



**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA  
CARRERA: INGENIERÍA CIVIL**

**PROYECTO TÉCNICO PREVIO A LA OBTENCIÓN  
DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**TEMA:**

---

**“ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DEL PUENTE  
SOBRE EL RÍO PUNÍN DE LA COMUNIDAD JATUN  
ATAHUALPA DEL CANTÓN SANTA CLARA, PROVINCIA DE  
PASTAZA DE FORMA MANUAL MEDIANTE LRFD (LOAD AND  
RESISTANCE FACTOR DESIGN) Y UN SOFTWARE  
ESPECIALIZADO.”**

---

**AUTOR:  
KERLYN ARTURO PAREDES ILLICACHI**

**TUTOR:  
ING. MSC. MIGUEL MORA**

**AMBATO – ECUADOR  
2016**

## **CERTIFICACIÓN DEL TUTOR**

Yo Ing. M.Sc, certifico que el presente proyecto de investigación realizado por Kerlyn Arturo Paredes Illicachi, egresado de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, se desarrolló bajo mi dirección, el cual es un proyecto técnico previo a la obtención del título de ingeniero civil, personal e inédito y ha sido concluido bajo el título “ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DEL PUENTE SOBRE EL RÍO PUNÍN DE LA COMUNIDAD JATUN ATAHUALPA DEL CANTÓN SANTA CLARA, PROVINCIA DE PASTAZA DE FORMA MANUAL MEDIANTE LRFD (LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN) Y UN SOFTWARE ESPECIALIZADO.”

Es todo cuanto puedo certificar en honor a la verdad.

Ambato, Noviembre del 2016.

.....  
Ing. M.Sc. Miguel Mora

TUTOR

## **AUTORÍA DEL PROYECTO TÉCNICO**

Yo, Kerlyn Arturo Paredes Illicachi, C.I. 160057077-2 egresado de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, Carrera Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato, certifico por medio de la presente que el presente trabajo de graduación elaborada bajo el tema: “ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DEL PUENTE SOBRE EL RÍO PUNÍN DE LA COMUNIDAD JATUN ATAHUALPA DEL CANTÓN SANTA CLARA, PROVINCIA DE PASTAZA DE FORMA MANUAL MEDIANTE LRFD (LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN) Y UN SOFTWARE ESPECIALIZADO”, es de mi completa autoría y responsabilidad.

Ambato, Noviembre del 2016.

.....  
**Kerlyn Arturo Paredes Illicachi**  
**AUTOR**

## **APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO**

Los miembros del tribunal examinador aprueban el Trabajo Técnico, bajo el título :  
“ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DEL PUENTE SOBRE EL RÍO PUNÍN DE LA COMUNIDAD JATUN ATAHUALPA DEL CANTÓN SANTA CLARA, PROVINCIA DE PASTAZA DE FORMA MANUAL MEDIANTE LRFD (LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN) Y UN SOFTWARE ESPECIALIZADO”, realizado por Kerlyn Arturo Paredes Illicachi, egresado de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato.

Ambato, Noviembre del 2016

Para constancia firman:

.....  
Ing. Jorge Cevallos

Profesor Calificador

.....  
Ing. Carlos Navarro

Profesor Calificador

## **DEDICATORIA**

Este trabajo dedico de manera especial primero a Dios que es pilar fundamental en mi vida, por haberme dado salud para lograr mis objetivos y por su amor y bondad eterna.

A mi madre y padre por ser el pilar fundamental en todo lo que soy, por educarme con el ejemplo, saber conducirme por el camino correcto y por su apoyo incondicional, pero sobre todo por siempre creer en mí.

A mis hermanos y sobrinos por estar siempre a mi lado apoyándome en los buenos y malos momentos de mi vida, gracias por todo el cariño.

## **AGRADECIMIENTO**

A mis padres por haber hecho realidad este sueño para así cumplir con esta meta, y por su infinito apoyo.

Para mí es apropiado agradecer a la Universidad Técnica de Ambato, a la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, por haberme permitido ser parte de ustedes, a sus autoridades y docentes por compartir sus conocimientos de tan noble profesión, pero de manera especial agradezco al Ing. M.Sc. Miguel Mora por su asesoramiento y colaboración en el desarrollo de este proyecto.

Al Gobierno Autónomo Descentralizado del Municipio de Santa Clara y sus autoridades quienes me brindaron la oportunidad para poder realizar mi proyecto y me dieron todas las facilidades para poder desarrollarlo.

## ÍNDICE GENERAL

### A. PÁGINAS PRELIMINARES

CERTIFICACIÓN DEL TUTOR .....	I
AUTORÍA DEL PROYECTO TÉCNICO.....	II
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO .....	III
DEDICATORIA .....	IV
AGRADECIMIENTO.....	V
ÍNDICE GENERAL.....	VI
ÍNDICE DE GRÁFICOS .....	XI
ÍNDICE DE TABLAS .....	XVI
RESUMEN EJECUTIVO .....	XIX
CAPÍTULO I: EL PROBLEMA.....	1
1.1. TEMA .....	1
1.2. JUSTIFICACIÓN .....	1
1.3. OBJETIVOS .....	2
1.3.1. OBJETIVO GENERAL .....	2
1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	2
CAPÍTULO II: FUNDAMENTACIÓN .....	3
2.1. INVESTIGACIONES PREVIAS .....	3
2.2. FUNDAMENTACIÓN LEGAL.....	4
2.3. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA.....	4

2.3.1. CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES.....	7
2.3.2. ELEMENTOS DE LA SUPERESTRUCTURA.....	9
2.3.3. ELEMENTOS DE LA SUBESTRUCTURA .....	14
2.3.4. PUENTES MIXTOS.....	18
2.3.4.1. PROPIEDADES DEL HORMIGÓN.....	21
2.3.4.2. ACERO DE REFUERZO .....	22
2.3.4.3. ACERO ESTRUCTURAL PARA PUENTES .....	23
2.3.5. CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE PUENTES.....	28
2.3.6. RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO DE PUENTES.....	29
2.3.7. AASHTO-LRFD (DISEÑO POR FACTOR DE CARGA Y RESISTENCIA) .....	30
2.3.7.1. ESPECIFICACIONES AASHTO-LRFD .....	31
CAPÍTULO III: DISEÑO DEL PROYECTO .....	50
3.1. ESTUDIOS .....	50
3.1.1. ESTUDIO TOPOGRÁFICO.....	50
3.1.2. ESTUDIO HIDROLÓGICO .....	51
3.1.3. ESTUDIO DE SUELOS .....	52
3.2. CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA .....	54
3.2.1. DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE LOSA DE HORMIGON ARMADO Y VIGAS METÁLICAS .....	54
3.2.1.1. PREDIMENSIONAMIENTO.....	54
3.2.1.2. DISEÑO DE POSTES .....	60
3.2.1.3. DISEÑO DE PASAMANOS .....	63



3.2.1.4. DISEÑO DEL TABLERO .....	64
3.2.1.4.1. CARGAS DE DISEÑO.....	65
3.2.1.4.2. MOMENTOS DE DISEÑO .....	68
3.2.1.4.3. CÁLCULO DEL ACERO DE REFUERZO.....	69
3.2.1.5. DISEÑO Y CÁLCULO DE VIGAS METÁLICAS .....	74
3.2.1.5.1. CARGAS.....	74
3.2.1.5.2. CÁLCULO DE MOMENTOS.....	77
3.2.1.5.3. MOMENTOS POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA.....	84
3.2.1.5.4. CÁLCULO DE CORTE .....	85
3.2.1.5.5. TENSIÓN EN LAS SECCIONES .....	87
3.2.1.5.6. CHEQUEO EN LOS ESFUERZOS (Esfuerzos Admisibles).....	99
3.2.1.5.7. CAPACIDAD DEL MOMENTO PLÁSTICO .....	101
3.2.1.5.8. MOMENTO RESISTENTE.....	102
3.2.1.5.9. MOMENTO ÚLTIMO.....	103
3.2.1.5.10. FACTOR DE SEGURIDAD.....	103
3.2.1.6. DISEÑO Y CÁLCULO DE RIGIDIZADORES .....	104
3.2.1.6.1 RIGIDIZADOR TRANSVERSAL INTERMEDIO .....	104
3.2.1.6.2 RIGIDIZADOR DE APOYO. ....	110
3.2.1.6.3 RIGIDIZADOR EN LOS EJES.....	111
3.2.1.6.4 RIGIDIZADOR LONGITUDINAL. ....	113
3.2.1.7. CÁLCULO DE CONECTORES DE CORTE.....	115
3.2.1.8. DISEÑO Y CÁLCULO DE DIAFRAGMAS .....	119
3.2.1.9. DISEÑO Y CÁLCULO DE ARRIOSTRAMIENTO INFERIOR .....	122
3.2.1.10. DEFLEXIONES.....	125

3.2.1.11. CONTRAFLECHA.....	127
3.2.2. SUPERESTRUCTURA EN UN SOFTWARE ESPECIALIZADO .....	129
3.2.3. DISEÑO DE LA INFRAESTRUCTURA .....	150
3.2.3.1. DATOS DE DISEÑO .....	150
3.2.3.2. CARGAS APLICADAS SOBRE EL ESTRIBO.....	150
3.2.3.3. DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS DEL ESTRIBO.....	157
3.2.3.4. RESUMEN DE CARGAS .....	160
3.2.3.5. MOMENTO DE VOLCAMIENTO SÍSMICO .....	161
3.2.3.6. EMPUJE SÍSMICO DEL SUELO.....	162
3.2.3.7. CHEQUEOS DE ESTABILIDAD Y ESFUERZOS EN EL SUELO .....	165
3.2.3.8. DISEÑO DE LA ZAPATA.....	167
3.2.3.8.1. DISEÑO DEL DEDO .....	167
3.2.3.8.2. DISEÑO DE TALÓN .....	171
3.2.3.9. DISEÑO DE LA PANTALLA .....	177
3.2.3.10. DISEÑO DEL ESPALDAR.....	185
3.2.3.11. DISEÑO DE LA VIGA DE ASIENTO.....	188
3.2.3.12. DISEÑO DEL MURO DE ALA.....	190
3.2.3.13. DISEÑO DE LA TRABA SÍSMICA.....	194
3.2.3.14. DISEÑO DEL APARATO DE NEOPRENO.....	197
3.3. PLANOS .....	200
3.3.1. TOPOGRAFÍA DE LA ZONA E IMPLANTACIÓN DEL PUENTE.....	200
3.3.2. TABLERO DE LA SUPERESTRUCTURA (Postes, Pasamanos y Losa)....	200

3.3.3. DETALLE DE VIGAS METÁLICAS (Dovelas, Patines, Conectores de corte, Diagrama del Camber y Detalle de Soldadura).....	200
3.3.4. DETALLE DE VIGAS METÁLICAS (Rigidizadores, Arriostramiento inferior y Diafragmas) .....	200
3.3.5. DETALLE DE LA INFRAESTRUCTURA (Zapata, Pantalla, Viga de Asiento, Espaldar, Traba Sísmica y Muros de Ala).....	200
3.4. PRECIOS UNITARIOS .....	201
3.5. MEDIDAS AMBIENTALES .....	223
3.5.1. DATOS GENERALES .....	223
3.5.2. MARCO LEGAL REFERENCIAL.....	224
3.5.3. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO, OBRA O ACTIVIDAD .....	225
3.5.4. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO.....	227
3.5.5. DESCRIPCIÓN DEL AREA DE IMPLANTACIÓN .....	228
3.5.6. PRINCIPALES IMPACTOS AMBIENTALES.....	231
3.5.7. PLAN DE MANEJO AMBIENTAL (PMA).....	234
3.6. PRESUPUESTO .....	246
3.7. CRONOGRAMA VALORADO DE TRABAJO .....	247
3.8. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS .....	248
CAPÍTULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	328
4.1. CONCLUSIONES .....	328
4.2. RECOMENDACIONES .....	329
BIBLIOGRAFÍA.....	330
ANEXOS.....	332

## ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1.- Puente sobre el río Yahuachi .....	5
Gráfico 2.- Elementos de la superestructura e infraestructura de un puente.....	5
Gráfico 3.- Esquema en planta de las partes de un puente.....	6
Gráfico 4.- Tipos de puente según su luz libre.....	6
Gráfico 5.- Superestructura del puente sobre el río Reventador .....	10
Gráfico 6.- Armado de una losa de hormigón.....	11
Gráfico 7.- Vigas metálicas del puente sobre el río Misahualli .....	11
Gráfico 8.- Tipos de diafragmas de un puente. ....	13
Gráfico 9.- Esquema de Barandas y Calzada de un puente.....	14
Gráfico 10.- Esquema de Estribo en planta y elevación .....	16
Gráfico 11.- Pila tipo marco.....	17
Gráfico 12.- Pila tipo pared.....	17
Gráfico 13.- Pila tipo cabeza de martillo .....	18
Gráfico 14.- Diferentes tipos de conectadores. ....	21
Gráfico 15.- Curva esfuerzo-Deformación de tipos de acero estructural.....	24
Gráfico 16.- Características del camión de diseño.....	37
Gráfico 17.- Espesor del tablero.....	54
Gráfico 18.- Esquema de una viga metálica.....	56
Gráfico 19.- Detalle de la sección típica del puente.....	60
Gráfico 20.- Esquema de poste y pasamano .....	60

Gráfico 21.- Detalle de poste y pasamanos.....	63
Gráfico 22.- Detalle de estructura en volado. ....	65
Gráfico 23.- Momento de carga viva en el volado.....	67
Gráfico 24.- Posición de máxima excentricidad accidental de la carga de rueda. ....	68
Gráfico 25.- Cargas actuantes en la viga.....	77
Gráfico 26.- Diagrama de posiciones de los ejes del camión en Posición 1.....	79
Gráfico 27.- Diagrama de posiciones de los ejes del camión en Posición 2.....	79
Gráfico 28.- Diagrama de posiciones de los ejes del Tándem de Diseño.....	80
Gráfico 29.- Fuerzas de los ejes del camión de diseño. ....	82
Gráfico 30.- Posición del camión de diseño HL para Mcv por el Teorema de Barré.	82
Gráfico 31.- Fuerzas para Momento de carga viva máxima. ....	82
Gráfico 32.- Posición de los ejes para del camión para cálculo de Mcv por Líneas de Influencia.....	83
Gráfico 33.- Corte por Cargas Permanentes .....	86
Gráfico 34.- Corte por Cargas Equivalente.....	86
Gráfico 35.- Corte por ejes del camión. ....	86
Gráfico 36.- Dimensiones en metros de la sección de la viga. ....	88
Gráfico 37.- Dimensiones en metros de la sección de la viga para la segunda etapa.	92
Gráfico 38.- Dimensiones en metros de la sección de la viga para la tercera etapa. .	95
Gráfico 39.- Detalle de Rigidizador Intermedio .....	105
Gráfico 40.- Detalle de Rigidizador Longitudinal .....	113

Gráfico 41.- Asignación de Línea de Diseño .....	130
Gráfico 42.- Propiedades del Hormigón de 280 kg/cm <sup>2</sup> .....	130
Gráfico 43.- Propiedades del Acero Estructural ASTM A-709 .....	131
Gráfico 44.- Propiedades del Acero Estructural ASTM A-36 .....	131
Gráfico 45.- Sección de Viga .....	132
Gráfico 46.- Sección de perfiles de acero 2L.....	132
Gráfico 47.- Sección de perfiles de acero L.....	133
Gráfico 48.- Sección del tablero.....	133
Gráfico 49.- Propiedades del Diafragma.....	134
Gráfico 50.- Datos de Apoyo Fijo.....	134
Gráfico 51.- Datos de Apoyo Móvil .....	135
Gráfico 52.- Datos de Carril 1.....	135
Gráfico 53.- Datos de Carril 2.....	136
Gráfico 54.- Carriles de Diseño .....	136
Gráfico 55.- Datos de Clases de Vehículos.....	137
Gráfico 56.- Patrones de Carga .....	137
Gráfico 57.- Datos de distribución de carga de Poste Derecho.....	138
Gráfico 58.- Datos de distribución de carga de Poste Izquierdo.....	138
Gráfico 59.- Visualización de Carga de Postes .....	139
Gráfico 60.- Datos de distribución de carga de Pasamanos Derecho .....	139
Gráfico 61.- Datos de distribución de carga de Pasamanos Izquierdo.....	140

Gráfico 62.- Visualización de Carga de Pasamanos .....	140
Gráfico 63.- Datos de distribución de carga de Acera Izquierda .....	141
Gráfico 64.- Datos de distribución de carga de Acera Derecha.....	141
Gráfico 65.- Visualización de Carga de Pasamanos .....	142
Gráfico 66.- Datos de distribución de carga de Carpeta Asfáltica.....	142
Gráfico 67.- Visualización de carga de Carpeta Asfáltica .....	143
Gráfico 68.- Datos de distribución de carga Peatonal Derecha .....	143
Gráfico 69.- Datos de distribución de carga Peatonal Izquierda.....	144
Gráfico 70.- Visualización de Carga Peatonal .....	144
Gráfico 71.- Asignación y ubicación de Diafragmas .....	145
Gráfico 72.- Asignación de Cargas de Poste.....	145
Gráfico 73.- Asignación de Carga de Pasamanos .....	146
Gráfico 74.- Asignación de Cargas de Acera, Asfalto y Peatonal .....	146
Gráfico 75.- Casos de Carga .....	147
Gráfico 76.- Deformación del Tablero.....	147
Gráfico 77.- Reacciones en la base del Tablero por Resistencia I.....	148
Gráfico 78.- Reacciones en la base del Tablero por Servicio II.....	148
Gráfico 79.- Resultados de Cortante .....	149
Gráfico 80.- Resultados de Momentos.....	149
Gráfico 81.- Cargas actuantes sobre el estribo.....	151
Gráfico 82.- Dimensiones del estribo.....	157

Gráfico 83.- Empujes de la Fuerza Sísmica .....	163
Gráfico 84.- Dimensiones y Esfuerzos horizontales en la pantalla.....	178
Gráfico 85.- Fuerzas que actúan en el espaldar.....	185
Gráfico 86.-Cargas actuantes en el Muro de Ala. ....	190
Gráfico 87.- Dimensiones del Apoyo.....	198



## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.- Aceros estructurales Código ASTM.....	24
Tabla 2.- Composición química del acero ASTM A-709 HSP 70W.....	26
Tabla 3.- Combinaciones de Carga y Factores de Carga.....	33
Tabla 4.- Combinaciones de carga para cargas permanentes, $\gamma_p$ .....	34
Tabla 5.- Densidades de materiales.....	35
Tabla 6.- Factor de presencia múltiple.....	37
Tabla 7.- Incremento por Carga Dinámica.....	39
Tabla 8.- Resumen de los datos y resultados obtenidos del estudio Hidráulico e hidrológico del puente sobre el río Punín.....	51
Tabla 9.- Resumen de Momentos de CM en volado.....	66
Tabla 10.- Datos para el cálculo y diseño de vigas metálicas.....	74
Tabla 11.- Resumen de Momentos de Camión de Diseño HL-93.....	80
Tabla 12.- Resumen de Momentos de Tándem de Diseño.....	81
Tabla 13.-Resumen de cortes.....	87
Tabla 14.- Resumen de Propiedades de la viga para la primera etapa.....	88
Tabla 15.- Resumen de Propiedades de sección compuesta.....	92
Tabla 16.- Resumen de Propiedades de sección compuesta del puente en servicio..	95
Tabla 17.- Resumen de Esfuerzos en las Secciones en la viga.....	98
Tabla 18.- Chequeo de esfuerzos en el patín de compresión.....	100
Tabla 19.- Datos para el cálculo de momento plástico.....	101

Tabla 20.- espaciamientos de los rigidizadores transversales.....	105
Tabla 21.- Chequeo de los rigidizadores transversales.....	106
Tabla 22.- Área del rigidizador transversal intermedio.....	107
Tabla 23.- Mínimas inercias del rigidizador transversal intermedio.....	107
Tabla 24.- Rango de corte de carga viva + impacto.....	116
Tabla 25.- Momento estático (Q) e inercias.....	116
Tabla 26.- Separación de conectores.....	117
Tabla 27.- Resumen de Inercia y Momentos.....	125
Tabla 28.- Ordenada de la contraflecha con abscisas cada 1500mm.....	128
Tabla 29.- Datos de la superestructura.....	150
Tabla 30.- Parámetros de cálculo para la infraestructura.....	150
Tabla 31.-Cálculo de Carga Posterior.....	152
Tabla 32.-Cálculo de Carga Permanente.....	152
Tabla 33.- Datos del suelo.....	154
Tabla 34.- Cálculo de Esfuerzos y Factores de Seguridad con Carga Viva.....	160
Tabla 35.- Cálculo de Esfuerzos y Factores de Seguridad con Carga Sísmica.....	161
Tabla 36.- Datos para el cálculo del Empuje Sísmico.....	163
Tabla 37.- Peso reactivo de la Infraestructura.....	164
Tabla 38.- Resultados de Esfuerzos y Factores de seguridad (Grupo I).....	165
Tabla 39.- Resultados de Esfuerzos y Factores de seguridad (GrupoVII).....	166
Tabla 40.- Resultados de Esfuerzos y Factores de seguridad.....	166

Tabla 41.- Momento Último.....	174
Tabla 42.- Cargas actuantes y Momentos producidos en el cuerpo del estribo.....	179
Tabla 43.- Resumen de fuerza sísmica sobre la infraestructura.....	180
Tabla 44.- Momento del Grupo I.....	181
Tabla 45.- Momento del Grupo IV.....	182
Tabla 46.- Cargas para el diseño de la Traba Sísmica.....	194
Tabla 47.- Datos para el cálculo del aparato de neopreno.....	197
Tabla 48.- Descripción del proceso.....	227
Tabla 49.- Principales Impactos Ambientales.....	233
Tabla 50.- Plan de prevención y mitigación de impactos.....	236
Tabla 51.- Plan de manejo de desechos.....	238
Tabla 52.- Plan de comunicación y capacitación.....	239
Tabla 53.- Plan de relaciones comunitarias.....	240
Tabla 54.- Plan de Contingencias.....	241
Tabla 55.-Plan de Seguridad y Salud ocupacional.....	242
Tabla 56.-Plan de Monitoreo y seguimiento.....	243
Tabla 57.-Plan de Rehabilitación.....	244
Tabla 58.-Plan de Cierre, Abandono y entrega del área.....	245

## **RESUMEN EJECUTIVO**

### **ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DEL PUENTE SOBRE EL RÍO PUNÍN DE LA COMUNIDAD JATUN ATAHUALPA DEL CANTÓN SANTA CLARA, PROVINCIA DE PASTAZA DE FORMA MANUAL MEDIANTE LRFD (LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN) Y UN SOFTWARE ESPECIALIZADO.**

El GAD Municipal del cantón Santa Clara contempla la construcción de un puente sobre el río Punín, con la finalidad de fomentar el desarrollo y mejorar la calidad de vida de los habitantes de la comunidad Jatun Atahualpa y sectores aledaños que se encuentran dentro del anillo vial San Vicente - Jatun Atahualpa – San Francisco de Punín, el cual actualmente se encuentra fragmentado por la ausencia de dicha estructura.

Razón por la cual el presente estudio propone el diseño de un puente de 28 m. de luz y 9 m. de ancho, el mismo que será de dos carriles de circulación vehicular sobre el Río Punín que consiste de una Estructura Mixta de tablero de hormigón armado y vigas metálicas que se basan en las Especificaciones AASHTO LRFD (LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN) ya que tienen un alto nivel de seguridad, tanto de forma manual y mediante el uso de un software especializado en puentes, del cual se realizará un análisis comparativo de los resultados obtenidos del momento flexionante máximo y de la fuerza cortante máxima generados en la superestructura. La infraestructura se diseñará de forma manual que consiste en muros en volado de hormigón armado.

El análisis comparativo de los resultados del diseño tanto de forma manual como mediante un software especializado del momento flexionante máximo y de la fuerza cortante máxima generado en la superestructura indican que existe un error relativo aceptable entre los dos modos de diseño, recalcando que mediante el uso del software especializado el tiempo que se requiere para el diseño es menor.

## **CAPÍTULO I: EL PROBLEMA**

### **1.1. TEMA**

ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DEL PUENTE SOBRE EL RÍO PUNÍN DE LA COMUNIDAD JATUN ATAHUALPA DEL CANTÓN SANTA CLARA, PROVINCIA DE PASTAZA DE FORMA MANUAL MEDIANTE LRFD (LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN) Y UN SOFTWARE ESPECIALIZADO.

### **1.2. JUSTIFICACIÓN**

La economía de la comunidad Jatun Atahualpa se basa en actividades agrícola, maderera y ganadera, la misma que se encuentra geográficamente ubicada en un lugar de difícil acceso, dentro de un anillo vial que une la comunidad de San Vicente Km. 32, Jatun Atahualpa y San Francisco de Puní que se encuentra actualmente fragmentada por la falta de un puente en una quebrada de una profundidad considerable que une dos tramos de carretera existente; dando como resultado la ausencia de una vía de penetración en condiciones óptimas que eviten ocasionar daños en los medios de transportes, impidiendo que los habitantes adquieran vehículos y generando de esta manera un costo elevado en autos de alquiler, motivo por el cual es muy difícil la transportación de sus productos y por ende su comercialización, por cuanto deben realizarlo con ayuda de animales de carga o por medio de las mismas personas; situación que afecta seriamente el desarrollo económico de esta comunidad y comunidades aledañas a la zona.

A nivel mundial en la actualidad, comúnmente se encuentra puentes de estructura mixta de vigas metálicas longitudinales y losa de hormigón armado, siendo estos muy frecuentes en la construcción de puente por la facilidad de fabricación de vigas en el taller, simple transporte y montaje en obra, cómoda colocación in situ mediante lanzamiento o con grúa, máxima reducción de uniones en obra y cómoda ejecución de la losa de hormigón.

En el Ecuador y el resto de países, este tipo de estructuras se ha venido diseñando de forma manual mediante el empleo de la norma LRFD o utilizando un software.

Debido a la ausencia de un análisis comparativo entre estas alternativas de diseño, surge el interés de esta investigación por la necesidad de conocer la manera más práctica, exacta y económica para el diseño de un puente de estructura mixta, mediante un análisis de la comparación de los resultados finales.

### **1.3. OBJETIVOS**

#### **1.3.1. OBJETIVO GENERAL**

Diseñar el puente de forma manual mediante LRFD y un software especializado sobre el río Punín de la comunidad Jatun Atahualpa del cantón Santa Clara, provincia de Pastaza.

#### **1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- ❖ Verificar que los estudios topográfico, de suelo, hidrológico e impacto ambiental cumplan con las normas respectivas para proceder con la investigación.
- ❖ Analizar y comparar los diseños por cada uno de los métodos y definir el modo más eficiente, seguro y económico para la ejecución del proyecto.

## **CAPÍTULO II: FUNDAMENTACIÓN**

### **2.1. INVESTIGACIONES PREVIAS**

En el cantón Santa Clara existen sectores a los cuales no es posible el acceso vehicular completamente o por la separación de la vía, debido a múltiples factores y uno de ellos es la ausencia de puentes, éste es el caso de la comunidad Jatun Atahualpa que requiere la ejecución de un puente sobre el río Punín que se encuentra en etapa de estudio.

Luego de realizar una investigación bibliográfica se toma en cuenta un trabajo que está muy relacionado con el presente estudio, que presentamos a continuación:

La tesis de la carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, publicada en la ciudad de Ambato en el año 2012, de Verónica del Rocío Yanchatuña Aguayo como autor y cuyo título es “ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE UN PUENTE SOBRE EL RÍO PITA PARA MEJORAR LAS CONDICIONES SOCIO-ECONÓMICAS Y DE TRÁFICO EN LA AV. ILALÓ, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS, PROVINCIA DE PICHINCHA.”

El proyecto tiene como objetivo: Diseñar un puente vehicular sobre el río Pita para mejorar las condiciones socioeconómicas y de tráfico en la Av. Ilaló, sector del Valle de los Chillos, provincia de Pichincha.

El proyecto “concluye que la alternativa de Estructura Mixta “Puente de vigas metálicas y tablero de hormigón armado” se obtiene un mayor factor de seguridad de 1.53, mientras que en el diseño de la segunda Alternativa “Tablero de Hormigón Armado y vigas de Hormigón Postesado” el Factor de Seguridad 1.50. Dentro de este contexto de seguridad y confiabilidad uno de los parámetros de afectación a los elementos de acero es el pandeo por ser elementos esbeltos y delgados, para lo cual se realizó los chequeos respectivos de esbeltez.”

## **2.2. FUNDAMENTACIÓN LEGAL**

El presente trabajo de investigación se desarrollará en primera instancia con la verificación de los diferentes estudios requeridos para el diseño del puente, cumpliendo con las normas establecidas dentro de las Especificaciones Generales para la construcción de caminos y puentes del Ministerio de Transporte y Obras Públicas y el Acuerdo Ministerial 061.

Para el diseño del puente de estructura mixta con losa de hormigón armado y vigas metálicas se calculará mediante dos modos distintos:

- ❖ Modo 1: Diseño de un puente mixto por el método manual LRFD, empleando para el cálculo estructural la norma norteamericana “AASHTO LRDF Bridge Design Specifications” “Diseño por factores de carga y resistencia”, las normas ASTM o American Society for Testing and Materials para especificaciones de materiales y la AWS (Bridge Welding Code), normativa para soldadura en puentes. En el tablero y la subestructura se procederá con la aplicación del Código ACI 318, para las normas de diseño se recurrirá a la NEC-14.
- ❖ Modo 2: Diseño de un puente mixto utilizando un software especializado.

El proyecto se complementa con la comparación de los resultados finales del diseño de un puente mixto mediante la norma LRFD y un software, para definir la manera más eficiente en cuanto a economía, seguridad para la ejecución de la investigación.

## **2.3. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA**

Un puente se define como una estructura destinada a salvar obstáculos ya sean estos naturales, como ríos, lagos o brazos de mar, valles; u obstáculos artificiales, como carreteras o vías férreas, con el fin de unir caminos y poder trasladarse de una zona a otra. El propósito de cruzar una vía de comunicación con un puente, es el de evitar y prevenir accidentes y facilitar el tránsito de personas, animales y mercancías.





Gráfico 1.- Puente sobre el río Yahuachi

Los elementos principales que se pueden distinguir en los puentes son los siguientes:

La Superestructura de un puente es la parte que se construye sobre apoyos como son la losa, las vigas, bóveda, estructura metálica, etc. Siendo los elementos estructurales que constituyen el tramo horizontal. La Subestructura es la que está conformada por los estribos, pilas centrales, etc. Siendo estos los que soportan a las superestructura.

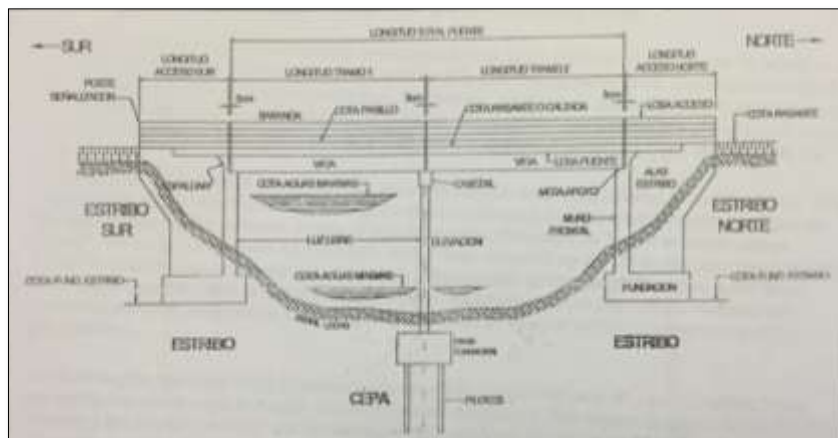


Gráfico 2.- Elementos de la superestructura e infraestructura de un puente.

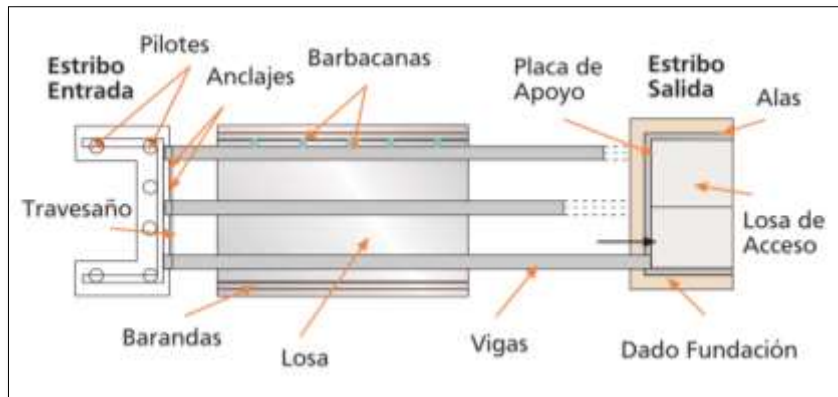


Gráfico 3.- Esquema en planta de las partes de un puente.

El diseño de un puente cambia dependiendo de su función y la naturaleza del terreno sobre el que es construido, su proyecto y su cálculo pertenecen a la ingeniería estructural, siendo diversos los tipos de diseños que se han aplicado en la historia, influenciados por la disponibilidad de materiales, las técnicas desarrolladas y las consideraciones económicas, entre otros factores. Los puentes modernos se caracterizan por los elementos estructurales utilizados como cantiléver o de tirantes, colgantes, de arco de acero, de arco de hormigón, de arco de piedra, de vigas trianguladas o de pontones.

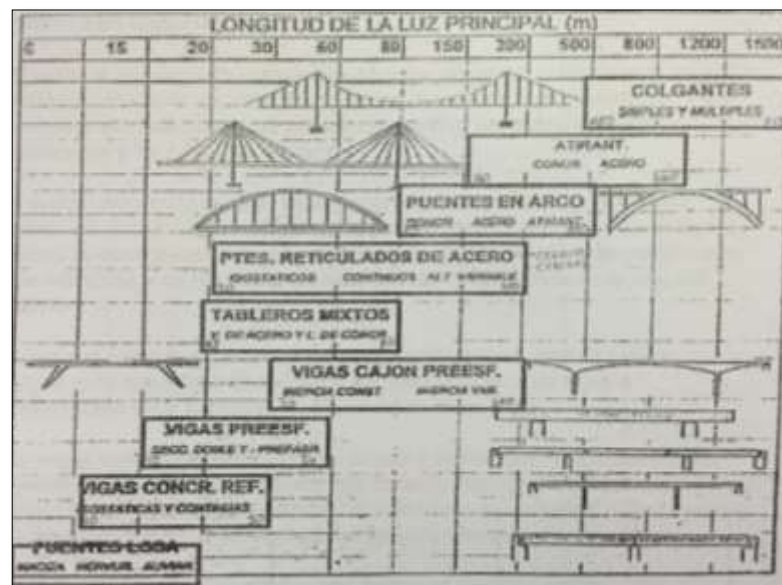


Gráfico 4.- Tipos de puente según su luz libre.

### 2.3.1. CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES

Los puentes pueden clasificarse:

a) Por su longitud:

Puentes mayores. (Luces de vano mayores a los 50 m)

Puentes menores. (Luces entre 6 y 50 m.).

Alcantarillas. (Luces menores a 6 m.).

b) Por su objeto o servicio que presta:

Puentes camineros.

Puentes ferroviarios.

Puentes aeroportuarios.

Puentes acueducto. (Para el paso de agua solamente)

Puentes canal. (Para vías de navegación)

Puentes para oleoductos.

Puentes grúa. (En edificaciones industriales)

Pasarelas. (Puentes peatonales)

Puentes mixtos. (Resultado de la combinación de casos)

c) Según el material que compone la superestructura:

Puentes de madera.

Puentes de mampostería de ladrillo.

Puentes de mampostería de piedra.

Puentes de hormigón ciclópeo.

Puentes de hormigón simple.

Puentes de hormigón armado.

Puentes de hormigón pretensado.

Puentes de sección mixta.

Puentes metálicos.

d) Según la ubicación del tablero

Puentes de tablero superior.

Puentes de tablero inferior.

Puentes de tablero intermedio.

Puentes de varios tableros.

e) Según transmisión de cargas a la infraestructura

Puentes de vigas.

