4	cm3	cm	cm	cm	cm
25	25	2	4.38	0.73	0.93	0.57	0.32	0.78	0.72	0.99	0.47
25	25	3	6.36	1.06	1.35	0.79	0.44	0.76	0.77	0.98	0.44
30	30	2	5.34	0.89	1.13	1.00	0.46	0.94	0.84	1.20	0.58
30	30	3	7.80	1.30	1.65	1.41	0.67	0.92	0.89	1.18	0.55
30	30	4	10.08	1.68	2.14	1.80	0.88	0.92	0.94	1.17	0.52
40	40	2	7.20	1.20	1.53	2.44	0.84	1.26	1.09	1.61	0.78
40	40	3	10.62	1.77	2.25	3.50	1.22	1.25	1.14	1.59	0.76
40	40	4	13.86	2.31	2.94	4.46	1.58	1.23	1.19	1.58	0.78
40	40	5	19.62	2.82	3.59	5.31	1.91	1.22	1.23	0.73	0.73
50	50	2	9.12	1.52	1.93	4.86	1.33	1.58	1.34	2.01	0.98
50	50	3	13.44	2.24	2.85	7.03	1.95	1.57	1.39	2.00	0.96
50	50	4	17.64	2.94	3.74	9.04	2.53	1.56	1.43	1.98	0.94

Fuente: DIPAC Productos de Acero.



DETALLE DE SECCIÓN DE:
COLUMNAS - ZAPATAS
Especificación de Estribos
Esc: 1:20

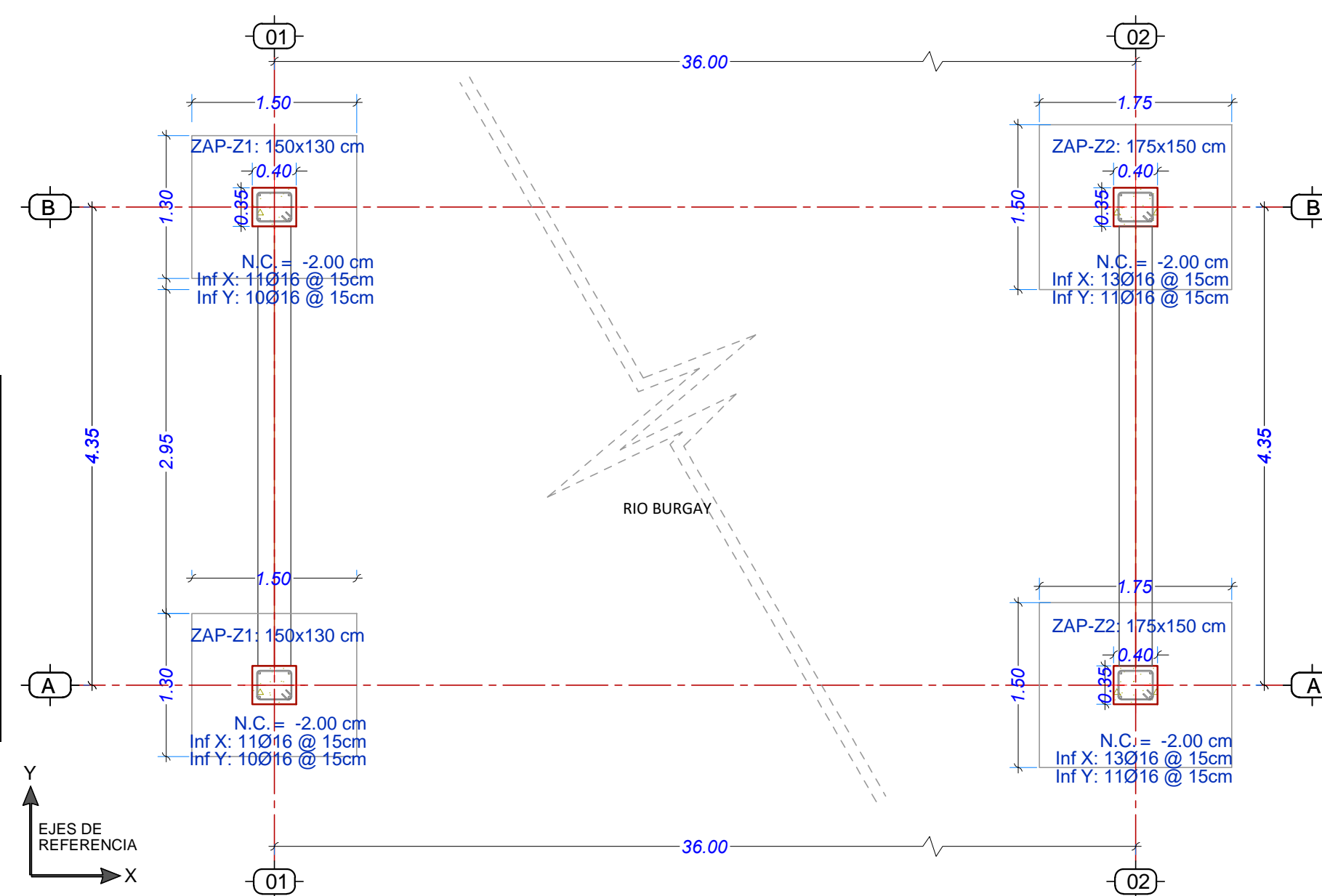


CANTIDAD DE OBRA		CIMENTACIÓN	
Descripción	Cantidad	Unidad	
Acero Total	797,95	kg	
Hormigón total	4,73	m³	
Hormigón en Z1-Z2	3,66	m³	
Hormigón en Zap-Col.	1,064	m³	

CUADRO DE ZAPATAS							
Nombre	Ax(m)	By (m)	h (m)	Acero inferior en x	Acero inferior en y	Acero superior en x	Acero superior en y
Z1	1,3	1,5	0,4	11 @ 16 c/15cm-Mc1	10 @ 16 c/15cm-Mc2	11 @ 14 c/15cm-Mc3	10 @ 14 c/15cm-Mc4
Z2	1,5	1,75	0,4	13 @ 16 c/15cm-Mc5	11 @ 16 c/15cm-Mc6	13 @ 14 c/15cm-Mc7	11 @ 14 c/15cm-Mc8

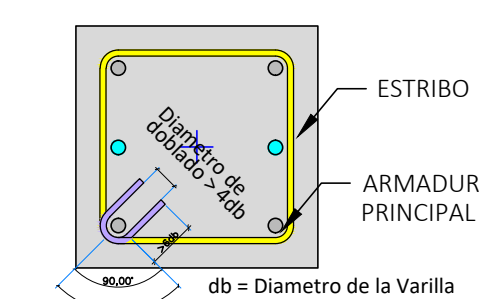
RESUMEN DE HIERROS				CIMENTACIÓN	
φ (mm)	(Kg/m)	Long. Total (m)	Peso Total (kg)	# varillas	
8	0,395	159,28	62,9156	13,27	
10	0,617	0,00	0	0,00	
12	0,888	0,00	0	0,00	
14	1,208	159,60	192,7968	13,30	
16	1,578	213,60	337,0608	17,80	
18	1,998	0	0	0,00	
20	2,466	83,2	205,1712	6,93	
			Peso Total (kg)	797,94	

PLANILLA DE HIERRO										CIMENTACIÓN	
Mc	φ(mm)	TIPO	DIMENSIONES (cm)				Ganchos	Cant.	L.Parc (m)	L.TOTAL	Observ.
			a	b	c	d					
1	16	C1	125	35	10			22	2,15	47,3	Zap. Z1
2	16	C1	145	35	10			20	2,35	47	Zap. Z1
3	14	C	125	15				27	1,55	34,1	Zap. Z1
4	14	C	145	15				20	1,75	35	Zap. Z1
5	16	C1	145	35	10			22	2,35	51,7	Zap. Z2
6	16	C1	1,7	35	10			26	2,6	67,6	Zap. Z2
7	14	C	1,45	15				22	1,75	38,5	Zap. Z2
8	14	C	1,7	15				26	2	52	Zap. Z2
9	20	L	220	40				32	2,6	83,2	Col-Z1-Z2
10	8	O	32	27			2X10	88	1,38	121,44	Est.col-zap.
11	8	Esp.	27				2x8	88	0,43	37,84	ref-estr-col.

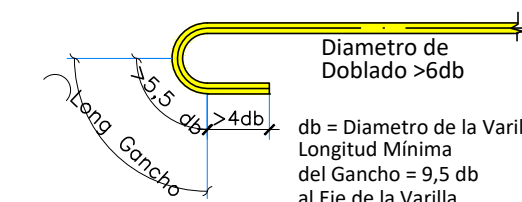


PLANTA DE CIMENTACION
Detalle de Armadura
Esc: 1:50

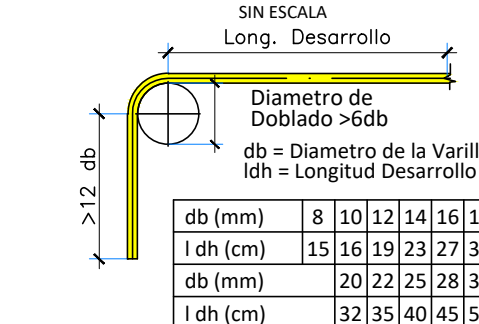
DETALLE DE GANCHOS
PARA ESTRIBOS
SIN ESCALA



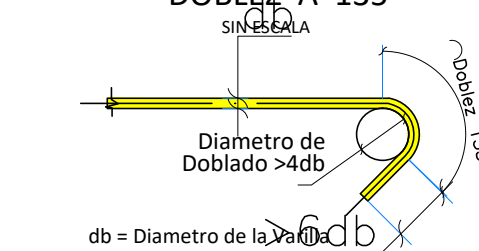
DETALLE DE GANCHOS
DOBLADO A 180°
SIN ESCALA



DETALLE DE GANCHOS
DOBLADO A 90°
SIN ESCALA



DETALLE DE GANCHOS
DOBLADO A 135°
SIN ESCALA



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS PARA EL DISEÑO:

ACI 318-14 (USA), National Design Specification for Wood Construction (NDS-Madera) y Código Andino, AISI S 100-2007 (LRFD) (USA), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) (USA), NEC 2015 (ECUADOR), NEC-DS-2014 (ECUADOR) Y AWS-99 (USA)

HORMIGONES:

A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
B)- Hormigón después de 28 días de fabricación debe tener una resistencia a la compresión $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
(En losas de cubierta utilizar aditivos impermeabilizantes al 100%)

REFUERZO:

A)- Varillas Corrugadas con resistencia a la fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
B)- En refuerzo transversal anclar con ganchos de 135°
C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 4 cm del elemento de apoyo
D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-14 (USA), sección 25.5: "Empalmes..."
E)- Recubrimiento del refuerzo, ACI 318-14 sección 20.6.1:
- Losas: 2 cm; Vigas: 3 cm; Columnas: 4 cm
- Concreto colado directamente sobre el suelo: 7 cm
- Concreto expuesto a la acción del suelo: 5 cm

ESTRUCTURA METÁLICA (PERFILERÍA)

A)- Acero estructural - perfiles metálicos, que cumplan la Norma para aceros ASTM A-36. La resistencia a la fluencia (f_y) debe ser mayor igual a 2520kg/cm².
B)- Juntas soldadas deberán cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36.

OBSERVACIONES

Unidad de medida empleado:
a).- Para la geometría de elementos y acotaciones se especifica en metros (m).
b).- Detalle de barras de acero y otros se especifican en centímetros (cm).
c).- Para algunas características de pesos se especifican en Kilogramos (Kg).

PROYECTO: "Diseño y calculo estructural de un puente colgante Peatonal"

ESCALA: Las Indicadas

OBSERVACIONES:



DIS: Jhonatan Guzmán Chacón.
DIB: Jhonatan Guzmán Chacón.
REV: Ing. Juan Medardo Sola Q.

Ing Msc. Juan Medardo Sola Q.
Ingeniero Civil

CONTENIDO:

PLANTA DE CIMENTACIÓN
Detalles de Cimentación

FECHA:

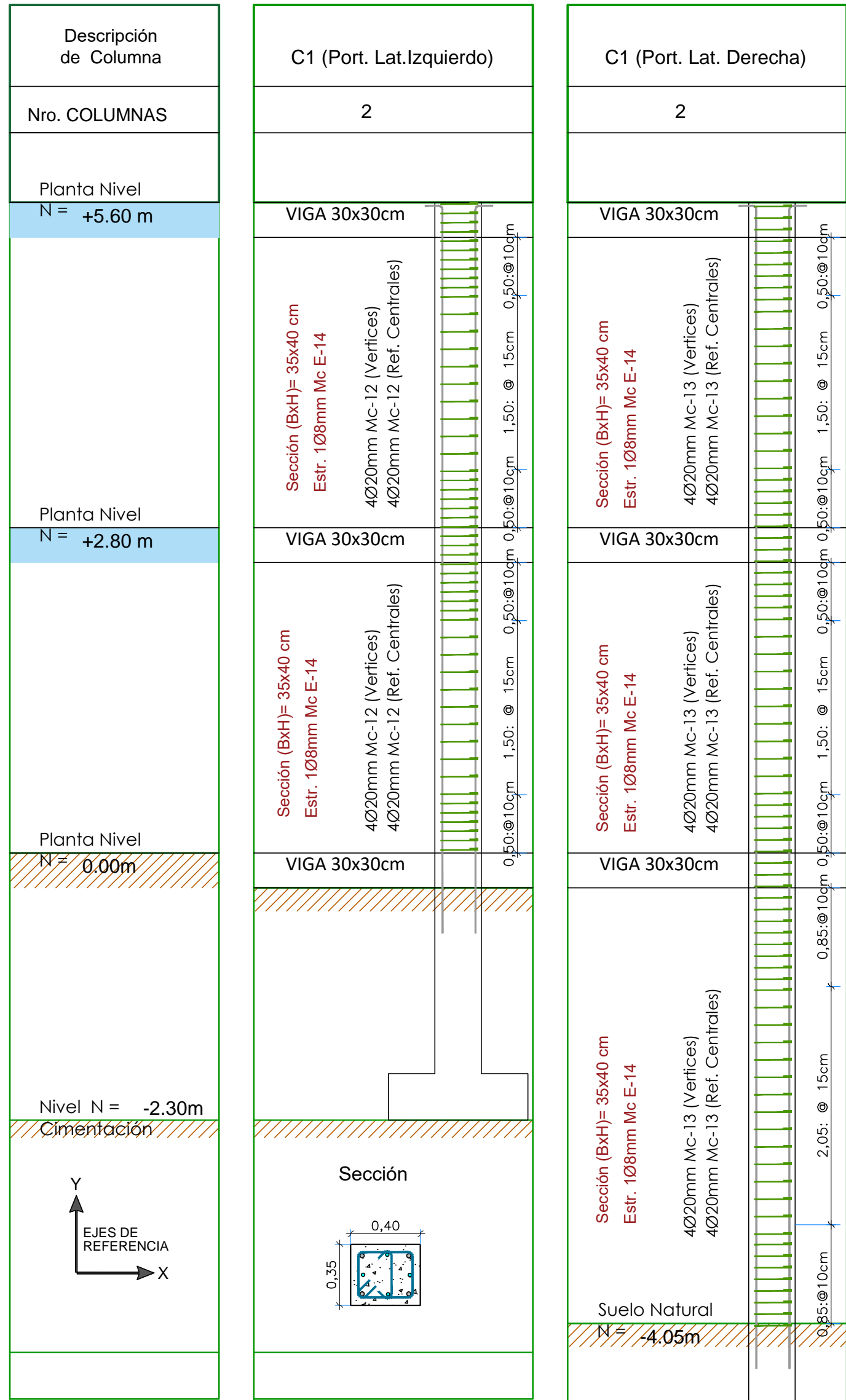
15/Jun/2017

HOJA:

01 de 08

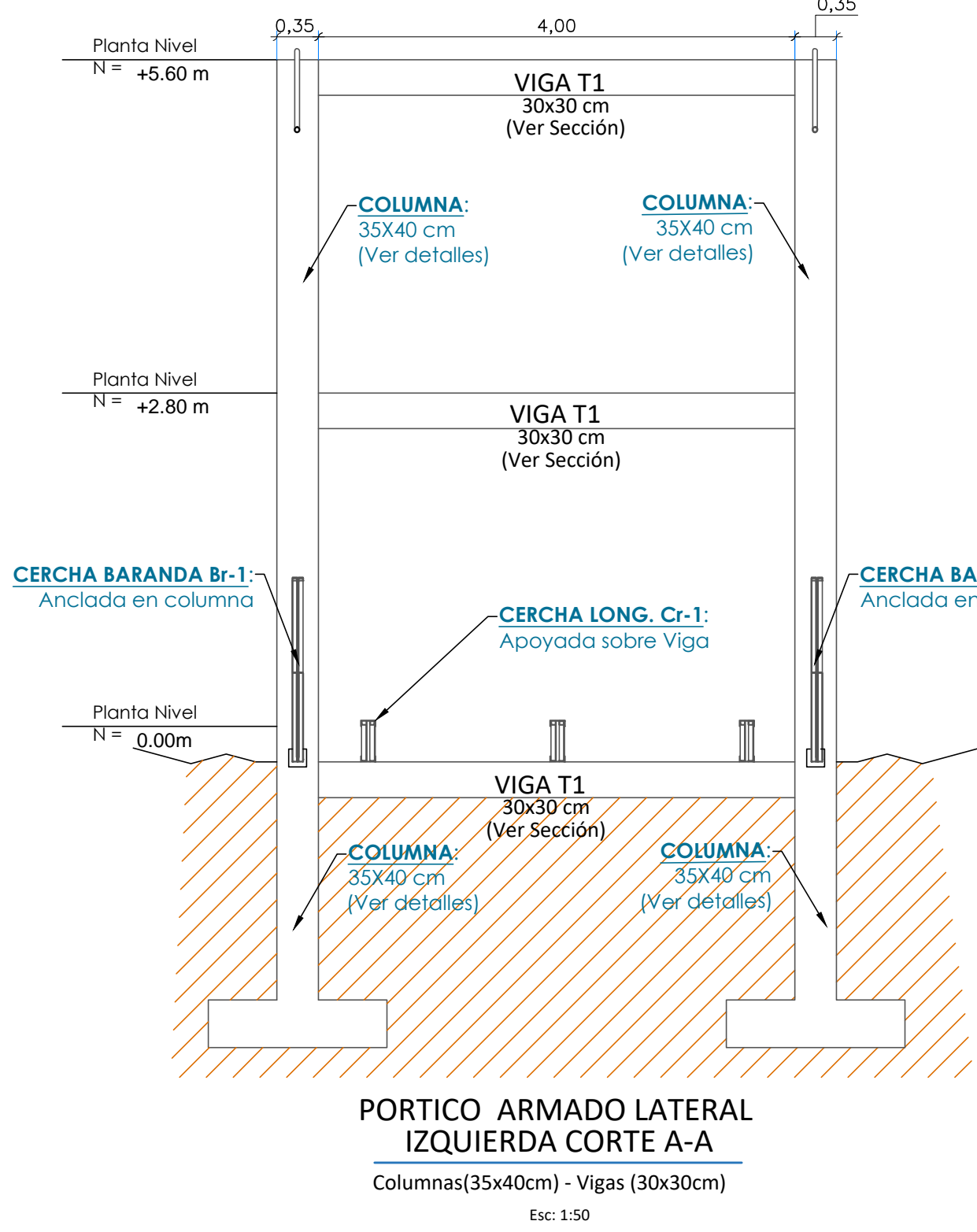
DETALLE ARMADO PARRILLA DE ZAPATAS

105X105 cm (Acero)
Esc: 1:40



CANTIDAD DE OBRA		COLUMNAS - VIGAS
Descripción	Cantidad	Unidad
Acero Total	786,02	kg
Hormigón total	4,1	m ³
Cuántia de Columnas	191,71	kg/m ³
VIGAS		
Acero Total	349,41	kg
Hormigón total	2,36	m ³
Cuántia de vigas	148,06	kg/m ³

RESUMEN DE HIERROS		VIGAS		
φ (mm)	(Kg/m)	Long. Total (m)	Peso Total (kg)	# varillas
8	0,395	237,60	93,85	19,80
10	0,617	0,00	0	0,00
12	0,888	0,00	0	0,00
14	1,208	58,56	70,740	4,88
16	1,578	117,12	184,82	9,76
18	1,998	0	0	0,00
20	2,466	0	0	0,00
		Peso Total (kg)	349,41	

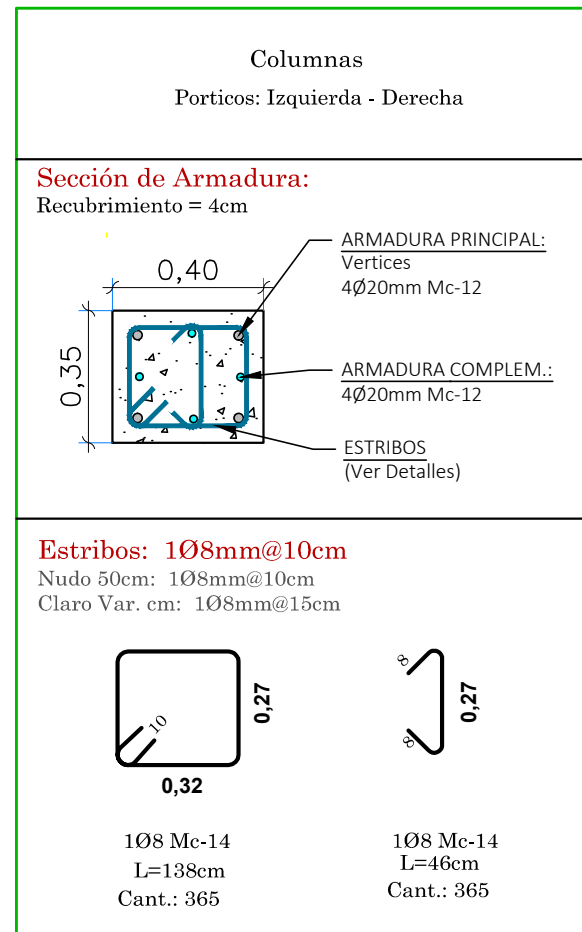


RESUMEN DE HIERROS		COLUMNAS		
φ (mm)	(Kg/m)	Long. Total (m)	Peso Total (kg)	# varillas
8	0,395	376,74	148,8123	31,40
10	0,617	0,00	0	0,00
12	0,888	0,00	0	0,00
14	1,208	0,00	0	0,00
16	1,578	0,00	0	0,00
18	1,998	0	0	0,00
20	2,466	258,4	637,2144	21,53
		Peso Total (kg)	786,03	

PLANILLA DE HIERRO						COLUMNA - VIGAS					
Mc	φ(mm)	TIPO	DIMENSIONES (cm)				Ganchos	Cant.	L.Parc (m)	L.TOTAL	Observ.
			a	b	c	d					
12	20	L	600	40			16	6,4	102,4	Col. C1	
13	20	L	935	40			16	9,75	156	Col. C2	
14	8	O	32	27		2x10	273	138	376,74	Col.-C1-C2	
15	16	I1	468			2x10	24	4,88	117,12	Viga1-(A-sup)	
16	14	I1	468			2x10	12	4,88	58,56	Viga1-(A-inf)	
17	8	O	22	22		2x10	220	1,08	237,6	Estr(viga1)	

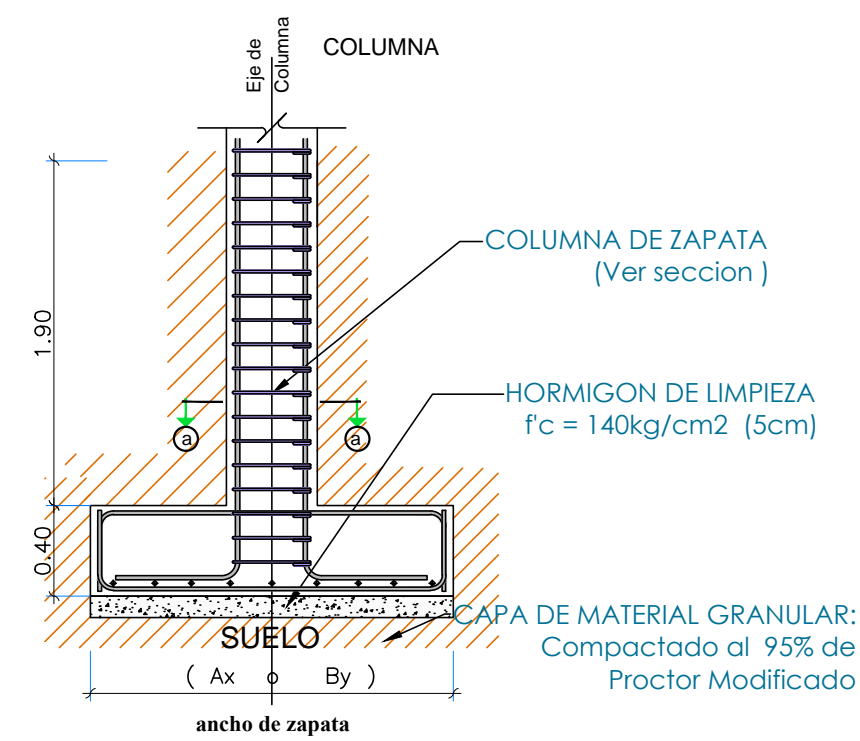
DETALLE SECCIÓN COLUMNAS

Especificación de Estribos
Esc: 1:20



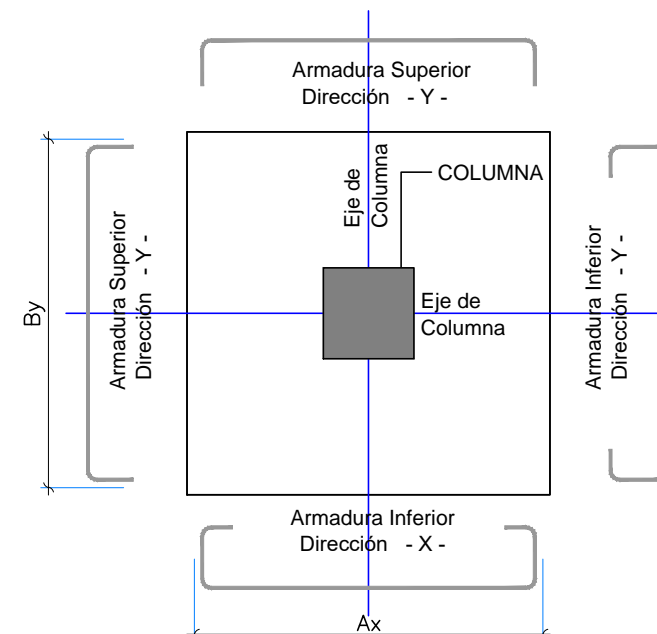
SECCIÓN DETALLE COLUMNA CIMIENTO

ENLACE ZAPATA - COLUMNA
Esc: Sin escala



DETALLE EN PLANTA

COLUMNA
Esc: Sin escala



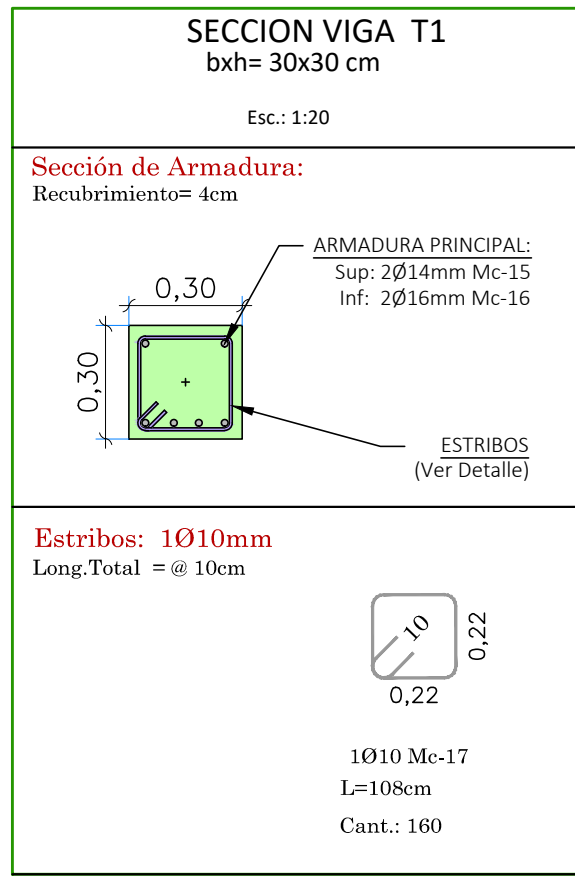
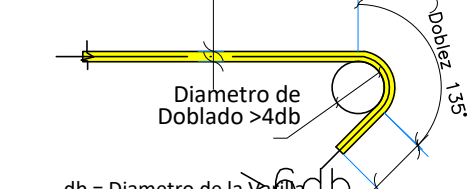
DETALLE DE GANCHOS DOBLADO A 90

SIN ESCALA
Long. Desarrollo

db (mm)	8	10	12	14	16	18
l dh (cm)	15	16	19	23	27	30
db (mm)	20	22	25	28	30	
l dh (cm)	32	35	40	45	55	

DETALLE DE GANCHOS DOBLEZ A 135°

SIN ESCALA



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS PARA EL DISEÑO:

ACI 318-14 (USA), National Desing Specification for Wood Construction (NDS-Maderal) y Código Andino. AISI S 100-2007 (LRFD) (USA), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) (USA), NEC 2015 (ECUADOR), NEC-DS-2014 (ECUADOR) y AWS-99 (USA)

HORMIGONES:

A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
B)- Hormigón después de 28 días de fabricado debe tener una resistencia a la compresión f'c = 210 kg/cm²
(En losas de cubierta utilizar aditivos impermeabilizantes al 100%)

REFUERZO:

A) -Varillas Corrugadas con resistencia a la fluencia fy = 4200 kg/cm²
B)-En refuerzo transversal anclar con ganchos de 135°
C) -El primer estribo en vigas colocar a no más de 4 cm del elemento de apoyo
D) -Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-14 (USA), sección 25.5: "Empalmes..."
E)- Recubrimiento del refuerzos, ACI 318-14 sección 20.6.1:
- Losas: 2 cm; - Vigas: 3 cm; Columnas: 4 cm
- Concreto colado directamente sobre el suelo: 7 cm
- Concreto expuesto a la acción del suelo: 5 cm

ESTRUCTURA METÁLICA (PERFILERÍA)

A)- Acero estructural - perfiles metálicos, que cumplan la Norma para aceros ASTM A-36. La resistencia a la fluencia (fy) debe ser mayor igual a 2520kg/cm².
B)- Juntas soldadas deberán cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36.

OBSERVACIONES

Unidad de medida empleado:
a).- Para la geometría de elementos y acotaciones se especifica en metros (m).
b).- Detalle de barras de acero y otros se especifican en centímetros (cm).
c).- Para algunas características de pesos se especifican en Kilogramos (Kg).

PROYECTO: "Diseño y calculo estructural de un puente colgante Peatonal"

ESCALA: Las Indicadas

OBSERVACIONES:



DIS: Jhonatan Guzmán Chacón.
DIB: Jhonatan Guzmán Chacón.
REV: Ing. Juan Medardo Sola Q.

Ing Msc. Juan Medardo Sola Q.
Ingeniero Civil

CONTENIDO:

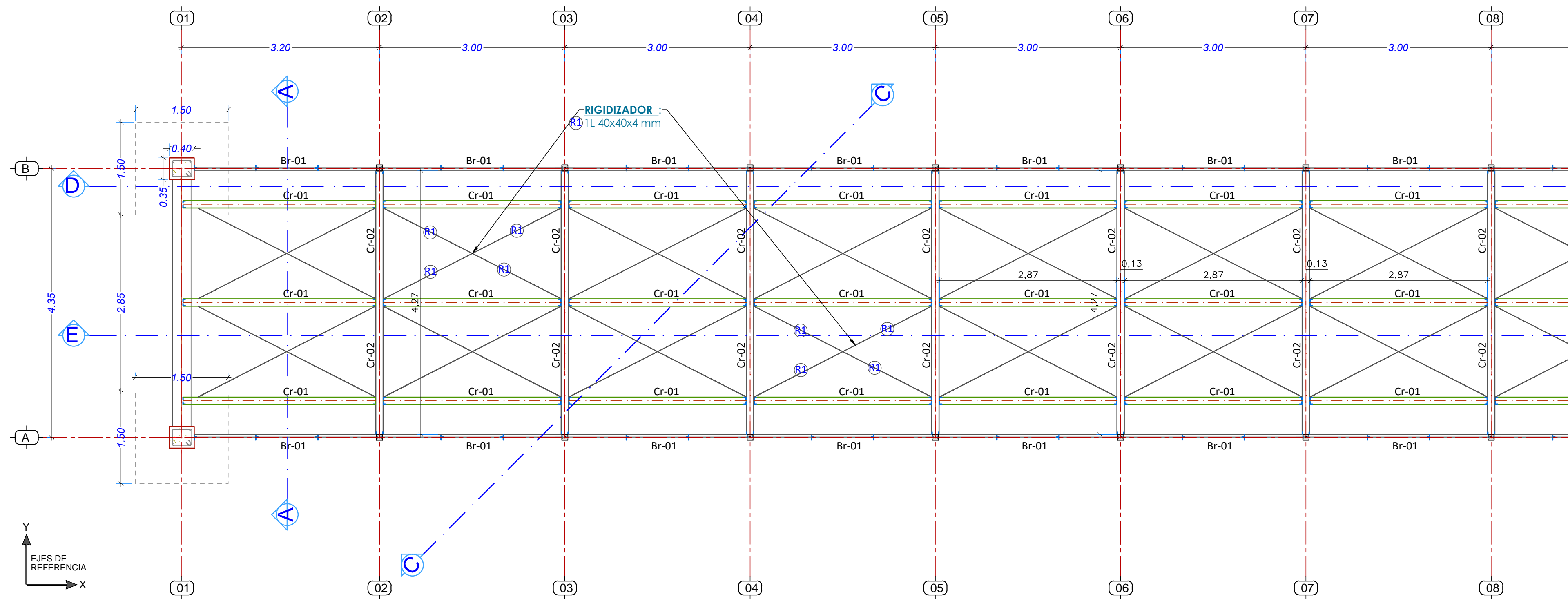
PLANTA DE COLUMNAS
Detalles de Armadura y otros

FECHA:

15/Jun/2017

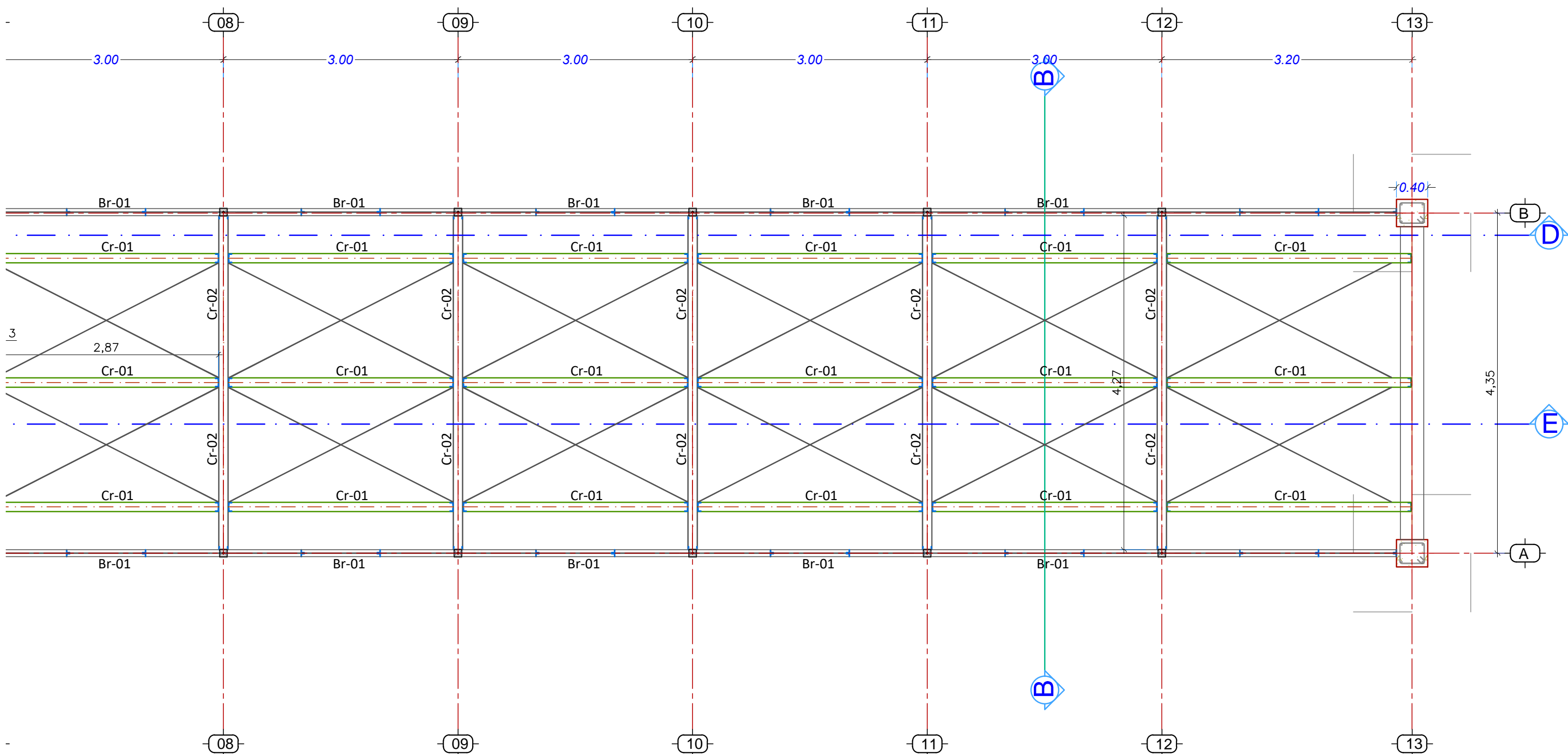
HOJA:

02 de 08



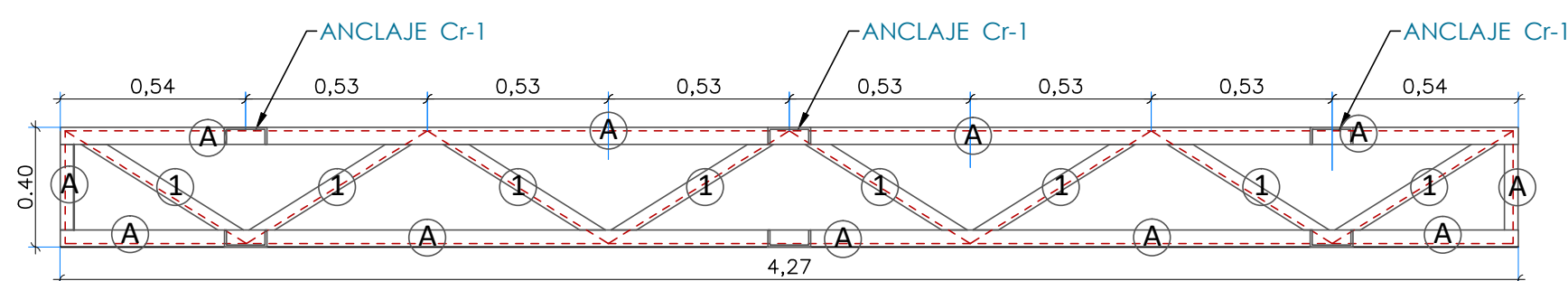
PLANTA DE TABLERO PRINCIPAL

Detalle de Armadura
Esc: 1:50



PLANTA DE TABLERO PRINCIPAL

Detalle de Armadura
Esc: 1:50



CERCHA TRANSVERSAL Cr-02

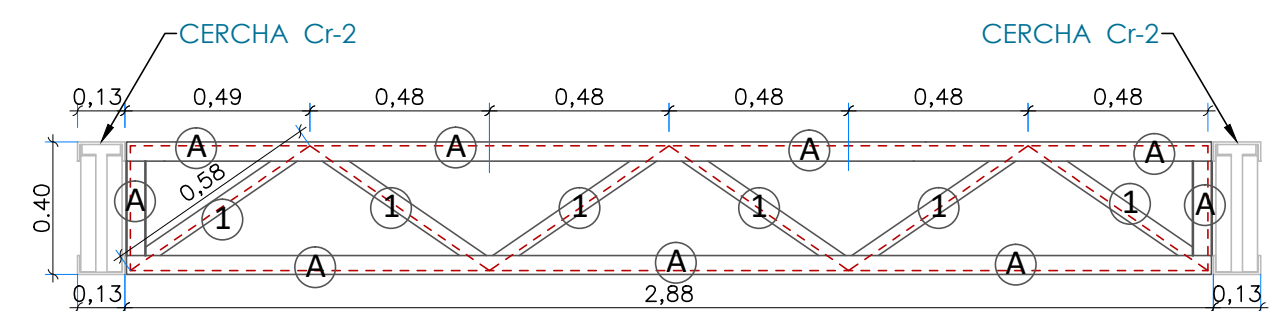
Acero Estructural

Geom. Global: 427x40x12 cm

Esc: 1:20

CUADRO DE ELEMENTOS

- (A) 1C 125x50x4 mm
- (B) 2L 40x40x5 mm
- (1) 2L 40x40x4 mm
- (2) 2L 30x30x3 mm
- (R1) 1L 40x40x4 mm

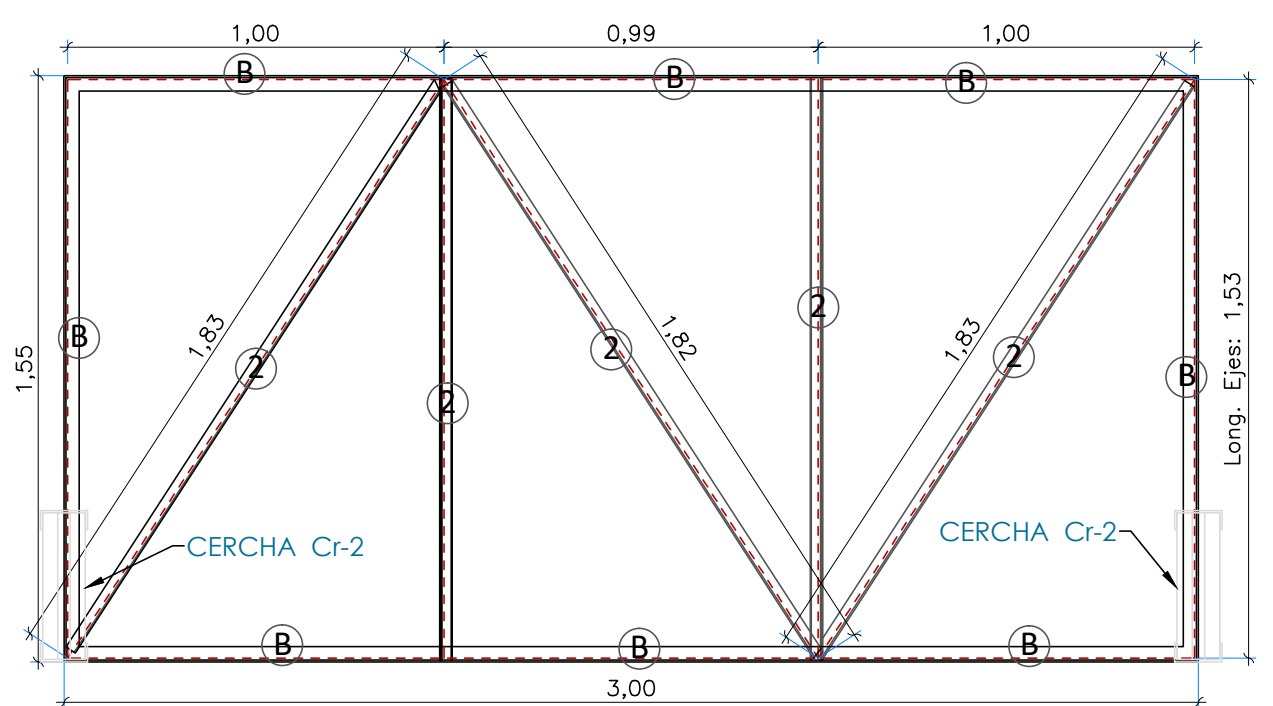


CERCHA LONGITUDINAL Cr-01

Acero Estructural

Geom. Global: 288x40x12 cm

Esc: 1:20



CERCHA DE BARANDA Br-01

Acero Estructural

Geom. Global: 300x155x9 cm

Esc: 1:20

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS PARA EL DISEÑO:

ACI 318-14 (USA), National Design Specification for Wood Construction (NDS-Madera) y Código Andino, AISI S 100-2007 (LRFD) (USA), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) (USA), NEC 2015 (ECUADOR), NEC-DS-2014 (ECUADOR) Y AWS-99 (USA)

HORMIGONES:

A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
B)- Hormigón después de 28 días de fabricación debe tener una resistencia a la compresión $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
(En losas de cubierta utilizar aditivos impermeabilizantes al 100%)

REFUERZO:

A) -Varillas Corrugadas con resistencia a la fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
B)-En refuerzo transversal anclar con ganchos de 135°
C) -El primer estribo en vigas colocar a no más de 4 cm del elemento de apoyo
D) -Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-14 (USA), sección 25.5: "Empalmes..."
E)- Recubrimiento del refuerzo, ACI 318-14 sección 20.6.1:
- Losas: 2 cm; - Vigas: 3 cm; Columnas: 4 cm
- Concreto colado directamente sobre el suelo: 7 cm
- Concreto expuesto a la acción del suelo: 5 cm

ESTRUCTURA METÁLICA (PERFILERÍA)

A)- Acero estructural - perfiles metálicos, que cumplan la Norma para aceros ASTM A-36. La resistencia a la fluencia (f_y) debe ser mayor igual a 2520kg/cm².
B)- Juntas soldadas deberán cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36.

OBSERVACIONES

Unidad de medida empleado:
a).- Para la geometría de elementos y acotaciones se especifica en metros (m).
b).- Detalle de barras de acero y otros se especifican en centímetros (cm).
c).- Para algunas características de pesos se especifican en Kilogramos (Kg).

Tablero Principal Madera Estructural (Seique)		
Número	Dimensiones	Longitud total (m)
346	(0.23x2x0.05m)	692

PROYECTO: "Diseño y calculo estructural de un puente colgante Peatonal"

ESCALA: Las Indicadas

OBSERVACIONES:



DIS: Jhonatan Guzmán Chacón.
DIB: Jhonatan Guzmán Chacón.
REV: Ing. Juan Medardo Sola Q.

Ing Msc. Juan Medardo Sola Q.
Ingeniero Civil

CONTENIDO:

PLANTA DEL TABLERO PRINCIPAL
Despiece de elementos
Armadura de Cerchas Cr-01; Cr-02; Br-01

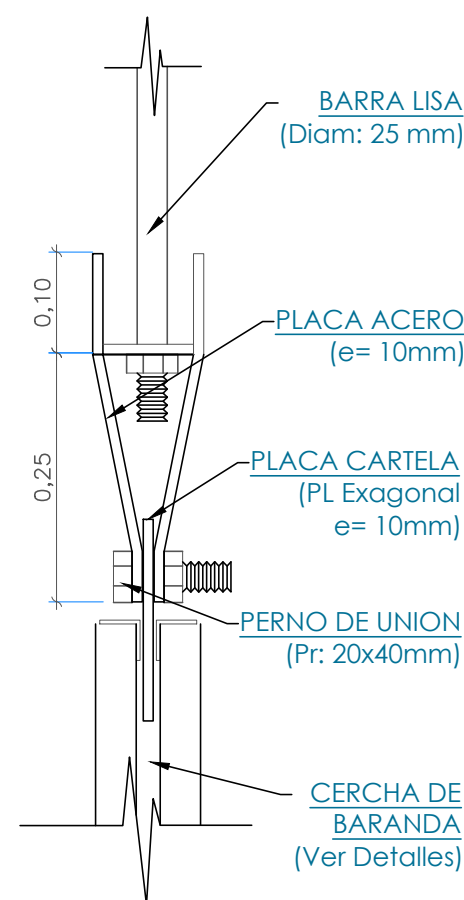
FECHA:

15/Jun/2017

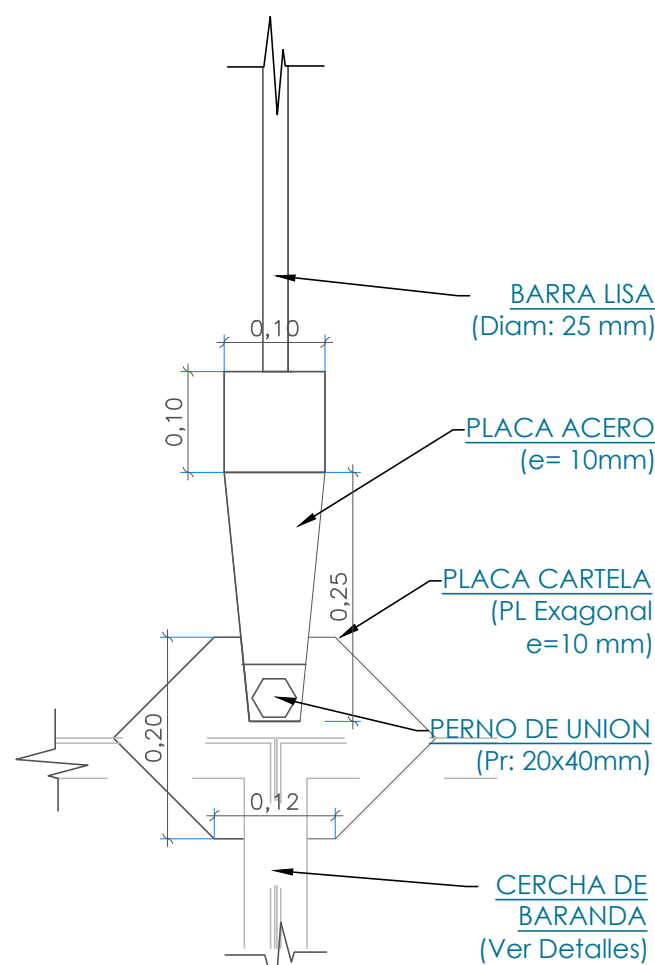
HOJA:

03 de 08

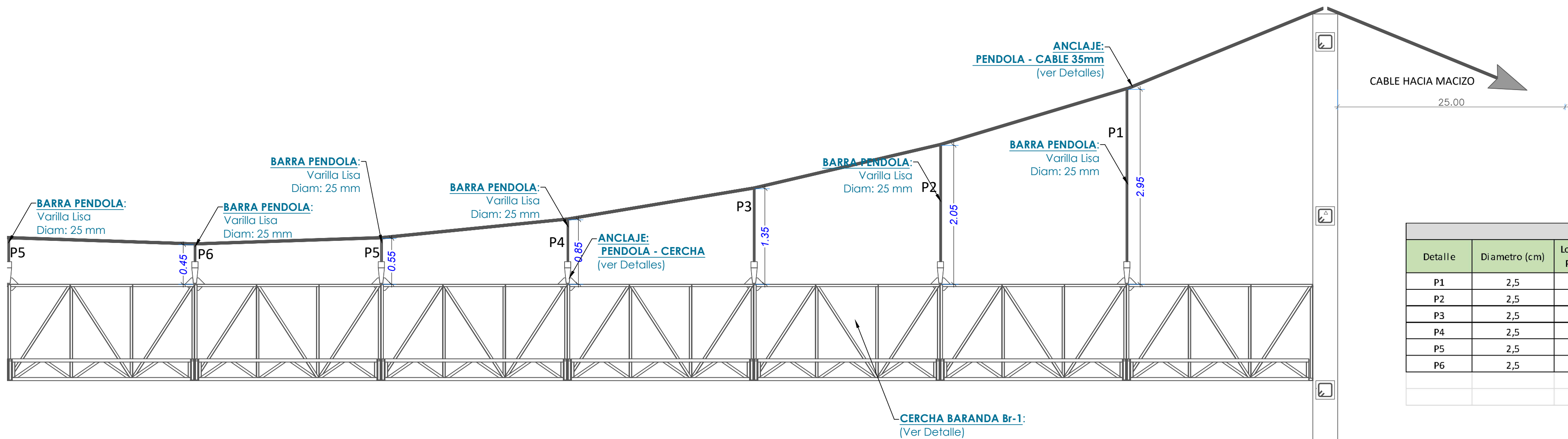
HOJA:
04 de 08



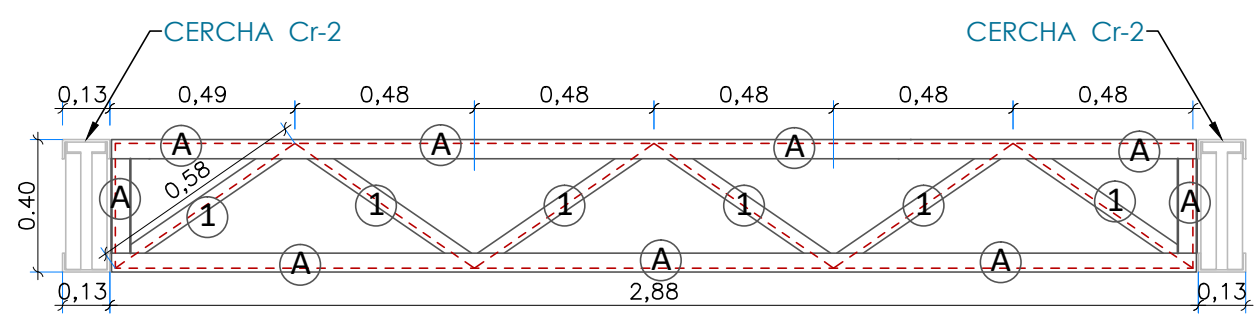
ANCLAJE PENDOLA - CERCHA
Vista Longitudinal
Detalles característicos
Esc: 1:7.5



ANCLAJE PENDOLA - CERCHA
Vista Lateral
Detalles característicos
Esc: 1:7.5



VISTA LONGITUDINAL
TOTAL EN CORTE E - E
Columnas(35x40cm) - Vigas (30x30cm)
Esc: 1:50

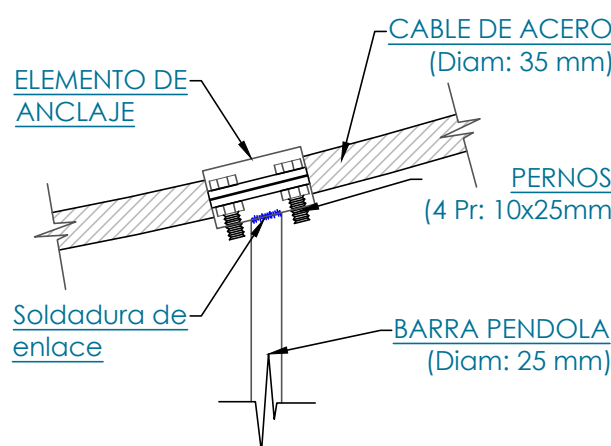


CERCHA LONGITUDINAL Cr-01
Acero Estructural
Geom. Global: 288x40x12 cm
Esc: 1:20

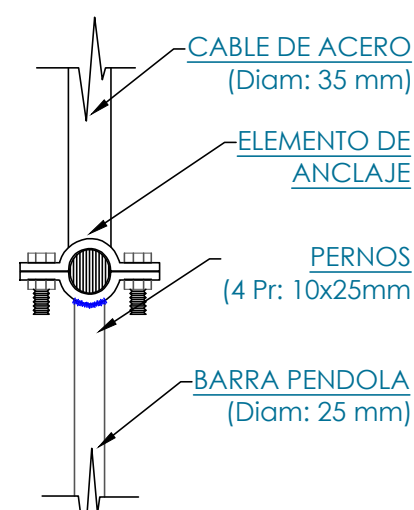
CUADRO DE ELEMENTOS

- (A) 1C 125x50x4 mm
- (B) 2L 40x40x5 mm
- (1) 2L 40x40x4 mm
- (2) 2L 30x30x3 mm
- (R1) 1L 40x40x4 mm

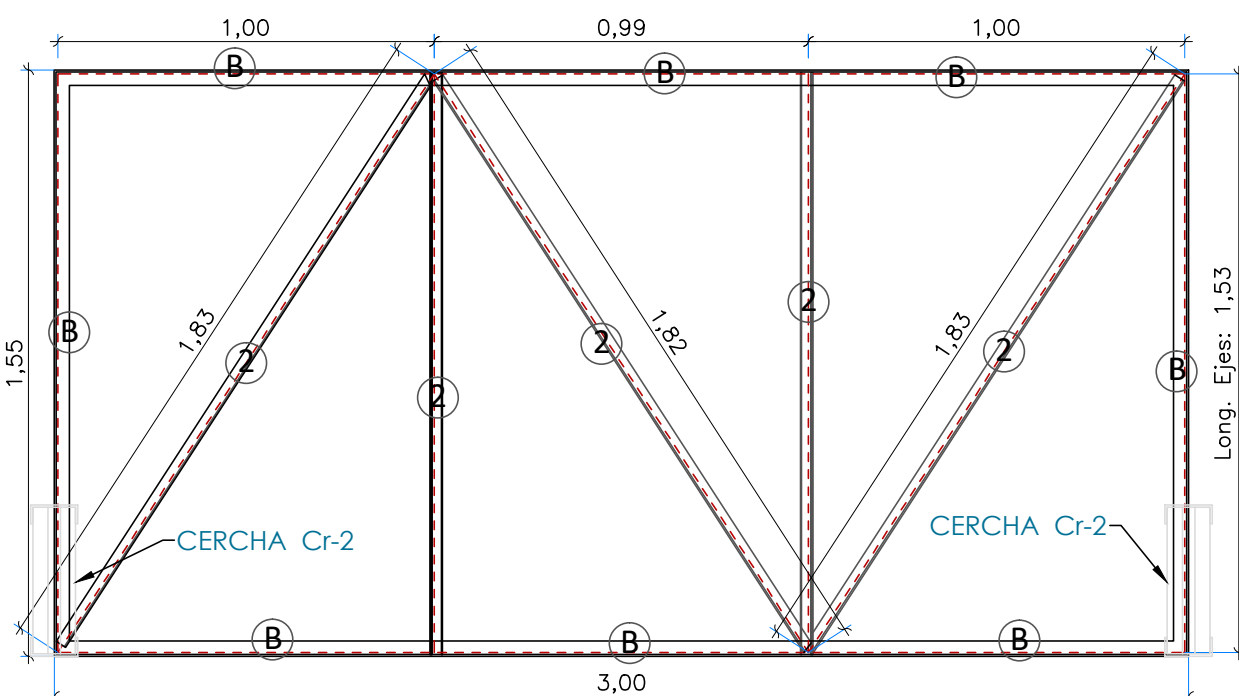
Detalle de anclaje péndola - cable	
Detalle	Cantidad
Conector	22
Detalle de Anclaje péndola-cercha	
Detalle	Cantidad
Péndola	22



ANCLAJE PENDOLA - CABLE 35mm
Vista Lateral con Pernos
Esc: 1:7.5



ANCLAJE PENDOLA - CABLE 35mm
Vista Frontal con Pernos
Esc: 1:7.5



CERCHA DE BARANDA Br-01
Acero Estructural
Geom. Global: 300x155x9 cm
Esc: 1:20

Detalle de las Péndolas Ø=25mm					
Detalle	Diametro (cm)	Longitud de la Péndola (m)	Cantidad	Longitud Total (m)	Peso kg/m
P1	2,5	2,95	4	11,80	3,85
P2	2,5	2,05	4	8,20	3,85
P3	2,5	1,35	4	5,40	3,85
P4	2,5	0,85	4	3,40	3,85
P5	2,5	0,55	4	2,20	3,85
P6	2,5	0,45	2	0,90	3,85
Longitud total (m)			31,90	Peso total (kg)	122,804

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS PARA EL DISEÑO:

ACI 318-14 (USA), National Desing Specification for Wood Construction (NDS-Maderal) y Código Andino. AISI S 100-2007 (LRFD) (USA), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) (USA), NEC 2015 (ECUADOR), NEC-DS-2014 (ECUADOR) Y AWS-99 (USA)

HORMIGONES:

A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
B)- Hormigón después de 28 días de fabricado debe tener una resistencia a la compresión $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
(En losas de cubierta utilizar aditivos impermeabilizantes al 100%)

REFUERZO:

A) -Varillas Corrugadas con resistencia a la fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
B)-En refuerzo transversal anclar con ganchos de 135°
ACI 318 -14, Sección 25.3.2 (ganchos sísmicos)
C) -El primer estribo en vigas colocar a no más de 4 cm del elemento de apoyo
D) -Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-14 (USA), sección 25.5: "Empalmes..."
E)- Recubrimiento del refuerzos, ACI 318-14 sección 20.6.1:
- Losas: 2 cm; - Vigas: 3 cm; Columnas: 4 cm
- Concreto colado directamente sobre el suelo: 7 cm
- Concreto expuesto a la acción del suelo: 5 cm

ESTRUCTURA METÁLICA (PERFILERÍA)

A)- Acero estructural - perfiles metálicos, que cumplan la Norma para aceros ASTM A-36. La resistencia a la fluencia (f_y) debe ser mayor igual a 2520kg/cm².
B)- Juntas soldadas deberán cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36.

OBSERVACIONES

Unidad de medida empleado:
a).- Para la geometría de elementos y acotaciones se especifica en metros (m).
b).- Detalle de barras de acero y otros se especifican en centímetros (cm).
c).- Para algunas características de pesos se especifican en Kilogramos (Kg).

PROYECTO: "Diseño y calculo estructural de un puente colgante Peatonal"

ESCALA: Las Indicadas

OBSERVACIONES:



DIS: Jhonatan Guzmán Chacón.
DIB: Jhonatan Guzmán Chacón.
REV: Ing. Juan Medardo Sola Q.

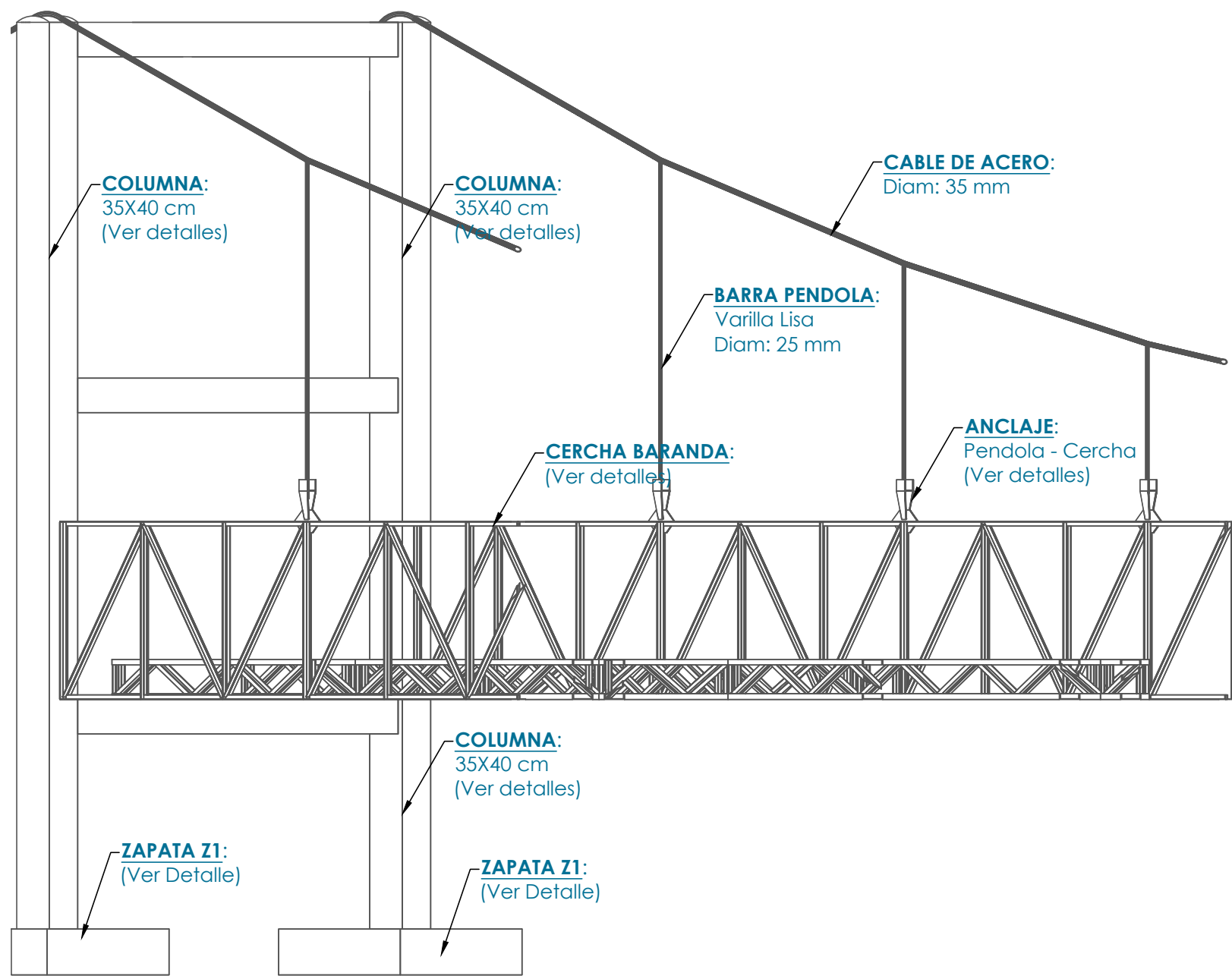
Ing Msc. Juan Medardo Sola Q.
Ingeniero Civil

CONTENIDO:

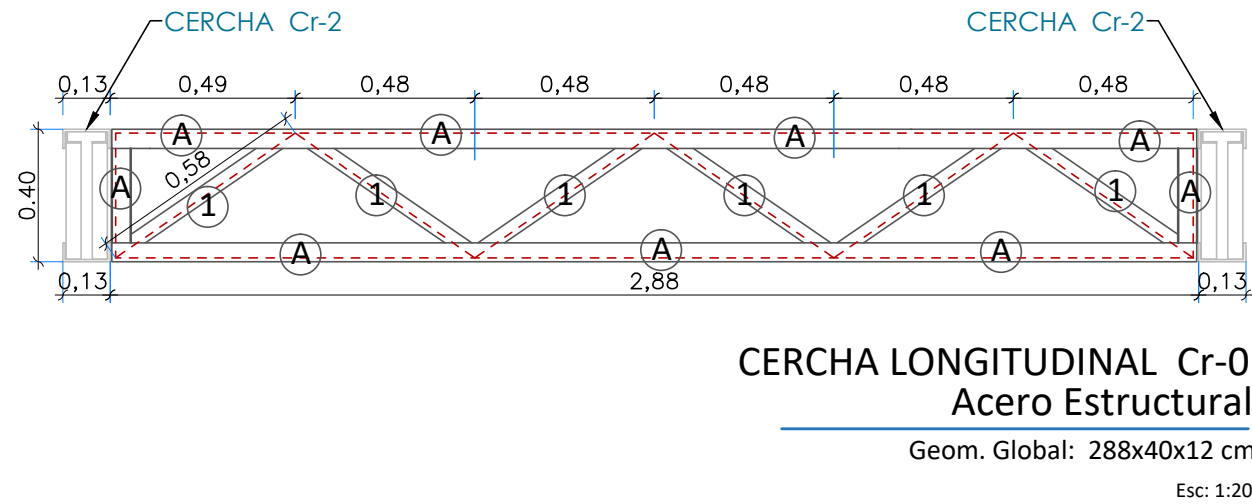
ARMADURA LONGITUDINAL
CORTE E - E
Detalles Varios

FECHA:
15/Jun/2017

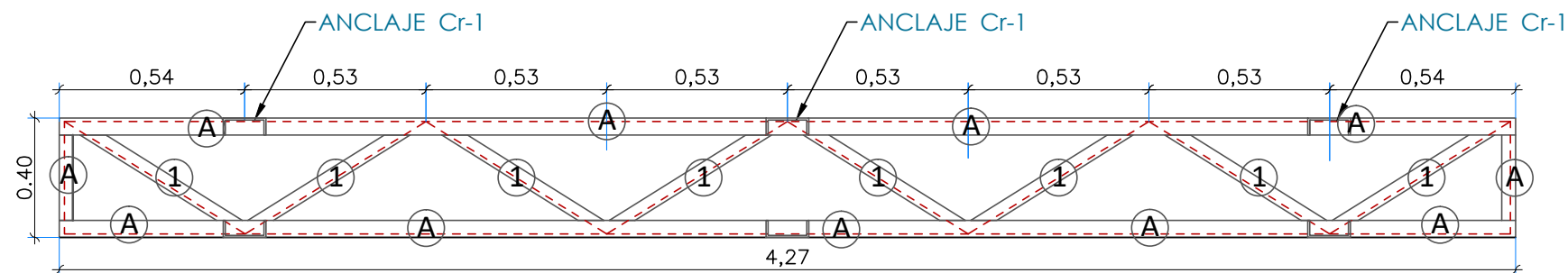
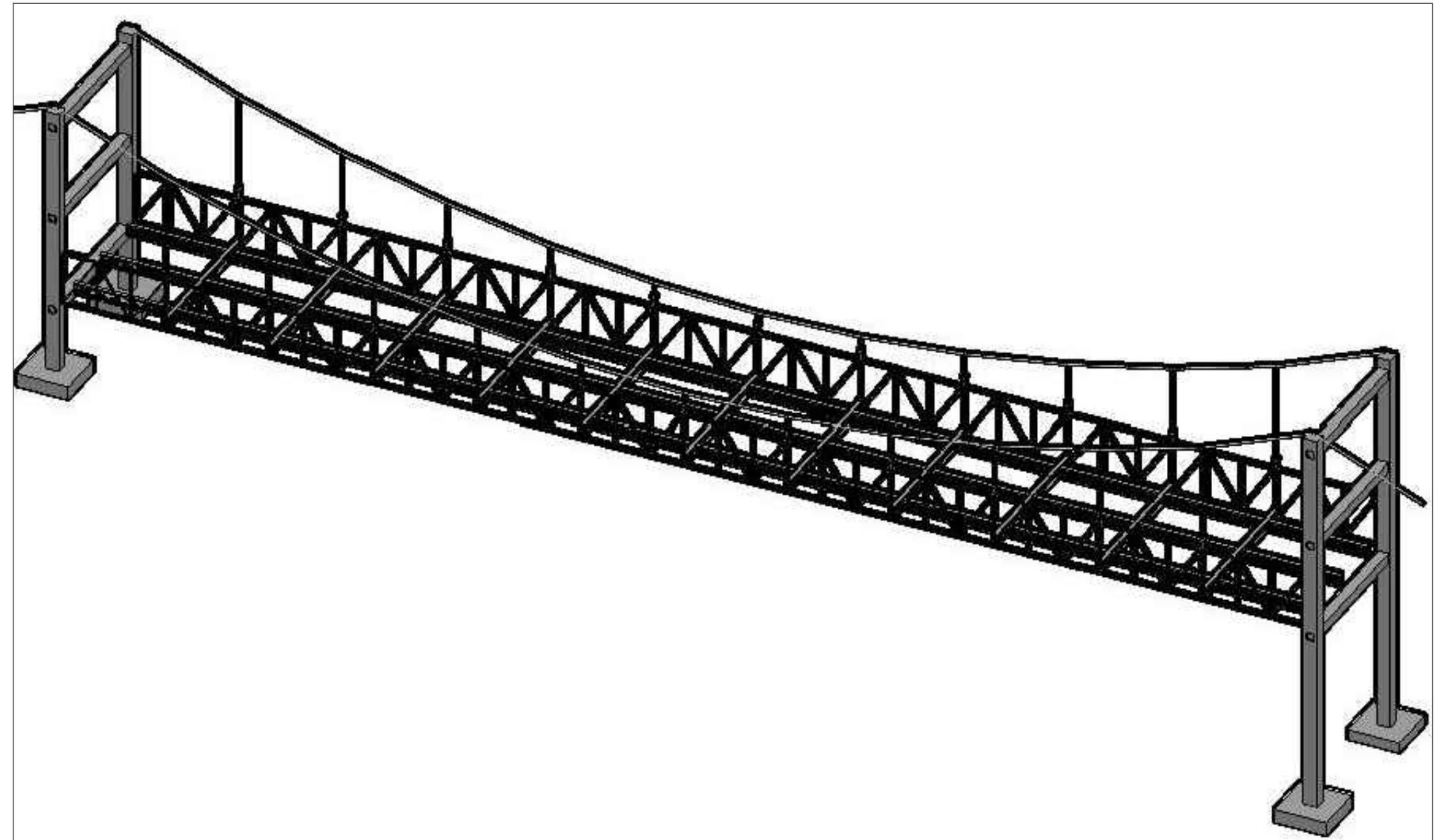
HOJA:
05 de 08



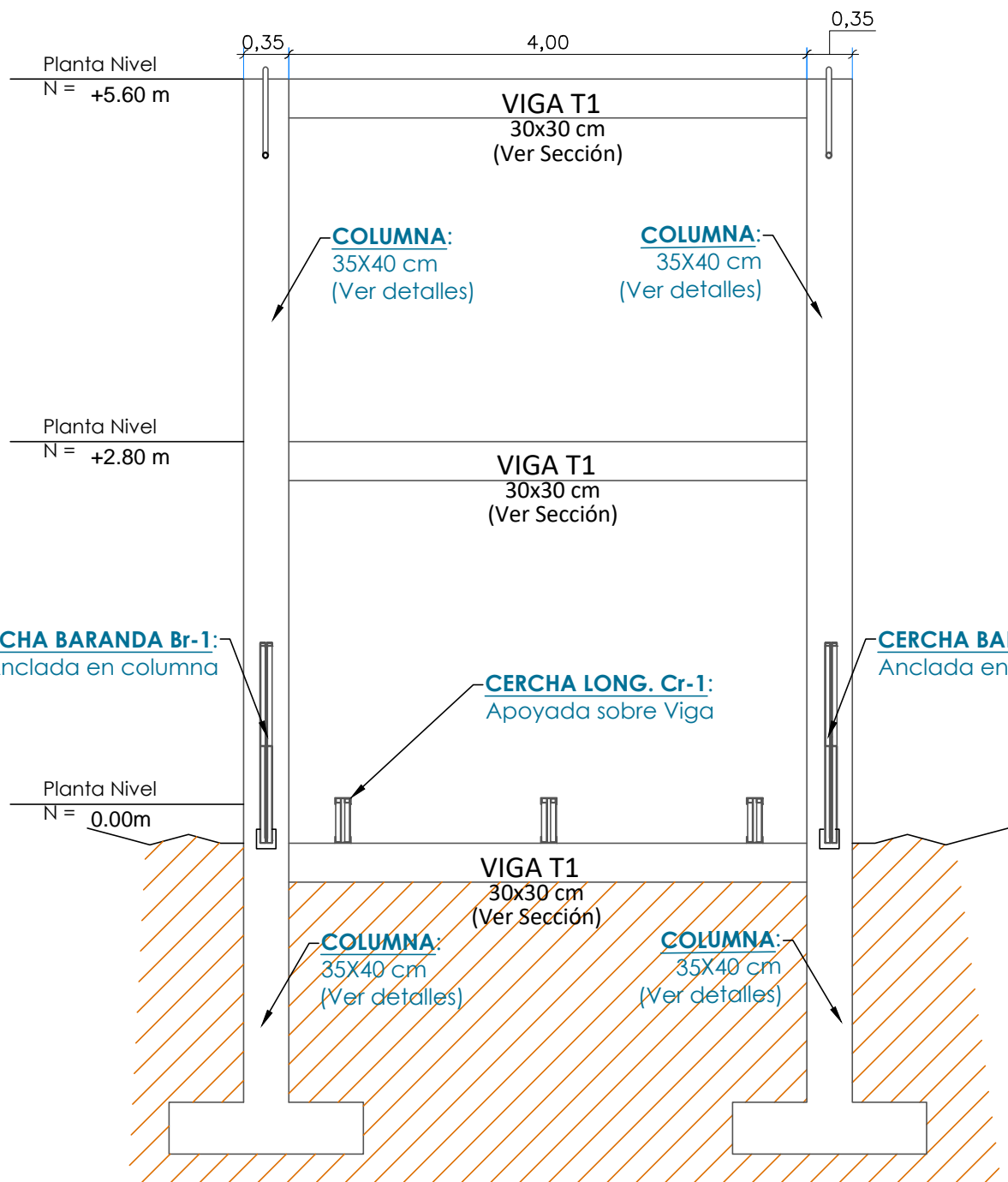
VISTA DE PORTICO IZQ.
TOTAL EN CORTE C-C
Columnas(35x40cm) - Vigas (30x30cm)
Esc: 1:50



CERCHA LONGITUDINAL Cr-01
Acero Estructural
Geom. Global: 288x40x12 cm
Esc: 1:20

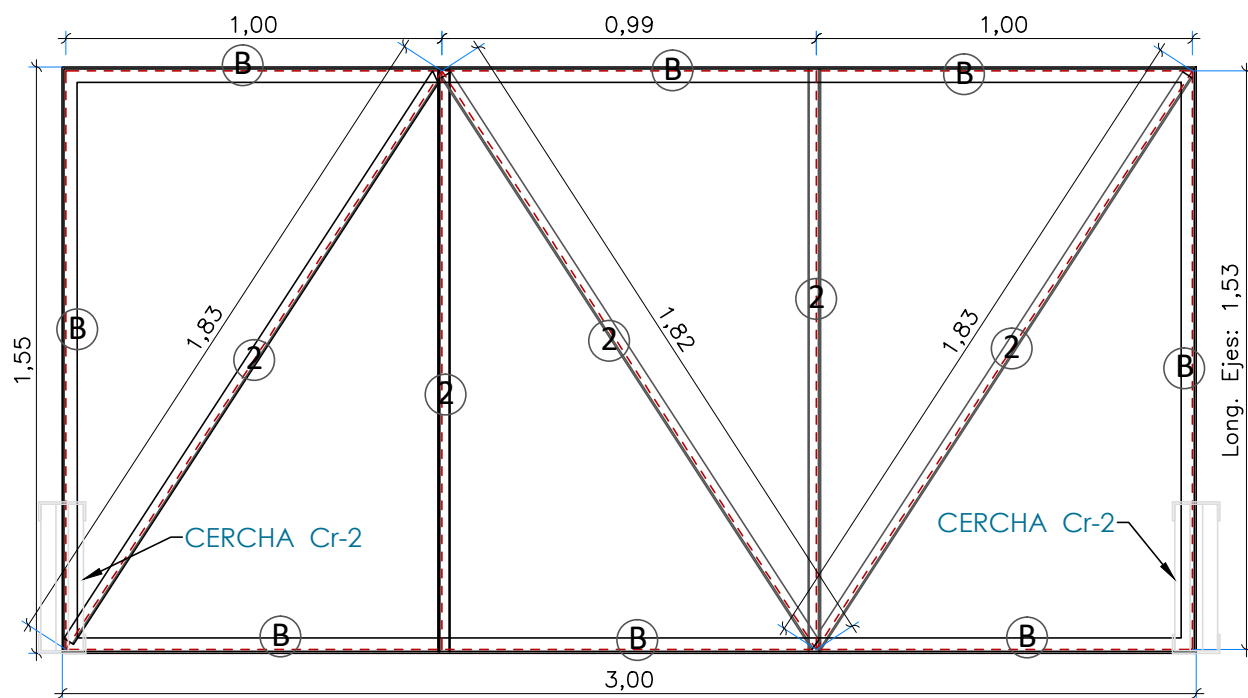


CERCHA TRANSVERSAL Cr-02
Acero Estructural
Geom. Global: 427x40x12 cm
Esc: 1:20

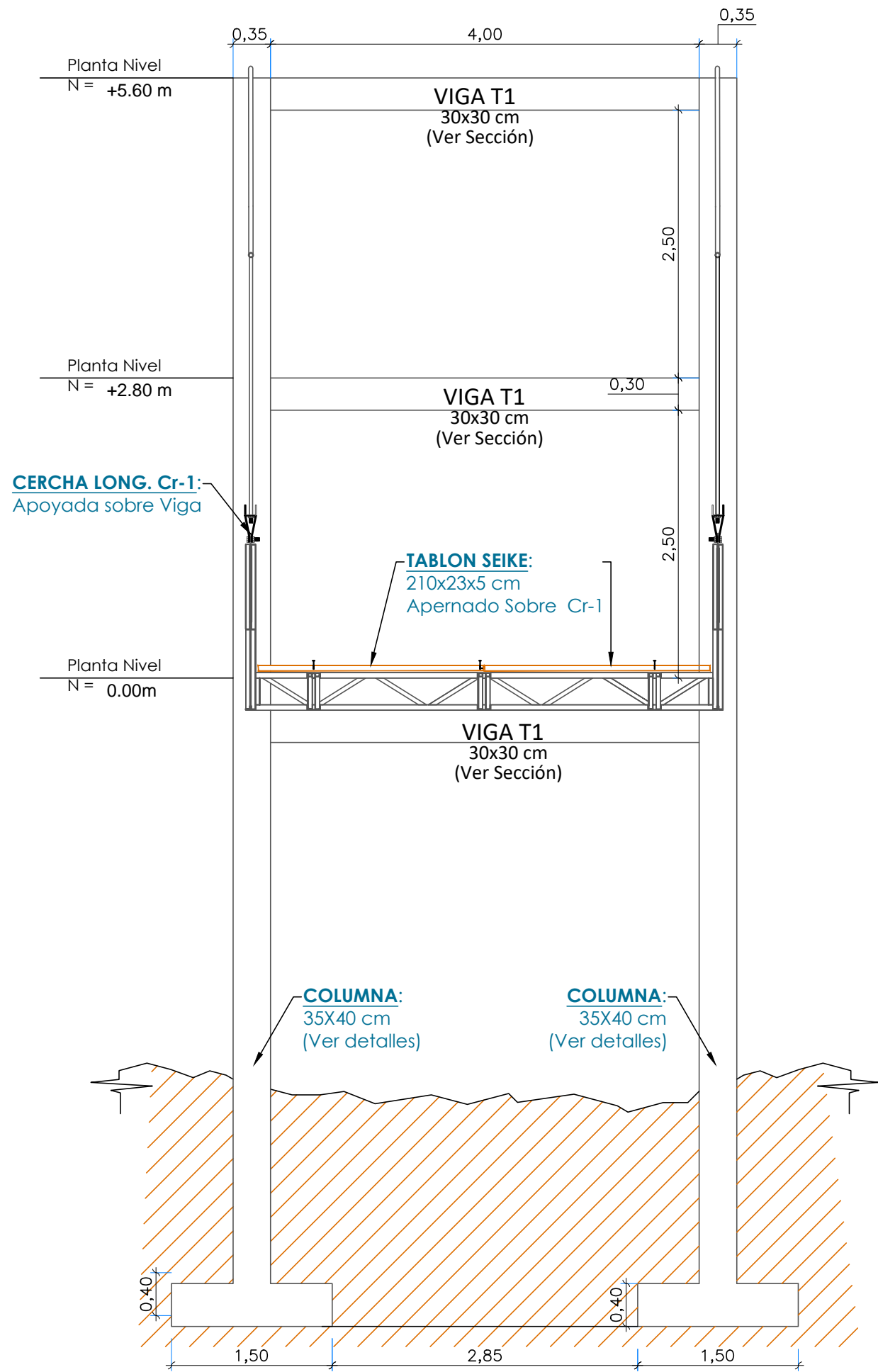


PORTICO ARMADO LATERAL
IZQUIERDA CORTE A-A
Columnas(35x40cm) - Vigas (30x30cm)
Esc: 1:50