Puentes aporticados.

Puentes de arco.

Puentes en volados sucesivos.

Puentes obenque. (Atirantados)

Puentes colgantes.

f) Según sus condiciones estáticas

Isostáticos: Puentes simplemente apoyados.

Puentes continuos con articulaciones. (Gerber)

Hiperestáticos: Puentes continuos.

Puentes en arco.

Puentes aporticados.

Puentes isotrópicos o espaciales

Puentes en volados sucesivos. (Pasan de isostáticos a hiperestáticos)

g) Según el ángulo que forma el eje del puente con el del paso interior: (O de la corriente de agua:

Puentes rectos. (Ángulo de esviave 90°)

Puentes esviados.

Puentes curvos.

h) Según su duración:

Puentes definitivos.

Puentes temporales. (Muchas veces permanecen por tiempo prolongado)

### **2.3.2. ELEMENTOS DE LA SUPERESTRUCTURA**

#### **SUPERESTRUCTURA**

Es la parte superior de un puente, que une y salva la distancia entre uno o más claros. La superestructura consiste en el tablero (losa) soporta directamente las cargas y las armaduras. De acuerdo al Inventario Estado de Condición del Puente (IECP) del Sistema de Administración de Puentes (SAP), propiedad del Ministerio de Obras Públicas; la superestructura está formada por dos partes:

- ❖ Elementos Principales.
- ❖ Elementos Secundarios.



Gráfico 5.- Superestructura del puente sobre el río Reventador

### **ELEMENTOS PRINCIPALES**

Es el elemento que transmite las cargas vivas (transito) y muertas (peso propio de la superestructura) a los apoyos extremos e intermedios de la infraestructura (estribos y pilas). Los elementos principales de la superestructura son de acuerdo al tipo de puente.

#### **a) Losa**

La estructura de éste tipo de puente, consiste en una plancha de concreto reforzado o preesforzado, madera o metal, y sirve de tablero al mismo tiempo.

Los puentes del tipo losa sólo alcanzan a salvar luces pequeñas, generalmente hasta 10mts., esto se debe a que el costo se incrementa para luces mayores y por el peso propio de la misma estructura.



Gráfico 6.- Armado de una losa de hormigón

### **b) Vigas**

Los puentes de vigas utilizan como elemento estructural vigas paralelas a la carretera, que soportan esfuerzos de componente vertical y transmiten las cargas recibidas a las pilas y estribos del puente. Sobre las vigas se dispone una losa de concreto reforzado que sirve de base a la calzada. Las vigas más simples están formadas por tablonos de madera, perfiles de acero laminado o secciones rectangulares de concreto reforzado.



Gráfico 7.- Vigas metálicas del puente sobre el río Misahualli

### **c) Estructura Metálica**

El acero es un material que soporta muy bien los esfuerzos de flexión, compresión y tracción, y esta propiedad se emplea en la construcción de puentes metálicos en arco o de vigas de acero.

La armadura es una viga compuesta por elementos relativamente cortos y esbeltos conectados por sus extremos. La carga fija del peso del pavimento y la carga móvil que atraviesa el puente se transmiten por medio de las vigas transversales del tablero directamente a las conexiones de los elementos de la armadura. En las diversas configuraciones triangulares creadas por el ingeniero diseñador, cada elemento queda o en tensión o en compresión, según el patrón de cargas, pero nunca están sometidos a cargas que tiendan a flexionarlos.

Este sistema permite realizar a un costo razonable y con un gasto mínimo de material estructuras de metal que salvan desde treinta hasta más de cien metros, distancias que resultan económicamente imposibles para estructuras que funcionen a base de flexión, como las vigas simples descritas anteriormente.

## **ELEMENTOS SECUNDARIOS**

Son elementos complementarios de la superestructura siendo necesarios para la estabilidad de la estructura y posibilitan el tránsito por el puente.

### **a) Losa Tablero**

Es el tablero o losa del puente que soporta directamente el tráfico de vehículos o peatones. Cuando es de madera se le llama “tablero” y cuando es de concreto y metal se le llama “losa”. La losa tablero proporciona la capacidad portante de carga del sistema de cubierta. La losa tablero forma parte de los elementos secundarios para puentes del tipo viga, colgantes, puentes modulares y cercha.

### **b) Diafragmas Transversales**

Los diafragmas son considerados como elementos simplemente apoyados, que sirven como rigidizadores entre vigas, y que a su vez transmiten fuerzas a las vigas longitudinales a través del cortante vertical, el cual es transmitido por el apoyo directo de la losa sobre la viga y por medio de varillas de acero que traspasan la viga longitudinal.





Gráfico 8.- Tipos de diafragmas de un puente.

### c) Arriostramiento

Permiten mantener los elementos estructurales en posición correcta, se usan generalmente en las estructuras metálicas, y según su ubicación en la estructura puede clasificarse como:

Arriostramiento del portal: El arriostramiento del portal se encuentra en la parte superior en los extremos de una armadura de paso a través y proporciona estabilidad lateral y transferencia de cortante entre armaduras.

Arriostramiento transversal: Los puntales transversales son miembros estructurales secundarios que se atraviesan de lado a lado entre armaduras en nudos interiores y al igual que el arriostramiento del portal proporcionan estabilidad lateral y transferencia de cortante entre armaduras.

Arriostramiento lateral superior: Los puntales laterales superiores están situados en el plano de la cuerda superior y proporciona estabilidad lateral entre las dos armaduras y resistencia contra los esfuerzos provocados por el viento.

Arriostramiento lateral inferior: Los puntales laterales inferiores están situados en el plano de la cuerda inferior y proporcionan estabilidad lateral y resistencia a los esfuerzos por viento.

### d) Barandas

Son elementos de seguridad que se encuentran a los costados del puente, su función es la de canalizar el tránsito y eventualmente evitan la caída de vehículos y personas.

Las normas AASHTO definen 3 tipos de barandales: peatonales, para bicicletas y para tráfico. Estos tipos de barandales también pueden combinarse entre sí, para convertirse en tráfico – bicicleta, tráfico – peatonal, peatonal – bicicleta.

#### e) Calzadas

La calzada o superficie de rodamiento proporciona el piso para el tránsito de los vehículos y se coloca sobre la cara superior de la losa estructural. En el caso de ser un puente tipo bóveda o súper span, la calzada va sobre el relleno de ésta estructura, si fuese un puente modular iría sobre los tablones de madera o puede ser la misma madera la calzada. Generalmente la calzada es colocada después de colada la losa, aunque existen también calzadas coladas integralmente con la losa estructural. Cuando se utiliza esta técnica se le designa como piso monolítico. Las calzadas en nuestro país generalmente son de concreto asfáltico o de concreto hidráulico, aunque pueden encontrarse de balaste, metálicas o madera, y se considera que no proporciona capacidad de carga a la estructura.

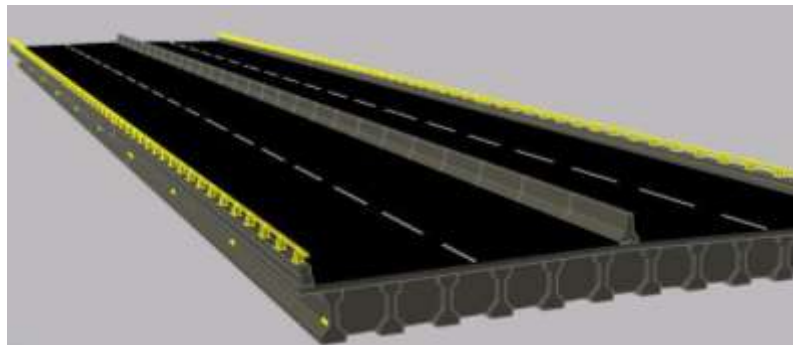


Gráfico 9.- Esquema de Barandas y Calzada de un puente

### 2.3.3. ELEMENTOS DE LA SUBESTRUCTURA

La subestructura consiste de todos los elementos requeridos para soportar la superestructura y la carretera del paso elevado. Los componentes básicos de la subestructura consisten de los siguientes:

- ❖ Aparatos de apoyo
- ❖ Estribos
- ❖ Pilas
- ❖ Fundaciones.

## **COMPONENTES PRINCIPALES DE LA SUBESTRUCTURA**

### **Apoyos**

Los apoyos son conjuntos estructurales instalados para garantizar la segura transferencia de todas las reacciones de la superestructura a la subestructura y deben cumplir dos requisitos básicos: distribuir las reacciones sobre las áreas adecuadas de la subestructura y ser capaces de adaptarse a las deformaciones elásticas, térmicas y de otras índoles inducidas por la superestructura, sin generar fuerzas restrictivas perjudiciales.

Los apoyos han sido tan simples como dos placas de acero, hasta tan complejos como dispositivos mecánicos compuestos por numerosas partes de distintos materiales.

En general, los apoyos se clasifican en fijos y móviles. Los apoyos fijos permiten únicamente deflexiones angulares restringiendo los desplazamientos horizontales; estos tipos de apoyos deben ser diseñados para resistir las componentes verticales y horizontales de las reacciones. Los apoyos de tipo móvil permiten que el extremo de un puente, en el que existe uno de éstos, se mueva libremente hacia delante y atrás, debido a la expansión y/o contracción ocasionada por los cambios de temperatura; o debido a cambios en la longitud del puente ocasionados por las cargas vivas, evitando la aparición de reacciones horizontales perjudiciales en los apoyos del puente. Este tipo de apoyo también se utiliza en estribos para absorber los movimientos debidos a la presión de tierra.

### **Estribos**

Un estribo puede definirse como una combinación de muro de retención y cimentación que soporta un extremo de la superestructura de un puente y que a la vez transmite las cargas al suelo de cimentación, sostiene el relleno de tierra situado junto a su trasdós y también ofrece protección contra la erosión.

Los estribos son construidos a base de concreto reforzado, mampostería reforzada y mampostería de piedra (tipo muro de gravedad).

Las diferencias que se pueden mencionar entre los estribos y los muros convencionales son:

- ❖ Los estribos soportan las reacciones extremas del claro del puente.
- ❖ Los estribos están restringidos en la parte superior por el tablero del puente.

Generalmente un estribo consta de cuatro partes: El asiento del puente o cabezal, cuerpo, aletones y fundación. También existen estribos a base de marcos constituidos por vigas, columnas, aletones y su correspondiente fundación.

El asiento del puente es la parte del estribo donde son colocados los apoyos, y que soportan directamente la superestructura. El cuerpo es el que sostiene el asiento del puente y soporta el ancho del terraplén que se encuentra directamente en el extremo de la superestructura. Los aletones son construidos generalmente a base de concreto reforzado o de mampostería de piedra y tienen base de concreto reforzado o de mampostería de piedra y tienen por objeto contener el relleno de los costados y contrarrestar la erosión. El cuerpo y los aletones pueden o no ser monolíticos. Tener fundaciones separadas o estar los aletones unidos en voladizo al cuerpo. Los aletones tienen a flexionarse diferentemente al cuerpo, tanto en magnitud como en dirección. Por ello, cuando el cuerpo es construido monolíticamente con los aletones, los esfuerzos en las juntas indicaran refuerzos especiales. Estos esfuerzos son producto de una combinación de momentos verticales y horizontales, cortantes más torsión. Si los aletones están separados del cuerpo, juntas especiales son necesarias para prevenir grietas y desalineamientos.

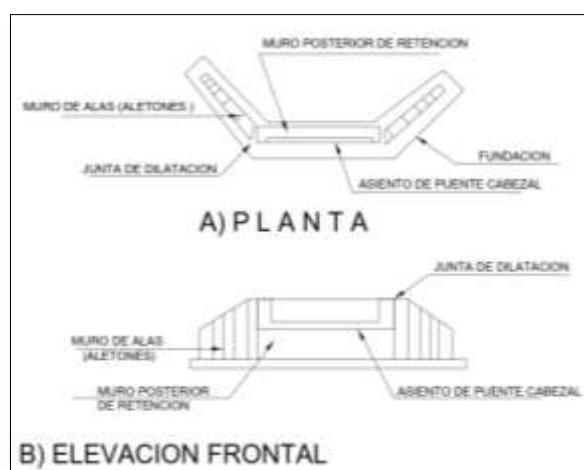


Gráfico 10.- Esquema de Estribo en planta y elevación

### Soportes Intermedios

Los soportes intermedios (pilas) tienen como función primordial la transmisión de las cargas horizontales y verticales provenientes de la superestructura hacia las cimentaciones.

La gran variedad de tipos de soportes intermedios, para puentes, obedecen a su forma y el material utilizado para su construcción. También el tipo de superestructura influye en la clase de pila que debe ser ocupada en un puente.

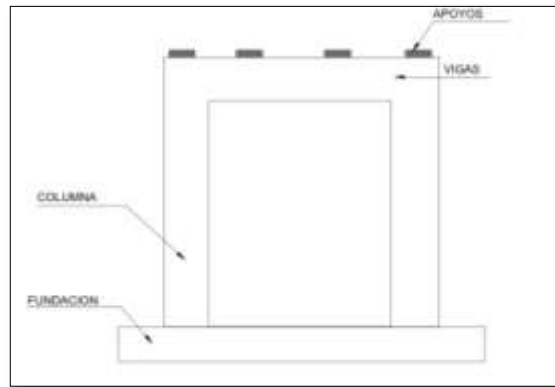


Gráfico 11.- Pila tipo marco

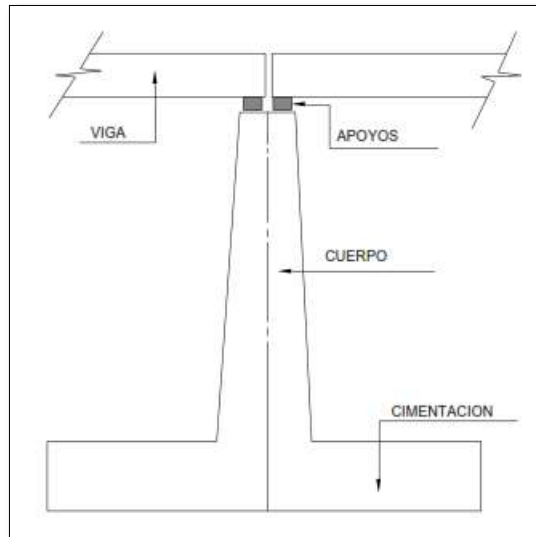


Gráfico 12.- Pila tipo pared

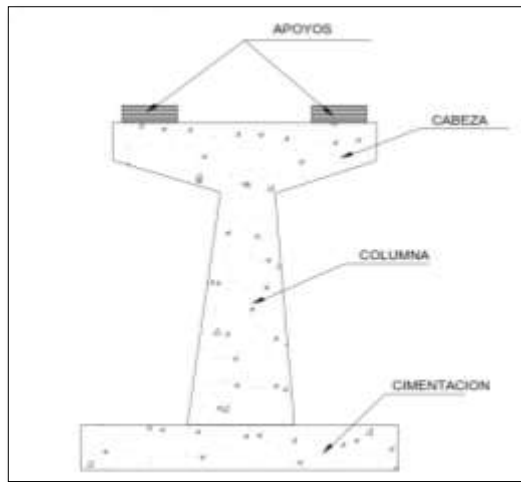


Gráfico 13.- Pila tipo cabeza de martillo

### **Fundaciones**

Las fundaciones son los elementos estructurales que se encargan de transmitir las cargas de superestructura y subestructura al suelo de cimentación, sin sobrepasar su capacidad de carga. La selección y el diseño de la fundación apropiada depende de las condiciones de carga especificadas en el análisis estructural, de la geometría del elemento de la subestructura en análisis y del puente en general, de las condiciones geológicas de la superficie y del subsuelo, y de la interpretación de los datos de campo y pruebas de laboratorio, todo ello combinado con juicio ingenieril.

La fundación debe ser proporcionada tan superficial como sea posible, ya que los costos aumentan con la profundidad. El nivel de desplante de la fundación será tal, que al alcanzar el estrato resistente prevea asentamientos totales o diferenciales, que resista fuerzas laterales y que evite problemas debidos al movimiento de tierra, erosión y en cambios en el nivel de superficie.

### **2.3.4. PUENTES MIXTOS**

En los puentes mixtos la estructura del talero está constituida por una cabeza inferior y un alma metálicos que están conectados con una losa superior de hormigón para trabajar solidariamente. Normalmente el elemento metálico inferior es una o varias vigas en T, I, en cajón, etc. que tiene una cabeza metálica superior que se une

solidariamente con la losa-tablero de hormigón mediante elementos metálicos puntuales denominados conectores.

En nuestro caso, los materiales de acero y hormigón colaboran yuxtapuestos, en lugar de mezclados como es el caso del hormigón armado y pretensado.

Es parte integrante de la estructura del puente la losa ortótropa que fueron introducidas en Alemania después de la Segunda Guerra Mundial, constituidas por una rejilla de vigas, sobre la que se disponía la chapa de piso y la chapa de rodadura, cuando el tablero forma parte de la sección resistente del puente. Sin embargo su coste resulta caro y ha sido constituido en los puentes de luces medias, por la estructura mixta de menor coste, donde la losa de hormigón se integra con la estructura metálica inferior mediante conectores, hoy en día la losa ortótropa ha quedado relegada a los puentes de grandes luces, como lo puentes colgantes, donde el menor peso del tablero metálico es un factor importante.

Hay que indicar que la plataforma de rodadura metálica en la losa ortótropa colabora resistentemente con la estructura, pero este es un sistema o caso que solo se utiliza en puentes de gran luz, en los que conviene reducir al máximo su peso propio.

La morfología de la losa ortótropa está constituida por la superposición de dos mecanismos de trabajo independientes, existe una estructura metálica secundaria que recibe las cargas de uso u la traslada a la estructura metálica principal longitudinal, la soldadura automática ha servido de ayuda para la imposición de esta tecnología.

Para luces media, la solución más adecuada desde el punto de vista económico es la sección mixta con losa de hormigón generalmente con vigas longitudinales tipo I, el hecho de que la cabeza inferior metálica resista muy bien las tracciones y la cabeza superior las compresiones, hace que la solución mixta esté perfectamente justificada en tramos simplemente apoyados.

Cuando la cabeza inferior metálica está comprimida, se puede hormigonar sobre ella, con lo que resulta una sección transversal con dos cabezas de compresión, es lo que se denomina “doble acción mixta”.

Las ventajas más importantes de los puentes mixtos sobre los puentes pretensados son las siguientes:

- ❖ Mayor ligereza.
- ❖ Mayor rapidez de construcción.
- ❖ Menor interferencia con el tráfico inferior al no necesitar cimbras, pudiendo realizarse las operaciones de montaje de noche.
- ❖ Prefabricación en taller, lo que supone mayor control de calidad y mejor acomodo a la marcha de la obra.

El problema fundamental de las estructuras mixtas es garantizar la conexión entre el hormigón y el acero para que ambos materiales trabajen conjuntamente, para lo que hay que garantizar la transmisión del esfuerzo rasante que se desarrolla en la superficie de unión, de un material a otro.

Para garantizar esta conexión entre el acero y el hormigón se utiliza elementos metálicos llamados conectadores, que van soldados al acero y embebidos en el hormigón uniéndose a este por adherencia.

Según la forma de trabajo de los conectadores son:

**Conectadores rígidos:** Que son los que transmiten el esfuerzo rasante sin que se produzca deslizamiento entre ambos materiales.

**Conectadores flexibles:** En los que se producen pequeños deslizamiento entre ambos materiales en situación de servicio, que van aumentando a medida que se aproxima a la situación de rotura, entre estos conectadores va adquiriendo mayor importancia el perno tipo Nelson, por su rapidez de colocación con pistola, soldándose de forma automática al ala superior del perfil metálico.

**Conectadores deslizantes:** En estos conectadores se producen deslizamientos apreciables entre el hormigón y el acero, por lo que el trabajo conjunto de ambos materiales es menos eficaz, no siendo utilizado en puentes.





Gráfico 14.- Diferentes tipos de conectadores.

#### **2.3.4.1. PROPIEDADES DEL HORMIGÓN**

La característica fundamental estructural del hormigón es que resiste de manera excelente a los esfuerzos de compresión, sin embargo hacia otros tipos de esfuerzos como tracción, cortante, flexión, su resistencia no tiene un comportamiento adecuado, razón por la cual es común integrarlo con el acero para formar un hormigón armado.

#### **COEFICIENTE DE EXPANSIÓN TÉRMICA**

El coeficiente de expansión térmica será determinado por medio de la realización de ensayos de laboratorio sobre la mezcla específica a ser usada.

En ausencia de datos más precisos el coeficiente de expansión térmica puede tomarse como:

- Para hormigón de densidad normal:  $10,8 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ , y
- Para hormigón de baja densidad:  $9,0 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$

#### **RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN**

Los hormigones con resistencias mayores a 70 MPa ( $500 \text{ kg/cm}^2$ ) pueden utilizarse solo cuando se realicen ensayos que establezcan las relaciones entre las resistencias del concreto y sus otras propiedades.

Los hormigones con resistencias a la compresión inferiores a 16 MPa (160 kg/cm<sup>2</sup>) a los 28 días, no se usarán.

En la construcción de puentes, el hormigón armado que se utiliza tiene esfuerzos a la compresión con los siguientes valores:

- Hormigón convencional entre: 210 kg/cm<sup>2</sup> y 280 kg/cm<sup>2</sup>
- Hormigón pretensado entre: 350 kg/cm<sup>2</sup> y 420 kg/cm<sup>2</sup>
- Hormigón convencional entre: 420 kg/cm<sup>2</sup> y 770 kg/cm<sup>2</sup>

### **MÓDULO DE ELASTICIDAD (Ec)**

Debido a la carencia de datos más exactos, el módulo de elasticidad Ec para el hormigón cuya densidad está comprendida entre 1440 y 2500 kg/m<sup>3</sup>, se puede tomar como:

$$E_c = 0.043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$$

Dónde:

$\gamma_c$  es la densidad del hormigón en kg/m<sup>3</sup>

$f'_c$  es la resistencia especificada del hormigón en MPa.

Módulo de Rotura.- El módulo de rotura,  $f_r$ , en MPa, se puede tomar como para concreto de densidad normal:

$$f_r = 0.63 \sqrt{f'_c}$$

### **2.3.4.2. ACERO DE REFUERZO**

El acero de refuerzo es un material importante que se utiliza para el refuerzo de estructuras y demás obras que requieran de este elemento, debido a la gran importancia en las construcciones, el acero de refuerzo tiene que estar comprobada su calidad, cumpliendo con ciertas normas que exigen sea verificada su resistencia, ductilidad, dimensiones, y límites físicos o químicos de la materia prima utilizada en su fabricación.

### **MÓDULO DE ELASTICIDAD (Es')**

Se adoptará el módulo de elasticidad  $E_s$  para el acero de la armadura de refuerzo, no presforzado, se considera constante e igual a:

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

## **RESISTENCIA**

El rango aceptable por las especificaciones AASHTO para el límite de fluencia del acero de refuerzo, para el diseño de un puente es:

$$420 \text{ MPa} \leq f_y \leq 520 \text{ MPa}$$

### **2.3.4.3. ACERO ESTRUCTURAL PARA PUENTES**

El tipo de acero a escoger se fundamenta principalmente por las condiciones ambientales y climatológicas en las que se encontrará sometida la estructura. Los puentes de estructura metálica particularmente de Ecuador se encuentran sometidos a agentes externos adversos lo cual permite la corrosión y oxidación.

El acero como material estructural procede ya que años antes desarrollaron importantes avances y mejoras en varias de las propiedades del acero mediante procesos metalúrgicos químicos y físicos, especialmente de los aceros HSLA (High Strength Low Allow) que significa que estos aceros son de alta resistencia y baja aleación, por tanto, estos tipo de aceros en la actualidad son los más utilizados para las estructuras de armazón de acero, la fuerza más alta se logra mediante la reducción del contenido de carbono y por a la adición de ciertos elementos que proporcionan una mayor ductilidad, resistencia y tenacidad, todos estos aceros son soldables y algunos han aumentado la resistencia a la corrosión por medio de mayor contenido de cobre y otros elementos más. Un ejemplo de los aceros HSLA hoy en día es el ASTM A-588 y A-709 ya que están disponibles en una gama de categorías de resistencia.

Los aceros HSLA, cuando los aceros se alean con pequeños porcentajes de cobre, se vuelven más resistentes a la corrosión, cuando se exponen a la atmósfera, las superficies de estos aceros se oxidan y se les forma una impermeable película adherida, dicha pátina impide una mayor oxidación y de esta manera se elimina de pintar la estructura. Luego de un período de 18 meses a 3 años de que sucede este fenómeno dependiendo del tipo de exposición, el acero adquiere un color que va de rojo oscuro

al café y al negro. Los primeros aceros de este tipo se desarrollaron para darle mayor resistencia a los carros de ferrocarril que transportaban carbón en los que la corrosión era muy intensa.

Estos aceros tiene aplicación en estructuras de miembros expuestos y difíciles de pintar como puentes, torres de transmisión, sin embargo no son adecuados para utilizar en lugares en los cuales la estructura se encuentra expuesta a brisas marinas, humos industriales corrosivos o niebla.

ACEROS ESTRUCTURALES CÓDIGO ASTM							
DESIGNACION ASTM	F <sub>y</sub> - Límite de fluencia Mínimo		F <sub>u</sub> - Límite Elástico Mínimo		Rangos de Espesor.		Aplicable a Perfiles Laminados
	psi	kg/cm2	psi	kg/cm2	Para planchas y barras (in)	Para planchas y barras (cm)	
A36	36000	2530.8	58000	4077.4	hasta 6	hasta 15.24	Todos
A709, Grado 38	36000	2530.8	58000	4077.4	hasta 4	hasta 10.16	Todos
A588 (Nota 2)	50000	3515	70000	4921	hasta 4	hasta 10.16	Todos
A709, Grado 50W (Nota2)	50000	3515	70000	4921	hasta 4	hasta 10.16	Todos
A588 (Nota 2)	48000	3233.8	67000	4710.1	desde 4 hasta 5	desde 10.16 hasta 12.70	Ninguno
A588 (Nota 2)	42000	2952.6	63000	4426.9	desde 5 hasta 8	desde 12.70 hasta 20.32	Ninguno
A572, Grado 50	50000	3515	65000	4589.5	hasta 4	hasta 10.16	Todos
A709, Grado 50	50000	3515	65000	4589.5	hasta 4	hasta 10.16	Todos
A572, Grado 42	42000	2952.6	60000	4218	hasta 6	hasta 15.24	Todos
A582 (Nota 2)	70000	4921	90000	6327	hasta 4	hasta 10.16	Ninguno
A709, Grado HPS70W (Nota 2)	70000	4921	85000	5975.5	hasta 4	hasta 10.16	Ninguno

Nota 1: Estos datos fueron actualizados en Enero 2000  
 Nota 2: A588 o A709, Grado 50W, A582 y A709, Grado HPS 70 W poseen una resistencia a la corrosión atmosférica en todos los ambientes substancialmente mejor que los aceros de carbón con o sin cobre. En muchas aplicaciones estos aceros pueden mantenerse sin pintar.

Tabla 1.- Aceros estructurales Código ASTM.

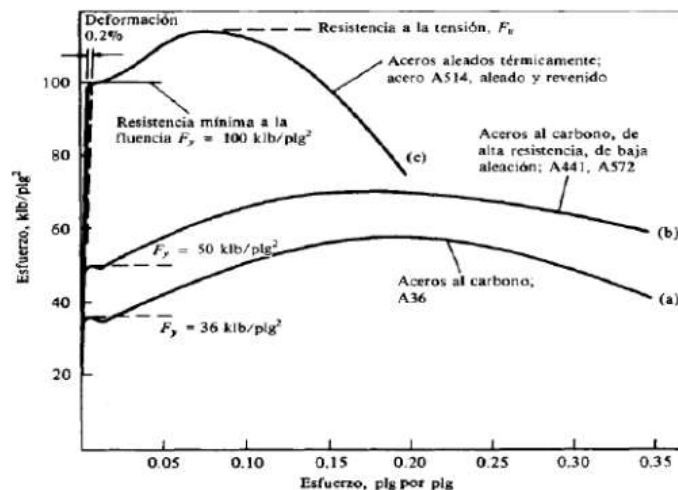


Gráfico 15.- Curva esfuerzo-Deformación de acero estructural.

### ACERO ASTM A-709

Este tipo de acero es un estándar que detalla los criterios para el acero que se utiliza en estructuras de puentes, este acero abarca seis grados (36, 50, 50W, 70W, 100, 100W) en cuatro niveles de tensión de fluencia, donde la sigla “W” presente en algunos

de los grados de acero quiere decir que tienen una mayor resistencia a la corrosión atmosférica.

El A-709 es el único acero en el sentido en que todos sus grados están incluidos en las especificaciones que rigen los aceros A-36, A-588, A-852, A-572 y A-514, pero debido al uso previsto para puentes, el A-709 impone requisitos adicionales en forma de criterios de tenacidad que debe cumplirse para aplicaciones de fractura crítica y la no-fractura crítica, estos incluyen temperaturas de ensayo CVN para tres zonas geográficas, según lo definido por la AASHTO.

### **ACERO ASTM A-709 HSP 70W**

HPS 70W se define como la placa de acero que tiene:

- Un límite elástico mínimo de 70 ksi (485 MPa)
- Los altos niveles de resistencia a la fractura (zona 3 como mínimo)
- Reducción de los requisitos de precalentamiento para la soldadura.
- La mejora de resistencia al envejecimiento por ASTM G101.

Este acero es una versión mejorada del acero A709 Grado 70W.

Una de las ventajas es que la combinación de la fuerza mayor de rendimiento, a la intemperie y propiedades de los requisitos de precalentamiento reducido puede resultar en ahorros significativos en los costos, tanto a corto como a largo plazo, para los propietarios de puente. Para reemplazos de puentes, nivel de resistencia mayor de HPS 70W debe dar lugar a superestructuras más ligeras y el uso de vigas más superficiales que puedan permitir a diseñadores de puentes de reutilizar los elementos de la subestructura existentes.

La disponibilidad existe hasta longitudes de hasta 50 pies (15 m.), anchos de hasta 195 pulgadas (4,95 m) y espesores de hasta 4 pulgadas (100 mm).

Los componentes químicos de este acero se presentan a continuación:

ELEMENTO	COMPOSICIÓN (%)
Carbono	0.11 max

Manganeso	1.10-1.35
Fósforo	0.020 max
Azufre	0.006 max
Silicio	0.30-0.50
Cobre	0.25-0.40
Níquel	0.25-0.40
Cromo	0.45-0.70
Molibdeno	0.02-0.08
Vanadio	0.04-0.08
Aluminio	0.010-0.040
Nitrógeno	0.015 max

Tabla 2.- Composición química del acero ASTM A-709 HSP 70W.

## ELEMENTOS QUÍMICOS

Aceros estructurales actuales tienen típicamente contenidos de carbono que van desde 0,05 por ciento a 0,25 por ciento, aceros con los bajos niveles de carbono se han convertido en la norma en los últimos años, que se alean para lograr resistencia y ductilidad satisfactoria. Esto ha sido posible a través del uso del estado de la técnica de horno de arco eléctrico, técnicas de metalurgia de cuchara y colada continua. La cantidad inferior de carbón también mejora la soldabilidad.

El cromo se utiliza principalmente para aumentar la resistencia a la corrosión del acero. Diferentes tipos de la ASTM A588 acero corten, por ejemplo, tienen contenidos de Cr que van de 0,1 a 0,9 por ciento.

Níquel (Ni) es un agente anti-corrosión de gran alcance, y también es uno de los elementos más importantes para mejorar la resistencia a la fractura del acero. El contenido de Ni varía generalmente entre 0,25 y 1,5 por ciento, dependiendo de las características específicas del acero.

El cobre es el otro elemento de resistencia a la corrosión primaria utilizada en el acero. El cobre es el elemento anti-corrosión primaria en aceros tales como A242 y la versión resistente a la corrosión de A36. La forma resistente a la corrosión de la A36 tiene un no-Cu contenido inferior al 0,2 por ciento.

El silicio es uno de los dos más importantes de-oxidantes de acero, lo que significa que es muy eficaz en la eliminación de oxígeno del acero durante el proceso de vertido y la solidificación. El típico contenido de Si de acero estructural es menor a aproximadamente 0,4 por ciento. El silicio es el agente letal primario para perfiles estructurales; aluminio y silicio se utilizan para las placas.

El manganeso tiene efectos similares a los de carbono. Se utiliza en acero estructural en cantidades que varían de aproximadamente de 0,5 a 1,7 por ciento.

Molibdeno (Mo) tiene efectos similares a los de manganeso y vanadio, y se utiliza a menudo en combinación con uno o el otro. Este elemento especial aumenta la resistencia del acero a temperaturas elevadas, así como la resistencia a la corrosión. El molibdeno se utiliza particularmente en ciertos tipos de A588 y A514 de acero, para este último, el contenido de Mo puede ser tan alto como 0,65 por ciento.

El vanadio (V) tiene efectos similares a los de manganeso, niobio y molibdeno. En particular, ayuda en el desarrollo de una estructura de acero de grano fino resistente. El vanadio es un elemento de aleación importante en aceros HSLA tales como A572 y A588.

El Nitrógeno (N) estará presente también en combinación con algunos elementos.

## **SOLDADURA**

Los procesos de soldadura disponibles son:

Manual

Semi-automático

Automático

Algunos tipos son más convenientes para realizar una soldadura de campo, mientras que otros son más adecuados para una soldadura en un taller.

Los aceros con contenido de carbono inferior al 0,30% se puede soldar, siempre se utilizan procesos y electrodos de soldadura adecuadas. Esto incluye todas las categorías de acero utilizados para la construcción de puentes.

Sin embargo, incluso para estos aceros, la facilidad de capacidad de soldadura varía. El aumento de cantidades de carbono y manganeso, que son necesarios para mayores resistencias, hacen que el acero sea más duro y por lo tanto más difícil de soldar. El grupo de elementos de aleación, cromo, molibdeno y vanadio, que se añaden para aumentar aún más la fuerza y el níquel y el cobre elementos que se añaden para mejorar la resistencia a la intemperie, también reducen la soldabilidad. Para el propósito de medir la soldabilidad, se utiliza un término "carbono equivalente", que se da por la siguiente fórmula

$$C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr + Mo + V}{5} + \frac{Ni + Cu}{15}$$

Donde C, Mn, etc. representan el porcentaje del elemento de que se trate en la composición química del acero. La composición química del acero, es decir, el contenido en porcentaje de los diversos elementos de aleación, generalmente se comprobó mediante análisis de colada. El análisis químico también se puede realizar en el producto acabado en sí, pero algunas desviaciones según lo estipulado en el pliego de condiciones se permite entonces que a partir de los límites de composición específicos, esfuerzos de fluencia superiores sólo pueden obtenerse aumentando el contenido de porcentaje de los diversos elementos de aleación, lo que aumenta el valor equivalente de carbono. De ahí que la soldadura de aceros de mayor resistencia tiene mayor dificultad. Los valores máximos de carbono equivalente a veces se dan en el pliego de condiciones. Los aceros con valores equivalentes de carbono superiores a 0,53 es probable que requieran medidas especiales de soldadura. Las dificultades de soldadura también aumentan con los miembros más gruesos y el aumento de la restricción contra la contracción debida al enfriamiento. Si la velocidad de enfriamiento es demasiado rápida, el endurecimiento excesivo y el craqueo se pueden producir en la soldadura y la zona afectada por el calor, esto se puede evitar mediante la aplicación de precalentamiento para la unión soldada o de ensamble, y hay que tener en cuenta la influencia de hidrógeno y su retención conjunta.

### **2.3.5. CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE PUENTES**

Los principales criterios para el diseño de puentes son los que anotamos a continuación:



- ❖ La longitud del obstáculo a superar es fundamental en el diseño del puente, pues de esto dependerá el tipo y material del puente.
- ❖ Para puentes de carreteras el número de carriles depende del tipo de carretera, se recomienda como ancho mínimo por carril de 3m para vehiculares y para peatonales como mínimo 65 cm.
- ❖ El ancho de la calzada se tomará como la distancia libre, perpendicular al eje del puente entre los bordes de las aceras, si no existen aceras se toma entre los bordes.
- ❖ El revestimiento del piso de los puentes debe ser de un material antiderrapante.
- ❖ El ancho de las aceras se toma la distancia perpendicular al eje del puente y entre su borde exterior interior a la cara interior de la baranda.
- ❖ La altura del puente está en función del máximo nivel de crecida, en el caso de un puente sobre un río  $H_{máx}$ , la altura de remanso y la altura de gálibos para los cuales se recomienda de 2 a 3 metros.
- ❖ Para el diseño hay que considerar la parte estética de la obra.
- ❖ El nivel de cimentación se verificará del estudio de suelos
- ❖ El esfuerzo inicial en el acero de refuerzo proveniente de la contracción o expansión del hormigón es despreciable, excepto en el diseño de columnas o pilas en hormigón armado.
- ❖ Los puentes en arco se ven sometidos a esfuerzos verticales y horizontales.

### **2.3.6. RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO DE PUENTES.**

La selección del sistema estructural, material de construcción, detalles de las dimensiones, dependerá a más de las consideraciones de estética de las necesidades de seguridad estructural, economía de fabricación, operación y mantenimiento, así como también de la longitud del mismo y la del obstáculo a superar.

Anotamos a continuación ciertas recomendaciones que se deben tomar en cuenta para el diseño de un puente, teniendo como consideración principal a los puentes de carreteras:

- ❖ La ubicación del puente es importante, se debe elegir un sitio donde el cruce de las corrientes de agua sean las más favorables como que la velocidad y

profundidad del agua no sean muy grandes. Se estudiará el recorrido natural de las corrientes y si fuese necesario se construirán obras de encauzamiento.

- ❖ Se debe tratar de reducir la longitud del puente lo que minimizará problemas constructivos y de mantenimiento.
- ❖ El suelo debe ser adecuado para cimentar, además en lo posible que el sector no sea erosionable para evitar la construcción de obras adicionales.
- ❖ El drenaje longitudinal se efectuará por medio de contra flecha del claro o bien por la pendiente de la rasante, el agua que se drene por las cunetas del camino debe desviarse, no permitiendo que fluya sobre el puente, los puentes cortos, de un solo claro, particularmente suelen construirse sin drenes, efectuándose el drenaje de la calzada mediante conductos abiertos o cerrados colocados en los extremos de la estructura.
- ❖ El drenaje de puentes largos se realiza por medio de drenes o coladeras de dimensiones y en número suficiente para desalojar debidamente la cuneta y su disposición debe ser tal que no descargue sobre ningún elemento de la estructura. Para evitar la erosión en dicho sitio.
- ❖ Si se va a diseñar un puente cercano a una presa este se debe ubicar aguas arriba a la presa.
- ❖ En las áreas inundables se deben construir obras de defensa apropiadas para en el caso de presentarse crecientes no afecten la estructura.

### **2.3.7. AASHTO-LRFD (DISEÑO POR FACTOR DE CARGA Y RESISTENCIA)**

Para considerar la variabilidad en ambos lados de la desigualdad en la siguiente ecuación, el lado de resistencia se multiplica por un factor  $\gamma$  de resistencia establecido estadísticamente cuyo valor usualmente es menor que 1, y el lado de carga se multiplica por un factor  $\gamma$  de carga establecido estadísticamente cuyo valor usualmente es mayor que 1. Debido a que el efecto de carga en un estado límite particular involucra una combinación de diferentes tipos de carga ( $Q_i$ ) que tienen diferentes grados de previsibilidad, el lado de los efectos de carga se representa por una suma de valores  $\gamma_i Q_i$ . Si la resistencia nominal se da por  $R_n$  el criterio de seguridad es:

$$\phi R_n \geq \text{efecto de } \sum \gamma_i Q_i$$

Debido a que la ecuación anterior involucra tanto los factores de carga y resistencia, el método de diseño es llamado Diseño por Factor de Carga y Resistencia (LRFD). El factor de resistencia  $\gamma$  para un estado límite particular debe considerar las incertidumbres en:

- ❖ Propiedades de los materiales.
- ❖ Ecuaciones que predicen la resistencia.
- ❖ La mano de obra.
- ❖ El control de calidad.
- ❖ Consecuencia de la falla

El factor de carga  $\gamma$  seleccionado para un tipo particular de carga debe considerar las incertidumbres siguientes:

- ❖ Magnitud de las cargas
- ❖ Posición de las cargas
- ❖ Posible combinación de cargas

#### **2.3.7.1. ESPECIFICACIONES AASHTO-LRFD**

Los requisitos de diseño de estas Especificaciones emplean la metodología del Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD). Los factores fueron desarrollados a partir de la teoría de la confiabilidad en base al conocimiento estadístico actual de las cargas y el comportamiento de las estructuras, además incorpora factores adicionales que dependen de la importancia y operatividad del proyecto a diseñar.

#### **CARGAS Y DENOMINACIONES DE LAS CARGAS (AASHTO-LRFD 3.3.2)**

##### **CARGAS PERMANENTES**

DD = Fricción Negativa.

DC = Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.

DW = Peso propio de las superficies de rodamiento.

EH = Empuje horizontal del suelo.

EL = Tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo las fuerzas secundarias del postesado.

ES = Sobrecarga del suelo.

EV = Presión vertical del peso propio del suelo de relleno.

### **CARGAS TRANSITORIAS**

BR = Fuerza de frenado de los vehículos.

CE = Fuerza centrífuga de los vehículos.

CR = Fluencia lenta.

CT = Fuerza de colisión.

EQ = Sismo.

FR = Fricción.

IM = Incremento por carga vehicular dinámica.

LL = Carga vehicular.

LS = Sobrecarga viva.

PL = Carga peatonal.

SE = Asentamiento.

SH = Contracción.

TG = Gradiente de temperatura.

TU = Temperatura uniforme.

WA = Carga hidráulica y presión del flujo de agua.

WL = Viento sobre la carga vehicular.

WS = Viento sobre la estructura

**FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGAS (AASHTO-LRFD 3.3.2)**

La solicitación mayorada total se tomará como:

$$Q = \sum n_i \gamma_i Q_i$$

Dónde:

$n_i$  = modificador de las cargas especificado en el Artículo 1.3.2

$Q_i$  = solicitaciones de las cargas aquí especificadas

$\gamma_i$  = factores de carga especificados en las tablas a continuación:

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez				
										EQ	IC	CT	CV	
Estado Limite														
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	$\gamma_p$	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
RESISTENCIA II	$\gamma_p$	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
RESISTENCIA III	$\gamma_p$	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	$\gamma_p$ 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	$\gamma_p$	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	$\gamma_p$	$\gamma_{EQ}$	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	$\gamma_p$	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00	-
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 3.- Combinaciones de Carga y Factores de Carga.

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
<i>DC</i> : Elemento y accesorios	1,25	0,90
<i>DD</i> : Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
<i>DW</i> : Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
<i>EH</i> : Empuje horizontal del suelo		
• Activo	1,50	0,90
• En reposo	1,35	0,90
<i>EL</i> : Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
<i>EV</i> : Empuje vertical del suelo		
• Estabilidad global	1,00	N/A
• Muros de sostenimiento y estribos	1,35	1,00
• Estructura rígida enterrada	1,30	0,90
• Marcos rígidos	1,35	0,90
• Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1,95	0,90
• Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1,50	0,90
<i>ES</i> : Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

Tabla 4.- Combinaciones de carga para cargas permanentes,  $\gamma_p$ .

## ESTADOS LÍMITES

Define los criterios de capacidad última de la estructura para asegurar su resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir las combinaciones de carga estadísticamente significativas que se espera que el puente experimente en su vida útil. Las combinaciones son las siguientes:

**RESISTENCIA I** – Combinación de cargas básica que representa el uso vehicular

**SERVICIO II** – Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.

## CARGAS PERMANENTES: DC, DW Y EV

La carga permanente deberá incluir el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicio unidas a la misma, superficie de rodamiento, futuras sobrecapas y ensanchamientos previstos.

En ausencia de información más precisa, para las cargas permanentes se pueden utilizar las densidades especificadas:

Material		Densidad (kg/m <sup>3</sup> )
Aleaciones de aluminio		2800
Superficies de rodamiento bituminosas		2250
Hierro fundido		7200
Escoria		960
Arena, limo o arcilla compactados		1925
Hormigón	Agregados de baja densidad	1775
	Agregados de baja densidad y arena	1925
	Densidad normal con $f'_c \leq 35$ MPa	2320
	Densidad normal con $35 < f'_c \leq 105$ MPa	$2240 + 2,29 f'_c$
Arena, limo o grava sueltos		1600
Arcilla blanda		1600
Grava, macadán o balasto compactado a rodillo		2250
Acero		7850
Sillería		2725
Madera	Dura	960
	Blanda	800
Agua	Dulce	1000
	Salada	1025
Elemento		Masa por unidad de longitud (Kg/mm)
Rieles para tránsito, durmientes y fijadores por vía		0,30

Tabla 5.- Densidades de materiales.

## CARGAS DE SUELO

Las cargas correspondientes al empuje del suelo (EH), sobrecarga del suelo (ES) y fricción negativa (DD) deberán ser como se especifica en el AASHTO-LRFD 3.11

### EMPUJE BÁSICO DEL SUELO DE RELLENO (EH)

Fuerza permanente, aplicada al tercio de la altura total del estribo.

Empuje del suelo debe ser mayor o a lo sumo igual a la presión de un fluido equivalente, de densidad igual a 480 kg/ m<sup>3</sup>. Distribución triangular (base inferior) de la presión del suelo.

Empuje total sin sismo, se considera una fuerza horizontal ubicada a un tercio de la altura del estribo.

## **EMPUJE PROVOCADO POR SOBRECARGA CONSTANTE SOBRE EL SUELO DE LOS ACCESOS (ES)**

Empuje horizontal permanente debido a la sobrecarga aplicada sobre la superficie superior del suelo de relleno de los accesos al puente, la cual puede ser puntual, lineal o de faja.

Debe sumarse al empuje básico,

Empuje horizontal constante por sobrecarga uniforme.

## **PRESIÓN HIDROSTÁTICA POR LA PRESENCIA DEL NIVEL FREÁTICO**

Reduce el peso unitario del suelo retenido, por efecto de la flotación y por tanto disminuye la presión del suelo bajo el nivel freático.

## **SOBRECARGAS VIVAS**

### **SOBRECARGA VEHICULAR (AASHTO-LRFD 3.6.1.1)**

### **EL NÚMERO DE CARRILES DE DISEÑO**

En general, el número de carriles de diseño se debería determinar tomando la parte entera de la relación  $w/3600$ , siendo  $w$  el ancho libre de calzada entre cordones y/o barreras, en mm. También se deberían considerar posibles cambios futuros en las características físicas o funcionales del ancho libre de calzada.

En aquellos casos en los cuales los carriles de circulación tienen menos de 3600 mm de ancho, el número de carriles de diseño deberá ser igual al número de carriles de circulación, y el ancho del carril de diseño se deberá tomar igual al ancho del carril de circulación.

Los anchos de calzada comprendidos entre 6000 y 7200 mm deberán tener dos carriles de diseño, cada uno de ellos de ancho igual a la mitad del ancho de calzada.

## **PRESENCIA DE MÚLTIPLES SOBRECARGAS**

La sollicitación externa correspondiente a sobrecarga se determina considerando cada una de las posibles combinaciones de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple ( $m$ ). No es aplicable al estado límite de fatiga.



Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, $m$
1	1,20
2	1,00
3	0,85
> 3	0,65

Tabla 6.- Factor de presencia múltiple

### **SOBRECARGA VEHICULAR DE DISEÑO (AASHTO-LRFD 3.6.1.2)**

La sobrecarga vehicular sobre las calzadas de puentes o estructuras incidentales, designada como HL-93, el cual deberá consistir en una combinación de:

Camión de diseño o tandem de diseño, y carga de carril de diseño.

### **CAMIÓN DE DISEÑO**

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño, consiste de tres ejes de 35000N, 145000 N, 145000 N respectivamente. La separación de las ruedas entre 1 y 2 será de 4300mm y la separación entre ejes 2 y 3 será entre 4300 a 9000 mm.



Gráfico 16.- Características del camión de diseño

## **TANDEM DE DISEÑO**

El tandem de cargas de diseño consiste en un par de ejes de 110.000 N con una separación de 1200 mm. La separación transversal de las ruedas se debe tomar como 1800 mm.

## **CARGA DE CARRIL DE DISEÑO**

La carga del carril de diseño consistirá en una carga de 9,3 N/mm uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supone uniformemente distribuida en un ancho de una vía de diseño (3000 mm).

## **CARGA PARA EL VOLADIZO DEL TABLERO**

Para el diseño de voladizos de tablero con voladizo, si la distancia entre el eje de la viga exterior y la cara de una protección lateral de hormigón estructuralmente continua es menor o igual que 1800 mm, la fila exterior de cargas de rueda se puede remplazar por una carga lineal uniformemente distribuida de 14,6 N/mm ubicada a 300 mm de la cara de la baranda.

## **CARGAS PEATONALES (AASHTO-LRFD 3.6.1.6)**

Se deberá aplicar una carga peatonal de  $3,6 \times 10^{-3}$  MPa en todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

Los puentes exclusivamente para tráfico peatonal y/o ciclista se deberán diseñar para una sobrecarga de  $4,1 \times 10^{-3}$  MPa.

Si las aceras, puentes peatonales o puentes para ciclistas también han de ser utilizados por vehículos de mantenimiento y/u otros vehículos, estas cargas se deberán considerar en el diseño. Para estos vehículos no es necesario considerar el incremento por carga dinámica.

## **INCREMENTO POR EFECTO DINÁMICO DE LA CARGA VEHICULAR**

No se considerarán incrementos de la carga viva por efectos dinámicos en el diseño de:

Aceras y puentes peatonales

Muros de contención, excepto estribos

Cimentaciones y otras estructuras totalmente enterradas.

Los efectos estáticos del camión o del Tren de cargas de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayoradas en los siguientes porcentajes.

Componente	<i>IM</i>
Juntas del tablero - Todos los Estados Límites	75%
Todos los demás componentes	
• Estado Límite de fatiga y fractura	15%
• Todos los demás Estados Límites	33%

Tabla 7.- Incremento por Carga Dinámica.

#### **FUERZAS DE FRENADO (AASHTO-LRFD 3.6.4)**

La fuerza de frenado se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

25 por ciento de los pesos por eje del camión de diseño o tandem de diseño, o

5 por ciento del camión de diseño más la carga del carril ó 5 por ciento del tandem de diseño más la carga del carril.

La fuerza de frenado se deberá ubicar en todos los carriles de diseño que se consideran cargados de acuerdo con el Artículo 3.6.1.1.1 y que transportan tráfico en la misma dirección. Se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1800 mm sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones longitudinales para provocar solicitaciones extremas. Todos los carriles de diseño deberán estar cargados simultáneamente si se prevé que en el futuro el puente puede tener tráfico exclusivamente en una dirección.

Se aplicarán los factores de presencia múltiple especificados en el Artículo 3.6.1.1.2.

#### **FACTORES DE RESISTENCIA**

El factor de resistencia se deberá tomar como:

Para flexión y tracción del hormigón armado..... 0.90

Para flexión y tracción del hormigón pretensado..... 1.00

**Para corte y torsión:**

Hormigón de densidad normal.....0,90

Hormigón de baja densidad..... 0,70

Para apoyo sobre hormigón..... 0,70

**Para compresión en zonas de anclaje:**

Hormigón de densidad norma..... 0,80

Hormigón de baja densidad.....0,65

Para tracción en el acero en las Zonas de anclaje.....1,00

Para resistencia durante el hincado de pilotes..... 1,00

**DISEÑO DE LOSAS DE TABLEROS DE HORMIGÓN**

**MÍNIMA ALTURA Y RECUBRIMIENTO**

La mínima altura de un tablero de hormigón, de acuerdo al Artículo 9.7.1.1 de la AASHTO establece que excluyendo cualquier tolerancia para pulido, texturado o superficie sacrificable deberá ser:

$$t \geq 175 \text{ mm}$$

Dónde:

t: Espesor del tablero

**RECUBRIMIENTO DE HORMIGÓN**

Según el artículo 5.12.3 de la AASHTO establece que el recubrimiento mínimo sobre barras principales, incluyendo barras protegidas con un recubrimiento de resina epoxi, deberá ser de 25 mm y en ningún caso el recubrimiento deberá ser menor que 25 mm.

En el caso de acero de pretensado y de armaduras no protegidas el recubrimiento no deberá ser menor que el especificado en la siguiente Tabla 5.12.3-1 de la AASHTO referente a Recubrimiento para las armaduras principales no protegidas (mm).

### **ARMADURA REQUERIDA**

Se deberá ubicar armadura tan próxima a las superficies exteriores como lo permitan los requisitos de recubrimiento. Se deberá proveer armadura en cada cara de la losa, con las capas más externas ubicadas en la dirección de la longitud efectiva. Según el Artículo 9.7.2.5 de la AASHTO establece que la mínima cantidad de armadura será de 0,570 mm<sup>2</sup>/mm de acero para cada capa inferior y de 0,380 mm<sup>2</sup>/mm de acero para cada capa superior. La separación del acero deberá ser menor o igual que 450 mm. Las armaduras deberán ser de acero Grado 420 o superior.

### **ARMADURA DE DISTRIBUCIÓN**

Se encuentra normado por la AASHTO Artículo 9.7.3.2 En la parte inferior de las losas se deberá disponer armadura en la dirección secundaria; esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo, en este caso corresponde el cumplimiento del siguiente ítem:

Si la armadura principal es perpendicular al tráfico:

$$\frac{3840}{S} \leq 67$$

Dónde:

S: longitud de tramo efectiva considerada igual a la longitud efectiva (mm).

### **MÍNIMA ARMADURA PARA FLEXIÓN NEGATIVA EN EL TABLERO**

Donde la tensión de tracción longitudinal en el tablero de hormigón debida ya sea a las cargas constructivas mayoradas o a la combinación de cargas para Estado Límite de Servicio II sea mayor que  $\sigma_{fr}$ , la sección total de la armadura longitudinal no deberá ser menor que 1 por ciento del área total de la sección transversal del tablero de hormigón.

La armadura utilizada para satisfacer este requisito deberá tener una mínima resistencia a la fluencia especificada mayor o igual que 400 MPa y su tamaño no debe ser mayor que el de las barras No. 20. La separación entre barras individuales no deberá ser mayor que 300 mm. Según Artículo 6.10.1.7 de la AASHTO.

### **ACERO DE TEMPERATURA**

Este refuerzo sirve para contrarrestar los efectos de retracción y contracción, además sirve como hierros de amarre, los cuales se distribuyen en las dos caras de la pantalla.

$$A_{st} = 0.0018 * A_g$$

$$A_g = H * B$$

Dónde:

$A_g$  = Área de hormigón

### **TENSIONES**

#### **SECUENCIA DE CARGA**

En cualquier ubicación de la sección compuesta la tensión elástica debida a las cargas aplicadas deberá ser igual a la sumatoria de las tensiones provocadas por las cargas aplicadas separadamente a:

La sección de acero,

La sección compuesta a corto plazo, y

La sección compuesta a largo plazo.

#### **TENSIONES PARA SECCIONES EN FLEXIÓN POSITIVA**

Para calcular las tensiones de flexión en las secciones sujetas a flexión positiva, la sección compuesta deberá consistir en la sección de acero y el área transformada del ancho efectivo del tablero de hormigón.

Para las cargas transitorias que se suponen aplicadas a la sección compuesta a corto plazo, el área del tablero de hormigón se transformará utilizando la relación de módulo de elasticidad del acero y módulo de elasticidad del hormigón a corto plazo,

n. Para las cargas permanentes que se suponen aplicadas a la sección compuesta a largo plazo, el área del tablero de hormigón se deberá transformar usando la relación de módulos a largo plazo,  $3n$ .

La relación de módulos se debería tomar como:

$$n = \frac{E}{E_c}$$

Dónde:

$E$  = Módulo de elasticidad del acero

$E_c$  = Módulo de elasticidad del hormigón (Módulo instantáneo)

### **TENSIONES PARA SECCIONES EN FLEXIÓN NEGATIVA**

Para calcular las tensiones de flexión en las secciones sujetas a flexión negativa, la sección compuesta tanto para los momentos a corto plazo como para los momentos a largo plazo deberá consistir en la sección de acero más la armadura longitudinal que se encuentra dentro del ancho efectivo del tablero de hormigón.

### **TENSIONES EN EL TABLERO DE HORMIGÓN**

Para calcular las tensiones de flexión longitudinales en el tablero debidas a todas las cargas permanentes y transitorias se deberá utilizar la relación de módulo de elasticidad del acero y módulo de elasticidad del hormigón a corto plazo,  $n$ .

### **RIGIDEZ**

Para el análisis de los elementos flexionantes se deberán utilizar las siguientes propiedades de rigidez:

Para cargas aplicadas a secciones no compuestas: propiedades de rigidez de la sección d acero solamente.

Para cargas permanentes aplicadas en secciones compuestas: propiedades de rigidez de la sección compuesta a largo plazo, suponiendo que el tablero de hormigón es efectivo sobre la totalidad de la longitud del tramo.

Para cargas transitorias aplicadas a secciones compuestas: propiedades de rigidez de la sección compuesta a corto plazo, suponiendo que el tablero de hormigón es efectivo sobre la totalidad de la longitud del tramo.

## **PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS METÁLICAS**

### **LONGITUD DEL ALMA (D)**

La longitud del alma según la AASHTO se obtendrá de acuerdo a la siguiente expresión la Tabla 2.5.2.6.3-1, cual es de profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante.

$$D = 0.04 L$$

### **ESPESOR DEL ALMA (tw)**

Sin rigidizadores longitudinales, las almas se predimensionarán de manera que:

$$tw \geq \frac{D}{150}$$

Con rigidizadores longitudinales, las almas se predimensionarán de manera que:

$$tw \geq \frac{D}{300}$$

El espesor mínimo del acero estructural es de 7mm según el numeral 6.7.3 de la AASHTO.

### **DIMENSIONES DE LAS ALAS**

La AASHTO 6.10.2.2, dice que las alas de tracción y compresión se diseñan de acuerdo a las expresiones siguientes:

bf= Ancho de las alas en compresión y tracción.

$$bf \geq \frac{D}{6}$$

tf= Espesor de las alas.

$$\frac{bf}{tf} \leq 12$$



$$tf \geq 1.1 tw$$

## **ESTUDIOS PARA EL DISEÑO DE UN PUENTE**

### **ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS**

Los levantamientos topográficos involucrados en el proyecto de un puente están íntimamente relacionados con los de la carretera correspondiente.

Cuando se efectúan los estudios topográficos de las posibles rutas para el desarrollo de una carretera es de interés primordial la ubicación de las obras de paso a proyectarse en éstas. Es así como la trayectoria seleccionada está determinada en gran medida por la ubicación de los puentes u otra infraestructura. Con estos estudios se tendrá una apreciación general de las dimensiones, tipo y dificultades que solucionar, del puente a proyectarse. Los obstáculos a salvar pueden ser ríos, depresiones u otra carretera.

Dichos estudios se efectúan a través de los levantamientos necesarios para determinar las características hidráulicas del posible sitio de ubicación del puente. Estos consisten en:

- ❖ Levantamiento de la sección transversal en el lugar de paso para ubicación del puente, y para determinar el área hidráulica y nivel de aguas máximas.
- ❖ Levantamiento de secciones transversales del río, 25 ó 50 metros aguas arriba y abajo. Con el objeto de observar el comportamiento de la sección hidráulica a lo largo del río.
- ❖ Levantamiento de la corriente de agua, con el objeto de determinar la dirección y pendiente del río.

### **ESTUDIOS DE HIDROLOGÍA**

Los estudios hidrológicos e hidráulicos son de gran importancia en la Ingeniería principalmente en aquellas partes del campo que implican el diseño y operación de proyectos que conllevan el control y uso del agua. Los estudios hidrológicos son necesarios, desde el inicio en la formulación de proyectos para presas, distribución de aguas, regadíos, drenaje y para el caso, la concepción de puentes.

En esta área (concepción de puentes) es necesario entre otras cosas la investigación especial del registro de crecidas del caudal (avenidas máximas), obtener todas las

pruebas disponibles de las alturas que alcanzaron las crecidas pasadas determinar las características de las crecidas futuras, y por último estimar de una manera razonablemente precisa la velocidad del agua antes y después de que se construya el puente. Para tal fin, la hidrología se puede dividir en dos frases: la recolección de datos, que involucra el disponer de datos básicos adecuados ya sea mediante instrumentos especializados o por medios humanos sencillos y el análisis de dichos datos, esto último a través de distintos métodos que se adecuan al tipo de datos con los que se cuentan, el problema a atacar y el nivel de aproximación que interesa.

A pesar de que el campo de la hidrología es inmenso, existen ciertos conceptos básicos y los diferentes métodos de análisis los que se darán a conocer de una forma general en este apartado.

Las investigaciones hidrológicas e hidráulicas para el estudio de puentes deben perseguir los siguientes objetivos.

- a) Determinación del caudal máximo de diseño para diferentes periodos de retorno, así como su área hidráulica.
- b) Calcular el nivel de aguas máximas para la avenida de diseño.
- c) Por último determinar la velocidad de la corriente para la avenida máxima.

Para llevar a cabo la recolección de datos y su análisis, el Ingeniero deberá realizar trabajos de campo y de oficina, lo cual incluye:

- a) Reconocimiento del lugar de la obra.
- b) Información Topográfica.
- c) Establecer las características del área tributaria del río (cuenca).
- d) Información hidrometeorológica.
- e) Evaluación de los caudales.

## **ESTUDIOS DE SUELOS**

Las subestructuras de puentes transmiten esfuerzos al terreno natural bajo ellas; esos esfuerzos a su vez, producen deformaciones que se reflejan en el comportamiento

estructural de las mencionadas subestructuras; de ahí la necesidad de estudiar el terreno de apoyo o cimentación de éstas. Además, existen factores independientes de la subestructura, aunque a veces influidos por ella, como el agua por ejemplo, que producen efectos en el terreno de cimentación que también se reflejan en el comportamiento de la misma obra, por el cual han de ser asimismo estudiados. Finalmente, la interacción del terreno de cimentación y la subestructura afecta de tal manera al comportamiento conjunto, que es de extrema importancia el estudio de los métodos a disposición del ingeniero para modificar las condiciones del terreno de cimentación cuando sean desfavorables, convirtiéndolas en más propicias; tales métodos también requieren atención.

Se entiende por terreno de cimentación, la parte de la corteza terrestre en que se apoya la subestructura y que es afectada por la misma; su función es soportar a dicha obra vial en condiciones razonables de resistencia y deformación.

### **Terrenos de cimentación.**

Los terrenos de cimentación pueden estar constituidos por roca o por suelo. En general, la roca no plantea problemas como terreno de cimentación propiamente dicho, pues la subestructura le comunica esfuerzos que suelen ser de muy baja intensidad en comparación con la resistencia del material, la alterabilidad de la formación rocosa, por la acción de agentes mecánicos o químicos, tampoco desempeña un papel que deba ser fuente de inquietudes especiales desde el punto de vista de apoyo. Los terrenos de cimentación, constituidos por suelos, también suelen proporcionar apoyo suficiente para las subestructuras, aunque existen algunas condiciones que plantean grandes problemas de proyecto y construcción, algunos de estos constituyen quizás los riesgos más grandes a que ha de enfrentarse el Ingeniero de Obras de paso vehicular, a tal grado que éste deberá considerar siempre como la mejor solución a estos problemas, el cambio de trazo que lo eleve de ellos. Sin embargo, ha de insistirse en que son excepcionales los casos en que el terreno de cimentación constituido por suelos, plantea problemas realmente difíciles y costosos de resolver, pero por la gravedad que pueden implicar han de ser detectados en la etapa de estudios previos al proyecto, para que se les evite cuando sea posible o para que se les tome en cuenta con todo cuidado, y sean objeto de estudios muy especiales y a veces muy extensos, cuando el trazo obligue al Ingeniero a recurrir a ellos, por consideraciones de superior conveniencia.

### **Procedimiento de Investigación de suelos.**

Es recomendable que el Ingeniero Estructuralista trabaje estrechamente con el Ingeniero Geotécnico experimentado en los requisitos de fundaciones para puentes.

La necesidad que se tiene de contar, tanto en la etapa de proyecto o de diseño, como durante la ejecución de la obra de que se trate y en especial de un puente, con datos firmes, seguros y abundantes, respecto al suelo con el que se está tratando, son datos que han de llevar al proyectista a adquirir una concepción razonablemente exacta de las propiedades físicas del suelo, que hayan de ser consideradas en su análisis. En realidad es en el Laboratorio de Suelos en donde el Proyectista o el Constructor han de obtener los resultados definitivos para su trabajo, tales como deformación de suelos y capacidad a los esfuerzos.

Pero para llegar a resultados dignos de crédito es preciso cubrir en forma adecuada una etapa previa e imprescindible: como es la obtención de los muestreos del suelo apropiados para la realización de las correspondientes pruebas.

Con la topografía del lugar donde se proyectará la obra y las condiciones técnico-económicas de la misma, de acuerdo al tipo de camino, se desarrolla un anteproyecto y con éste, se ubican los puntos de sondeo para el estudio de suelos. Muchas veces, las pendientes en los accesos dificultan la colocación de las máquinas perforadoras, por lo que las muestras que se obtengan no serán de las zonas de cimentación indicadas, si no de sus proximidades.

### **ESTUDIOS DE IMPACTO AMBIENTAL**

A través del informe de Evaluación de Impacto Ambiental tiene la finalidad de determinar la interrelación Proyecto - Ambiente, tomando en cuenta la capacidad de afectación del proyecto hacia los elementos ambientales, y a su vez, el potencial de respuesta del medio hacia el proyecto.

Los objetivos que persigue el estudio mencionado se pueden resumir de la siguiente manera:

- ❖ Realizar el análisis ambiental que permita identificar y valorar los impactos negativos y positivos que puedan ocurrir en el medio, como consecuencia de la implementación del proyecto.
- ❖ Definir las medidas para prevenir, controlar o mitigar los impactos negativos que causará el proyecto en las fases de construcción y operación.
- ❖ Definir el grado de agresividad del medio ambiente sobre la subestructura y la superestructura del puente

## **CAPÍTULO III: DISEÑO DEL PROYECTO**

### **3.1. ESTUDIOS**

#### **3.1.1. ESTUDIO TOPOGRÁFICO**

El Ecuador como parte del sistema internacional de globalización y modernización de sus estructuras político administrativas quiere dotar a la población de infraestructura a través del Gobierno central o por medio de los Gobiernos Seccionales, que permita la integración de los pueblos así como permitir el desarrollo económico y social, por lo cual el GAD Municipal de Santa Clara se encuentra interesado en la construcción del Puente sobre el río Punín en la comunidad de Jatun Atahualpa, en el cantón Santa Clara, que permitirá unir poblaciones de producción agrícola y ganadera, dentro de los procesos ingenieriles es necesario el respectivo Estudio Topográfico, el cual es la base para cualquier trabajo de ingeniería, pues la elaboración de un proyecto se hace una vez que obtengan los datos y planos topográficos que representan fielmente todos los accidentes del terreno, esto constituye un factor determinante en la selección de la luz de cálculo y de la estructura de un puente.

El estudio topográfico realizado por el Departamento de Planificación del GAD Municipal de Santa Clara, para el diseño del puente sobre río Punín se concentra en una franja topográfica de un largo de 70 m a cada lado de los márgenes del río, de la misma manera se obtiene un largo de 70 m aguas arriba y abajo del lugar de implantación de la estructura, el levantamiento topográfico nos brinda curvas de nivel a cada metro.

En el plano topográfico se observa además el trazado de la vía, la cual se considera una vía de tercer orden, por las condiciones del lugar, ésta vía tiene pendientes altas de descenso antes y después de llegar al lugar de implantación donde se construirá la estructura.

Por tanto se considera conveniente la construcción de un puente de 9,00 m de ancho y 28 m de luz, que se inicia en la abscisa 0+076, y termina en la abscisa 0+104, con una estructura de un tramo simple de vigas simplemente apoyadas.

Del levantamiento altimétrico del eje del puente, se establece una cota de rasante del proyecto de 936 m.s.n.m. con una pendiente del 0.0 %.

El Levantamiento Topográfico se presenta en el Plano N° 1.

### 3.1.2. ESTUDIO HIDROLÓGICO

Del estudio proporcionado por el GAD Municipal del Santa Clara, se obtuvieron los siguientes resultados:

Ítem	Valor
Área (km <sup>2</sup> )	1.17
Perímetro (km)	4.30
Long. Drenaje Principal (km)	1.25
Long. Total de Drenajes (km)	1.25
Pendiente Media (%)	3.24
Cota máxima (msnm)	1000
Cota mínima (msnm)	925
Factor de Forma (-)	1.12
Densidad de drenajes (km/km <sup>2</sup> )	1.07
Tiempo de Concentración (minutos)	18.0
Q (m <sup>3</sup> /s)	28.7
NMC (msnm)	929.5
Cota de fondo (msnm)	927.4
Calado de crecida (m)	2.08
Área hidráulica de crecida (m <sup>2</sup> )	11.86
Velocidad (m/s)	2.42
Froude (-)	0.97
Gálibo (m)	2
Altura a la parte inferior de la viga del puente (m)	3.36
Cota parte inferior de la viga del puente (msnm)	932.86

Tabla 8.- Resumen de los datos y resultados obtenidos del estudio Hidráulico e hidrológico del puente sobre el río Punín.

El análisis hidrológico se realiza para un período de retorno de 100 años.

La socavación máxima asumida es de 3.1m, dicho resultado se fundamenta en el cálculo realizado en los anexos.

### **3.1.3. ESTUDIO DE SUELOS**

#### **OBJETIVOS**

El Estudio Geotécnico y de Mecánica de suelos tiene como finalidad estudiar el subsuelo sobre el cual se construirá las cimentaciones para el presente proyecto en estudio, para el cual los objetivos específicos son:

- Efectuar los estudios geotécnicos para la estructura del puente
- Determinar la estratigrafía del subsuelo
- Determinar las propiedades índice y técnicas de los suelos infrayacentes
- Determinar la presencia o no de nivel freático
- Determinar la posibilidad de asentamientos totales o diferenciales
- Determinar la capacidad de carga
- Recomendar el ancho y profundidad de las cimentaciones.

#### **PLANIFICACIÓN DEL ESTUDIO**

Para la determinación de las características del suelo se efectuó perforaciones de ensayos de Sondeo de Penetración Dinámica (SPD) y calicatas tanto en el margen derecho con izquierdo del río.

#### **CONCLUSIONES**

Como conclusión del análisis de los resultados obtenidos durante la exploración subterránea y de los sondeos ejecutados, se tiene lo siguiente:

Se hace el estudio mediante el SPD hasta rechazo.

-La masa de suelo en donde se implantará la construcción del puente tiene la resistencia media de 21 Ton/m<sup>2</sup> para el cimientado cuyo ancho sea 2 metros, en la cota 930 m.s.n.m. (Abscisa 0+120).

- La resistencia media de 16 Ton/m<sup>2</sup> corresponde a una cimentación cuyo ancho sea de 2 metros y se ubique en la cota 930 m.s.n.m. (Abscisa 0+060).

-El cambio de las dimensiones indicadas sea el Ancho de las cimentaciones “B” o la profundidad indicada “Df” con las cotas correspondientes modificará automáticamente las capacidades de carga determinadas en forma específica.



-Acorde con la Clasificación de suelos del NEC, el subsuelo analizado corresponde a un **F1**-Suelos susceptible a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.

-La compacidad relativa es muy baja y concuerda por la facilidad con la penetra la sonda del SPD y el bajo número de impactos  $N_{SPD}$  requeridos para la penetración dinámica en los sondeos.

-La estructura diseñada podrá ser soportada si se toman en cuenta las recomendaciones indicadas a continuación.

## **RECOMENDACIONES**

-La capacidad de carga admisible depende del nivel en que se cimiente la estructura.

-Previo al desplante del cimiento se sugiere hacer un mejoramiento del suelo con 1.0 metro de espesor, es decir se excavará hasta la cota 929 m.s.n.m. y se colocará material granular cuyo diámetro de partícula no exceda de 3 pulgadas (sub-base Clase 3) debidamente compactado con rodillo o plancha vibratoria en capas de 20 cm; con una energía de compactación equivalente al Próctor Modificado y cuyo porcentaje de compactación mínimo a alcanzar será 100%.