Tablero Principal Madera Estructural (Seique)		
Número	Dimensiones	Longitud total (m)
346	(0.23x2x0.05m)	692



CERCHA DE BARANDA Br-01
Acero Estructural
Geom. Global: 300x155x9 cm
Esc: 1:50



PORTICO ARMADO LATERAL
DERECHA CORTE B-B
Columnas(35x40cm) - Vigas (30x30cm)
Esc: 1:50

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS PARA EL DISEÑO:
ACI 318-14 (USA), National Desing Specification for Wood Construction (NDS-Maderal) y Código Andino, AISI S 100-2007 (LRFD) (USA), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) (USA), NEC 2015 (ECUADOR), NEC-DS-2014 (ECUADOR) Y AWS-99 (USA)

HORMIGONES:
A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
B)- Hormigón después de 28 días de fabricación debe tener una resistencia a la compresión $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (En losas de cubierta utilizar aditivos impermeabilizantes al 100%)

REFUERZO:
A) -Varillas Corrugadas con resistencia a la fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
B)-En refuerzo transversal anclar con ganchos de 135°
C) -El primer estribo en vigas colocar a no más de 4 cm del elemento de apoyo
D) -Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-14 (USA), sección 25.5: "Empalmes..."
E)- Recubrimiento del refuerzos, ACI 318-14 sección 20.6.1:
- Losas: 2 cm; - Vigas: 3 cm; Columnas: 4 cm
- Concreto colado directamente sobre el suelo: 7 cm
- Concreto expuesto a la acción del suelo: 5 cm

ESTRUCTURA METÁLICA (PERFILERÍA)
A)- Acero estructural - perfiles metálicos, que cumplan la Norma para aceros ASTM A-36. La resistencia a la fluencia (f_y) debe ser mayor igual a 2520kg/cm².
B)- Juntas soldadas deberán cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36.

OBSERVACIONES
Unidad de medida empleado:
a).- Para la geometría de elementos y acotaciones se especifica en metros (m).
b).- Detalle de barras de acero y otros se especifican en centímetros (cm).
c).- Para algunas características de pesos se especifican en Kilogramos (Kg).

PROYECTO: "Diseño y calculo estructural de un puente colgante Peatonal"

ESCALA: Las Indicadas

OBSERVACIONES:



DIS: Jhonatan Guzmán Chacón.
DIB: Jhonatan Guzmán Chacón.
REV: Ing. Juan Medardo Sola Q.

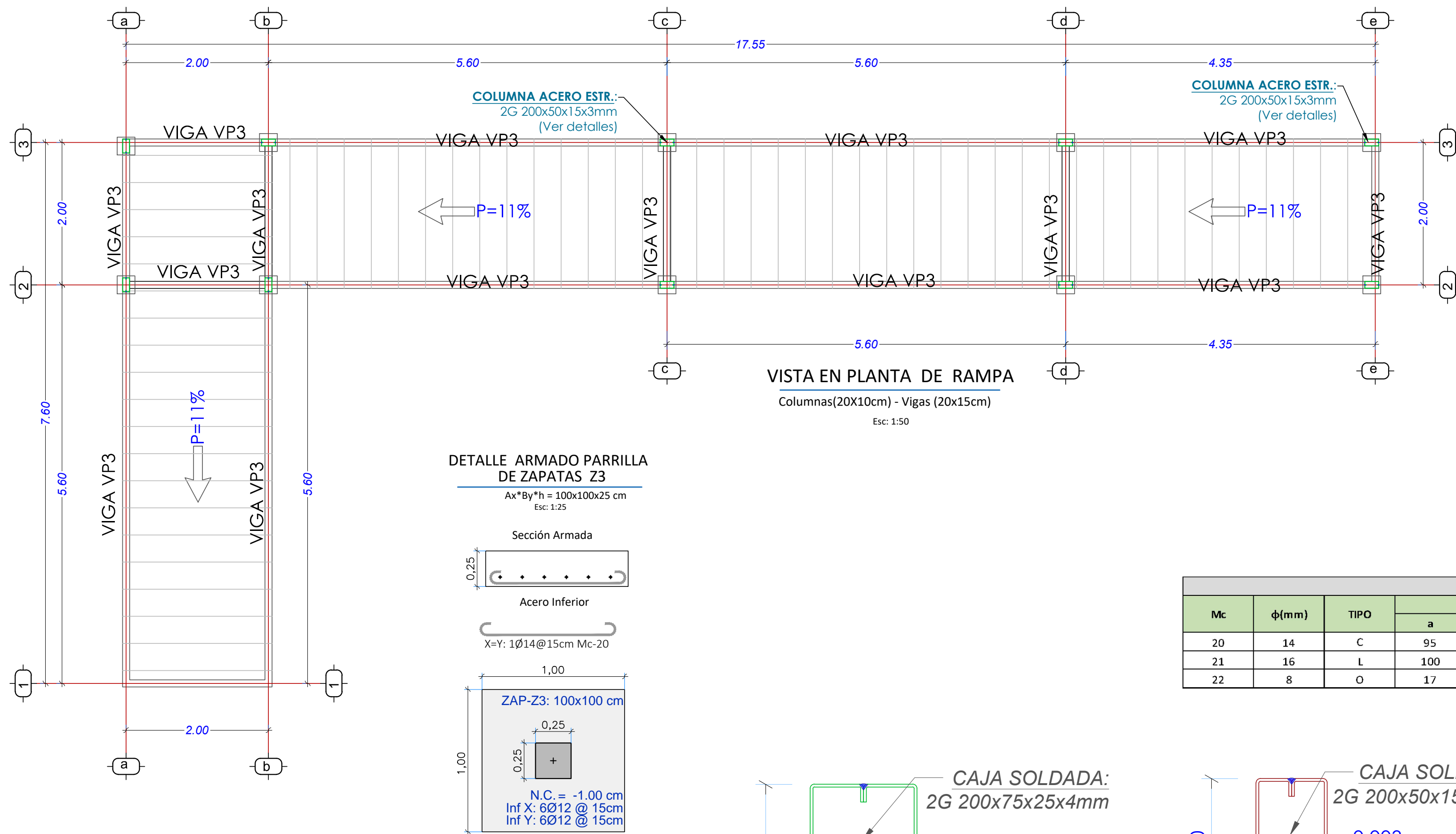
Ing Msc. Juan Medardo Sola Q.
Ingeniero Civil

CONTENIDO:

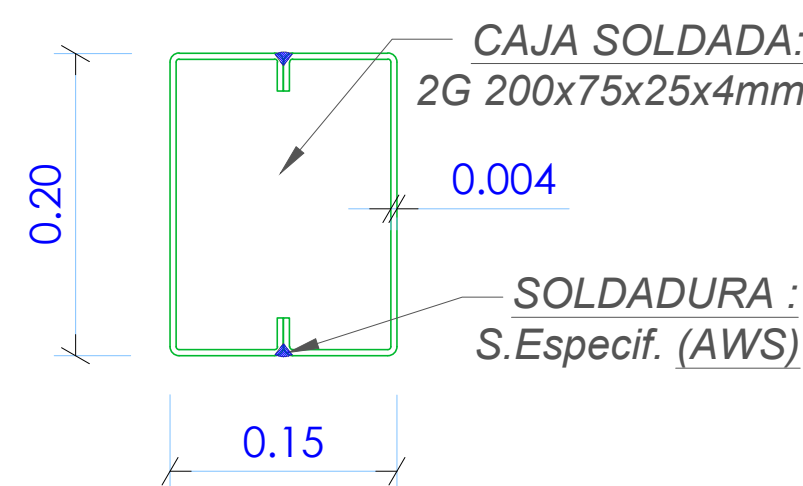
PORTICOS LATERALES
IZQUIERDO - DERECHO
Detalles de Armadura

FECHA:
15/Jun/2017

HOJA:
06 de 08

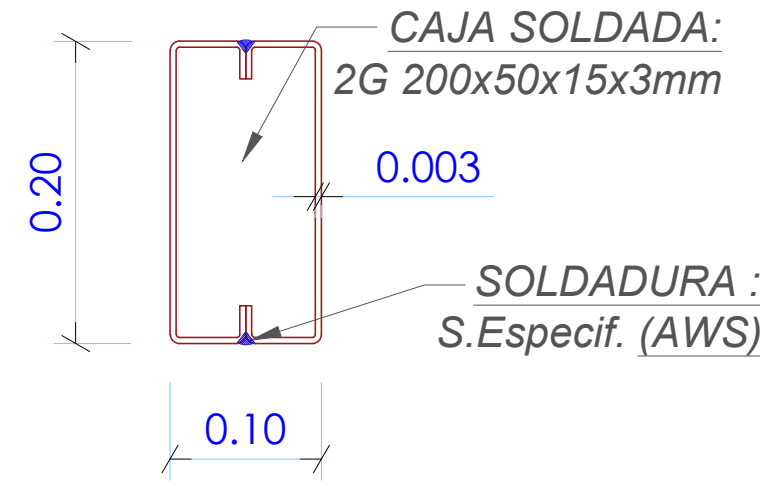


CUADRO DE PERFILES						RAMPA
Nombre	Tipo-Descripción	L.Total(m)	Área (cm2)	Peso(kg/m)	Peso Total (kg)	
Columna CL1	2G 200*50*15*3mm (Caja)	54,5	18,62	14,62	796,79	
Vigas VP3	2G 200*75*25*4mm (Caja)	210	29,8	23,4	4914	
Tubo Pasamano	Tubo galvanizado Ø = 50mm	240,5	1,71	1,23	295,815	
No incluye desperdicios ni traslapes				Total (kg)	6006,605	



VIGA VP3

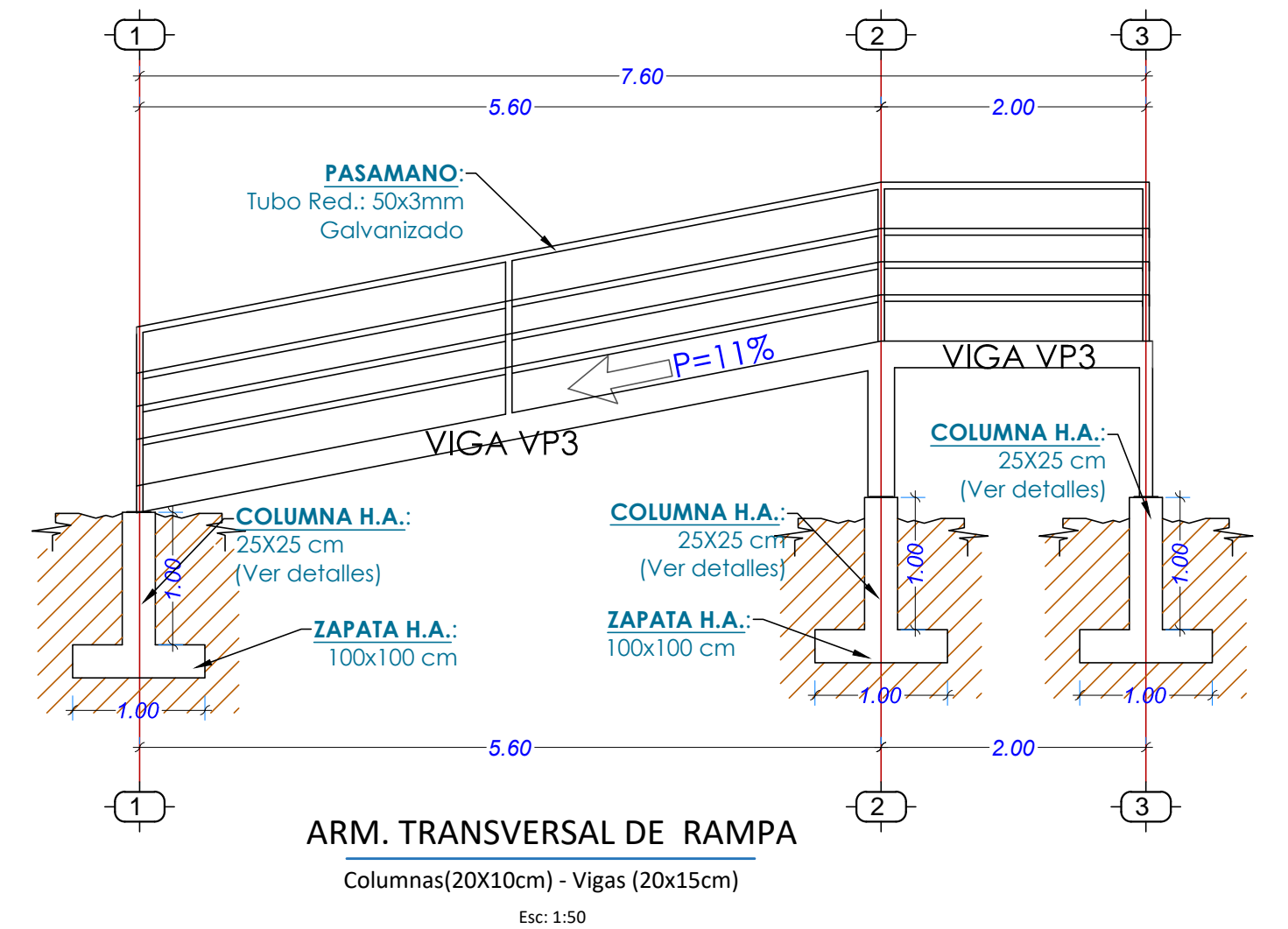
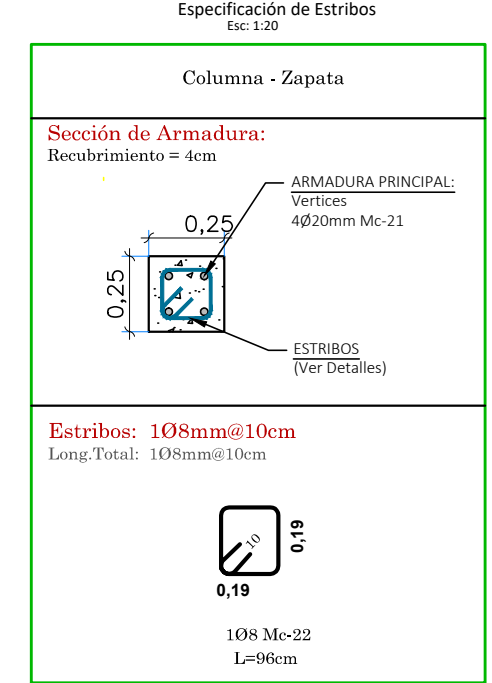
Esc.: 1:5



Columna CL1

Esc.: 1:5

DETALLE SECCIÓN COLUMNAS-ZAPATA



PLANILLA DE HIERRO										CIMENTACIÓN	
Mc	φ(mm)	TIPO	DIMENSIONES (cm)				Ganchos	Cant.	L.Parc (m)	L.TOTAL	Observ.
			a	b	c	d					
20	14	C	95	10				192	1,15	220,8	Zap 3
21	16	L	100	40				48	1,4	67,2	Col-Z3
22	8	O	17	17			2X10	144	0,88	126,72	Est.col-zap3

CANTIDAD DE OBRA		
Descripción	Cantidad	Unidad
Acero Estructural	6006,605	kg
Acero de Refuerzo	422,82	kg
Hormigón en Zap-Col.	4,5	m3