-Antes de la colocación del suelo de mejoramiento (sub-base Clase 3), el fondo de la excavación se deberá estabilizar con material pétreo constituido por piedras o pedazos de roca, de 10 a 30 cm de diámetro.

-El presente estudio cumple con la norma ecuatoriana de la construcción del Capítulo 9 de Geotecnia y Cimientos NEC.

-Los estudios geotécnicos en cualquiera de las etapas del proyecto son obligatorios para todas las edificaciones que se erijan sobre territorio ecuatoriano.

-El cumplimiento de estas Normas no exime al ingeniero responsable de la ejecución del proyecto de realizar todas las investigaciones y análisis necesarios para la identificación de las amenazas geotécnicas, la adecuada caracterización del subsuelo, y los análisis de estabilidad de la construcción e infraestructura adicional.

-Dado el costo del proyecto, de ser necesario pueden contratar adicionalmente Sísmica de Refracción para sustentar la integridad de los estudios a nivel definitivo.

### 3.2. CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA

#### 3.2.1. DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE LOSA DE HORMIGON ARMADO Y VIGAS METÁLICAS

##### 3.2.1.1. PREDIMENSIONAMIENTO

###### ❖ TABLERO

###### Espesor del tablero (t)

Para el cálculo del espesor del tablero (t) se considera de acuerdo a la ASSHTO, Tabla 2.5.2.6.3-1 Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante, para tramos simplemente apoyados con acero principal perpendicular al tráfico, se norma por la siguiente expresión:

$$t = \frac{1.2(S + 3000)}{30}$$

Dónde:

S= Distancia entre caras de las vigas.

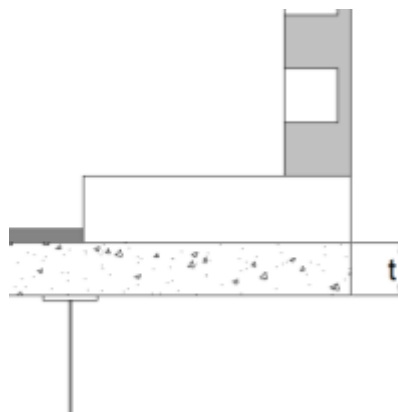


Gráfico 17.- Espesor del tablero.

En cuanto al espesor mínimo para losas de tablero de hormigón, se especifica en el ítem 9.7.1.1 Mínima Altura, que un tablero de hormigón, excluyendo cualquier

tolerancia para pulido, texturado o superficie sacrificable deberá ser mayor o igual que 175 mm.

$$S = 2.30 - 0.30 = 2.00m$$

$$t = \frac{1.2(2000 + 3000)}{30}$$

$$t = 200 \text{ mm} \geq 175 \text{ mm}$$

$$t_{adop} = 200 \text{ mm}$$

Para voladizos de concreto que soportan barreras de concreto, debe tener como mínimo 0.20 m de espesor, lo cual se cumple con el espesor adoptado (tadop).

### ❖ VIGAS METÁLICAS

#### Separación entre vigas

1100 < S < 4900 (mm), Distribución de sobrecarga para carril para viga interior.

2.0 < S < 3.5 (m), según MTOP.

El número de vigas se calcula con la siguiente expresión:

$$A_T = (n - 1)Sv + 2V$$

Dónde:

Sv: separación entre vigas = Probamos con 2.3 m

A<sub>T</sub>: Ancho total del puente = 9 m

V: Volado = 1.05m

n = Número de vigas

$$9 = (n - 1) * 2.3 + 2 * 1.05$$

$$n = \frac{9 + 2.3 - 2 * 1.05}{2.3}$$

$$n = 4$$

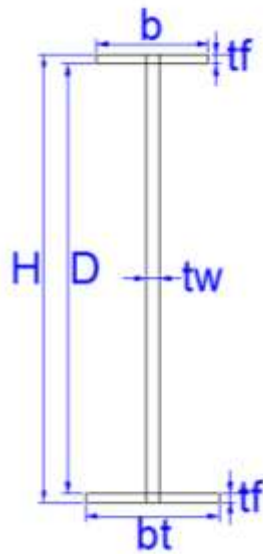


Gráfico 18.- Esquema de una viga metálica.

**Datos:**

b: Longitud del ala superior

bt: Longitud del ala inferior

tf: Espesor de patines

tw: Espesor del alma

D: Longitud del alma

H: Altura de la viga

L: Luz del puente

Lc: Luz de cálculo

**Longitud del alma (D):**

La longitud del alma según la AASHTO se obtendrá de acuerdo a la siguiente expresión de la Tabla 2.5.2.6.3-1 Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante.

$$D = 0.04 L$$

$$D = 0.04 * 28 \text{ m}$$

$$D = 1.12 \text{ m}$$

$$**D adoptado = 1.15 m**$$

**Espesor del alma (tw):**

**Sin rigidizadores longitudinales:**

$$tw \geq \frac{(D * \sqrt{fb})}{6100}$$

$$tw \geq \frac{(115 * \sqrt{2100})}{6100}$$

$$**tw = 0.864 cm**$$

$$tw \geq \frac{D}{150}$$

$$tw \geq \frac{1150}{150}$$

$$**tw \geq 7.667mm**$$

$$**tw = 8.64 mm \geq 7.67 mm**$$

$$**tw adoptado = 9 mm = 0.9 cm**$$

**Con rigidizadores longitudinales:**

$$tw \geq \frac{(D * \sqrt{fb})}{12200}$$

$$tw \geq \frac{(115 * \sqrt{2100})}{12200}$$

$$**tw = 0.432 cm**$$

$$tw \geq \frac{D}{300}$$

$$tw \geq \frac{1150}{300}$$

$$**tw \geq 3.83 mm**$$

$$tw = 4.32 \text{ mm} \geq 3.83 \text{ mm}$$

El espesor mínimo del acero estructural es de 7mm según el numeral 6.7.3 de la AASHTO, por lo cual se mantiene  $tw$  adoptado de 9mm.

### **Dimensiones de las alas**

Según AASHTO 6.10.2.2, las alas de tracción y compresión se diseñan de acuerdo a las expresiones siguientes:

$bf$ = Ancho de las alas en compresión y tracción.

$$bf \geq \frac{D}{6}$$

$$bf \geq \frac{1150}{6}$$

$$bf \geq 191.67 \text{ mm}$$

$$bf \text{ adoptado} = 20 \text{ cm}$$

$tf$ = Espesor de las alas.

$$\frac{bf}{tf} \leq 12$$

$$\frac{200}{12} \leq tf$$

$$tf \geq 16.67 \text{ mm}$$

$$tf \text{ adoptado} = 2.0 \text{ cm}$$

$$tf \geq 1.1 tw$$

$$tf \geq 1.1 * 9 \text{ mm}$$

$$20 \text{ mm} \geq 9.9 \text{ mm}$$

### **PARÁMETROS GEOMÉTRICOS DE DISEÑO**

#### **Tipo de superestructura:**

- Simplemente apoyado

- Vigas metálicas y tablero de hormigón
- Longitud del puente: 28 m
- Número de vigas: 4

**Sección transversal:**

- Ancho total: 9m
- Ancho de calzada: 7m
- Dos veredas de: 1m
- Número de vías: 2
- Protecciones laterales de hormigón armado

**Parámetros utilizados para el cálculo y diseño:**

- Hormigón  $F'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
- Acero de refuerzo  $Fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- Vigas de Acero Estructural ASTM A709 Grado HPS70W; (AASHTO LRFD), con un  $Fy = 485 \text{ MPa} = 4900 \text{ Kg/cm}^2$
- Peso específico del Hormigón ( $2.41 \text{ Tn/m}^3$ )
- Peso específico del Acero ( $7.83 \text{ Tn/m}^3$ )
- Arriostamientos Acero ASTM A-36
- Conectores Acero ASTM A-36

**Especificaciones y cargas:**

- Carga viva HL-93 y Normas AASHTO 2010
- Elementos de hormigón: método de última resistencia

- Vigas metálicas: Método de esfuerzos de trabajo

### DETALLE DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA DEL PUENTE

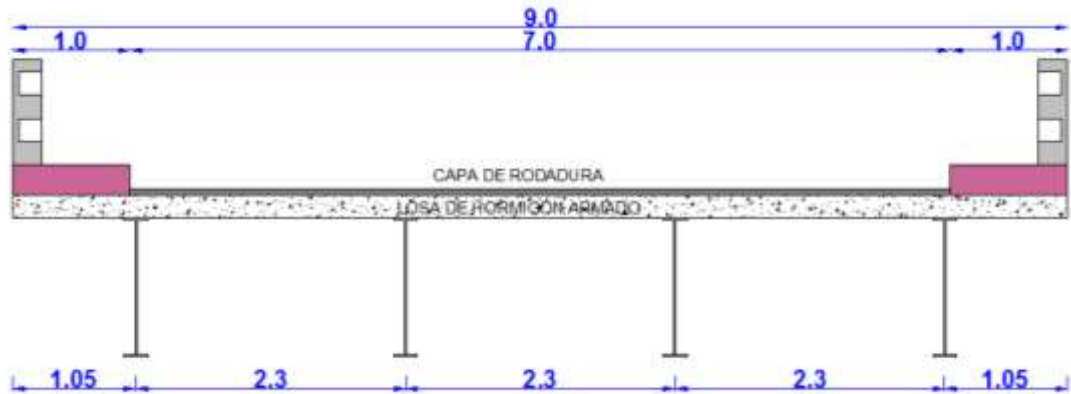


Gráfico 19.- Detalle de la sección típica del puente.

### 3.2.1.2. DISEÑO DE POSTES

En cada lado de la superestructura se colocarán 15 postes de hormigón armado.

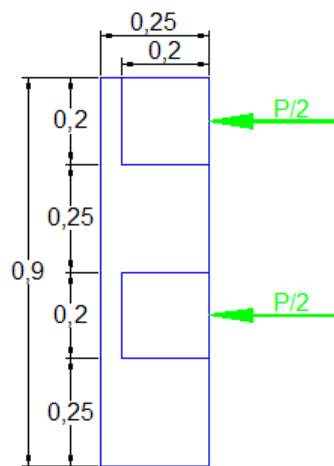


Gráfico 20.- Esquema de poste y pasamano

$$P = 4.54 Tn$$

$$P/2 = 2.27 Tn$$

b adoptado = 25 cm

El momento producido por la fuerza de colisión vehicular, desde la base del puente es:



$$ME = \frac{P}{2} (0.35 + 0.8)$$

$$ME = 2.611 \text{ Tn} - m$$

El peralte de acuerdo al momento es:

$$d = \sqrt{\frac{2.611 * 10^5}{1.5 * 11.951 * 25}}$$

$$d = 24.13 \text{ cm}$$

Se opta por colocar postes de 0.25m\*0.25m

Teoría elástica en flexión:

$$F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.4 F'_c$$

$$f_s = 0.4 F_y$$

$$f_c = 0.4 * 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 0.4 * 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 84 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

**Relación Modular:**

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

El módulo de Elasticidad del Hormigón ( $E_c$ ), de acuerdo a la AASHTO 5.4.2.4

$$E_c = 0.043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$$

$\gamma_c$  = densidad del hormigón en  $\text{kg/cm}^3$

$f'_c$  = resistencia del hormigón en MPa

$$E_c = 23168.34 \text{ MPa}$$

Módulo de Elasticidad del Acero ( $E_s$ ), según AASHTO 5.4.3.2

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Por lo tanto la relación modular es:

$$n = \frac{200000 \text{ MPa}}{23168.34 \text{ MPa}}$$

$$n = 8.632$$

**Armadura:**

Peralte (d) = 25 cm

Recubrimiento (r) = 3cm

$f_s = 1.5 f_s = 3780 \text{ kg/cm}^2$  (incremento de esfuerzo admisible)

$$A_s = \frac{M}{f_s * j * d}$$

$$A_s = \frac{2.611 * 10^5 \text{ kg} - \text{cm}}{2520 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0.894 * 22 \text{ cm}}$$

$$A_s = 5.27 \text{ cm}^2$$

Usar 3 Ø 16 mm en las dos caras (6 Ø 16 mm por cada poste)

**Chequeo del cortante:**

$$V_{\text{máx}} = V_u = P \quad v_c = 8.25 \text{ kg/cm}^2$$

$f_s = 1680 \text{ kg/cm}^2$  ( sin incremento de esfuerzos admisibles)

Se usarán estribos de Ø 10 mm:

$$S = A_v * F_y / v * h$$

$$A_v = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$S = 12.78 \text{ cm}$$

Usar 1E Ø 10 mm @ 0.10 m

### 3.2.1.3. DISEÑO DE PASAMANOS

Se usarán pasamanos de hormigón armado, de acuerdo a la configuración la

Longitud de barandas (Lb) de pasamanos será:

$$Lb = \text{Luz} - \# \text{ postes} * a - \text{juntas} - \text{espacio en extremos}$$

$$Lb = 28\text{m} - 15 * 0.25\text{m} - 2 * 0.025\text{m} - 2 * 0.1\text{m}$$

$$Lb = 24\text{m}.$$

Ancho asumido:  $b = 0.20\text{m}.$



Gráfico 21.- Detalle de poste y pasamanos.

$$P = 4.54 \text{ Tn.}$$

$$M = + P''L/6$$

$$P'' = P/2$$

$$M = 2.27 \times 2.0 / 6$$

$$L = 2.0\text{m.}$$

$$M = 0.76 \text{ Tn-m}$$

Para el Momento Resistente ( $MR = Rb * d^2$ ), se considera un incremento de esfuerzos admisibles en un 50% (Cargas accidentales).

$$MR = 1.5 * Rb * d^2$$

$$d = MR / 1.5 * Rb$$

$$d = \sqrt{\frac{0.76 * 10^5}{1.5 * 11.951 * 20}}$$

$$d = 14.56 \text{ cm.}$$

Entonces se asume un pasamano de  $0.20\text{m} * 0.20\text{m}.$

**Armadura:**

Recubrimiento (r)= 3 cm

Peralte (d)= 17 cm.

$$A_s = \frac{M}{f_s * j * d}$$

$$A_s = \frac{076 * 10^5 kg - cm}{2520 \frac{kg}{cm^2} * 0.894 * 17cm}$$

$$A_s = 1.984 cm^2$$

Se coloca 2 Ø 12 mm en ambas caras (4 Ø 12 mm por cada pasamano)

### **Cortante:**

$$V_{\text{máx}} = P'' = 2.27 \text{ Tn.}$$

$$v = V_{\text{máx}} / b * dv$$

$$v = 2270 \text{ kg} / (20 \text{ cm} * 17 \text{ cm})$$

$$v = 6.676 \text{ kg/cm}^2$$

Se usan estribos de Ø 10 mm.

$$A_v = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$S = A_v * F_s / (v - v_c) b$$

$$S = 19.753 \text{ cm.}$$

Usar 1E Ø 10 mm @ 0.1 m

### **3.2.1.4. DISEÑO DEL TABLERO**

La superestructura de puente en estudio está conformada por un tablero de hormigón y 4 vigas metálicas.

$$S = d + b/2$$

$$d = 2.3 - 0.3$$

$$d = 2.0$$

$$b = 0.30$$

$$S = 2.0 + 0.30/2$$

$$S = 2.15 \text{ m}$$

### 3.2.1.4.1. CARGAS DE DISEÑO

#### ❖ CARGAS MUERTAS

#### ANÁLISIS EN VOLADO

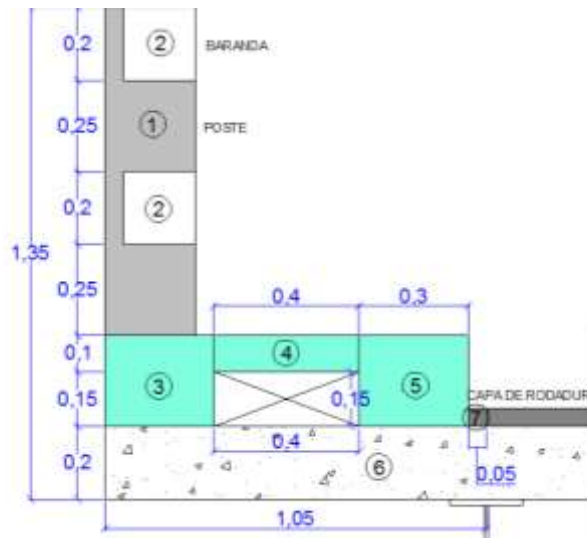


Gráfico 22.- Detalle de estructura en volado.

#### Cálculo de peso por metro lineal de cada elemento:

1.- Postes	$0.25 \times 0.25 \times 0.90 \times 2.40 \times 15/28 =$	0.072 Tn/m
2.- Pasamanos	$0.20 \times 0.20 \times 2.40 \times 2 \times 24/28 =$	0.165 Tn/m
3.- Vereda	$0.30 \times 0.2 \times 2.40 =$	0.144 Tn/m
4.- Loseta de vereda	$0.40 \times 0.10 \times 2.40 =$	0.096 Tn/m
5.- Vereda	$0.30 \times 0.20 \times 2.40 =$	0.144 Tn/m
6.- Losa	$1.05 \times 0.20 \times 2.40 =$	0.504 Tn/m
7.- Capa de rodadura	$0.05 \times 0.05 \times 2.3 =$	0.096 Tn/m

#### Determinación de Momentos:

FIGURA	PESOS Tn/m	BRAZO M	MOMENTO Tm-m/m
1	0,072	0,925	0,067
2	0,165	0,900	0,149
3	0,144	0,900	0,130
4	0,096	0,550	0,053
5	0,144	0,200	0,029
6	0,504	0,525	0,265
7	0,096	0,025	0,002
		<b>Mcm=</b>	<b>0,693</b>

Tabla 9.- Resumen de Momentos de CM en volado.

### TRAMO Y APOYOS INTERNOS

$$M_{cm} = w_{cm} S^2 / 4 \quad \text{Para 1 m de ancho.}$$

#### Carga Muerta

$$\text{Losa} = 0.20 \times 1 \times 2.40 = 0.48 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Capa de asfalto} = 0.05 \times 1 \times 2.30 = 0.115 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Total Carga Muerta: } w_{cm} = \mathbf{0.595 \text{ Tn/m}}$$

Determinación del Momento:

$$M_{cm} = \frac{0.595 \frac{Tn}{m} * 2.15m^2}{4}$$

$$\mathbf{M_{cm} = 0.688 Tn - m}$$

#### ❖ CARGAS VIVAS (Camión de Diseño: HL – 93)

$$Pr = 7.40 \text{ Tn}$$

$$\text{Peso} = 33.20 \text{ Tn}$$

$$\text{Tándem} = 22.40 \text{ Tn}$$

$$\text{Carga carril} = 0.96 \text{ Tn/m}$$

### MOMENTO POR CARGA VIVA EN EL VOLADO:

$$M_{cv} = Pr / E (x)$$

Ancho de distribución (E):  $E = 0.08 x + 1.143$

Cálculo del Impacto (I):

$$I = 1 + \frac{15.24}{L + 38}$$

$$I = 1 + \frac{15.24}{28 + 38}$$

$$I = 1.23 \leq 1.3$$

$$I = 1.23$$

### 1.- Posición Normal:

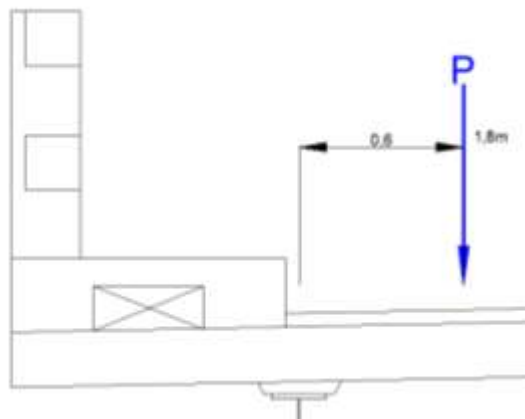


Gráfico 23.- Momento de carga viva en el volado

$$E = 0.833 * 0.6 m + 1.14$$

$$E = 1.64 m.$$

$$M_{cv} + i = 1.23 * \frac{7.40}{1.64} * 0.6$$

$$M_{cv} + i = 3.33 Tn - m/m$$

### 2.- Posición Accidental:

En esta posición se asume cuando el camión se encontraría sobre la vereda, el eje ubicado a 0.3 m desde el borde interno de la baranda, con lo cual se determina x a partir del eje de la viga.

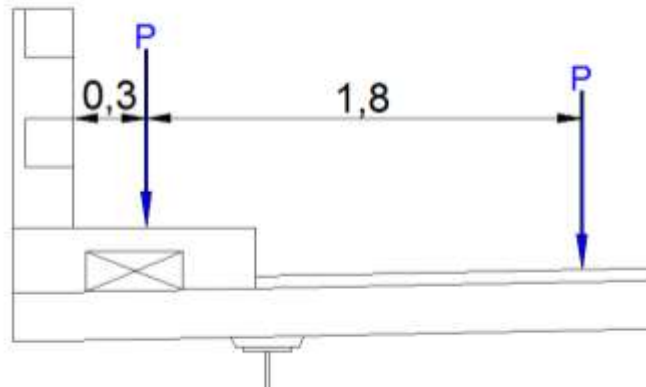


Gráfico 24.- Posición de máxima excentricidad accidental de la carga de rueda.

$$x = 1.0 - 0.25 - 0.3$$

$$x = 0.45m$$

$$E = 0.833 * 0.45 + 1.14$$

$$E = 1.515m$$

$$M_{cv + i} = 1.23 * \frac{7.40}{1.515} * 0.45$$

$$M_{cv + i} = 2.70 \text{ Tn} - m/m$$

### MOMENTO POR CARGA VIVA EN TRAMO Y APOYOS INTERIORES:

$$M_{cv + i} = + 1.23x 0.80x (S+0.61) x Pr / 9.74$$

$$M_{cv + i} = + 1.23x 0.80x (2.15 + 0.61) x 7.40 / 9.74$$

$$M_{cv + i} = 2.065 \text{ Tn-m/m}$$

### 3.2.1.4.2. MOMENTOS DE DISEÑO

Grupo I	$M_u = 1.30 (M_{cm} + 1,67 (M_{cv} + i))$	Posición normal
---------	---	-----------------

	$M_u = 1.30 (M_{cm} + 1,00 (M_{cv} + i))$	Posición accidental
--	---	---------------------

Volado:



$$M_u = 1.30 * (0.693 \text{ Tn-m} + (1.67 * 3.33 \text{ Tn-m}))$$

$$M_u = 8.13 \text{ Tn-m} \text{ Posición normal}$$

$$M_u = 1.30 * (0.693 \text{ Tn-m} + (1.0 * 2.70 \text{ Tn-m}))$$

$$M_u = 4.411 \text{ Tn-m} \text{ Posición accidental}$$

Tramo y apoyos:

$$M_u = 1.3 * (M_{cm} + 1.67 * M_{cv} + I)$$

$$M_u = 1.3 * (0.688 \text{ Tn-m} + 1.67 * 2.063 \text{ Tn-m})$$

$$M_u = 5.373 \text{ Tn-m}$$

### 3.2.1.4.3. CÁLCULO DEL ACERO DE REFUERZO

A FLEXIÓN

DATOS:

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$r = 3 \text{ cm}$$

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

$$d = 17 \text{ cm}$$

$$F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

**VOLADO**

Para el cálculo se escoge el Momento mayor entre el obtenido por la posición normal y accidental.

$$\mathbf{Mu = 8.13 \text{ Tn-m}}$$

$$k = \frac{Mu}{\emptyset * B * d^2 * f'c}$$

$$k = \frac{8.13 * 10^5 \frac{Tn}{cm}}{0.9 * 100cm * (17cm)^2 * 280kg/cm^2}$$

$$\mathbf{k = 0.1116}$$

$$kmáx = \frac{1}{2.36}$$

$$\mathbf{kmáx = 0.424}$$

$$\rho = \frac{f'c}{Fy} * \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36k}}{1.18}$$

$$\rho = \frac{280kg/cm^2}{4200kg/cm^2} * \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * 0.1116}}{1.18}$$

$$\mathbf{\rho = 0.008}$$

$$\rho máx = 0.75 * 0.85\beta_1 * \frac{f'c}{Fy} * \frac{6300}{6300 + Fy}$$

$$\rho máx = 0.75 * 0.85 * 0.9 * \frac{280kg/cm^2}{4200kg/cm^2} * \frac{6300}{6300 + 4200kg/cm^2}$$

$$\mathbf{\rho máx = 0.022}$$

$$\rho mín = \frac{14}{Fy}$$

$$\rho mín = \frac{14}{4200}$$

$$\mathbf{\rho mín = 0.0033}$$

$$\rho mín < \rho < \rho máx$$

$$\mathbf{0.003 < 0.008 < 0.022 \text{ ok.}}$$

$$As \text{ calculado} = \rho * b * d$$

$$As \text{ calculado} = 0.008 * 100 \text{ cm} * 17 \text{ cm}$$

$$As \text{ calculado} = 13.60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$6 \text{ } \emptyset 14 \text{ mm} = 9.24 \text{ cm}^2$$

$$4 \text{ } \emptyset 12 \text{ mm} = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ real} = 13.76 \text{ cm}^2$$

Para armadura superior usar:

**1  $\emptyset$  14 mm @ 0.20m**

**1  $\emptyset$  12 mm @ 0.25m**

**TRAMO Y APOYOS INTERNOS:**

**Mu = 5.373 Tn-m**

$$k = \frac{Mu}{\emptyset * B * d^2 * f'c}$$

$$k = \frac{5.373 * 10^5 \frac{Tn}{cm}}{0.9 * 100cm * (17cm)^2 * 280kg/cm^2}$$

$$k = 0.0737$$

$$k_{\text{máx}} = \frac{1}{2.36}$$

$$k_{\text{máx}} = 0.424$$

$$\rho = \frac{f'c}{Fy} * \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36k}}{1.18}$$

$$\rho = \frac{280kg/cm^2}{4200kg/cm^2} * \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * 0.0737}}{1.18}$$

$$\rho = 0.005$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75 * 0.85 \beta_1 * \frac{f'c}{Fy} * \frac{6300}{6300 + Fy}$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75 * 0.85 * 0.9 * \frac{280\text{kg/cm}^2}{4200\text{kg/cm}^2} * \frac{6300}{6300 + 4200\text{kg/cm}^2}$$

$$\rho_{\text{máx}} = \mathbf{0.022}$$

$$\rho_{\text{mín}} = \frac{14}{Fy}$$

$$\rho_{\text{mín}} = \frac{14}{4200}$$

$$\rho_{\text{mín}} = \mathbf{0.0033}$$

$$\rho_{\text{mín}} < \rho < \rho_{\text{máx}}$$

$$\mathbf{0.003 < 0.005 < 0.022 \text{ ok.}}$$

$$\text{As calculado} = \rho * b * d$$

$$\text{As calculado} = 0.005 * 100 \text{ cm} * 17 \text{ cm}$$

$$\text{As calculado} = \mathbf{8.75 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

$$6 \text{ } \emptyset \text{ 14 mm} = 9.24 \text{ cm}^2$$

$$\text{As real} = 9.24 \text{ cm}^2$$

Para armadura superior usar **1 Ø 14 mm @ 0.20 m**

Para armadura inferior usar **1 Ø 14 mm @ 0.20 m**

### **ARMADURA DE DISTRIBUCIÓN (ASD):**

Entre las caras de vigas, se colocarán en la parte inferior lo especificado a continuación:

$$P = \frac{121}{\sqrt{S}} < 67 \%$$

$$P = \frac{121}{\sqrt{2.15}} < 67 \%$$

$$P = 82.52\% > 67\%$$

Asumimos el valor del porcentaje máximo (67%)

$$Asd = 0.67 * As(+)$$

$$Asd = 0.67 * 8.75 cm^2$$

$$Asd = 5.863 cm^2$$

$$7 \text{ } \emptyset 12 \text{ mm} = 7.92 cm^2$$

$$As \text{ real} = 7.92 cm^2$$

Para la parte inferior del tablero usar:

**1  $\emptyset$  14 mm @ 0.15 m (Tramo)**

**1  $\emptyset$  14 mm @ 0.30 m (Apoyo)**

**ARMADURA DE TEMPERATURA (AST):**

En la parte superior de la armadura se coloca:

$$Ast = 0.0018 * b * d$$

$$Ast = 0.0018 * 100 cm * 17 cm$$

$$Ast = 3.06 cm^2$$

$$4 \text{ } \emptyset 12 \text{ mm} = 5.65 cm^2$$

$$As \text{ real} = 5.65 cm^2$$

Para el acero de temperatura en parte superior del tablero usar:

**1  $\emptyset$  12 mm @ 0.25 m**

### 3.2.1.5. DISEÑO Y CÁLCULO DE VIGAS METÁLICAS

L=	28	m	Longitud total del puente
Lc=	27,5	m	Luz de cálculo
A=	9	m	Ancho del puente
N=	2	u	Número de vías
Sv=	2,30	m	Separación entre vigas
t=	20	cm	Espesor del tablero
B=	2,3	m	Ancho colaborante del tablero
Nv=	4	u	Número de vigas
F'c=	280	kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia a la compresión del hormigón
Fy=	4900	kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Mín. de Fluencia del Acero Estr. A-709
Fy=	2350	kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Mín. de Fluencia del Acero A 36
γHor=	2410	kg/cm <sup>3</sup>	Peso específico del Hormigón
γAcero=	7850	kg/cm <sup>3</sup>	Peso específico del Acero
Es=	2,03 E+6		Módulo de elasticidad del acero (AASHTO 5,4,3,2)
Ec=	$E_c = 0.043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$		Módulo de elasticidad del concreto (AASHTO 5,4,2,4)
n=	8		Relación Modular (AASHTO 6,10,1,1,1b)

Tabla 10.- Datos para el cálculo y diseño de vigas metálicas

Se usarán vigas metálicas de alma llena que trabajarán en conjunto con el tablero.

#### 3.2.1.5.1. CARGAS

Se debe realizar una comparación de cargas vivas y cargas muertas entre la viga interior y exterior, esto se lo realiza antes del cálculo.

##### ➤ CARGAS MUERTAS

#### Cargas Muertas Permanentes (wcm)

##### Viga exterior:

Los pasamanos, postes, veredas y carpeta de rodadura se las considera como cargas portuarias, razón por la cual las cargas que se toman en cuenta para efectos de comparación son las del tablero, cartelas y viga metálica.

$$\text{Tablero} \quad 2.2\text{m} * 0.20\text{m} * 2.41 \text{ Tn/m}^3 = 1.060 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Cartela} \quad 0.4\text{m} * 0.05\text{m} * 2.41 \text{ Tn/m}^3 = 0.0482 \text{ Tn/m}$$

Peso viga metálica= 0.274 Tn/m

**Sumatoria wcm= 1.383 Tn/m**

**Viga interior:**

Tablero  $2.3m * 0.20m * 2.41 Tn/m^3 =$  1.109 Tn/m

Cartela  $0.4m * 0.05m * 2.41 Tn/m^3 =$  0.0482 Tn/m

Peso viga metálica= 0.274 Tn/m

**Sumatoria wcm= 1.431 Tn/m**

Por lo tanto el peso de la viga interior es mayor que la viga exterior debido a que el ancho cooperante de la viga interior es mayor.

**Cargas Acabados o Cargas Posteriores (wcpo):**

Postes:  $0.25*0.25*0.90*2.41*15/28 =$  0.145 Tn/m (2)

Pasamanos:  $0.20*0.20*24*4*2.41/28 =$  0.331 Tn/m (4)

Aceras:  $((1*0.2)-(0.4*0.15))*2.41*2 =$  0.675 Tn/m (2)

Capa de Rodadura:  $7*0.05*2.30 =$  0.805 Tn/m

**Sumatoria= 1.956 Tn/m**

Como son 4 vigas entonces:

**Wc pos/viga= 0.489 Tn/m**

➤ **CARGAS VIVAS (wcv):**

Según la AASHTO 3.6.1.2.2 se considera el Camión HL 93 como el camión de diseño.

**Sobrecarga HL - 93**

$P = 7.40 \text{ Tn}$	EJE 1: $0.5 P = 3.700 \text{ Tn}$
Por vía (wcv) = $0.952 \text{ Tn/m}$	EJE 2: $2 P = 14.800 \text{ Tn}$
$P_c = 11.791 \text{ Tn}$	EJE 3: $2 P = 14.800 \text{ Tn}$
$P_m = 8.163 \text{ Tn}$	Total (R): $4.5 P = 33.300 \text{ Tn}$

### **Carga Viva Peatonal:**

La carga peatonal es de  $3.6 \times 10^{-3} \text{ MPa}$  (AASHTO 3.6.1.6 Cargas Peatonales), en todas las aceras de más de 600 mm de ancho y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

$$3.6 \times 10^{-3} \text{ MPa} \text{ Equivale a } 367.1 \text{ Kg/m}^2$$

Ancho libre de acera = Longitud del volado - Ancho del poste

$$\text{Ancho libre de acera} = 1.05 \text{ m} - 0.25 \text{ m} - 0.05 \text{ m}$$

$$\text{Ancho libre de acera} = 0.75 \text{ m}$$

$$\text{Por viga} = 0.3671 \text{ Tn/m}^2 * 0.75 \text{ m} * 2 / 4$$

$$\text{Por viga} = \mathbf{0.138 \text{ Tn/m}}$$

### **IMPACTO:**

$$\text{Impacto} = \frac{15.24}{L_i + 38}$$

La luz de impacto se tomará:

- Momento  $L_i = L_c$
- Corte  $L_i = L_c - x$

Factor de distribución:

Viga interior:

$$F_d \text{ int} = S / 1.676 \quad S = 2.30 \text{ m}; \text{ Separación entre vigas}$$



$$F_d \text{ int} = 1.372$$

Viga exterior:

$$F_d \text{ ext} = (d_1+d_2)/S$$

$$F_d \text{ ext} = 1.748$$

### 3.2.1.5.2. CÁLCULO DE MOMENTOS

#### Momentos de Carga Muerta Permanente, Posteriores y Carga Viva + Impacto y Peatonal.

Los puntos determinados como críticos serán donde se encuentran ubicados los rigidizadores transversales tanto en apoyos como en ejes.

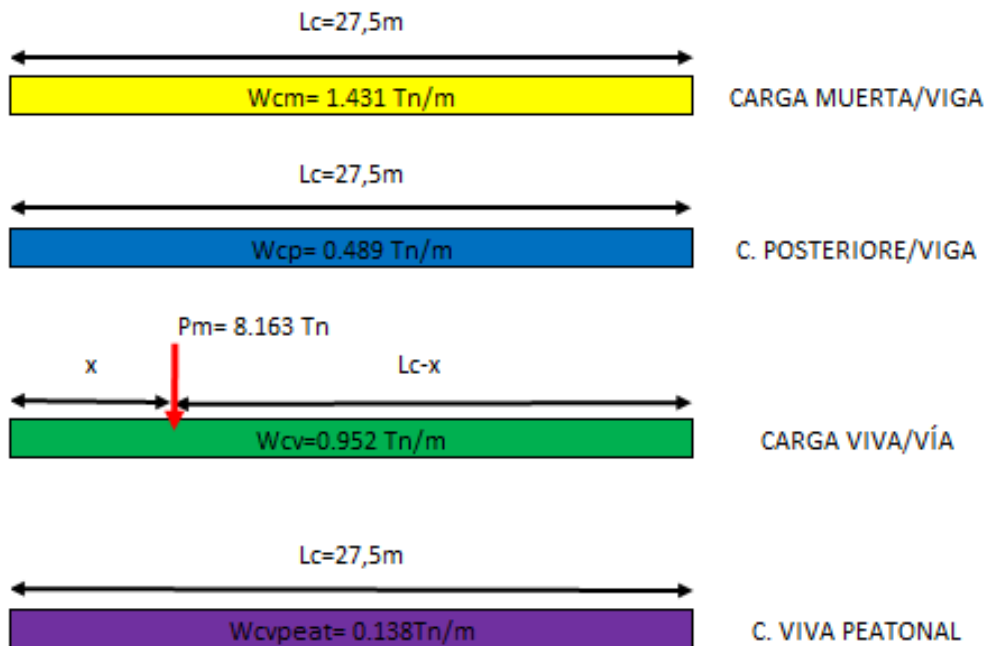


Gráfico 25.- Cargas actuantes en la viga

**Momento por carga distribuida:**

$$M_x = \frac{Wx}{2}(L_c - x)$$

**Momento por carga puntual:**

$$Mx = \frac{(Lx - c)}{2} Px$$

$$Mcv + i = \frac{\frac{Mcv}{vía}}{N^{\circ} \text{ ejes longitud.}} Fd * I$$

Para calcular el momento de carga viva por viga, el momento por vía se debe dividir para el número de ejes longitudinales y luego multiplicar por Fd y añadir el valor de Impacto.