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

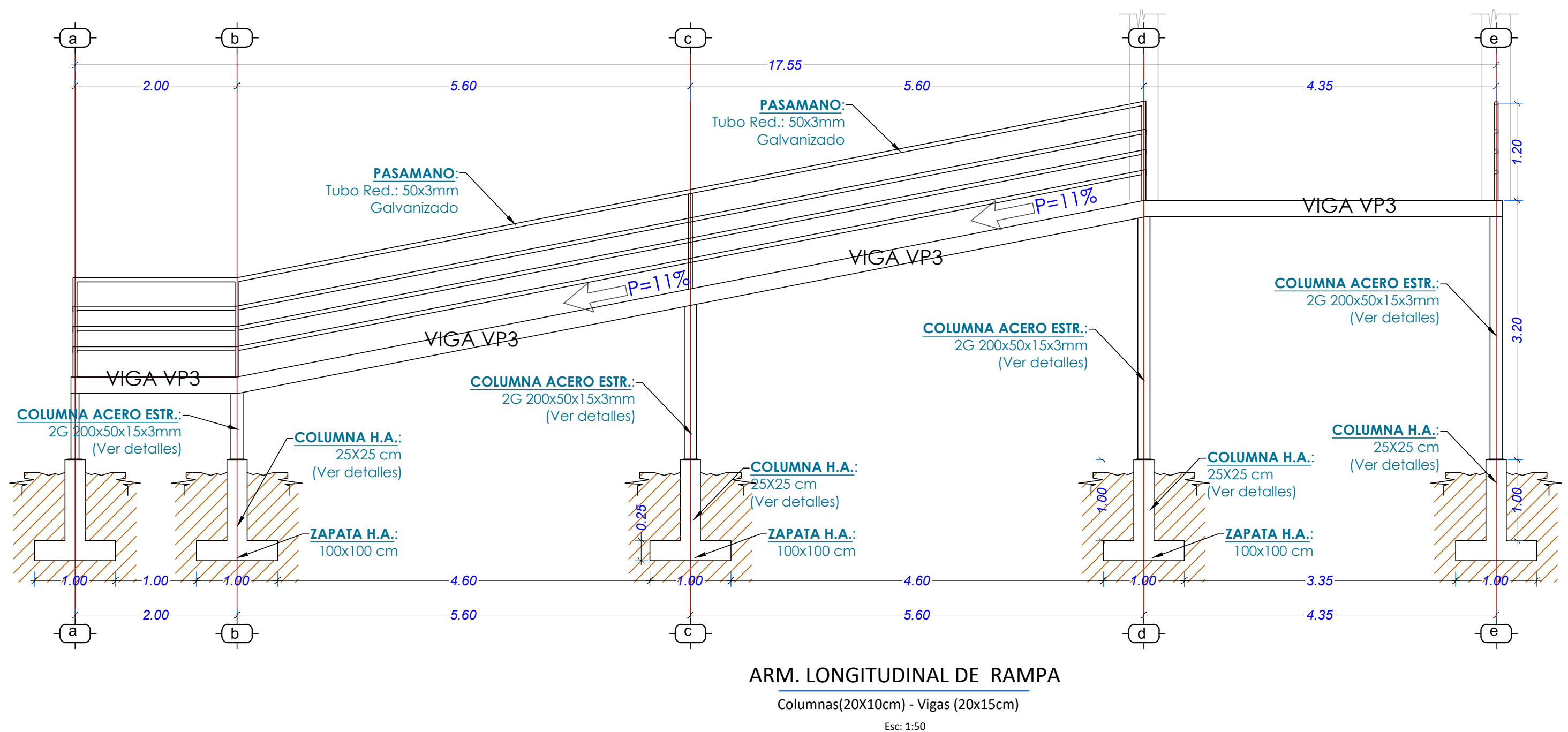
NORMAS UTILIZADAS PARA EL DISEÑO:
ACI 318-14 (USA), National Disting Specification for Wood Construction (NDS-Madera) y Código Andino. AISI S 100-2007 (LRFD) (USA), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) (USA), NEC 2015 (ECUADOR), NEC-DS-2014 (ECUADOR) Y AWS-99 (USA)

HORMIGONES:
A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
B)- Hormigón después de 28 días de fabricación debe tener una resistencia a la compresión $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (En losas de cubierta utilizar aditivos impermeabilizantes al 100%)

REFUERZO:
A) -Varillas Corrugadas con resistencia a la fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
B)-En refuerzo transversal anclar con ganchos de 135°
C) -El primer estribo en vigas colocar a no más de 4 cm del elemento de apoyo
D) -Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-14 (USA), sección 25.5: "Empalmes..."
E)- Recubrimiento del refuerzo, ACI 318-14 sección 20.6.1:
- Losas: 2 cm; - Vigas: 3 cm; Columnas: 4 cm
- Concreto colado directamente sobre el suelo: 7 cm
- Concreto expuesto a la acción del suelo: 5 cm

ESTRUCTURA METÁLICA (PERFILERÍA)
A)- Acero estructural - perfiles metálicos, que cumplan la Norma para aceros ASTM A-36. La resistencia a la fluencia (f_y) debe ser mayor igual a 2520kg/cm².
B)- Juntas soldadas deberán cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36.


OBSERVACIONES
Unidad de medida empleado:
a).- Para la geometría de elementos y acotaciones se especifica en metros (m).
b).- Detalle de barras de acero y otros se especifican en centímetros (cm).
c).- Para algunas características de pesos se especifican en Kilogramos (Kg).

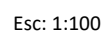


Rampa Madera Estructural (Seique)		
Número	Dimensiones	Longitud total (m)
108	(0.23x2x0.05m)	216

RESUMEN DE HIERROS				
φ (mm)	(Kg/m)	Long. Total (m)	Peso Total (kg)	# varillas
8	0,395	126,72	50,05	10,56
10	0,617	0,00	0,00	0,00
12	0,888	0,00	0,00	0,00
14	1,208	220,80	266,73	18,40
16	1,578	67,20	106,04	5,60
18	1,998	0	0,00	0,00
20	2,466	0	0,00	0,00
Peso Total (kg)			422,82	

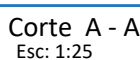
PROYECTO: "Diseño y calculo estructural de un puente colgante Peatonal"


ESCALA: Las Indicadas	 <div>UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO</div>
OBSERVACIONES:	<div>DiS: Jhonatan Guzmán Chacón.</div> <div>DIB: Jhonatan Guzmán Chacón.</div> <div>REV: Ing. Juan Medardo Sola Q.</div> <div>Ing Msc. Juan Medardo Sola Q. Ingeniero Civil</div>
CONTENIDO:	<div>RAMPA DE INGRESO Y/O SALIDA A PORTICO DERECHA Detalles de Armadura</div> <div>FECHA: 15/Jun/2017</div> <div>HOJA: 07 de 08</div>

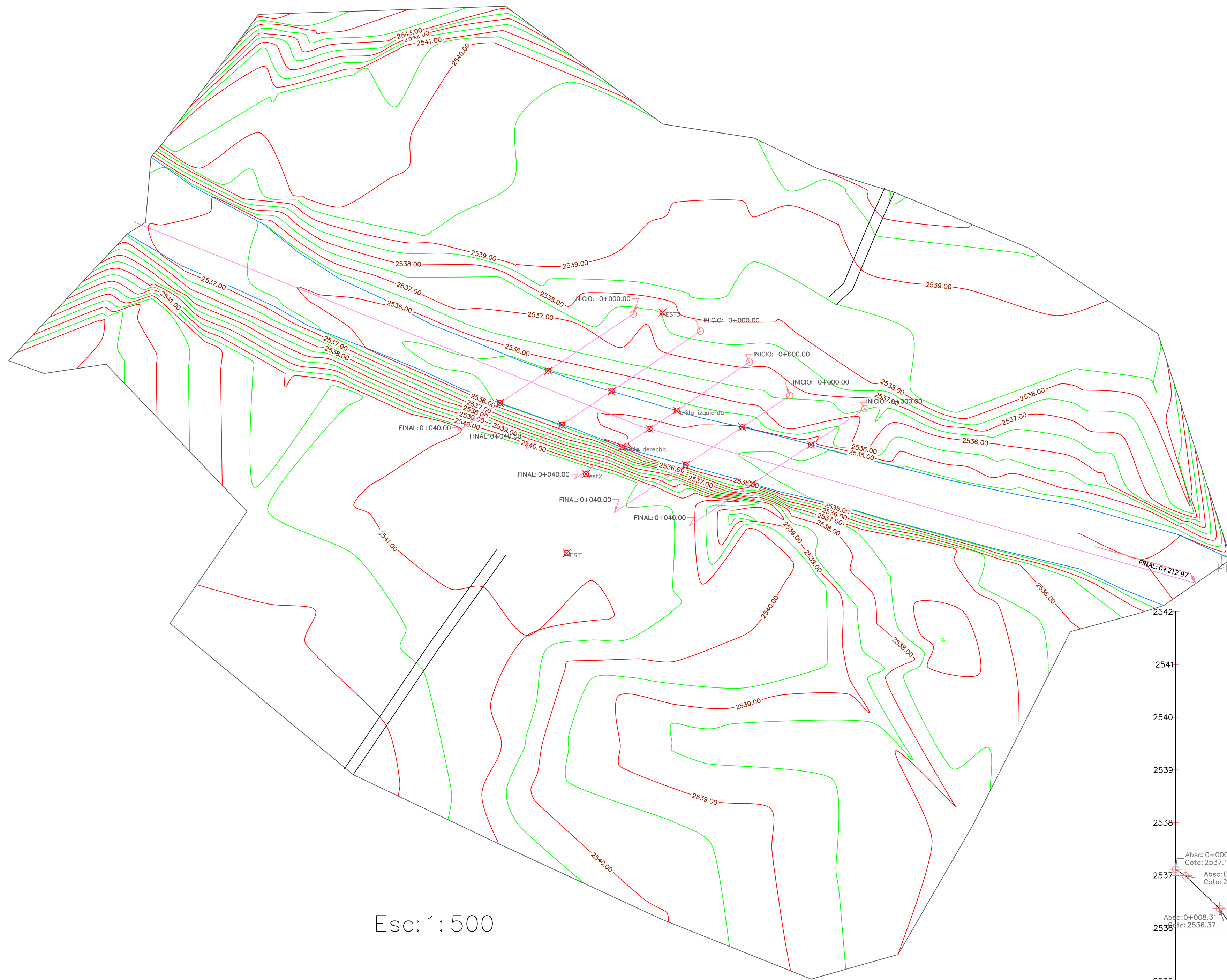


CANTIDAD DE OBRA		MACIZO
Descripción	Cantidad	Unidad
Acero Total	874,32	kg
Hormigón total	64	m3
Cuántia de vigas	13.66	kg/m3

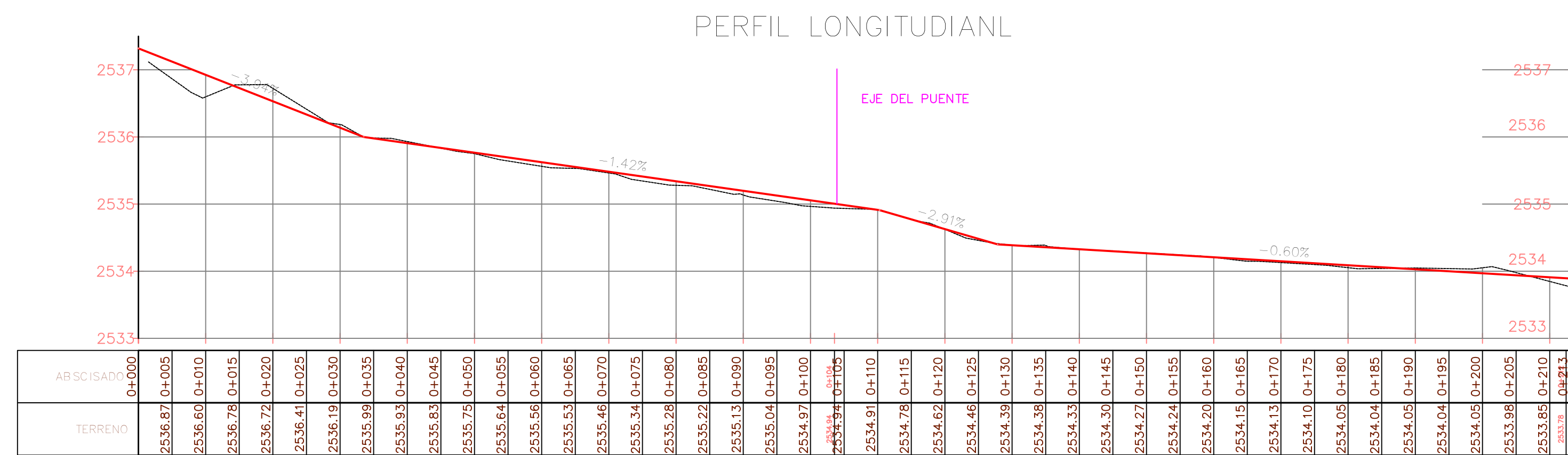
- a).- Para la geometría de elementos y acotaciones se especifica en metros (m).
- b).- Detalle de barras de acero y otros se especifican en centímetros (cm).
- c).- Para algunas características de pesos se especifican en Kilogramos (Kg).