Datos:

$$P = 7.4 \text{ Tn.}$$

$$a = 4.27 \text{ m. (separación entre ejes)}$$

$$Lc = 27.5 \text{ m.}$$

$$Sv = 2.30 \text{ m.}$$

$$Wcm = 1.431 \text{ Tn/m}$$

$$Wcposterior = 0.489 \text{ Tn/m}$$

$$Wcv = 0.952 \text{ Tn/m}$$

$$Wcm = 0.138 \text{ Tn/m}$$

$$I = 0.233$$

$$Fi = 1.233$$

$$Fd = 1.372$$

$$N^{\circ} \text{ vías} = 2$$

### POSICIÓN 1:

El eje posterior se encuentra sobre el punto en investigación.

$$Mx = Ri * x$$

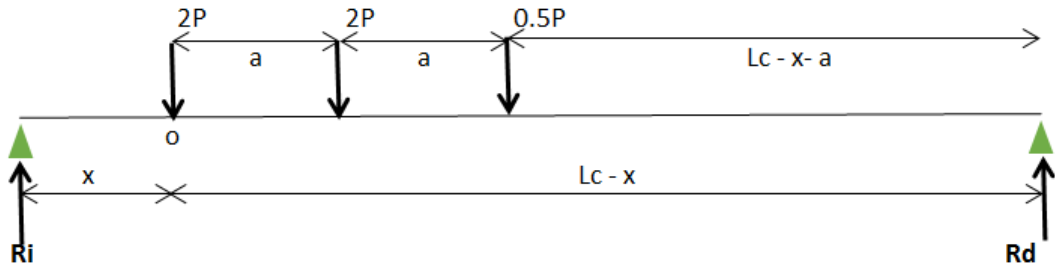


Gráfico 26.- Diagrama de posiciones de los ejes del camión en Posición 1

### POSICIÓN 2:

El eje central se encuentra sobre el punto en investigación.

$$Mx = Ri * x - 0.5P * a$$

$$Mx = Rd * (L - x) - 2P * a$$

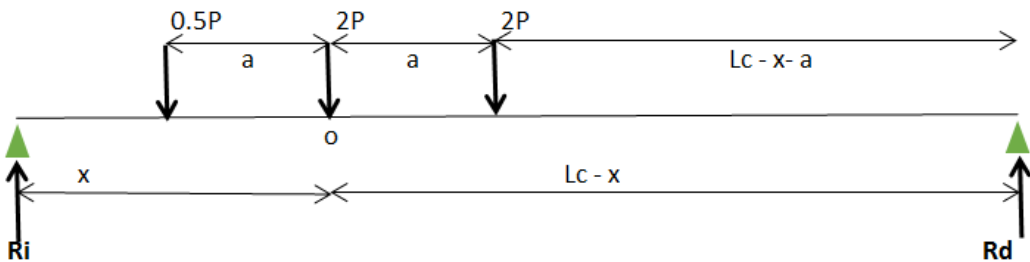


Gráfico 27.- Diagrama de posiciones de los ejes del camión en Posición 2

## POSICIÓN TÁNDEM DE DISEÑO

$$M_x = R_i * x$$

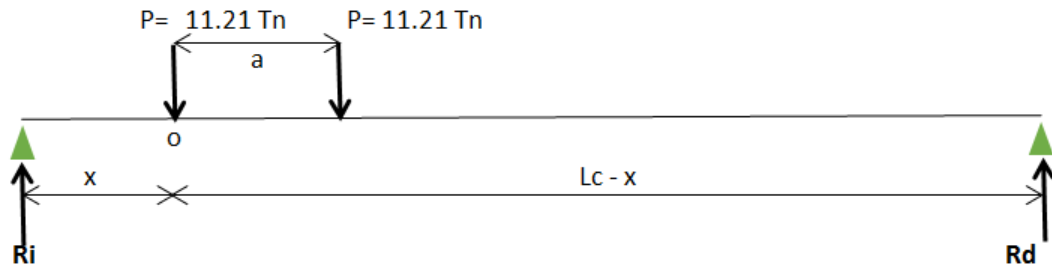


Gráfico 28.- Diagrama de posiciones de los ejes del Tándem de Diseño

## MOMENTOS CALCULADOS EN PUNTOS CRÍTICOS

Los puntos críticos son las distancias en la cuales se encuentran los rigidizadores transversales en las vigas.

X (m)	Mcm (Tn-m)	Mcposterior (Tn-m)	Mcv+i(equiv) (Tn-m)	Mcv+i(pos 1) (Tn-m)	Mcv+i(pos 2) (Tn-m)	M máximo (Tn-m)	Mcvpeat. (Tn-m)	$M_{CV+1}$ (Tn-m)
0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.00
1.38	25.70	8.78	22.64	32.848	21.428	32.85	2.47	35.32
2.75	48.70	16.64	42.89	61.823	52.622	61.82	4.68	66.51
5.50	86.58	29.58	76.25	108.155	102.897	108.16	8.33	116.48
8.25	113.63	38.82	100.08	138.996	137.682	139.00	10.93	149.93
11.00	129.87	44.37	114.38	154.346	156.975	156.98	12.49	169.47
13.04	134.92	46.09	118.83	155.725	161.279	161.28	12.98	174.26
13.75	135.28	46.22	119.15	154.205	160.777	160.78	13.01	173.79

Tabla 11.- Resumen de Momentos de Camión de Diseño HL-93

X	Mcm	Mcposterior	Mcv+i(equiv)	Mcv+i(tandem)	M máximo	Mcvpeat.	Mcv+i
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1.38	25.703	8.781	26.847	24.202	26.847	2.473	29.320
2.75	48.700	16.638	50.869	45.796	50.869	4.685	55.554
5.50	86.578	29.578	90.434	81.162	90.434	8.329	98.762
8.25	113.634	38.821	118.694	106.098	118.694	10.931	129.625
11.00	129.867	44.367	135.651	120.605	135.651	12.493	148.143
13.04	134.918	46.092	140.926	124.628	140.926	12.979	153.905
13.75	135.279	46.215	141.303	124.682	141.303	13.013	154.316

Tabla 12.- Resumen de Momentos de Tándem de Diseño

### COMPROBACIÓN DE MOMENTOS MÁXIMOS:

Momento Máximo por Carga Muerta (M<sub>máx cm</sub>):

$$M_{max\ cm} = \frac{W_{cm} * L^2}{8}$$

$$M_{max\ cm} = \frac{1.431\ Tn/m * 27.5m^2}{8}$$

$$M_{max\ cm} = 135.274\ Tn-m$$

Momento Máximo por Carga Muerta Posteriores (M<sub>máx post</sub>):

$$M_{max\ cpost} = \frac{W_{cpost} * L^2}{8}$$

$$M_{max\ cpost} = \frac{0.489Tn/m * 27.5m^2}{8}$$

$$M_{max\ cpost} = 46.22\ Tn - m$$

Momento Máximo por Carga Viva

**TEOREMA DE BARRÉ**

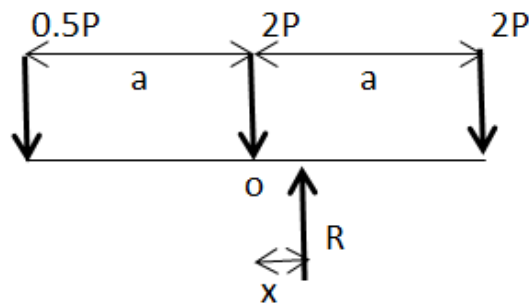


Gráfico 29.- Fuerzas de los ejes del camión de diseño.

$$\sum Mo = 0$$

$$0.5P * 4.27 + Rx - 2P * 4.27 = 0$$

Camión de diseño HL, P = 7.4 Tn, entonces:

$$x = 1.423m.$$

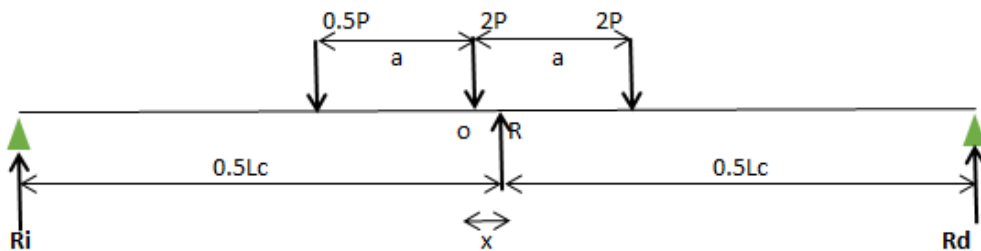


Gráfico 30.- Posición del camión de diseño HL para Mcv por el Teorema de Barré.

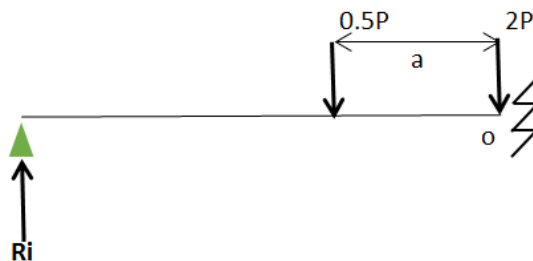


Gráfico 31.- Fuerzas para Momento de carga viva máxima.

$$\sum Mo = 0$$

$$Ri(13.29) - 0.5P * 4.27 = Mmáx$$

Sumatoria Momentos respecto al eje derecho de la figura.

$$\sum M_o = 0$$

$$R_i * L_c = 0.5P \left( \frac{L_c}{2} + x + a \right) + 2P \left( \frac{L_c}{2} + x \right) + 2P \left( \frac{L_c}{2} + x - a \right)$$

$$R_i * L_c = 60P$$

$$R_i = 2.14P$$

Reemplazando  $R_i$  en la ecuación anterior y  $P$  del Camión de diseño HL 93 es 7.4 Tn tenemos:

$$M_{\text{máx}} = 26.30 P$$

$$M_{\text{máx}} = 194.66 \text{ Tn} - m$$

Añadiendo los factores de distribución obtenemos:

$$M_{\text{máx}} = \frac{328.50 \text{ Tn} - m}{N^{\circ} \text{ ejes}}$$

$$M_{\text{máx}} = 164.25 \text{ Tn} - m.$$

El valor de momento por carga viva se diferencia debido a que se utiliza una longitud de 28m.

## LÍNEA DE INFLUENCIA

El momento calculado en el punto medio tiene como datos una longitud de 28m y una distancia entre ejes del camión de Diseño HL de 4.27m.

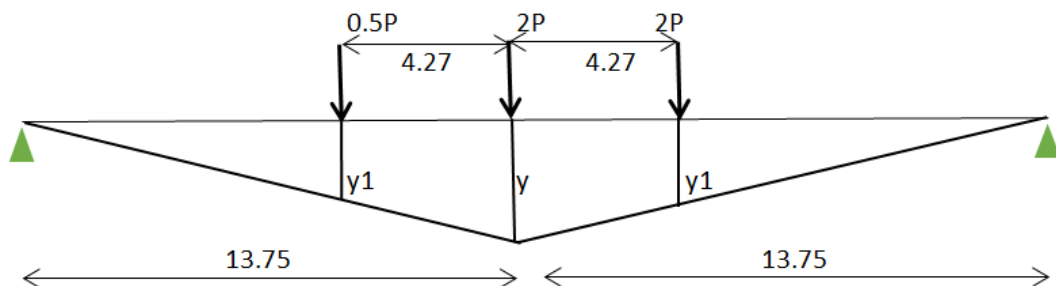


Gráfico 32.- Posición de los ejes para del camión para cálculo de Mcv por Líneas de Influencia.

$$Mcv = 0.5Py1 + 2Py + 2Py1$$

$$Mcv = 26.41P$$

Incluyendo los Factores de Distribución:

$$Mcv = \frac{329.32 Tn - m}{N^{\circ} \text{ ejes}}$$

$$Mcv = 164.66 Tn - m$$

### 3.2.1.5.3. MOMENTOS POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA

Datos:

$$Et = 1.08E-05$$

$$Es = 2.00E-04$$

$$Dt = 15\%C$$

$$Et_{total} = Et * Dt + Es$$

$$Et_{total} = 3.62E^{-4}$$

$$Ah = \frac{B * t}{N}$$

$$B = 12t$$

$$Ah = \frac{12 * t^2}{N}$$

$$Ah = \frac{12 * (20cm)^2}{8}$$

$$Ah = 600cm^2$$

Dónde:

Ah: Área de hormigón sección n

t = Espesor del tablero

Et: Deformación unitaria por dilatación térmica

Es: Deformación unitaria por contracción



Dt: Variación de temperatura

N: Relación Modular

### **FUERZA DE CONTRACCION Y TEMPERATURA (P)**

Fuerza de contracción y temperatura aplicada en el centro de gravedad de la sección de hormigón.

$$Esfuerzo = E_s * E_t$$

$$Esfuerzo = P/A$$

Igualando las ecuaciones tenemos:

$$P = A * E_s * E_t$$

$$P = 600 * 2.03E^6 * 3.62E^{-4}$$

$$P = 440916 \text{ kg.}$$

#### **3.2.1.5.4. CÁLCULO DE CORTE**

Para el cálculo de corte, de igual manera se procede a tomar los puntos en los cuales están ubicados los rigidizadores ya que tienen que ver directamente con el esfuerzo cortante.

Datos:

$$L_c = 27 \text{ m.}$$

$$S_v = 2.30 \text{ m.}$$

$$W_{cm} + W_{cpost} = 1.92 \text{ Tn/m}$$

$$W_{cv} = 0.952 \text{ Tn/m}$$

$$P_c = 11.79 \text{ Tn}$$

$$I = 0.23$$

$$F_i = 1.23$$

$$F_d = 1.37$$

## CORTES POR CARGAS PERMANENTES

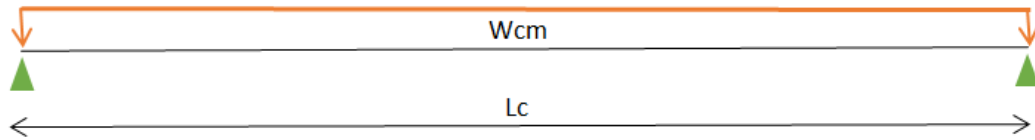


Gráfico 33.- Corte por Cargas Permanentes

$$V_{cm} + c_p = R - wx$$

$$R = (w_{cm} + w_{cpos}) * \left(\frac{L_c}{2} - x\right)$$

## CORTES POR CARGAS VIVA + IMPACTO

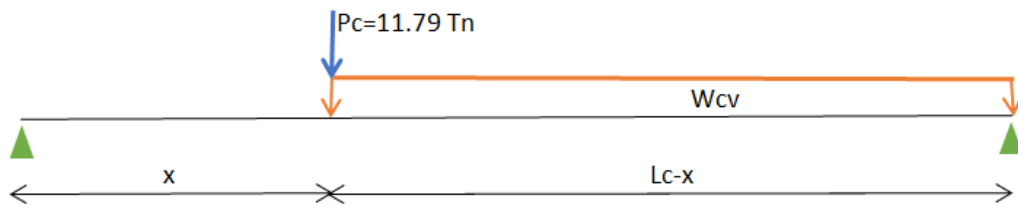


Gráfico 34.- Corte por Cargas Equivalente.

$$R_i = \frac{w(L_c - x)}{2L_c} + \frac{P(L_c - x)}{L_c}$$

El corte de carga viva más impacto, por viga, se obtiene al dividir por 2 (ejes longitudinales) y multiplicar por FD.

$$R_i = \frac{V_{cv}/vía}{2} * F_d * I$$

Para el cálculo del corte con el camión, se realiza la comparación con el corte obtenido por carga equivalente y el diseño se lo realiza con el mayor.

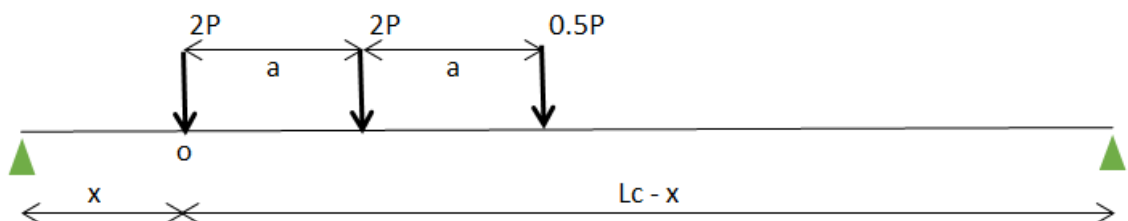


Gráfico 35.- Corte por ejes del camión.

## ESFUERZOS CORTANTES

$$Fv = \frac{Vt}{D} * tw$$

Altura del alma de la viga  $D = 115 \text{ cm.}$

Espesor del alma de la viga  $tw = 1 \text{ cm.}$

X(m)	Vcm +cp	Vcv+i (pos 1)	Vcv+i (equiv)	V máx.	Vt =	fv =	Vtvcpeat.
0	26.399	34.186	21.045	34.186	62.478	543.29	1.893
1.38	23.759	32.414	19.545	32.414	57.876	503.27	1.704
2.75	21.119	30.631	18.092	30.631	53.265	463.17	1.514
5.50	15.839	27.034	15.325	27.034	44.009	382.68	1.136
8.25	10.560	23.387	12.744	23.387	34.704	301.77	0.757
11.00	5.280	19.684	10.349	19.684	25.342	220.37	0.379
13.04	1.363	16.895	8.695	16.895	18.356	159.62	0.098
13.75	0.000	15.915	8.143	15.915	15.915	138.39	0.000

Tabla 13.-Resumen de cortes.

El cortante mayor es  $V = 62.478 \text{ Tn.}$  obtenido de la suma del Cortante de Carga Muerta, el mayor Cortante de Carga Viva de las dos posiciones calculadas y por último el Cortante de la Carga Peatonal.

### 3.2.1.5.5. TENSIÓN EN LAS SECCIONES

Según la AASHTO en el Artículo 6.10.1.1.1, determina que la tensión elástica debido a las cargas que se aplican en cualquier punto de la sección compuesta de ser igual a la sumatoria de las tensiones provocadas por las cargas aplicadas separadamente a los siguientes parámetros.

La sección de acero.

La sección compuesta a corto plazo.

La sección compuesta a largo plazo.

## ANÁLISIS DE LA PRIMERA ETAPA: SOLO VIGA

Solamente intervienen como carga, el peso propio de la viga más el peso propio del tablero.

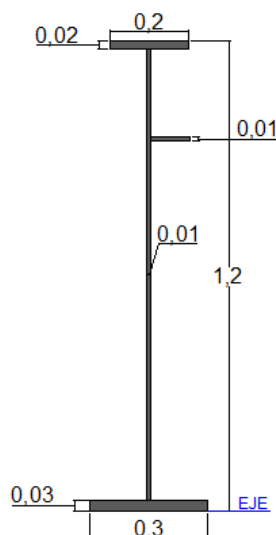


Gráfico 36.- Dimensiones en metros de la sección de la viga.

### Momento por carga muerta

$$W_{cm} = 1.431 \frac{Tn}{m}$$

$$M_{\text{máx}} \text{ cm} = 135.28 Tn - m$$

### Propiedades Geométricas de la viga

Secciones	Dim. (cm)		A (cm <sup>2</sup> )	$\bar{y} t$ (cm)	$A\bar{y} t$ (cm <sup>3</sup> )	Io (cm <sup>4</sup> )	d (cm)	Io + A d <sup>2</sup>
Platabanda								
Ala inferior	30	3	90	1.5	135	67.500	48.7	213743
Alma	1	115	115	60.5	6957.5	126739.583	-10.3	138880
Rig long	10	1	10	95.5	955	0.833	-45.3	20498.6
Ala superior	20	2	40	119	4760	13.333	-68.8	189211
Suma		120	255		12807.5	126821.250		562332

Tabla 14.- Resumen de Propiedades de la viga para la primera etapa.

Se procede a calcular la distancia desde el eje neutro hasta la fibra más extrema en compresión ( $y_t$ ):

$$y_b = \frac{\sum A * y_t}{\sum A}$$

$$y_b = \frac{12807.5 \text{ cm}^3}{255 \text{ cm}^2}$$

$$y_b = 50.20 \text{ cm}$$

Por lo tanto:

$$y_t = H - Y_b$$

$$y_t = 120\text{cm} - 50.20\text{cm}$$

$$y_t = 69.80 \text{ cm}$$

El cálculo de las distancias desde el centro de gravedad de cada sección de la viga hasta la base del patín es:

Ala inferior:

$$y_t = \frac{t_f}{2}$$

$$y_t = \frac{3\text{cm}}{2} = 1.5\text{cm}$$

Alma de la viga:

$$y_t = t_f + \frac{D}{2}$$

$$y_t = 3\text{cm} + \frac{115\text{cm}}{2} = 60.5\text{cm}$$

Rigidizador longitudinal:

Se colocara a 23 cm debajo del patín superior.

$$y_t = t_f + \left(D - \frac{D}{5}\right) + \frac{\text{espesor rig. long.}}{2}$$

$$y_t = 3\text{cm} + (115\text{cm} - 23\text{cm}) + \frac{1\text{cm}}{2} = 95.5\text{cm}$$

Ala superior:

$$yt = tf + D + \frac{tf}{2}$$

$$yt = 3cm + 115cm + \frac{2cm}{2} = 119cm$$

### **Cálculo de la Inercia**

Cada una de las inercias obtenidas se realiza por medio de la fórmula presentada a partir de la base y la altura de las secciones respectivas:

$$I = \frac{b * h^3}{12}$$

### **Distancia al centro de gravedad de cada sección (d):**

Son las distancias que van desde el centro de gravedad de la viga hasta el centro de gravedad de cada una de las secciones que conforman la viga.

### **Módulos Seccionales:**

Los más importantes se encuentran en los niveles de la fibra más extrema sometida a compresión y de igual manera la fibra sometida a tracción más extrema.

El Módulo seccional que corresponde a la fibra más extrema sometida a compresión.

Dónde:

Icg: Inercia con respecto al centro de gravedad.

Yt: distancia desde el eje neutro hasta la fibra más extrema en compresión.

$$Zarr = \frac{Icg}{yt}$$

$$Zarr = \frac{562332 \text{ cm}^4}{69.8 \text{ cm}}$$

$$Zarr = 8059.3 \text{ cm}^3$$

El Módulo seccional que corresponde a la fibra más extrema sometida a tracción.

Dónde:

Icg: Inercia con respecto al centro de gravedad.

Yb: distancia desde el eje neutro hasta la fibra más extrema en tracción.

$$Z_{ab} = \frac{I_{cg}}{y_b}$$

$$Z_{ab} = \frac{562332 \text{ cm}^4}{50.2 \text{ cm}}$$

$$Z_{ab} = 11196.15 \text{ cm}^3$$

### ESFUERZOS EN LA VIGA

Los esfuerzos se realiza según la etapa constructiva, los esfuerzos calculados no deben superar a los esfuerzos admisibles tanto del acero como del hormigón.

Esfuerzo de compresión en la fibra superior de la viga metálica.

Dónde:

M: Momento por carga muerta.

Z<sub>arr</sub>: Modulo seccional que corresponde a la fibra más extrema sometida a compresión.

$$F_{arr} = \frac{M}{Z_{arr}}$$

$$F_{arr} = \frac{135.28 * 10^5 \text{ Kg} - \text{cm}}{8059.30 \text{ cm}^3}$$

$$F_{arr} = 1678.545 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo de compresión en la fibra inferior de la viga metálica.

Dónde:

M: Momento por carga muerta.

Z<sub>ab</sub>: Modulo seccional que corresponde a la fibra más extrema sometida a tracción.

$$F_{ab} = \frac{M}{Z_{ab}}$$

$$F_{ab} = \frac{135.28 * 10^5 \text{ Kg} - \text{cm}}{11196.15 \text{ cm}^3}$$

$$F_{ab} = 1208.260 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

### ANÁLISIS DE LA SEGUNDA ETAPA: SECCIÓN COMPUESTA

Sección compuesta total del puente, es decir el puente vacío.

Ancho cooperante del hormigón en centímetros.

B = 230 cm.

Relación de los módulos de elasticidad del hormigón y el acero. n=8

$$\frac{B}{3n} = \frac{230 \text{ cm}}{3 * 8}$$

$$\frac{B}{3n} = 10 \text{ cm}$$

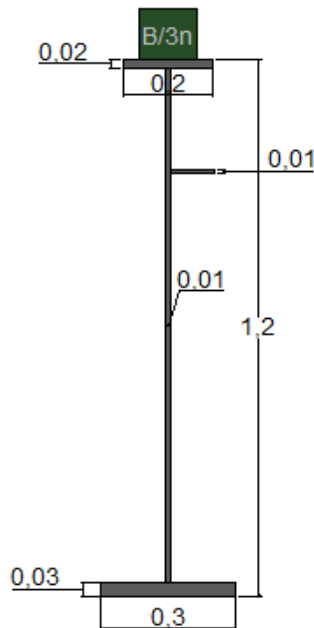


Gráfico 37.- Dimensiones en metros de la sección de la viga para la segunda etapa.

### Momento por carga posterior

$$W_{cpost} = 0.489 \frac{Tn}{m}$$

$$M_{\text{máx post}} = 46.22 Tn - m$$

### Propiedades Geométricas de la sección compuesta:

Sección	Dim. (cm)		A (cm <sup>2</sup> )	$\bar{y} t$ (cm)	A* $\bar{y} t$ (cm <sup>3</sup> )	I <sub>o</sub> (cm <sup>4</sup> )	d (cm)	I <sub>o</sub> + A d <sup>2</sup>
Losa	10	20	191.667	135	25875	6388.889	48.4	455331
Viga			255	50.2	12807.5	562332.034	36.3771	899772
<b>Suma</b>			446.667		38682.5	568720.9		1355103

Tabla 15.- Resumen de Propiedades de sección compuesta.



$$yb = \frac{\sum A * yt}{\sum A}$$

$$yb = \frac{38682.5 \text{ cm}^3}{446.67 \text{ cm}^2}$$

$$yb = 86.60 \text{ cm}$$

Por lo tanto:

$$yt = H - Yb$$

$$yt = 120 \text{ cm} - 86.60 \text{ cm}$$

$$yt = 33.40 \text{ cm}$$

$$yhorm = H + t + 5 \text{ cm} - yb$$

$$yhorm = 120 \text{ cm} + 20 \text{ cm} + 5 \text{ cm} - 86.60 \text{ cm}$$

$$yhorm = 58.40 \text{ cm}$$

#### **Módulos Seccionales:**

El Módulo seccional que corresponde a la fibra más extrema sometida a compresión.

$$Zarr = \frac{Icg}{yt}$$

$$Zarr = \frac{1355103 \text{ cm}^4}{33.40 \text{ cm}}$$

$$Zarr = 40575.13 \text{ cm}^3$$

El Módulo seccional que corresponde a la fibra más extrema sometida a tracción.

$$Zab = \frac{Icg}{yb}$$

$$Zab = \frac{1355103 \text{ cm}^4}{86.60 \text{ cm}}$$

$$Zab = 15647.37 \text{ cm}^3$$

El Módulo seccional que corresponde al hormigón.

$$Zhorm = \frac{Icg}{yhorm}$$

$$Zhorm = \frac{1355103 \text{ cm}^4}{58.40 \text{ cm}}$$

$$Zhorm = 23204.862 \text{ cm}^3$$

## ESFUERZOS EN LAS SECCIONES

Esfuerzo en la fibra superior de la viga metálica.

$$Farr = \frac{Mpost}{Zarr}$$

$$Farr = \frac{46.22 * 10^5 Kg - cm}{40575.13 cm^3}$$

$$Farr = 113.90 \frac{kg}{cm^2}$$

Esfuerzo en la fibra inferior de la viga metálica.

$$Fab = \frac{Mpost}{Zab}$$

$$Fab = \frac{46.22 * 10^5 Kg - cm}{15647.37 cm^3}$$

$$Fab = 295.35 \frac{kg}{cm^2}$$

$$fhorm = \frac{Mpost}{Zhorm}$$

$$fhorm = \frac{46.22 * 10^5 Kg - cm}{23204.86 cm^3}$$

$$fhorm = 199.16 \frac{kg}{cm^2}$$

## ESFUERZOS REALES DEL HORMIGÓN

$$Fhorm = \frac{fhorm}{3n}$$

$$Fhorm = \frac{199.16 \frac{kg}{cm^2}}{3 * 8}$$

$$Fhorm = 8.298 \frac{kg}{cm^2}$$

## ANÁLISIS DE LA TERCERA ETAPA: PUENTE EN SERVICIO

Sección compuesta total del puente en servicio (B/n).

**Momento máximo por Carga Viva**

$$Mmáx cv = 174.26 \frac{Tn - m}{vía}$$

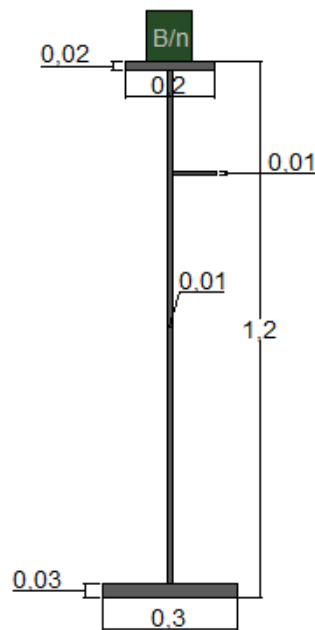


Gráfico 38.- Dimensiones en metros de la sección de la viga para la tercera etapa.

**Propiedades Geométricas de la sección compuesta:**

Sección	Dim. (cm)		A (cm <sup>2</sup> )	$\bar{y} t$ (cm)	A* $\bar{y} t$ (cm <sup>3</sup> )	I <sub>o</sub> (cm <sup>4</sup> )	d (cm)	I <sub>o</sub> + Ado <sup>2</sup>
Losa	28.75	20	575	135	77625.0	19167	26.0	409219
Viga			255	50.2	12807.5	562332.03	58.729	1441861
<b>Suma</b>			830		90432.5	581498.7		<b>1851080</b>

Tabla 16.- Resumen de Propiedades de sección compuesta del puente en servicio.

$$y_b = \frac{\sum A * y_t}{\sum A}$$

$$y_b = \frac{90432.5 \text{ cm}^3}{830 \text{ cm}^2}$$

$$y_b = 108.95 \text{ cm}$$

Por lo tanto:

$$y_t = H - Y_b$$

$$y_t = 120 \text{ cm} - 108.95 \text{ cm}$$

$$y_t = 11.0 \text{ cm}$$

$$y_{horm} = H + t + 5 \text{ cm} - y_b$$

$$y_{horm} = 120\text{cm} + 20\text{cm} + 5\text{cm} - 108.95\text{cm}$$

$$y_{horm} = 36.00\text{ cm}$$

### Módulos Seccionales:

El Módulo seccional que corresponde a la fibra más extrema sometida a compresión.

$$Z_{arr} = \frac{I_{cg}}{y_t}$$

$$Z_{arr} = \frac{1851080\text{ cm}^4}{11.0\text{ cm}}$$

$$Z_{arr} = 167591.642\text{cm}^3$$

El Módulo seccional que corresponde a la fibra más extrema sometida a tracción.

$$Z_{ab} = \frac{I_{cg}}{y_b}$$

$$Z_{ab} = \frac{1851080\text{cm}^4}{108.95\text{cm}}$$

$$Z_{ab} = 16989.427\text{ cm}^3$$

El Módulo seccional que corresponde al hormigón.

$$Z_{horm} = \frac{I_{cg}}{y_{horm}}$$

$$Z_{horm} = \frac{1851080\text{cm}^4}{36.0\text{cm}}$$

$$Z_{horm} = 51354.437\text{ cm}^3$$

### ESFUERZOS EN LAS SECCIONES

Esfuerzo en la fibra superior de la viga metálica.

$$F_{arr} = \frac{M_{cv} + I}{Z_{arr}}$$

$$F_{arr} = \frac{174.26 * 10^5\text{Kg} - \text{cm}}{167591.642\text{cm}^3}$$

$$F_{arr} = 103.73.977 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo en la fibra inferior de la viga metálica.

$$F_{ab} = \frac{M_{cv} + I}{Z_{ab}}$$

$$Fab = \frac{174.26 * 10^5 Kg - cm}{16989.427 cm^3}$$

$$Fab = 1025.684 \frac{kg}{cm^2}$$

Esfuerzo del hormigón.

$$fhorm = \frac{Mcv + I}{Zhorm}$$

$$fhorm = \frac{174.26 * 10^5 Kg - cm}{51354.437 cm^3}$$

$$fhorm = 339.323 \frac{kg}{cm^2}$$

### **ESFUERZOS REALES DEL HORMIGÓN**

$$Fhorm = \frac{fhorm}{n}$$

$$Fhorm = \frac{339.323 \frac{kg}{cm^2}}{8}$$

$$Fhorm = 42.415 \frac{kg}{cm^2}$$

ESFUERZOS EN LAS SECCIONES					
ABSCISA (m)	13.75	12.040	8.250	2.750	
<b>SECCION ACERO</b>					
Area	255.0	255.0	255.0	255.0	
y	50.2	50.2	50.2	50.2	
I	562,332.0	562,332.0	562,332.0	562,332.0	
Zab	11,196.1	11,196.1	11,196.1	11,196.1	
Zarr.	8,059.3	8,059.3	8,059.3	8,059.3	
<b>SECCION 3n</b>					
Area	446.7	446.7	446.7	446.7	
y	86.6	86.6	86.6	86.6	
I	1,355,103	1,355,103	1,355,103	1,355,103	
Zab	15,647.4	15,647.4	15,647.4	15,647.4	
Zarr.	40,575.1	40,575.1	40,575.1	40,575.1	
z hormg.	23,204.9	23,204.9	23,204.9	23,204.9	
<b>SECCION n</b>					
Area	830.0	830.0	830.0	830.0	
y	109.0	109.0	109.0	109.0	
I	1,851,080	1,851,080	1,851,080	1,851,080	
Zab	16,989.4	16,989.4	16,989.4	16,989.4	
Zarr.	167,591.6	167,591.6	167,591.6	167,591.6	
z hormg.	51,354.4	51,354.4	51,354.4	51,354.4	
<b>SOLICITACIONES</b>					
Mcm	135.279	134.918	113.634	48.700	
Mcpst	46.215	46.092	38.821	16.638	
Mcv+i	173.791	174.258	149.927	66.508	
<b>ESFUERZOS G. I.</b>					
Fhor cp	8.3	8.3	7.0	3.0	
Fhor hor cv+	42.3	42.4	36.49	16.2	
<b>Fhor total</b>	<b>50.6</b>	<b>50.7</b>	<b>43.5</b>	<b>19.2</b>	<fc = 112 Kg/cm <sup>2</sup>
Farr cm	1,678.5	1,674.1	1409.977	604.3	
Farr cp	113.9	113.6	95.7	41.0	
Farr cv+i	103.7	104.0	89.5	39.7	
<b>Farr total</b>	<b>1,896.1</b>	<b>1,891.6</b>	<b>1,595.1</b>	<b>685.0</b>	<Fb = 2695 Kg/cm <sup>2</sup>
Fab cm	1,208.3	1,205.0	1,014.9	435.0	
Fab cp	295.4	294.6	248.1	106.3	
Fab cv+i	1,022.9	1,025.7	882.5	391.5	
<b>Fab total</b>	<b>2,526.5</b>	<b>2,525.3</b>	<b>2,145.5</b>	<b>932.8</b>	
<b>ESFUERZOS G. IV.</b>					
Ps+t	440,916	440,916.0	440,916.0	440,916.0	
d	26.0	26.0	26.0	26.0	
Ms+t	11,483,737	11,483,737	11,483,737	11,483,737	
Fhor s+t	28.0	28.0	28.0	28.0	
Farr s+t	68.5	68.5	68.5	68.5	
Fab s+t	675.9	675.9	675.9	675.9	
Fp s+t	531.2	531.2	531.2	531.2	
Fp horm. s+t	66.4	66.4	66.4	66.4	
<b>Fhorm total</b>	<b>145.0</b>	<b>145.0</b>	<b>137.8</b>	<b>113.5</b>	<fc = 140 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Farr total</b>	<b>2,495.9</b>	<b>2,491.4</b>	<b>2,194.9</b>	<b>1,284.7</b>	<Fb = 3368.75 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Fab total</b>	<b>2,671.3</b>	<b>2,670.0</b>	<b>2,290.2</b>	<b>1,077.5</b>	<Fb = 3368.75 Kg/cm <sup>2</sup>

Tabla 17.- Resumen de Esfuerzos en las Secciones en la viga.

### 3.2.1.5.6. CHEQUEO EN LOS ESFUERZOS (Esfuerzos Admisibles)

#### GRUPO I

##### Acero Estructural:

Tracción y Compresión:

$$F_b = 0.55 * F_y$$

$$F_b = 695 \frac{kg}{cm^2}$$

Corte:

$$F_v = 0.33 * F_y$$

$$F_v = 1617 \frac{kg}{cm^2}$$

##### Hormigón:

$$f_c = 0.40 * F'_c$$

$$f_c = 112 \frac{kg}{cm^2}$$

#### GRUPO IV

##### Acero Estructural:

$$F_b = 3368.75 \frac{kg}{cm^2}$$

##### Hormigón:

$$f_c = 140 \frac{kg}{cm^2}$$

### CHEQUEO DE ESFUERZOS EN EL PATIN DE COMPRESIÓN

#### ACERO ASTM A-709

Datos:

l = Longitud no arriostrada (550cm)

t = espesor (2 cm)

b = ancho del patín (20 cm)

$$F_b = 2695 - 1.008 * \left(\frac{l}{b}\right)^2$$

En secciones compuesta:

$$\frac{b}{t} \text{máx} = \frac{1021}{\sqrt{f_b(\text{cm})}}$$

x (m)	b (cm)	t (cm)	F <sub>b</sub>	f <sub>b</sub>	b/t (máx)	b/t(real)	b/t
							Máx < real
13.75	20	2	1932.70	1,678.5	24.92	10.00	SI
8.25	20	2	1932.70	1,410.0	27.19	10.00	SI
2.75	20	2	1932.70	604.3	41.53	10.00	SI

Tabla 18.- Chequeo de esfuerzos en el patín de compresión.

### CHEQUEO DEL ESFUERZO CORTANTE

El mayor cortante se produce en x = 0.

$$f_v \text{máx} = 543.3 \frac{kg}{cm^2}$$

El esfuerzo de Corte Admisible es:

$$F_v = 1617 \frac{kg}{cm^2}$$

Entonces:

$$F_v > f_v \text{máx}$$

$$1617 \frac{kg}{cm^2} > 543.3 \frac{kg}{cm^2}$$

La condición mencionada anteriormente cumple.



### 3.2.1.5.7. CAPACIDAD DEL MOMENTO PLÁSTICO

Datos	Valor	Unidad
F'c	280	kg/cm <sup>2</sup>
Fy	4900	kg/cm <sup>3</sup>
B	230	cm
H	115	cm
tw	1	cm
bt	30	cm
tfi	3	cm
bc	20	cm
tfs	2	cm
t	20	cm

Tabla19.- Datos para el cálculo de momento plástico.

#### Patín en Tensión:

$$Pt = Fy * bt * tfi$$

$$Pt = 441000 \text{ kg.}$$

#### Alma:

$$Pw = Fy * D * tw$$

$$Pw = 563500 \text{ kg.}$$

#### Patín en compresión:

$$Pc = Fy * bc * tfs$$

$$Pc = 196000 \text{ kg.}$$

#### Losa de hormigón:

$$Ps = 0.85 * f'c * B * t$$

$$Ps = 1094800 \text{ kg.}$$

### EJE NEUTRO PLÁSTICO

#### CASO I

$$Pt + Pw > Pc + Ps$$

$$1004500 \text{ kg} > 1290800 \text{ kg.}$$

La condición es falsa por lo tanto el eje neutro plástico no se encuentra en el alma.

## CASO II

$$P_t + P_w + P_c > P_s$$

$$1200500 \text{ kg} > 1094800 \text{ kg}$$

La condición es verdadera, razón por la cual se procede a calcular el eje neutro plástico en el patín superior de la viga.

$$C = T$$

$$(0.85 * f_c * B * t) + (F_y * b_f * y) = F_y * (A_s - b_f * y)$$

$$y' = \frac{F_y * A_s - 0.85 * F_c * B * t}{2 * F_y * b_f}$$

$$y' = -0.789 \text{ cm}$$

El neutro plástico se encuentra a una distancia  $y' = -0.789 \text{ cm}$  del lugar asumido inicialmente.

$$y = \frac{b_t s}{2} + y'$$

$$y = \frac{2 \text{ cm}}{2} - 0.789 \text{ cm}$$

$$y = 0.211 \text{ cm}$$

### MOMENTO NOMINAL

$$M_n = 0.85 * F_c * B * t * \left(\frac{t}{2} + y\right) + 2 * F_y * b_f * y * \left(\frac{y}{2}\right) + F_y * A_s * \left(\frac{d}{2} - y\right)$$

$$M_n = 0.85 * 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 230 \text{ cm} * 20 \text{ cm} * \left(\frac{20 \text{ cm}}{2} + 0.211 \text{ cm}\right) + 2 * 4900 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 20 \text{ cm} * 0.211 \text{ cm} * \left(\frac{0.211 \text{ cm}}{2}\right) + 4900 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 255 \text{ cm}^2 * \left(\frac{120 \text{ cm}}{2} - 0.211 \text{ cm}\right)$$

$$M_n = 85889721.36 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_n = 858.897 \text{ Tn} - \text{m}$$

### 3.2.1.5.8. MOMENTO RESISTENTE

$$MR = \phi M_n$$

$$MR = 0.9 * 858.897 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$MR = 773.00 Tn - m$$

### 3.2.1.5.9. MOMENTO ÚLTIMO

RESISTENCIA I (CAMIÓN DE DISEÑO HI-93)

$$Mu = 1.25 * M_{cm} + 1.50 * M_{cpost} + 1.75 * M_{cv} + i$$

$$Mu = 1.25 * 135.28 Tn - m + 1.50 * 46.22 Tn - m + 1.75 * 174.26 Tn - m$$

$$Mu = 543.385 Tn - m$$

SERVICIO II (CAMIÓN DE DISEÑO HI-93)

$$Mu = 1.25 * M_{cm} + 1.50 * M_{cpost} + 1.30 * M_{cv} + i$$

$$Mu = 1.25 * 135.28 Tn - m + 1.50 * 46.22 Tn - m + 1.30 * 174.26 Tn - m$$

$$Mu = 464.968 Tn - m$$

RESISTENCIA I (TÁNDEM DE DISEÑO)

$$Mu = 1.25 * M_{cm} + 1.50 * M_{cpost} + 1.75 * M_{cv} + i$$

$$Mu = 1.25 * 135.28 Tn - m + 1.50 * 46.22 Tn - m + 1.75 * 154.31 Tn - m$$

$$Mu = 508.48 Tn - m$$

SERVICIO II (TÁNDEM DE DISEÑO)

$$Mu = 1.25 * M_{cm} + 1.50 * M_{cpost} + 1.30 * M_{cv} + i$$

$$Mu = 1.25 * 135.28 Tn - m + 1.50 * 46.22 Tn - m + 1.30 * 154.31 Tn - m$$

$$Mu = 439.04 Tn - m$$

### 3.2.1.5.10. FACTOR DE SEGURIDAD

$$Fs = \frac{MR}{Mu}$$

$$Fs = \frac{773.00 Tn - m}{543.385 Tn - m}$$

$$Fs = 1.42$$

### 3.2.1.6. DISEÑO Y CÁLCULO DE RIGIDIZADORES

#### 3.2.1.6.1 RIGIDIZADOR TRANSVERSAL INTERMEDIO

##### CHEQUEOS PREVIOS

En el caso que se cumpla con todos los requerimientos presentados a continuación, la estructura no requiere de rigidizadores.

$$tw > \frac{D}{150}$$

$$1 \text{ cm} > \frac{115}{150}$$

$$1 \text{ cm} > 0.767 \text{ cm}$$

No es necesario utilizar rigidizadores transversales según este chequeo.

$$fv < Fv$$

$$Fv = \left(2265 * \frac{tw}{D}\right)^2$$

$$Fv = \left(2265 * \frac{1 \text{ cm}}{115 \text{ cm}}\right)^2$$

$$Fv = 387.91 \text{ kg/cm}^2$$

$$(fv) 543.29 \text{ kg/cm}^2 > (Fv) 387.91 \text{ kg/cm}^2$$

Según este chequeo es necesario el cálculo de rigidizadores para la estructura y el material de dichos rigidizadores es del mismo material del utilizado en la viga.

##### OPCIONES DE CÁLCULO DE RIGIDIZADORES INTERMEDIOS

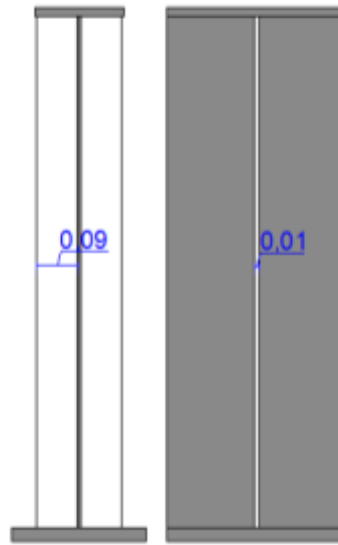


Gráfico 39.- Detalle de Rigidizador Intermedio

### OPCIÓN A

Acero A-709 con  $f_y = 4900 \text{ kg/cm}^2$ .

El espaciamiento del primer rigidizador debe ser menor que la siguiente condición:

$$S_{1rig} = \frac{4900 \frac{\text{kg}^2}{\text{cm}}}{3}$$

$$S_{1rig} = 1633.33 \text{ cm}$$

La separación de los rigidizadores se presenta a continuación, además para el cálculo del coeficiente de pandeo por corte ( $k$ ) utilizamos la siguiente expresión:

$$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_o}{D}\right)^2}$$

X (m)	do(Cm)	k	$6000(k)/(F_y)^{0,5}$
0	137.50	8.50	66.107
1.38	137.50	8.50	66.107
2.75	275.00	5.87	54.965
5.50	275.00	5.87	54.965
8.25	275.00	5.87	54.965

Tabla 20.- Espaciamientos de los rigidizadores transversales.

En la siguiente tabla verificamos los esfuerzos admisibles  $F_y$  frente a  $f_v$ , tal que se cumpla la condición  $f_v > f_v$ .

do	C	(do/D) <sup>2</sup>	F <sub>v</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	f <sub>v</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )
137.50	0.575	1.430	938.91	543.29
137.50	0.575	1.430	938.91	503.27
275.00	0.478	5.718	780.66	463.17
275.00	0.478	5.718	780.66	382.68

Tabla 21.- Chequeo de los rigidizadores transversales.

### DIMENSIONAMIENTO DEL RIGIDIZADOR

Ancho del rigidizador:

$$br = 50 + \frac{D}{30}$$

$$br = 50 + \frac{1150 \text{ mm}}{30}$$

$$br = 88 \text{ mm}$$

$$br = \frac{bf}{4}$$

$$br = \frac{200 \text{ mm}}{4}$$

$$br > 50 \text{ mm}$$

br adoptado = 90 mm

Espesor del rigidizador:

$$tp = \frac{br}{16}$$

$$tp = \frac{90 \text{ mm}}{16}$$

$$tp = 5.63 \text{ mm}$$

tp adoptado = 6 mm.

### ÁREA DEL RIGIDIZADOR

$$A_{req.} = \left( 0.15 * B * D * tw * (1 - C) * \frac{fv}{Fv} - 18 * tw^2 \right) * \frac{Fyw}{Fys}$$

Dónde:

B = 1.0 para pares de rigidizadores, 1.8 para rigidizadores simples y 2.4 para rigidizadores de placa simple.

Fyw = límite de fluencia del material del alma.

Fys = límite de fluencia del material del rigidizador.

C	f <sub>v</sub> /F <sub>v</sub>	A
0.575	0.579	-7.82
0.575	0.536	-8.57
0.478	0.593	-5.18
0.478	0.490	-7.41

Tabla 22.- Área del rigidizador transversal intermedio.

$$A_{real} = br * tp$$

$$A_{real} = 9 \text{ cm} * 0.6 \text{ cm}$$

$$A_{real} = 5.4 \text{ cm}^2$$

INERCIA DEL RIGIDIZADOR

$$I = do * tp^3 * J$$

$$J = 2.5 * \left(\frac{D}{do}\right)^2 - 2$$

J mín = 0.5

do (cm)	J	Imín (cm <sup>4</sup> )
137.5	0.50	14.85
137.5	0.50	35.20
275	0.50	70.40
275	0.50	70.40

Tabla 23.- Mínimas inercias del rigidizador transversal intermedio.

La inercia real es:

$$I_{real} = \frac{tp * br^3}{3}$$

$$I_{real} = \frac{0.6 \text{ cm} * (9 \text{ cm})^3}{3}$$

$$I_{real} = 145.8 \text{ cm}^4$$

Si la sección es apropiada debe cumplir con la siguiente condición:

$$I_{real} > I_{mín}$$

$$145.8 \text{ cm}^4 > 70.40 \text{ cm}^4 \text{ OK}$$

## **OPCIÓN B**

### **DIMENSIONAMIENTO**

Asumimos un rigidizador de dimensiones:

$$br = 90 \text{ mm (ancho)}$$

$$tp = 10 \text{ mm (espesor)}$$

Para evitar el pandeo local de los rigidizadores transversales, la anchura de cada refuerzo deberán cumplir estos requisitos:

$$br > 50 + \frac{D}{30}$$

$$90 \text{ mm} > 50 + \frac{1150 \text{ mm}}{30}$$

$$90 \text{ mm} > 88 \text{ mm} \text{ OK}$$

$$br > 0.25 * bf$$

$$90 \text{ mm} > 0.25 * 200 \text{ mm}$$

$$90 \text{ mm} > 50 \text{ mm} \text{ OK}$$

$$br < 0.48 * tp * \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$90 \text{ mm} < 0.48 * 10 \text{ mm} * \sqrt{\frac{2.03E + 6}{4900}}$$

$$90 \text{ mm} < 97.47 \text{ mm} \text{ OK}$$

$$br < 16 * tp$$

$$90 \text{ mm} < 16 * 10 \text{ mm}$$

$$90 \text{ mm} < 160 \text{ mm} \text{ OK}$$



## MOMENTO DE INERCIA NECESARIA

El propósito de este requisito es asegurar suficiente rigidez de los rigidizadores transversales para desarrollar adecuadamente un campo de tensión en el alma.

$$J = 2.5 * \left(\frac{D}{do}\right)^2 - 2$$

$$J = 2.5 * \left(\frac{1150mm}{1375mm}\right)^2 - 2$$

$$J = -0.25 \geq 0.5$$

Usar  $J = 0.5$

$$I = 2 * \frac{tp * br^3}{3} > do * tp^3 * J$$

$$I = 2 * \frac{10mm * (90mm)^3}{3} > 1375mm * (10mm)^3 * 0.5$$

$$I = 2.43E + 6 mm^4 > 0.6875E + 6 mm^4 \text{ OK}$$

## ÁREA NECESARIA

$$Areq. = \left(0.15 * B * D * tw * (1 - C) * \frac{fv}{Fv} - 18 * tw^2\right) * \frac{Fyw}{Fys}$$

$$Areq. = (0.15 * 2.4 * 1150mm * 10mm * (1 - 0.575) * 0.579 - 18 * (10mm)^2)$$

$$Areq. = -781.25 mm^2$$

Dónde:

B = 1.0 para pares de rigidizadores, 1.8 para rigidizadores simples y 2.4 para rigidizadores de placa simple.

Fyw = límite de fluencia del material del alma.

Fys = límite de fluencia del material del rigidizador.

Las dimensiones del rigidizador adoptadas son aceptables ya que tienen un área mayor a la necesaria.

### 3.2.1.6.2 RIGIDIZADOR DE APOYO.

Asumimos un rigidizador de dimensiones:

$$bt = 90 \text{ mm (ancho)}$$

$$tp = 10 \text{ mm (espesor)}$$

#### CHEQUEO NECESARIO PARA EL PANDEO LOCAL: (AASHTO 6.10.11.2.2)

$$\frac{bt}{tp} \leq 0.48 * \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$\frac{90 \text{ mm}}{10 \text{ mm}} \leq 0.48 * \sqrt{\frac{E2.03E + 6}{4900}}$$

$$9.0 \leq 9.77 \text{ OK}$$

#### CHEQUEO DE RESISTENCIA DE RODAMIENTO: (AASHTO 6.10.11.2.3)

El área de contacto de los esfuerzos sobre el ala es:

$$A_{pn} = 2 * bt * tp$$

$$A_{pn} = 2 * 9 \text{ cm} * 1 \text{ cm}$$

$$A_{pn} = 17 \text{ cm}^2$$

$$Br = \phi b * A_{pn} * Fy$$

$$Br = 1 * 17 \text{ cm}^2 * 4900 \text{ kg/cm}^2$$

$$Br = 83300 \text{ kg}$$

$$Br > Vu$$

$$83.3 \text{ Tn} > 62.47 \text{ Tn OK}$$

$\phi b$  es el factor de distribución para los rigidizadores de apoyo.

#### CHEQUEO DE RESISTENCIA AXIAL DE LA SECCIÓN EFECTIVA: (AASHTO 6.10.11.2.4)

$$As = 2(bt * tp + 9 * tw^2)$$

$$As = 2(9 \text{ cm} * 1 \text{ cm} + 9 * (1 \text{ cm})^2)$$

$$As = 36 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{tp * (2 * bt + tw)^3}{12}$$

$$I = \frac{1cm * (2 * 9cm + 1cm)^3}{12}$$

$$I = 571.58cm^4$$

$$r_s = \sqrt{\frac{I}{As}}$$

$$r_s = \sqrt{\frac{571.58cm^4}{36cm^2}}$$

$$r_s = 3.98 \text{ cm}$$

$$\lambda = \left(\frac{k * D}{3.1416 * r_s}\right)^2 * \frac{Fy}{E}$$

$$\lambda = \left(\frac{0.75 * 115cm}{3.1416 * 3.98 \text{ cm}}\right)^2 * \frac{4900 \text{ kg/cm}^2}{2.03E + 6 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\lambda = 0.1146$$

$$Pn = 0.66^\lambda * Fy * As$$

$$Pn = 0.66^{0.1146} * 4900 \text{ kg/cm}^2 * 36cm^2$$

$$Pn = 168197.03 \text{ kg}$$

$$Pn = 168.197 \text{ Tn}$$

$$Pr = 0.9 * Pn$$

$$Pr = 0.9 * 168.197 \text{ Tn}$$

$$Pr = 151.37 \text{ Tn}$$

$$Pr > Vu$$

$$151.37 \text{ Tn} > 62.47 \text{ Tn OK}$$

### 3.2.1.6.3 RIGIDIZADOR EN LOS EJES.

#### ANCHO DEL RIGIDIZADOR

$bt = 30 \text{ cm}$  Ancho del patín inferior en los ejes.

$tw = 1 \text{ cm}$  Espesor del alma de la viga.

$bs = (bt - tw) / 2$  Ancho del rigidizador de apoyo.

$bs = 19.5 \text{ cm}$  Ancho real del rigidizador.

$b = 30 \text{ cm}$  Ancho total placa superior.

$r = 2 \text{ cm}$  Recorte.

$b^{\prime}e = 14.5 \text{ cm}$  Ancho efectivo.

### ESPESOR DEL RIGIDIZADOR

$$ts = bs * \frac{\sqrt{fy}}{578}$$

$$ts = 14.5 \text{ cm} * \frac{\sqrt{4900 \text{ kg/cm}^2}}{578}$$

$$ts = 1.75 \text{ cm}$$

$ts$  adoptado = 1.8 cm

### ÁREA DEL RIGIDIZADOR

$$As = 2(bs * tp + 9 * tw^2)$$

$$As = 2(9.5 \text{ cm} * 1.8 \text{ cm} + 9 * (1 \text{ cm})^2)$$

$$As = 52.2 \text{ cm}^2$$

### INERCIA DE LA SECCIÓN

$$I = \frac{ts * bt^3 + 18 * tw^3}{12}$$

$$I = \frac{1.8 \text{ cm} * (30 \text{ cm})^3 + 18 * (1 \text{ cm})^3}{12}$$

$$I = 4051.5 \text{ cm}^4$$

$$r_s = \sqrt{\frac{I}{As}}$$

$$r_s = \sqrt{\frac{4051.5 \text{ cm}^4}{52.2 \text{ cm}^2}}$$

$$r_s = 77.61 \text{ cm}$$

$$\frac{K * D}{r} = 1.48$$

### ESFUERZO ADMISIBLE

$$Fa = 1650 - 0.0721 * \left(\frac{K * D}{r}\right)^2$$

$$Fa = 1650 - 0.0721 * (1.48)^2$$

$$Fa = 1649.84 \text{ kg/cm}^2$$

### ESFUERZO REAL

$$fa = \frac{Vt}{A}$$

$$fa = \frac{44009 \text{ kg}}{52.2 \text{ cm}^2}$$

$$fa = 843.08 \text{ kg/cm}^2$$

$$fa < Fa \text{ OK}$$

### 3.2.1.6.4 RIGIDIZADOR LONGITUDINAL.

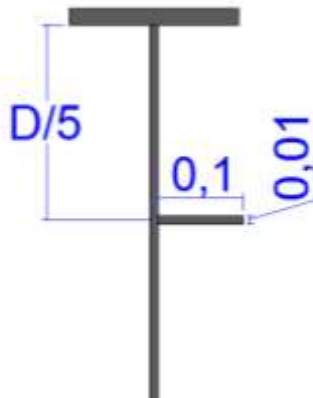


Gráfico 40.- Detalle de Rigidizador Longitudinal

### CHEQUEO DEL ESPESOR DEL ALMA

$$fb = 0.55 * fy$$

$$fb = 0.55 * 4900 \text{ kg/cm}^2$$

$$fb = 2695 \text{ kg/cm}^2$$

Si el alma de la viga cumple la siguiente condición, ésta no requiere de rigidizador longitudinal:

$$tw \geq D * \frac{\sqrt{fb}}{6085}$$

$$1 \text{ cm} \geq 115 * \frac{\sqrt{2695 \text{ kg/cm}^2}}{6085}$$

$$1 \text{ cm} \geq 0.98 \text{ cm OK}$$

$$tw \geq \frac{D}{170}$$

$$1 \text{ cm} \geq \frac{115 \text{ cm}}{170}$$

$$1 \text{ cm} \geq 0.67 \text{ cm OK}$$

#### UBICACIÓN:

El rigidizador longitudinal se ubicara a D/5, medido desde el patín de compresión:

$$\frac{D}{5} = \frac{115 \text{ cm}}{5}$$

$$\frac{D}{5} = 23 \text{ cm}$$

#### ANCHO DEL RIGIDIZADOR

$$bs = 10 \text{ cm}$$

#### ESPESOR DEL RIGIDIZADOR

$$ts \geq \sqrt{fb} * \frac{bs}{598}$$

$$ts = \sqrt{2695 \text{ kg/cm}^2} * \frac{10 \text{ cm}}{598}$$

$$ts = 0.86 \text{ cm}$$

$$ts \text{ adop.} = 1 \text{ cm}$$

#### INERCIA MÍNIMA

$$I_{mín.} = D * tw^3 * \left( 2.4 * \left( \frac{do}{D} \right)^2 - 0.13 \right)$$

$$I_{mín.} = 115 \text{ cm} * 1\text{cm}^3 * \left( 2.4 * \left( \frac{137.5\text{cm}}{115\text{cm}} \right)^2 - 0.13 \right)$$

$$I_{mín.} = 329.61\text{cm}^4$$

do = distancia entre rigidizadores transversales (137.5 cm)

### INERCIA REAL

$$I_{real} = \frac{ts * bs^3}{3}$$

$$I_{real} = \frac{1\text{cm} * (10\text{cm})^3}{3}$$

$$I_{real.} = 333.33\text{cm}^4$$

$$I_{real} > I_{mín}$$

### 3.2.1.7. CÁLCULO DE CONECTORES DE CORTE

#### DISEÑO POR FATIGA

La fuerza de cortante horizontal está dado por:

$$Sr = \frac{Vr * Q}{In}$$

Dónde:

Sr = Variación de esfuerzo cortante horizontal en la unión viga-losa en un punto x.

In = Momento de inercia de la sección compuesta, en las zonas de momento positivo o el momento de inercia de la viga de acero.

Vr = Rango de corte de carga viva + impacto en la sección de análisis en un punto x.

Q = Momento estático respecto al eje neutro de la sección compuesta del área transformada de la sección de hormigón, sujeta a compresión.

## CORTANTE VERTICAL

Para el cálculo del cortante será la del camión HL-93 o la carga de sustitución, y el mayor valor entre cortante positivo y negativo.

X (m)	Vcv+i ( + ) ton.	Vcv+i ( - ) ton.	Vr (ton)
0,00	34.121	0.000	34.121
1.38	32.348	0.528	32.877
2.75	30.566	1.117	31.683
5.50	26.967	0.164	27.132
8.25	23.320	2.649	25.969
11.00	19.616	5.522	25.138
13.75	15.847	8.464	24.311

Tabla 24.- Rango de corte de carga viva + impacto

X (m)	y (cm)	Q (cm <sup>3</sup> )	In (cm <sup>4</sup> )
0,00	26.0	14,975.98	1,851,079.97
2.75	26.0	14,975.98	1,851,079.97
5.50	26.0	14,975.98	1,851,079.97
8.25	26.0	14,975.98	1,851,079.97
11.00	26.0	14,975.98	1,851,079.97
13.75	26.0	14,975.98	1,851,079.97

Tabla 25.- Momento estático (Q) e inercias.

El valor de cortante permisible en libras (Zr) en un conector es:

$$Zr = B * w$$

$$Zr = 2400 * 5.91 \text{ in.}$$

$$Zr = 14184.0 \text{ lbs.}$$

$$Zr = 6432.65 \text{ kg.}$$

Dónde:

w = Longitud del canal en pulgadas medido en forma transversal al patín de la viga.

B = Valor que depende del número de ciclos del puente, 2100 para mayores a 2E+6 ciclos y 2400 para menores o igual a 2E+6 ciclos



## SEPARACIÓN

La separación de los conectores de corte está en función del  $Z_r$  (Cortante horizontal) y  $S_r$  (Esfuerzo cortante horizontal en unión viga-losa).

El espaciamiento máximo es de 610 mm según la AASHTO 6.10.10.3

$$d = \frac{Z_r}{S_r}$$

El número de conectores de corte que resulte del diseño por Fatiga debe ser igual o mayor a número de conectores del diseño de la resistencia final del conector.

X (m)	Sr ( Kg/cm2)	d ( cm)	dasum ( cm)	d<600mm
0,00	276.052	23.30		
1.38	277.550	23.18	20.0	ok
2.75	256.326	25.10	20.0	ok
5.50	219.507	29.30	20.0	ok
8.25	210.099	30.62	30.0	ok
11.00	203.377	31.63	30.0	ok
13.75	196.685	32.71	30.0	ok

Tabla 26.- Separación de conectores.

El número de conectores es de 56.

## RESISTENCIA ÚLTIMA DEL CONECTOR

Para conectores tipo canal, en Acero A-36, la Resistencia Última es:

$$Su = 145.817 * \left( h + \frac{tf}{2} \right) * w * \sqrt{f'c}$$

$$Su = 145.817 * \left( 0.3cm + \frac{0.3cm}{2} \right) * 18 * \sqrt{280 kg/cm^2}$$

$$Su = 19763.9 kg$$

Dónde:

Su = resistencia última conector por cortante.

F'c = esfuerzo de compresión del hormigón del tablero.

tf = espesor alma del canal.

h = espesor promedio ala canal.

w = longitud del conector de corte del canal.

### **CORTANTE HORIZONTAL**

La fuerza del cortante horizontal ( $V_h$ ) es tomada como la menor de las siguientes expresiones:

$$V_h = A_s * F_y$$

$$V_h = 255\text{cm}^2 * 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_h = 645150 \text{ kg.}$$

Dónde:

$A_s$  = Área total de acero.

$F_y$  = Límite de fluencia del acero A-36

$$V_h = 0.85 * f'c * B * t$$

$$V_h = 0.85 * 280 \text{ kg/cm}^2 * 230\text{cm} * 20\text{cm}$$

$$V_h = 1094800 \text{ kg.}$$

Dónde:

$f'c$  = Esfuerzo de compresión del concreto.

$B$  = Ancho de ala efectivo.

$t$  = Espesor del tablero

$$V_h \text{ adop.} = 645150 \text{ kg.}$$

### **NÚMERO DE CONECTORES**

$$N = \frac{V_h}{\phi * S_u}$$

$$N = \frac{645150 \text{ kg.}}{0.85 * 19763.9 \text{ kg}}$$

$$N = 38.4 < 56 \text{ OK}$$

Dónde:

N = Número de conectores entre el punto de momento máximo (+) y el siguiente apoyo.

Vh = Fuerza cortante horizontal.

Ø = Factor de reducción.

Su = Resistencia última del conector de corte.

El número de conectores calculados por el diseño de fatiga es mayor que el número de conectores necesarios que se requiere para el diseño de resistencia última del propio conector, razón por la cual mantenemos los conectores calculados en un principio.

## **SUELDA EN CONECTORES**

Para nuestro diseño se escoge conectores de corte tipo canal. Para espesores de placas de 3 cm se usa suelda de 5 mm en toda la longitud del canal y un electrodo E - 80

Se utilizara soldadura de filete al patín superior de la viga.

### **3.2.1.8. DISEÑO Y CÁLCULO DE DIAFRAGMAS**

Se usará diafragmas en cruz, los elementos horizontales serán de ángulos dobles, mientras que los elementos diagonales serán de ángulos simples.

## **ELEMENTOS HORIZONTALES DEL DIAFRAGMA**

Se usarán cordones 2L 75\*75\*8 con un área de 11.5 cm<sup>2</sup> cada ángulo.

## **RELACIÓN DE ESBELTEZ**

$$\text{Relación de esbeltez} = \frac{K * L}{r}$$

$$\text{Relación de esbeltez} = \frac{0.8 * 216 \text{ cm}}{2.26}$$

$$\text{Relación de esbeltez} = 76.46$$

$$\text{R. esbeltez} < \text{R. esbeltez máx,}$$

$$76.46 < 140 \text{ OK}$$

Dónde:

K = coeficiente de esbeltez para conexiones soldadas.

L = longitud del elemento horizontal.

r = Radio de giro del ángulo.

### **ESFUERZOS ADMISIBLES**

Los cordones son de acero A-36:

$$Fa = 0.55 * Fy$$

$$Fa = 0.55 * 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fa = 1391.5 \text{ kg/cm}^2$$

### **ESFUERZO REAL**

$$fa = \frac{R}{A}$$

$$fa = \frac{2016 \text{ kg}}{2 * 11.5 \text{ cm}^2}$$

$$fa = 87.65 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fa > fa$$

$$1391.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > 87.65 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ OK}$$

### **ELEMENTOS DIAGONALES DEL DIAFRAGMA**

Se usarán cordones L 75\*75\*8 con un área de 11.5 cm<sup>2</sup>.

### **RELACIÓN DE ESBELTEZ**

$$\text{Relación de esbeltez} = \frac{K * L}{r}$$

$$\text{Relación de esbeltez} = \frac{0.8 * 259.4 \text{ cm}}{1.46}$$

$$\text{Relación de esbeltez} = 142.14$$

***R. esbeltez < R. esbeltez máx,***

$$142.14 < 240 \text{ OK}$$

Dónde:

K = coeficiente de esbeltez para conexiones soldadas.

L = longitud del elemento diagonal.

r = Radio de giro del ángulo.

### **FUERZA ADMISIBLE DE TRACCIÓN EN LA DIAGONAL**

$$A_n = 8.82 \text{ cm}^2$$

Para acero A-36 tenemos T = 12273.03 kg.

$$T = \frac{R * ld}{La}$$

$$T = \frac{2016 \frac{kg}{cm^2} * 259.4 \text{ cm}}{216 \text{ cm}}$$

$$T = 2421.06 \text{ kg.}$$

### **ESFUERZO REAL**

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

$$fa = \frac{2421.06 \text{ kg.}}{8.82 \text{ cm}^2}$$

$$fa = 274.49 \text{ kg/cm}^2$$

### **ESFUERZOS ADMISIBLES**

Los cordones diagonales son de acero A-36:

$$Fa = \frac{3.1416^2 * E}{2.12 * \left(\frac{k * l}{r}\right)^2}$$

$$Fa = \frac{3.1416^2 * 2.03E + 6}{2.12 * (142.14)^2}$$

$$Fa = 467.76 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fa > fa$$

$$467.76 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > 274.49 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ OK}$$

### 3.2.1.9. DISEÑO Y CÁLCULO DE ARRIOSTRAMIENTO INFERIOR

#### SUPERFICIE DE INFLUENCIA

Es el área de la viga en la cual actúa el viento horizontalmente.

$$A = H * Lv$$

$$A = 1.15 \text{ m} * 28 \text{ m}$$

$$A = 33.6 \text{ m}^2$$

Dónde:

L = Longitud de la viga.

H = Altura de la viga total.

#### FUERZA DE VIENTO

$$Ft = Pv * A$$

$$Ft = 120 \text{ kg/cm}^2 * 33.6$$

$$Ft = 4032 \text{ kg}$$

$$R = \frac{Ft}{2}$$

$$R = 2016 \text{ kg.}$$

Dónde:

Pv = Presión del viento adoptada para la zona de implantación de la estructura.

R = Reacción en los apoyos.

### FUERZA DE VIENTO EN LA DIAGONAL

$$\mathbf{Sen B = \frac{Sv}{Ld}}$$

$$Sen B = \frac{2.30 m}{5.96 m}$$

$$Sen B = 0.386$$

Dónde:

B = Ángulo formado por la diagonal y la viga.

Sv = Separación entre vigas.

Ld = Longitud de la diagonal.

$$\mathbf{T = \frac{R}{sen B}}$$

$$T = \frac{2016 kg.}{0.386}$$

$$T = 5225.42 kg.$$

Dónde:

T = Fuerza del viento.

### ESFUERZOS EN LA DIAGONAL

Usar ángulos de L75\*75\*8 con un área de 11.5 cm<sup>2</sup>, a continuación se realiza un chequeo de pandeo:

$$\mathbf{Relación de esbeltez = \frac{K * Ld}{r}}$$

$$Relación de esbeltez = \frac{0.75 * 298.08}{1.46}$$

$$Relación de esbeltez = 153.1$$

Dónde:

K = Factor de longitud efectiva, para conexiones soldadas (AASHTO 4.6.2.5)

Ld = longitud libre de la diagonal

r = Radio de giro del ángulo.

Según la AASHTO 6.8.4, la relación de esbeltez debe ser inferior a 240.

$$\left(\frac{K * Ld}{r}\right)_{\text{máx}} > \frac{K * Ld}{r}$$

$$240 > 153.1 \text{ OK}$$

$$A_n = A - \frac{h * td}{2} * td$$

$$A_n = 11.5 \text{ cm}^2 - \frac{7.5 \text{ cm} * 0.8 \text{ cm}}{2} * 0.8 \text{ cm}$$

$$A_n = 8.82 \text{ cm}^2$$

Dónde:

$A_n$  = Área efectiva del ángulo formada por el área neta del lado conectado más la mitad del área del lado no conectado.

A = Área del ángulo L75\*75\*8

td = espesor del ángulo.

h = altura del ángulo.