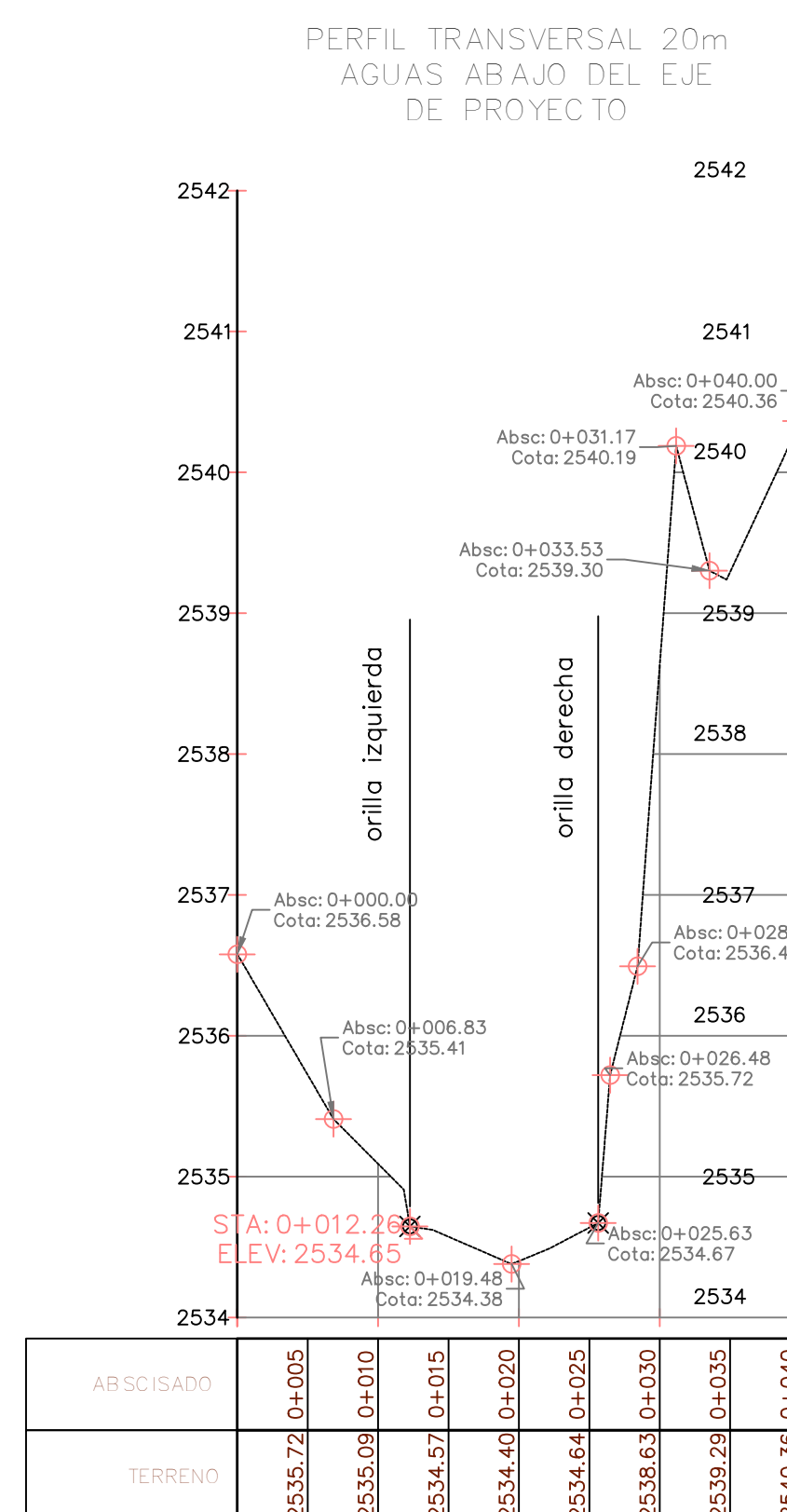
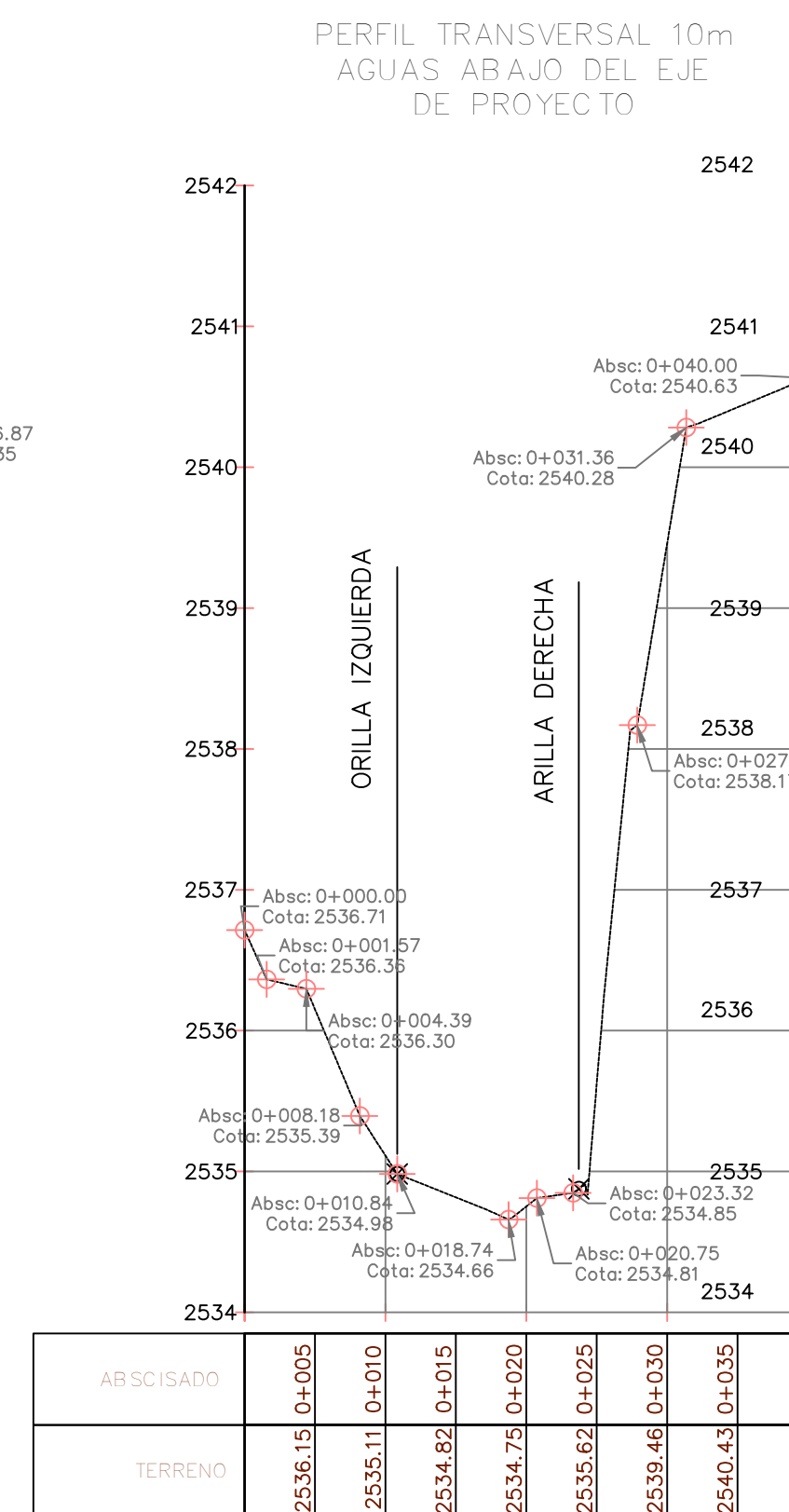
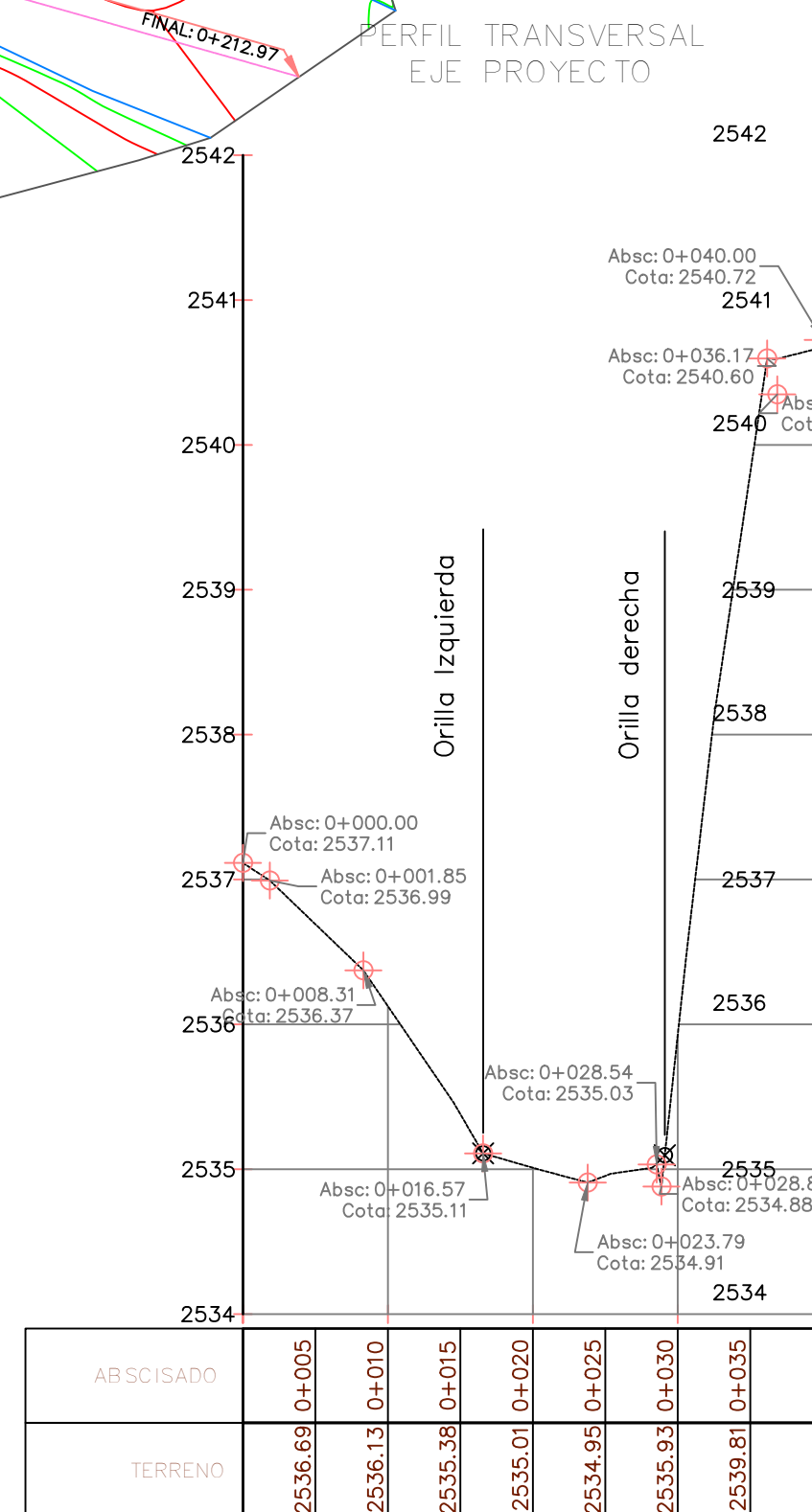
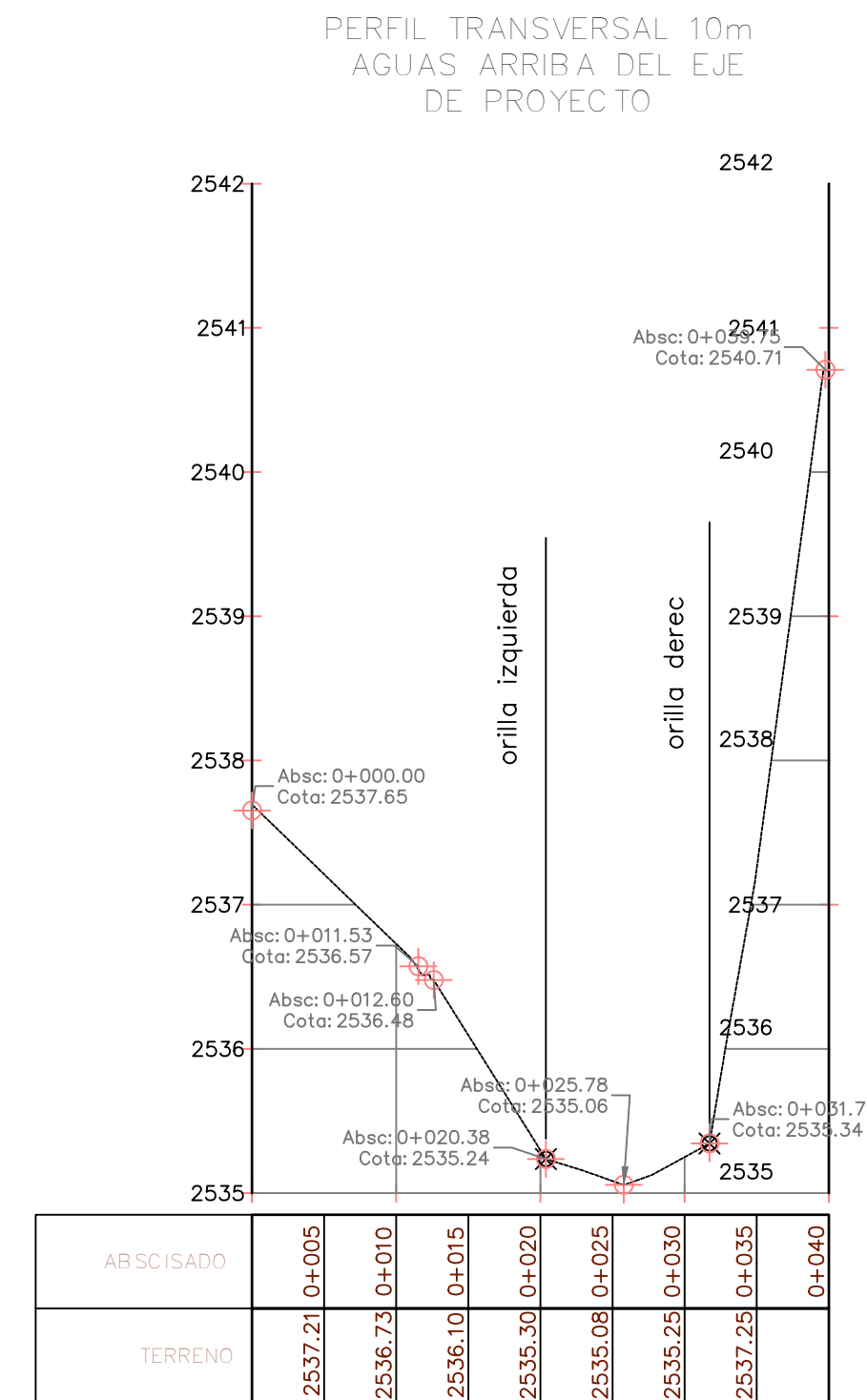
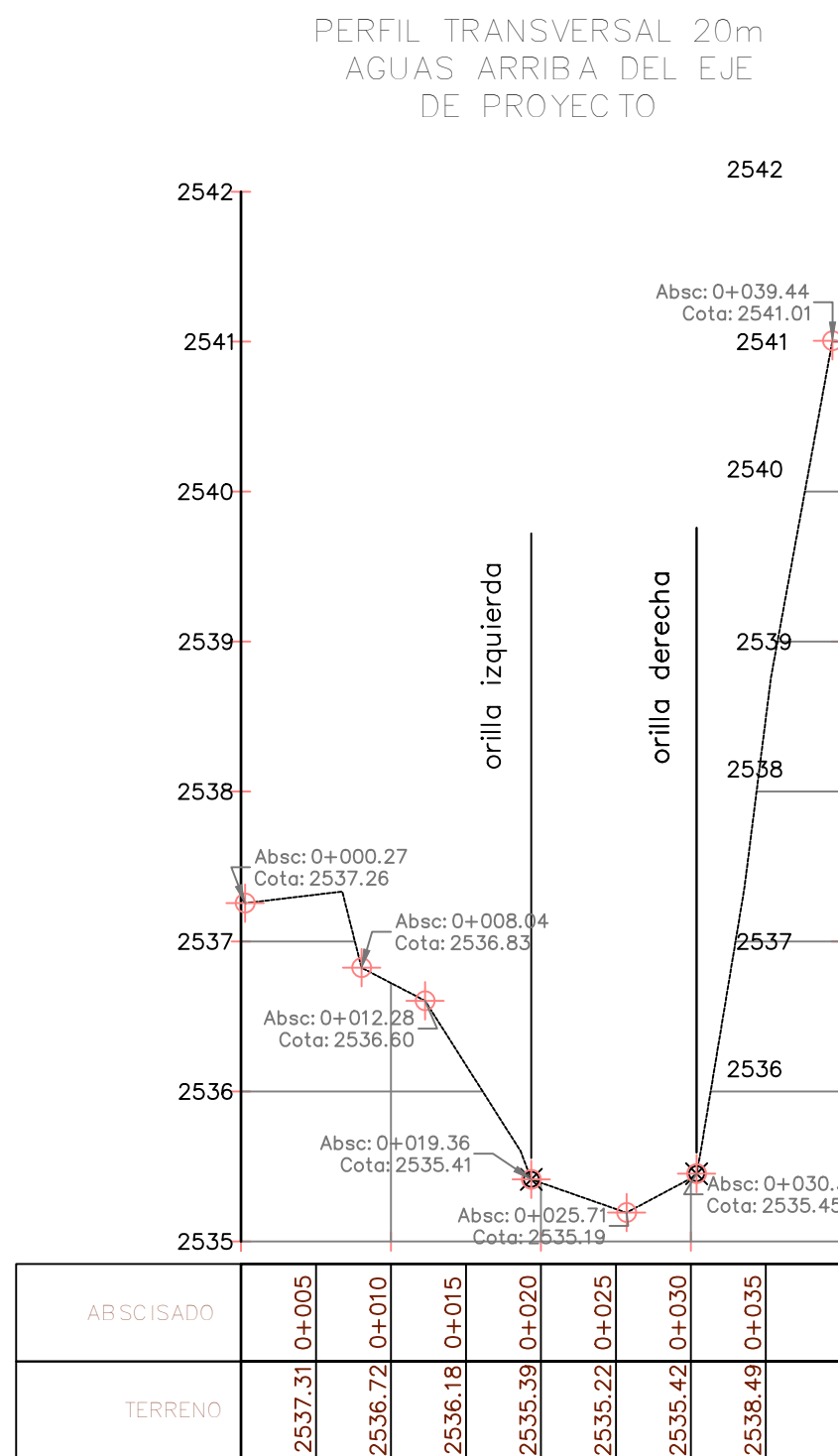
PROYECTO: "Diseño y calculo estructural de un puente colgante Peatonal"	
ESCALA: Las Indicadas	 <div> UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO </div>
OBSERVACIONES:	<div> DIS: Jhonatan Guzmán Chacón. DIB: Jhonatan Guzmán Chacón. REV: Ing. Juan Medardo Sola Q. </div> <div> <hr/> <p>Ing Msc. Juan Medardo Sola Q. Ingeniero Civil</p> </div>
CONTENIDO: PLANTA DE MACIZADO Corte A -A Detalles de Armadura	<div> FECHA: 15/Jun/2017 </div> <div> HOJA: 08 de 08 </div>



Esc: 1: 500



Esc: 1: 600



PROYECTO: "Diseño y calculo estructural de un puente colgante Peatonal"

ESCALA: Las Indicadas

OBSERVACIONES:

DIS: Jhonatan Guzmán Chacón.
DIB: Jhonatan Guzmán Chacón.
REV: Ing. Juan Medardo Sola Q.

Jhonatan Guzmán Chacón.
Testista de Ingeniería Civil
C.I. : 1400503205

CONTENIDO: Levantamiento Topográfico
Secciones Transversales y Longitudinales
del Río Burgay

FECHA: 15/Jun/2017

HOJA: 01/01