### **ESFUERZO REAL**

$$f_a = \frac{T}{A_n}$$

$$f_a = \frac{2016 \text{ kg}}{8.82 \text{ cm}^2}$$

$$f_a = 592.45 \text{ kg/cm}^2$$

### **ESFUERZO ADMISIBLE**

El arriostramiento inferior es de acero A-36:

$$F_a = 0.55 * F_y$$

$$F_a = 0.55 * 2530 \text{ kg/cm}^2$$



$$F_a = 1391.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_a > f_a$$

$$1391.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > 592.45 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ OK}$$

Los ángulos de arriostramiento se unirán por medio de soldadura a una placa que será soldada al patín inferior de la viga metálica.

### 3.2.1.10. DEFLEXIONES

Para el cálculo de las deflexiones en la viga se toma en cuenta el efecto de carga viva y carga muerta.

La deflexión calculada por carga muerta sirve para establecer la contraflecha que se da en el armado de la viga, la deflexión calculada por carga viva no debe exceder los valores establecidos por el código de la AASHTO.

de	a	L	I acero	I 3n	I n	M s+t
0.0	2.75	2.750	562,332.0	1,355,103.4	1,851,080.0	11,483,736.9
2.75	8.25	5.500	562,332.0	1,355,103.4	1,851,080.0	11,483,736.9
8.25	13.750	5.500	562,332.0	1,355,103.4	1,851,080.0	11,483,736.9
Prom.		13.750	562,332.0	1,355,103.4	1,851,080.0	11,483,736.9

Tabla 27.- Resumen de Inercia y Momentos.

### DEFLEXIÓN POR CARGAS MUERTAS PERMANENTES

La deflexión por carga distribuida en el centro de la luz es:

$$D_w = \frac{5 * w_{cm} * L^4}{384 * E * I}$$

$$D_w = \frac{5 * 14.31 \text{ kg/cm} * (2800 \text{ cm})^4}{384 * (2.03E + 6 \text{ kg/cm}^2) * 562332 \text{ cm}^4}$$

$$D_w = 10.03 \text{ cm}$$

Dónde:

$w_{cm}$  = Peso de carga muerta en kg/cm.

L = Longitud del vano.

E = Módulo de elasticidad del acero

I = Inercia del acero.

La deflexión por carga posterior en el centro de la luz es:

$$Dp = \frac{5 * wcp * L^4}{384 * E * I}$$

$$Dw = \frac{5 * 4.889 \text{ kg/cm} * (2800 \text{ cm})^4}{384 * (2.03E + 6 \text{ kg/cm}^2) * 562332 \text{ cm}^4}$$

$$Dw = 1.42 \text{ cm}$$

La deflexión por contracción y temperatura es:

$$D_{s+t} = \frac{M_{s+t} * L^2}{8 * E * I}$$

$$D_{s+t} = \frac{11483736.9 * (2800\text{cm})^2}{8 * (2.03E + 6 \text{ kg/cm}^2) * 1851080 \text{ cm}^4}$$

$$D_{s+t} = 2.99 \text{ cm.}$$

La deflexión total por cargas permanentes es:

$$DT = Dw + D_{s+t} + Dcp$$

$$DT = 10.03\text{cm} + 2.99\text{cm} + 1.42\text{cm}$$

$$DT = 14.5\text{cm}$$

## DEFLEXIÓN POR CARGA VIVA MÁS IMPACTO

$$Pd = \frac{Pm * N^{\circ} \text{ vias}}{N^{\circ} \text{ vigas}} * I$$

$$Pd = \frac{8163\text{kg}.* 2}{4} * 1.23$$

$$Pd = 5023.955 \text{ kg.}$$

Dónde:

Pm = Carga equivalente o de sustitución para HL-93

I = Impacto.

La deflexión por carga puntual es:

$$Dp = \frac{P * L^3}{48 * E * I}$$

$$Dp = \frac{5023.95 \text{ kg} * (2800 \text{ cm})^3}{48 * (2.03E + 6 \text{ kg/cm}^2) * 1851080 \text{ cm}^4}$$

$$Dp = 0.611 \text{ cm}$$

La deflexión de carga distribuida es:

$$wd = \frac{Wcv * N^{\circ} \text{ vias}}{N^{\circ} \text{ vigas}} * I$$

$$wd = \frac{9.52 \text{ kg/cm} * 2}{4} * 1.23$$

$$wd = 5.86 \text{ kg/cm}$$

$$Dw = \frac{5 * wd * L^4}{384 * E * I}$$

$$Dw = \frac{5 * 5.86 \text{ kg/cm} * (2800 \text{ cm})^4}{384 * (2.03E + 6 \text{ kg/cm}^2) * 562332 \text{ cm}^4}$$

$$Dw = 1.25 \text{ cm}$$

La deflexión total por carga viva es:

$$DT = Dp + Dw$$

$$DT = 0.61 \text{ cm} + 1.25 \text{ cm}$$

$$DT = 1.86 \text{ cm}$$

La deflexión admisible es:

$$Dmáx = \frac{L}{800}$$

$$Dmáx = 3.50 \text{ cm.}$$

$$Dmáx > DT$$

$$3.50 \text{ cm} > 1.86 \text{ cm OK}$$

### 3.2.1.11. CONTRAFLECHA

Se colocará una contraflecha de 25cm. debido a que las deflexiones son una aproximación.

$$y = k * x^2$$

$$k = \frac{y}{x^2}$$

$$k = \frac{250mm}{(13750mm)^2} = 0.00000132$$

Dónde:

y = Ordenada de la deflexión en el centro de la luz (250mm).

x = Abscisa del puente en el centro de la luz (13750mm).

k = constante.

X ( mm )	y ( mm )	D ( mm )
0	0.00	250.00
1500	2.98	247.02
3000	11.90	238.10
4500	26.78	223.22
6000	47.60	202.40
7500	74.38	175.62
9000	107.11	142.89
10500	145.79	104.21
12000	190.41	59.59
13750	250.00	0.00

Tabla 28.- Ordenada de la contraflecha con abscisas cada 1500mm.

### **3.2.2. SUPERESTRUCTURA EN UN SOFTWARE ESPECIALIZADO**

#### **DATOS GENERALES DE LA ESTRUCTURA MIXTA**

Longitud del puente = 28m.

Ancho de calzada = 7m.

Ancho de acera a cada lado = 1m.

Ancho total = 9m.

Separación entre vigas = 2.3m.

Número de vigas = 4

Número de vías = 2

#### **MATERIALES**

Hormigón  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Acero Estructural ASTM A-709 (vigas)

Acero Estructural ASTM A-36 (arriostramiento horizontal y vertical)

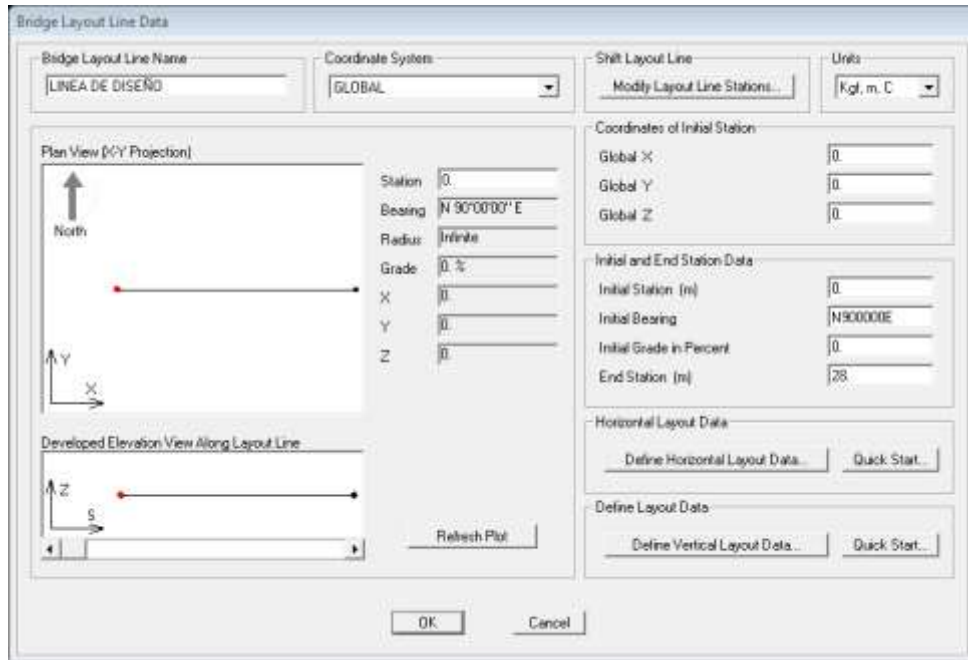


Gráfico 41.- Asignación de Línea de Diseño

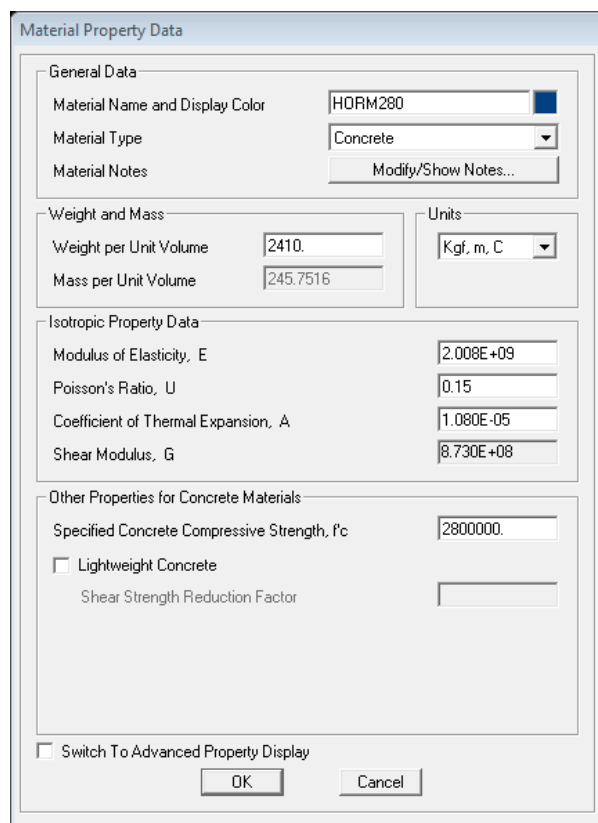


Gráfico 42.- Propiedades del Hormigón de 280 kg/cm<sup>2</sup>

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: A-709 ■

Material Type: Steel

Material Notes: [Modify/Show Notes...](#)

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 7850

Mass per Unit Volume: 780.4370

Units: Kgf, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2.039E+10

Poisson's Ratio,  $\nu$ : 0.27

Coefficient of Thermal Expansion,  $\alpha$ : 1.170E-05

Shear Modulus, G: 8.027E+09

Other Properties for Steel Materials:

Minimum Yield Stress,  $F_y$ : 49000000

Minimum Tensile Stress,  $F_u$ : 45639526

Effective Yield Stress,  $F_{ye}$ : 38668829

Effective Tensile Stress,  $F_{ue}$ : 50269478

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Gráfico 43.- Propiedades del Acero Estructural ASTM A-709

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: A-36 ■

Material Type: Steel

Material Notes: [Modify/Show Notes...](#)

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 7850

Mass per Unit Volume: 800.3801

Units: Kgf, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2.039E+10

Poisson's Ratio,  $\nu$ : 0.3

Coefficient of Thermal Expansion,  $\alpha$ : 1.170E-05

Shear Modulus, G: 7.842E+09

Other Properties for Steel Materials:

Minimum Yield Stress,  $F_y$ : 25310507

Minimum Tensile Stress,  $F_u$ : 40778039

Effective Yield Stress,  $F_{ye}$ : 37965760

Effective Tensile Stress,  $F_{ue}$ : 44055842

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Gráfico 44.- Propiedades del Acero Estructural ASTM A-36

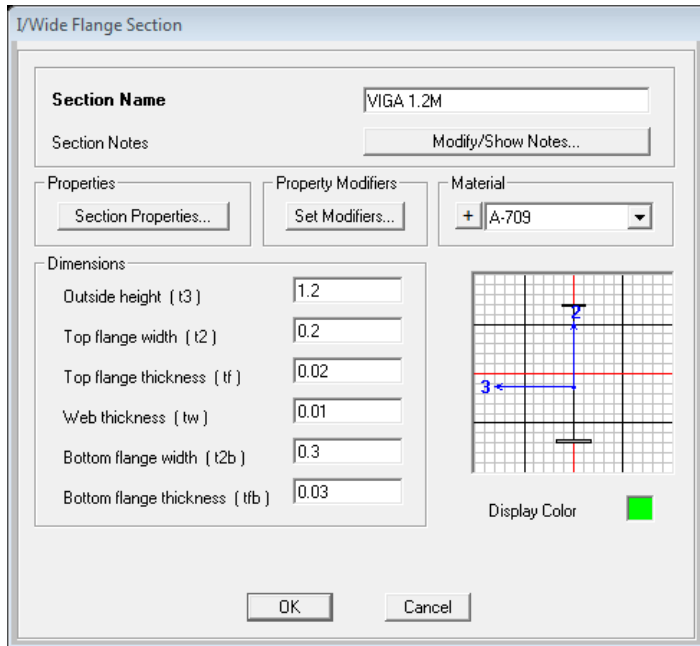


Gráfico 45.- Sección de Viga

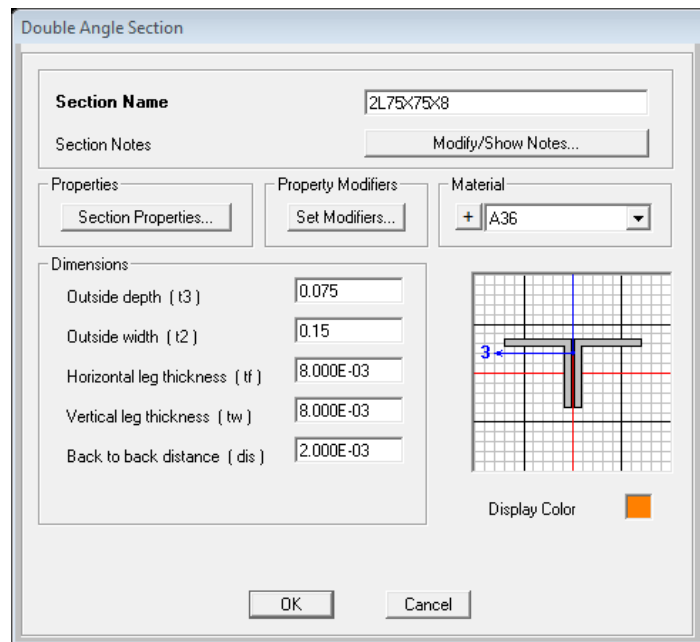


Gráfico 46.- Sección de perfiles de acero 2L



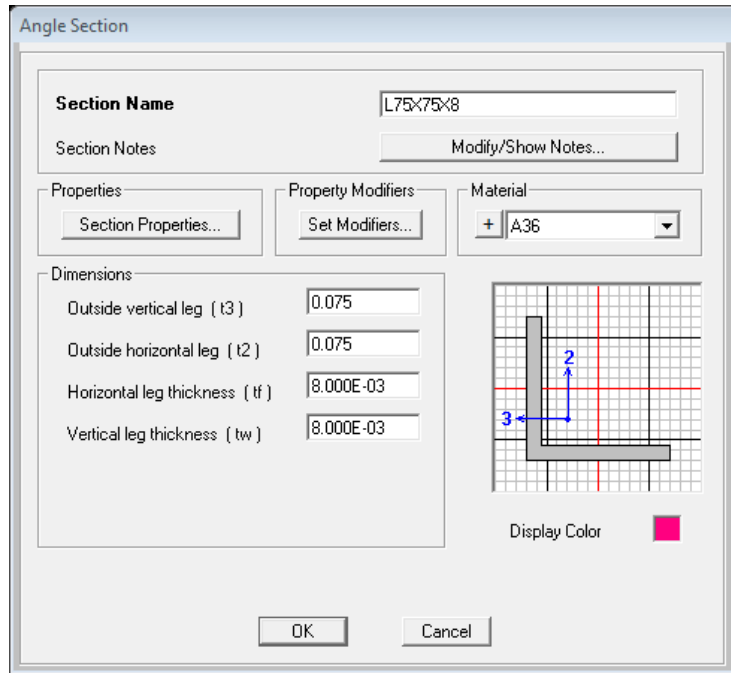


Gráfico 47.- Sección de perfiles de acero L

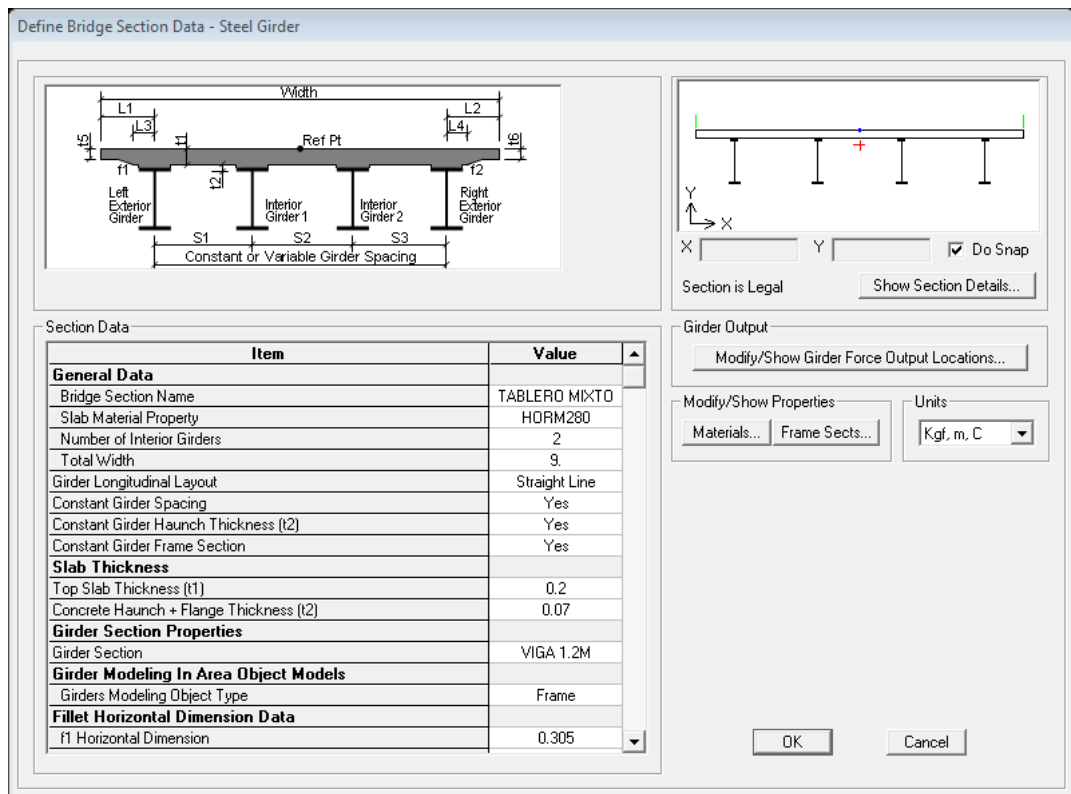


Gráfico 48.- Sección del tablero

**Bridge Diaphragm Property**

Diaphragm Name: DIAFRAGMA

Select Diaphragm Type:

- Solid (Applies to Concrete Bridges Only)
- Chord and Brace (Applies to Steel Bridges Only)
- Single Beam (Applies to Steel Bridges Only)

Chord and Brace Diaphragm Parameters:

- Include Top Chord: 2L75x75x8
- Include Brace: 2L75x75x8
  - V Brace
  - Inverted V Brace
  - X Brace
- Include Bottom Chord: L75x75x8

Brace Work Point Location:

Elevation Change From Top Work Point to Top of Adjacent Girder: 0.

Elevation Change From Bottom Work Point to Bottom of Adjacent Girder: 0.

OK Cancel

Gráfico 49.- Propiedades del Diafragma

**Bridge Bearing Data**

Bridge Bearing Name: APOYO FIJO Units: Kgf, m, C

Bridge Bearing Is Defined By:

- Link/Support Property
- User Definition

User Bearing Properties:

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Fixed	
Translation Along Layout Line (U3)	Fixed	
Rotation About Vertical (R1)	Free	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Free	

OK Cancel

Gráfico 50.- Datos de Apoyo Fijo

Bridge Bearing Data

Bridge Bearing Name: APOYO MÓVIL Units: Kgf, m, C

Bridge Bearing Is Defined By:

Link/Support Property +

User Definition

User Bearing Properties

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Fixed	
Translation Along Layout Line (U3)	Free	
Rotation About Vertical (R1)	Free	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Free	

OK Cancel

Gráfico 51.- Datos de Apoyo Móvil

Bridge Lane Data

Lane Name: CARRIL 1 Coordinate System: GLOBAL Units: Kgf, m, C

Maximum Lane Load Discretization Lengths:

Along Lane: 3.048 Across Lane: 3.048

Additional Lane Load Discretization Parameters Along Lane:

Discretization Length Not Greater Than 1/ 4. of Span Length

Discretization Length Not Greater Than 1/ 10. of Lane Length

Lane Data

Bridge Layout Line	Station m	Centerline Offset m	Lane Width m
LINEA DE DISEÑO	0.	1.75	3.5
LINEA DE DISEÑO	0.	1.75	3.5
LINEA DE DISEÑO	28.	1.75	3.5

Move Lane... Add Insert Modify Delete

Plan View (X-Y Projection)

North

Layout Line Station Bearing Radius Grade X Y Z

Snap To Layout Line  Snap To Lane

Objects Loaded By Lane

Program Determined  Group

Lane Edge Type

Left Edge: Interior Right Edge: Interior

Display Color:

OK Cancel

Gráfico 52.- Datos de Carril 1

Bridge Lane Data

Lane Name: CARRIL 2

Coordinate System: GLOBAL

Units: Kgf, m, C

Maximum Lane Load Discretization Lengths

Along Lane: 3.048

Across Lane: 3.048

Additional Lane Load Discretization Parameters Along Lane

Discretization Length Not Greater Than 1/ 4. of Span Length

Discretization Length Not Greater Than 1/ 10. of Lane Length

Lane Data

Bridge Layout Line	Station m	Centerline Offset m	Lane Width m
LINEA DE DISEÑO	0.	-1.75	3.5
LINEA DE DISEÑO	0.	-1.75	3.5
LINEA DE DISEÑO	28.	-1.75	3.5

Buttons: Move Lane..., Add, Insert, Modify, Delete

Plan View (X-Y Projection)

North

Layout Line: [ ]

Station: [ ]

Bearing: [ ]

Radius: [ ]

Grade: [ ]

X: 4.4548

Y: -5.9388

Z: [ ]

Snap To Layout Line

Snap To Lane

Objects Loaded By Lane

Program Determined

Group

Lane Edge Type

Left Edge: Interior

Right Edge: Interior

Display Color: [ ]

Buttons: OK, Cancel

Gráfico 53.- Datos de Carril 2

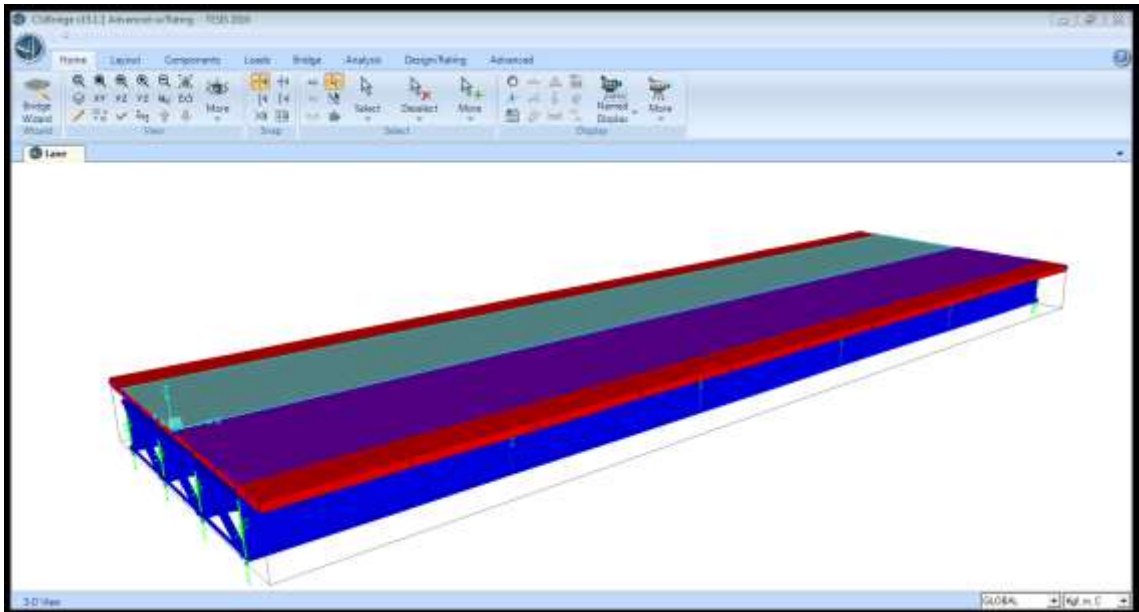


Gráfico 54.- Carriles de Diseño

**Vehicle Class Data**

**Vehicle Class Name**

Define Vehicle Class

Vehicle Name	Scale Factor
HL-93K-1	1.
HL-93K-1	1.
HL-93M-1	1.

Gráfico 55.- Datos de Clases de Vehículos

**Define Load Patterns**

Load Patterns

Load Pattern Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load Pattern
DEAD	DEAD	1	
DEAD	DEAD	1	
POSTES	DEAD	0	
BARANDAS	DEAD	0	
ACERAS	DEAD	0	
ASFALTO	DEAD	0	
CARGA PEATONAL	PEDESTRIAN LL	0	

Gráfico 56.- Patrones de Carga

Bridge Point Load Distribution Definition Data

Load Name: POSTE DER Units: Kgf, m, C

Load Direction:  
 Load Type: Force  
 Coordinate System: GLOBAL  
 Direction: Gravity

Load Value:  
 Value: 135.56

Load Transverse Location:  
 Reference Location: Right Edge of Deck  
 Load Distance from Reference Location: 0.125

Load Vertical Location:  
 Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

Gráfico 57.- Datos de distribución de carga de Poste Derecho

Bridge Point Load Distribution Definition Data

Load Name: POSTE IZQ Units: Kgf, m, C

Load Direction:  
 Load Type: Force  
 Coordinate System: GLOBAL  
 Direction: Gravity

Load Value:  
 Value: 135.56

Load Transverse Location:  
 Reference Location: Left Edge of Deck  
 Load Distance from Reference Location: 0.125

Load Vertical Location:  
 Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

Gráfico 58.- Datos de distribución de carga de Poste Izquierdo

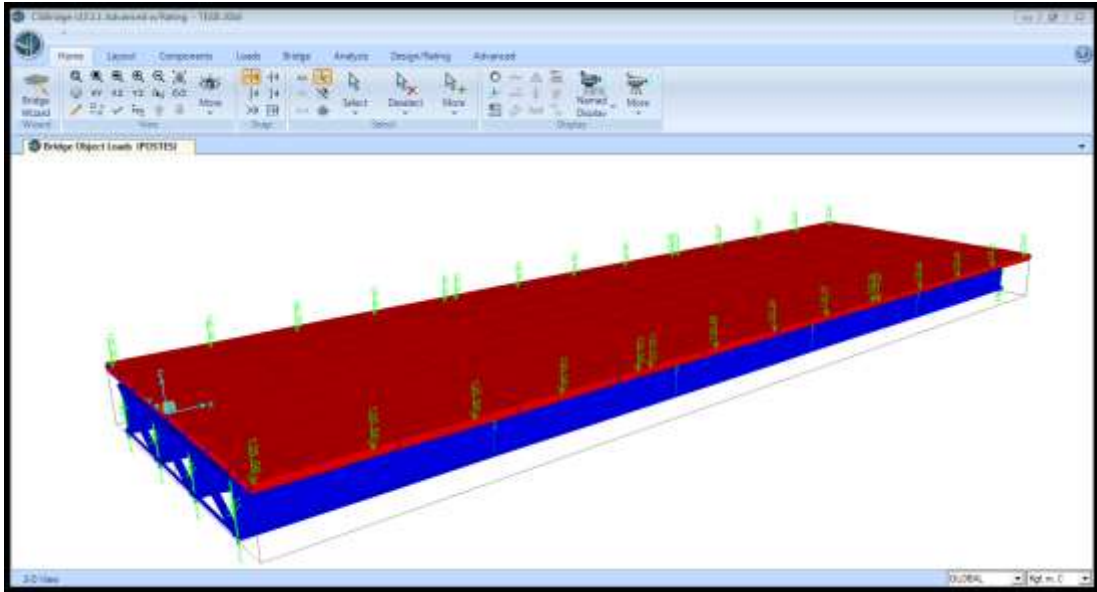


Gráfico 59.- Visualización de Carga de Postes

Bridge Line Load Distribution Definition Data

Load Name	BARANDA DER	Units	Kgf, m, C
Load Direction			
Load Type	Force		
Coordinate System	GLOBAL		
Direction	Gravity		
Load Value			
Value	192.8		
Load Transverse Location			
Reference Location	Right Edge of Deck		
Load Distance from Reference Location	0.15		
Load Vertical Location	Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion		

OK Cancel

Gráfico 60.- Datos de distribución de carga de Pasamanos Derecho

Bridge Line Load Distribution Definition Data

Load Name: BARANDA IZQ Units: Kgf, m, C

Load Direction:  
 Load Type: Force  
 Coordinate System: GLOBAL  
 Direction: Gravity

Load Value:  
 Value: 192.8

Load Transverse Location:  
 Reference Location: Left Edge of Deck  
 Load Distance from Reference Location: 0.15

Load Vertical Location:  
 Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

Gráfico 61.- Datos de distribución de carga de Pasamanos Izquierdo

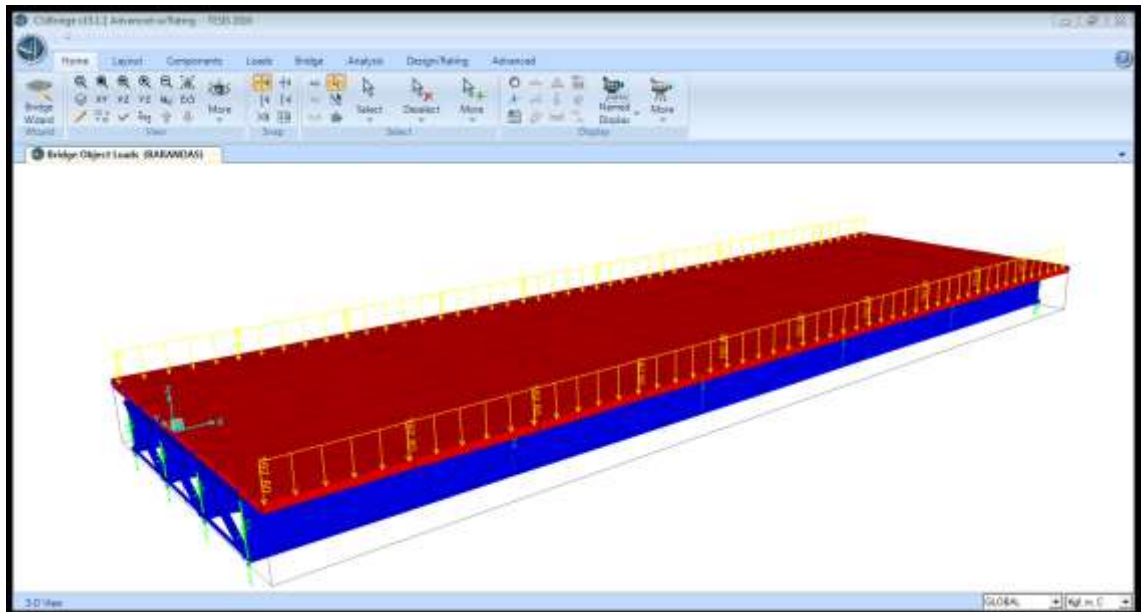


Gráfico 62.- Visualización de Carga de Pasamanos



Bridge Area Load Distribution Definition Data

Load Name: ACERA Units: Kgf, m, C

Load Direction:  
 Load Type: Force  
 Coordinate System: GLOBAL  
 Direction: Gravity

Load Value:  
 Left Edge Value: 457.9  
 Right Edge Value: 457.9

Load Transverse Location:  
 Left Reference Location: Left Edge of Deck  
 Left Load Distance from Left Ref. Location: 0.  
 Right Reference Location: Left Edge of Deck  
 Right Load Distance from Right Ref. Location: 1.

Load Vertical Location:  
 Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

Gráfico 63.- Datos de distribución de carga de Acera Izquierda

Bridge Area Load Distribution Definition Data

Load Name: ACERA DER Units: Kgf, m, C

Load Direction:  
 Load Type: Force  
 Coordinate System: GLOBAL  
 Direction: Gravity

Load Value:  
 Left Edge Value: 457.9  
 Right Edge Value: 457.9

Load Transverse Location:  
 Left Reference Location: Right Edge of Deck  
 Left Load Distance from Left Ref. Location: 1.  
 Right Reference Location: Right Edge of Deck  
 Right Load Distance from Right Ref. Location: 0.

Load Vertical Location:  
 Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

Gráfico 64.- Datos de distribución de carga de Acera Derecha

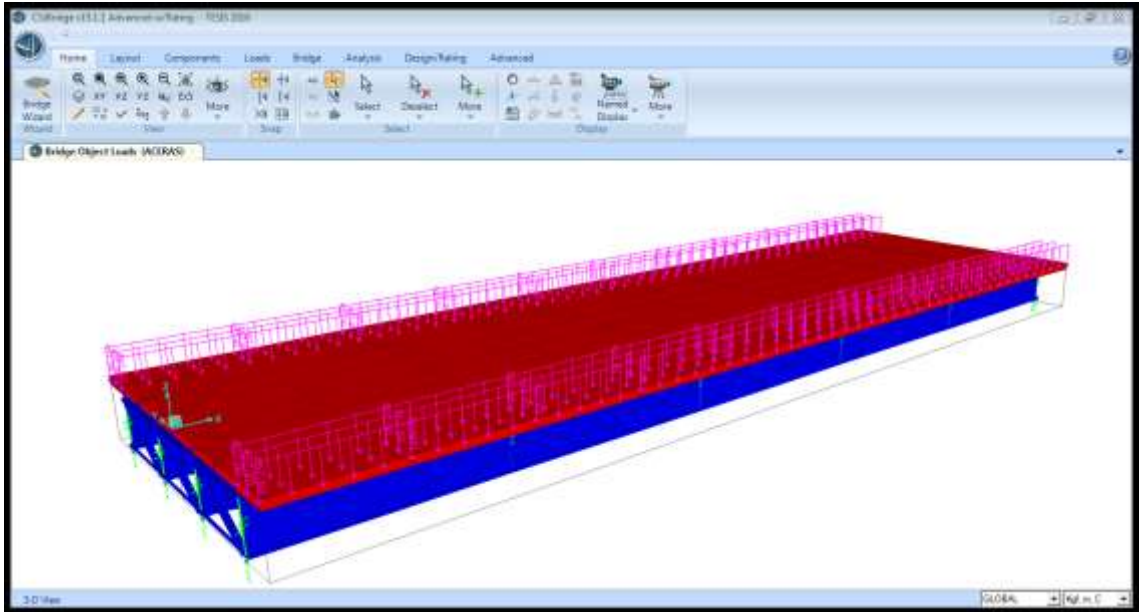


Gráfico 65.- Visualización de Carga de Pasamanos

Bridge Area Load Distribution Definition Data

Load Name	CARPETA ASFALTICA	Units	Kgf, m, C
Load Direction			
Load Type	Force	Coordinate System	GLOBAL
Direction	Gravity		
Load Value			
Left Edge Value	115.	Right Edge Value	115.
Load Transverse Location			
Left Reference Location	Left Edge of Deck	Left Load Distance from Left Ref. Location	1.
Right Reference Location	Right Edge of Deck	Right Load Distance from Right Ref. Location	1.
Load Vertical Location			
Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion			

OK Cancel

Gráfico 66.- Datos de distribución de carga de Carpeta Asfáltica

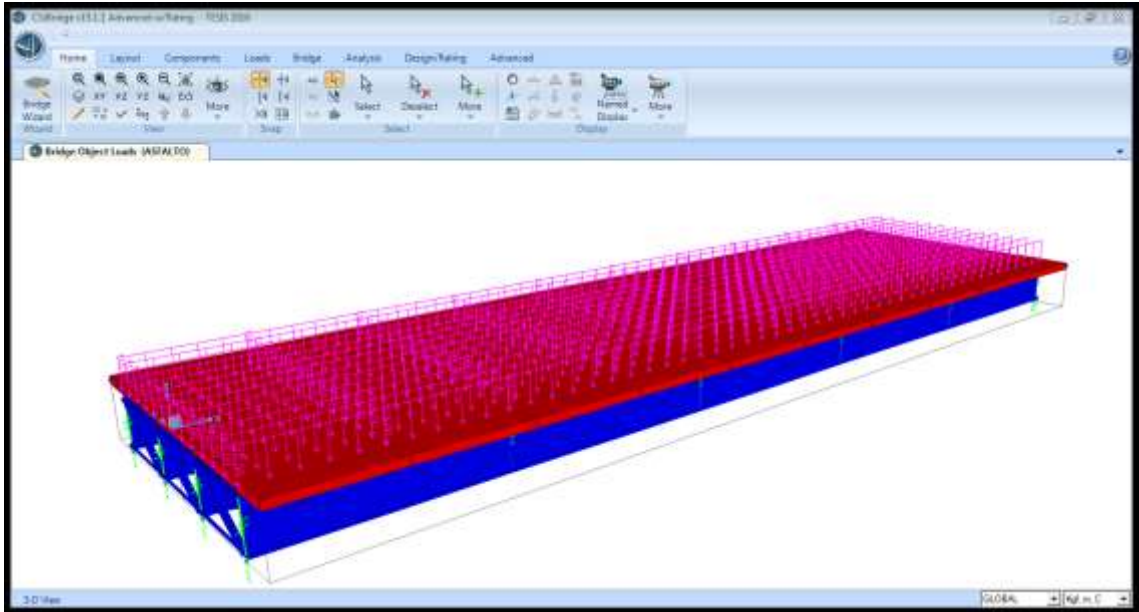


Gráfico 67.- Visualización de carga de Carpeta Asfáltica

Bridge Area Load Distribution Definition Data

Load Name	PEATONAL DER	Units	Kgf. m. C
Load Direction			
Load Type	Force	Coordinate System	GLOBAL
Direction	Gravity		
Load Value			
Left Edge Value	367.1	Right Edge Value	367.1
Load Transverse Location			
Left Reference Location	Right Edge of Deck	Left Load Distance from Left Ref. Location	1.
Right Reference Location	Right Edge of Deck	Right Load Distance from Right Ref. Location	0.25
Load Vertical Location			
Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion			
OK		Cancel	

Gráfico 68.- Datos de distribución de carga Peatonal Derecha

Bridge Area Load Distribution Definition Data

Load Name: PEATONAL IZQ      Units: Kgf, m, C

Load Direction:

Load Type: Force

Coordinate System: GLOBAL

Direction: Gravity

Load Value:

Left Edge Value: 367.1

Right Edge Value: 367.1

Load Transverse Location:

Left Reference Location: Left Edge of Deck

Left Load Distance from Left Ref. Location: 0.25

Right Reference Location: Left Edge of Deck

Right Load Distance from Right Ref. Location: 1.

Load Vertical Location:

Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK      Cancel

Gráfico 69.- Datos de distribución de carga Peatonal Izquierda

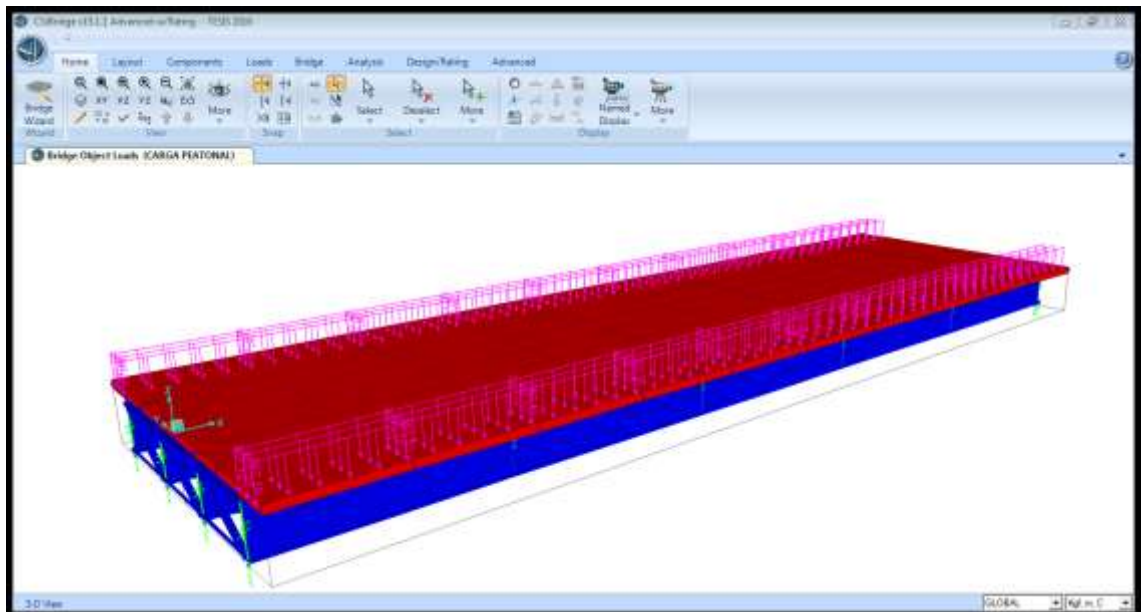


Gráfico 70.- Visualización de Carga Peatonal

Bridge Object In-Span Cross-Diaphragm Assignments

Bridge Object Name: PUEENTE MIXTO

Units: Kgf, m, C

In-Span Cross-Diaphragm Definition

Span	Diaphragm Property	Distance	Bearing	Location
Span To End Abutmen	DIAFRAGMA	5.6	Default	All Spaces
Span To End Abutment	DIAFRAGMA	11.2	Default	All Spaces
Span To End Abutment	DIAFRAGMA	16.8	Default	All Spaces
Span To End Abutment	DIAFRAGMA	22.4	Default	All Spaces

Buttons: Add, Modify, Delete, OK, Cancel

Gráfico 71.- Asignación y ubicación de Diafragmas

Point Load Assignments - PUEENTE MIXTO

Point Load Data

Load Pattern	Load Distribution	Start Station	Spacing	Number	Transverse Variation
		m	m		
POSTES	POSTE IZQ	0.1	2.25	5	None
POSTES	POSTE IZQ	9.5	2.25	5	None
POSTES	POSTE IZQ	18.775	2.25	5	None
POSTES	POSTE DER	0.1	2.25	5	None
POSTES	POSTE DER	9.5	2.25	5	None
POSTES	POSTE DER	18.775	2.25	5	None

Buttons: Add New, Add Copy, Delete, Up, Down, Load Patterns, Load Distributions, Variations, OK, Cancel

Units: Kgf, m, C

Gráfico 72.- Asignación de Cargas de Poste

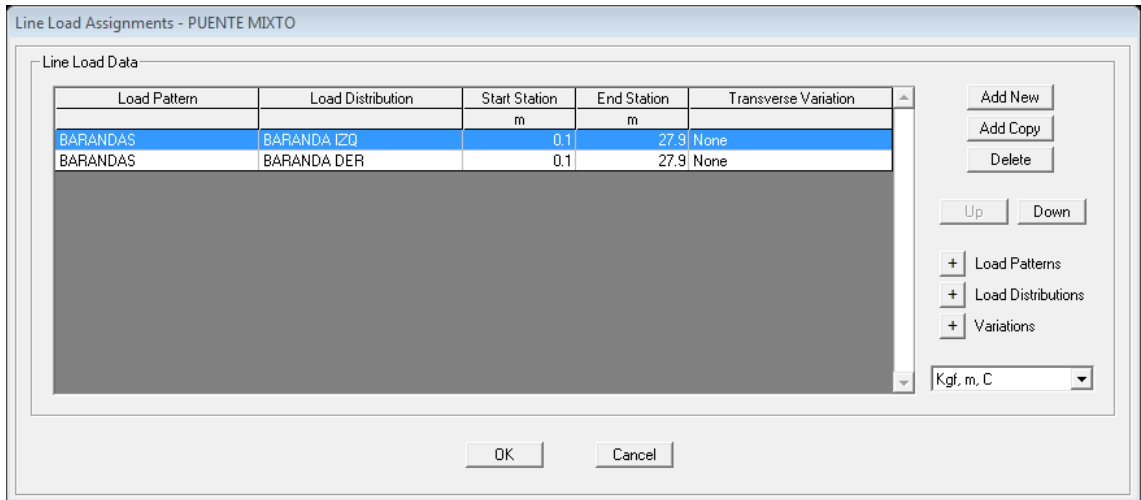


Gráfico 73.- Asignación de Carga de Pasamanos

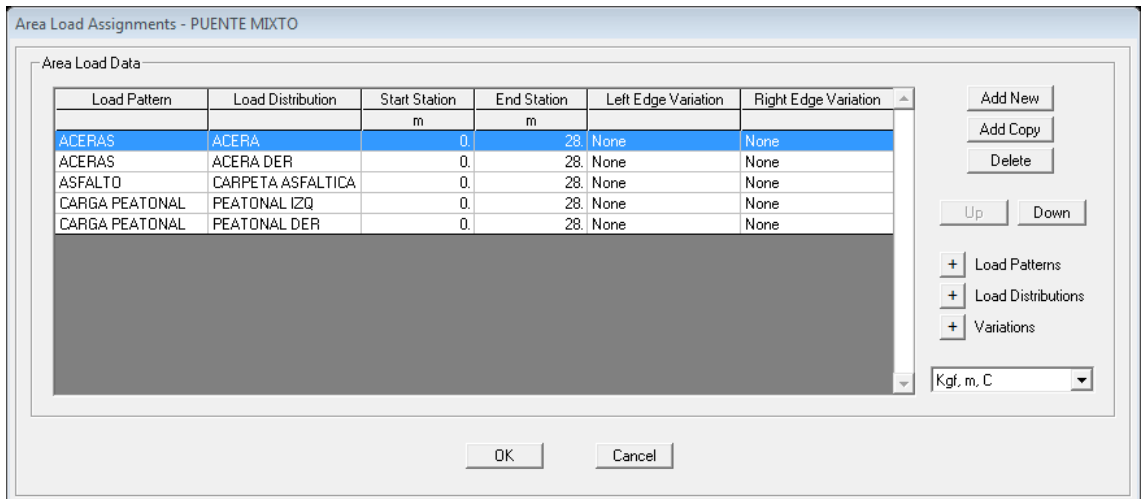


Gráfico 74.- Asignación de Cargas de Acera, Asfalto y Peatonal

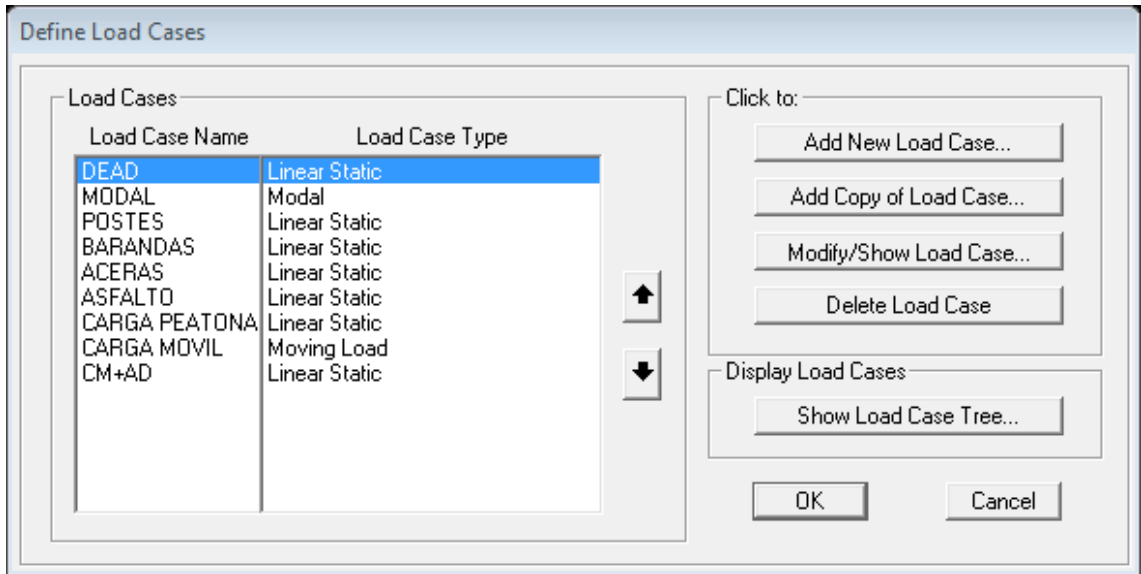


Gráfico 75.- Casos de Carga

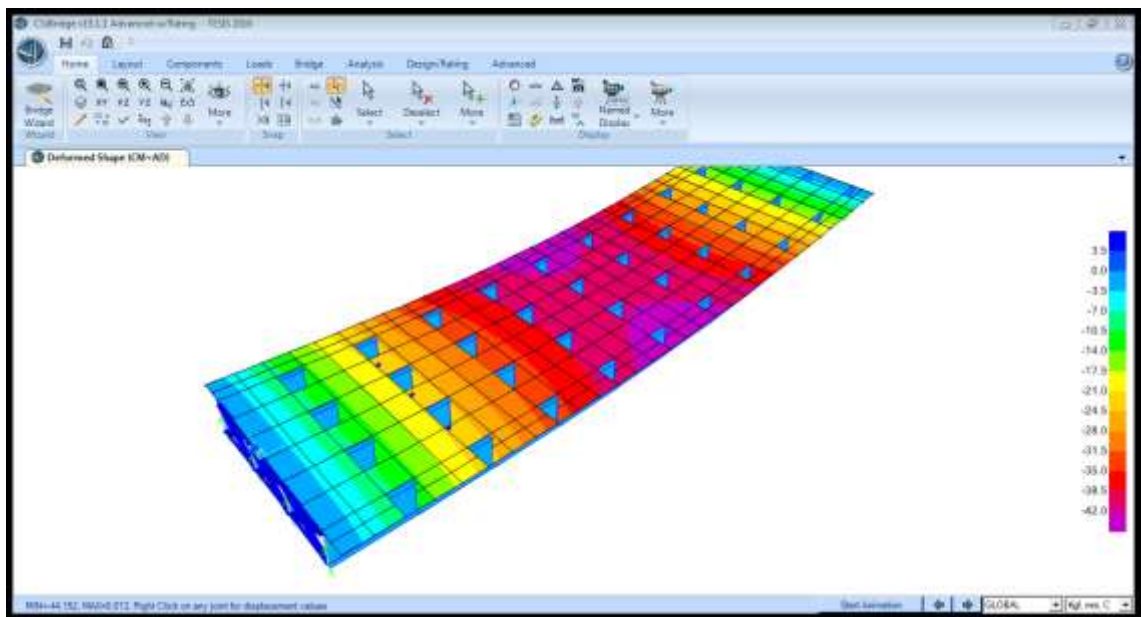


Gráfico 76.- Deformación del Tablero

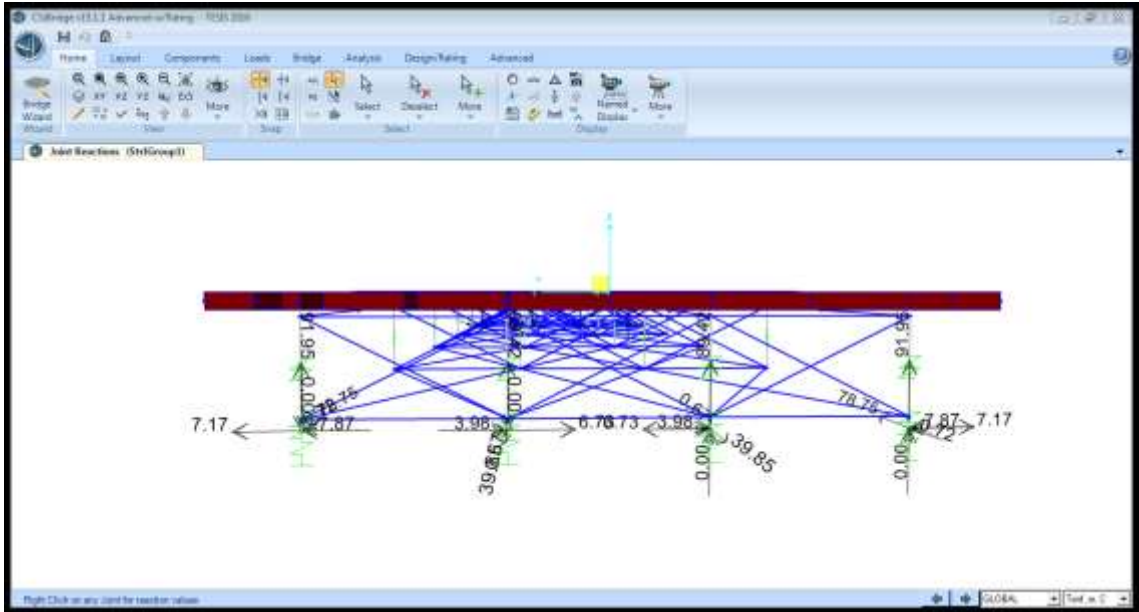


Gráfico 77.- Reacciones en la base del Tablero por Resistencia I

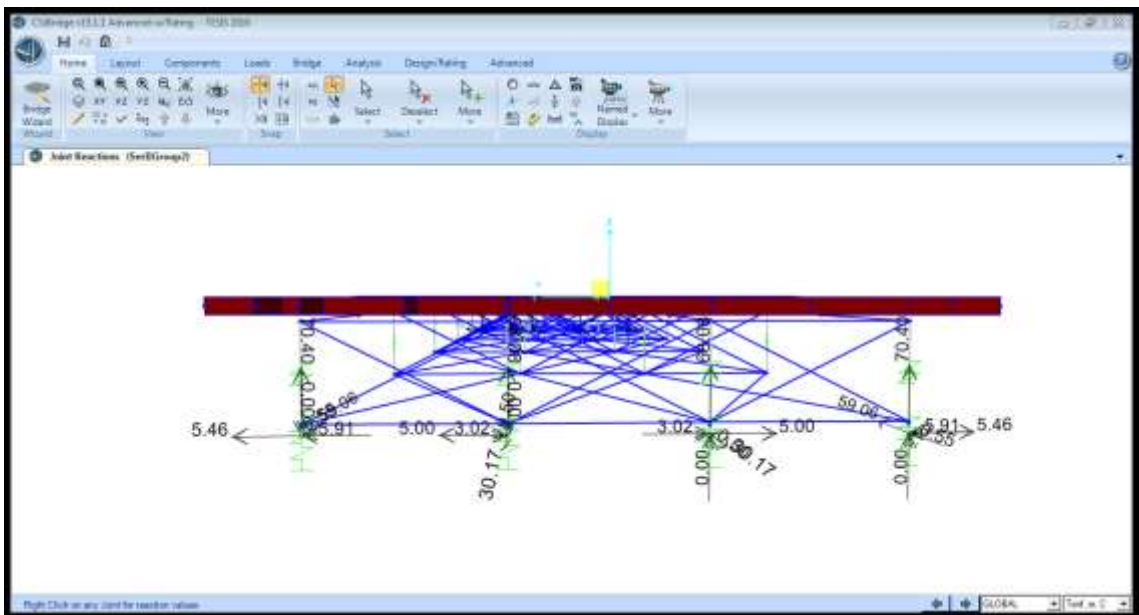


Gráfico 78.- Reacciones en la base del Tablero por Servicio II



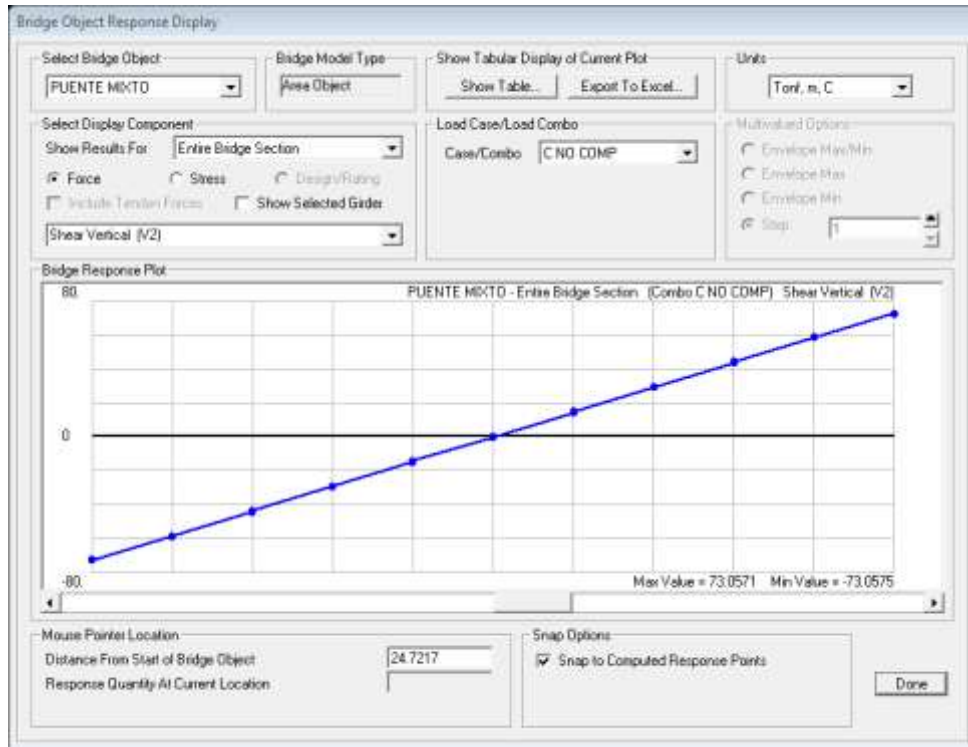


Gráfico 79.- Resultados de Cortante

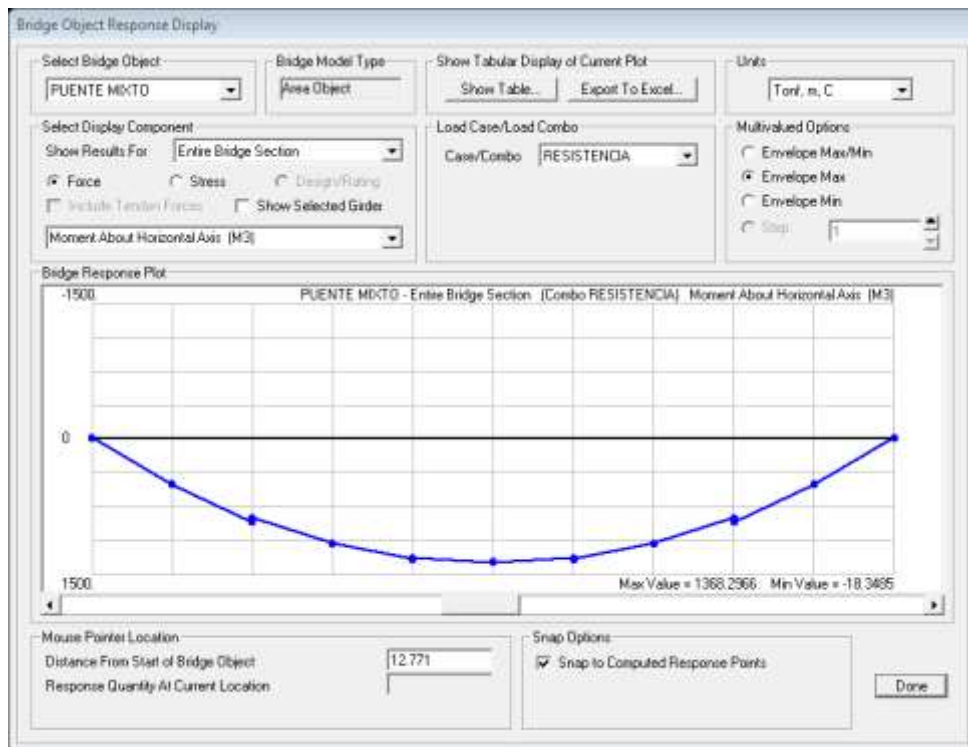


Gráfico 80.- Resultados de Momentos

### 3.2.3. DISEÑO DE LA INFRAESTRUCTURA

#### 3.2.3.1. DATOS DE DISEÑO

##### SUPERESTRUCTURA

La superestructura está compuesta por vigas metálicas y losa de hormigón armado, con las siguientes dimensiones, que estarán simplemente apoyadas.

Longitud del puente	28	m.
Ancho total	9.0	m
Ancho de la calzada	7.0	m
Veredas a cada lado	1.0	m
Numero de vías	2.0	

Tabla 29.- Datos de la superestructura.

##### INFRAESTRUCTURA

La infraestructura estará conformada por estribos de hormigón armado, con cimentación de directa y muros de ala monolíticos, con los siguientes parámetros:

Acero de refuerzo $F_y$	4200	$\text{Kg/cm}^2$
Hormigón estructural $F'_c$	240	$\text{Kg/cm}^2$
Esfuerzo del suelo en el nivel de ciment.	15	$\text{Tn/m}^3$

Tabla 30.- Parámetros de cálculo para la infraestructura.

#### 3.2.3.2. CARGAS APLICADAS SOBRE EL ESTRIBO

Las cargas que se tomarán en cuenta son las detalladas en la siguiente figura:

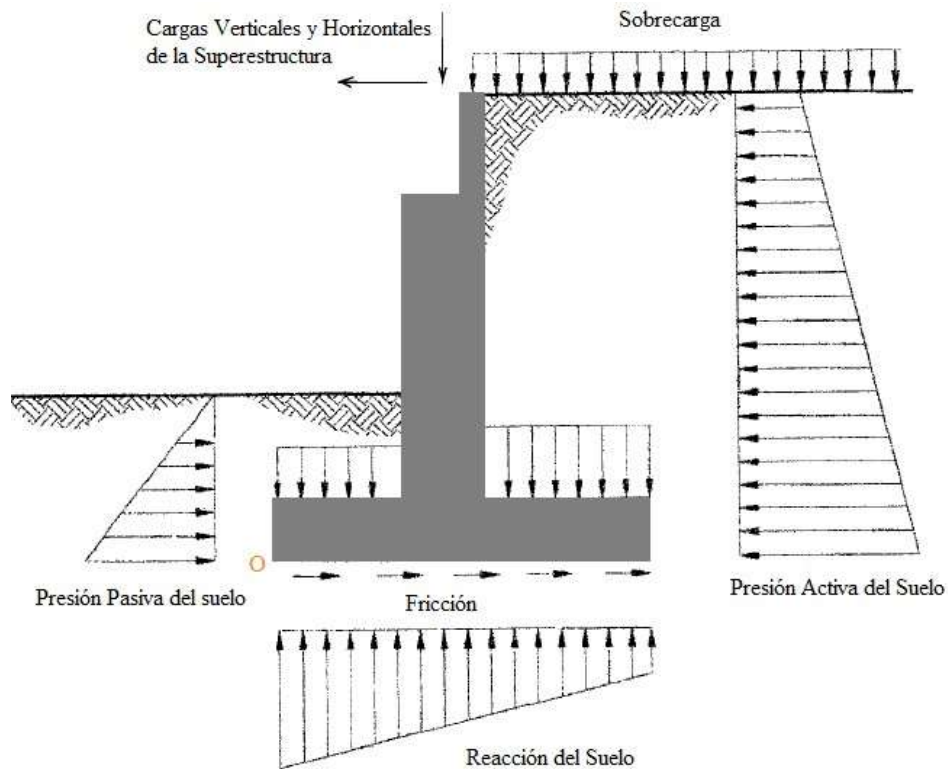


Gráfico 81.- Cargas actuantes sobre el estribo.

Las cargas actuantes son los empujes laterales del suelo y las presiones hidrostáticas, incluyendo cualquier sobrecarga de suelo, las cargas verticales de la superestructura, que son las reacciones de la carga muerta y viva sin tomar en cuenta el efecto de impacto, las cargas sísmicas que actúan en la infraestructura, y el peso propio de del estribo y del material de relleno.

### REACCION POR CARGA VIVA

La reacción por carga viva se calculará por metro lineal.

Camión de Diseño: HL-93

$P = 7.4 \text{ Tn.}$

$a = 4.27 \text{ m.}$

$$Rcv = 29.91 \text{ Tn/viga}$$

$$Rcv \text{ total} = \frac{Rcv * N^{\circ} \text{ viga}}{2}$$

$$Rcv\ total = 59.83\ Tn$$

$$Rcv/ml = Rcv\ total/L\ estribo$$

$$Rcv/ml = 59.83Tn/9m$$

$$Rcv/ml = 6.65Tn$$

## REACCIÓN POR CARGA MUERTA

### CARGAS POSTERIORES

Nº Postes por lado = 15u

Longitud de Pasamanos = 24m

Sección	Dimensiones			$\gamma$ (Tn/m <sup>3</sup> )	Número	Total (Tn)
Pasamano	0.2	0.2	24	2.41	4	9.25
Postes	0.25	0.25	0.9	2.41	30	4.07
Aceras	0.17	1	28	2.41	2	22.94
Asfalto	0.05	7	28	2.3	1	22.54
Peso total						58.80

Tabla 31.-Cálculo de Carga Posterior

$$Peso\ por\ viga = \frac{PesoTotal}{Longitud * N^{\circ}\ vigas}$$

$$Peso\ por\ viga = 0.53\ Tn/m/viga$$

### CARGAS PERMANENTES

Sección	Le (m)	t (m)	L (m)	$\gamma_{Hor}$ (Tn/m <sup>3</sup> )	Peso (Tn)
Losa	2.3	0.2	1	2.41	1.11
Viga					0.27
Peso Total					1.38

Tabla 32.-Cálculo de Carga Permanente

$$Wcperm. = 1.38\ Tn/m/viga$$

El peso total por Carga Muerta es:

$$Wcm = Wcperm + Wcpost$$

$$W_{cm} = (1.38 + 0.53)Tn/m/viga$$

$$W_{cm} = 1.91 Tn/m/viga$$

### REACCIÓN POR CARGA MUERTA

$$R_{cm} = \frac{W_{cm} * L}{2}$$

$$R_{cm} = \frac{1.91 \frac{Tn}{m} * 28m}{2}$$

$$R_{cm} = 26.65 Tn.$$

$$R_{cm \text{ total}} = R_{cm} * N^{\circ} \text{ vigas}$$

$$R_{cm \text{ total}} = 106.60 Tn.$$

### FUERZA DE FRENADO

Según la AASTHO LRFD, la fuerza de frenado será la mayor de:

25 % de los pesos por eje de camión o tándem de diseño.

5% del camión o tándem de diseño más la carga de carril.

Datos:

Longitud del puente = 26 m

Ancho del puente = 9 m

N° Vías = 2

Factor de presencia múltiple (m)= 1.0 (2 carriles)

Camión de Diseño: HL – 93

P = 7.38 Tn

Peso = 33.20 Tn Tándem = 22.4 Tn Carga carril = 0.96 Tn/m

Cálculo de la fuerza de frenado:

$$BRa = 25\% * (\text{Peso } \acute{o} \text{ Tandem}) * N^{\circ} \text{ v\u00edas} * m$$

$$BRa1 = 16.65 \text{ Tn.}$$

$$BRa2 = 11.20 \text{ Tn.}$$

$$BRb = [5\% * (\text{Peso } \acute{o} \text{ Tandem}) + (\text{Carga carril} * \text{luz})] * N^{\circ} \text{ v\u00edas} * m$$

$$**BRb1 = 57.09 Tn.**$$

$$BRb2 = 56.00 \text{ Tn.}$$

La Fuerza de Frenado Mayor es 57.09 Tn.

Fuerza de Frenado por metro lineal es:

$$BR/ml = BR \text{ mayor} / \text{ancho del puente.}$$

$$**BR/ml = 6.34 Tn/m**$$

## EMPUJE DEL SUELO

Datos:

H= 5.5 m.

Df = 1.5 m.

Ancho = 9 m.

Ángulo de inclinación del talud de relleno	0.0	°
Ángulo de inclinación del muro	0.0	°
Ángulo de fricción interna del suelo	13.4	°
Ángulo de fricción muro y suelo	18	°
Coef. Fricción muro y suelo	0.325	
Peso específico suelo natural	1.20	Tn/m <sup>3</sup>
Peso específico suelo de relleno	1.80	Tn/m <sup>3</sup>
Sobrecarga del suelo (hs)	0.6	m
Factor de seguridad por volcamiento mín.	2.0	
Factor de seguridad por deslizam. mín.	1.5	
Capacidad portante del suelo	15	Tn/m <sup>3</sup>

Tabla 33.- Datos del suelo.

## COEFICIENTES DEL SUELO PRESIÓN ACTIVA

$$ka = \cos\beta * \left( \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos\beta^2 - \cos\phi^2}}{\cos\beta + \sqrt{\cos\beta^2 - \cos\phi^2}} \right)$$

$$ka = \cos 18 * \left( \frac{\cos 18 - \sqrt{\cos 18^2 - \cos 13.4^2}}{\cos 18 + \sqrt{\cos 18^2 - \cos 13.4^2}} \right)$$

$$ka = 0.62$$

ka = Coeficiente de Empuje Activo.

$\beta$  = Inclinación respecto a la horizontal del lleno.

$\phi$  = Ángulo interno de fricción.

## PRESIÓN PASIVA

$$kp = \cos\beta * \left( \frac{\cos\beta + \sqrt{\cos\beta^2 - \cos\phi^2}}{\cos\beta - \sqrt{\cos\beta^2 - \cos\phi^2}} \right)$$

$$kp = \cos * \left( \frac{\cos 18 + \sqrt{\cos 18^2 - \cos 13.4^2}}{\cos 18 - \sqrt{\cos 18^2 - \cos 13.4^2}} \right)$$

$$kp = 1.60$$

kp = Coeficiente de Empuje Pasivo.

$\beta$  = Inclinación respecto a la horizontal del lleno.

$\phi$  = Ángulo interno de fricción.

## EMPUJE SÍSMICO

El empuje será calculado por el Método Mononobe Okabe.

$$\psi = \tan^{-1} \frac{Kh}{1 - Kv}$$

$$\psi = 5.71$$

$$\varphi = \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \theta) * \sin(\phi - \beta - \Psi)}{\cos(\delta + \theta + \Psi) * \cos(\beta - \theta)}} \right]^2$$

$$\varphi = 1.628$$

$$K_{ae} = \frac{\cos(\phi - \theta - \Psi)}{\varphi \cos \Psi \cos^2 \theta \cos(\delta + \theta + \varphi)}$$

$$K_{ae} = 0.66$$

$\phi$ : Ángulo de Fricción interna del suelo.

$\beta$ : Ángulo que forma la superficie del suelo con la horizontal.  $\theta$ : Ángulo que forma la pared interior del muro con la vertical.  $\delta$ : Ángulo de fricción entre el muro y el suelo.

kh: Coeficiente sísmico horizontal. kv: Coeficiente sísmico vertical.

## EMPUJES DEL SUELO

Empuje activo

$$Ea = \frac{1}{2} * ka * \gamma_{suelo} * H^2 * Ancho$$

$$Ea = \frac{1}{2} * 0.62 * 1.8 \frac{Tn}{m^3} * (5m)^2 * 9m$$

$$Ea = 125.55 Tn$$

Empuje pasivo

$$Ep = \frac{1}{2} * kp * \gamma_{suelo} * Df^2 * Ancho$$

$$Ep = \frac{1}{2} * 1.60 * 1.8 \frac{Tn}{m^3} * (2m)^2 * 9m$$

$$Ep = 51.84 Tn$$

Empuje por sobrecarga

$$Es = Ka * \gamma_{suelo} * H^2 * hs$$



$$Es = 0.62 * 1.8 \frac{Tn}{m^3} * 5m * 0.6m * 9m$$

$$Es = 51.84 Tn$$

### 3.2.3.3. DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS DEL ESTRIBO

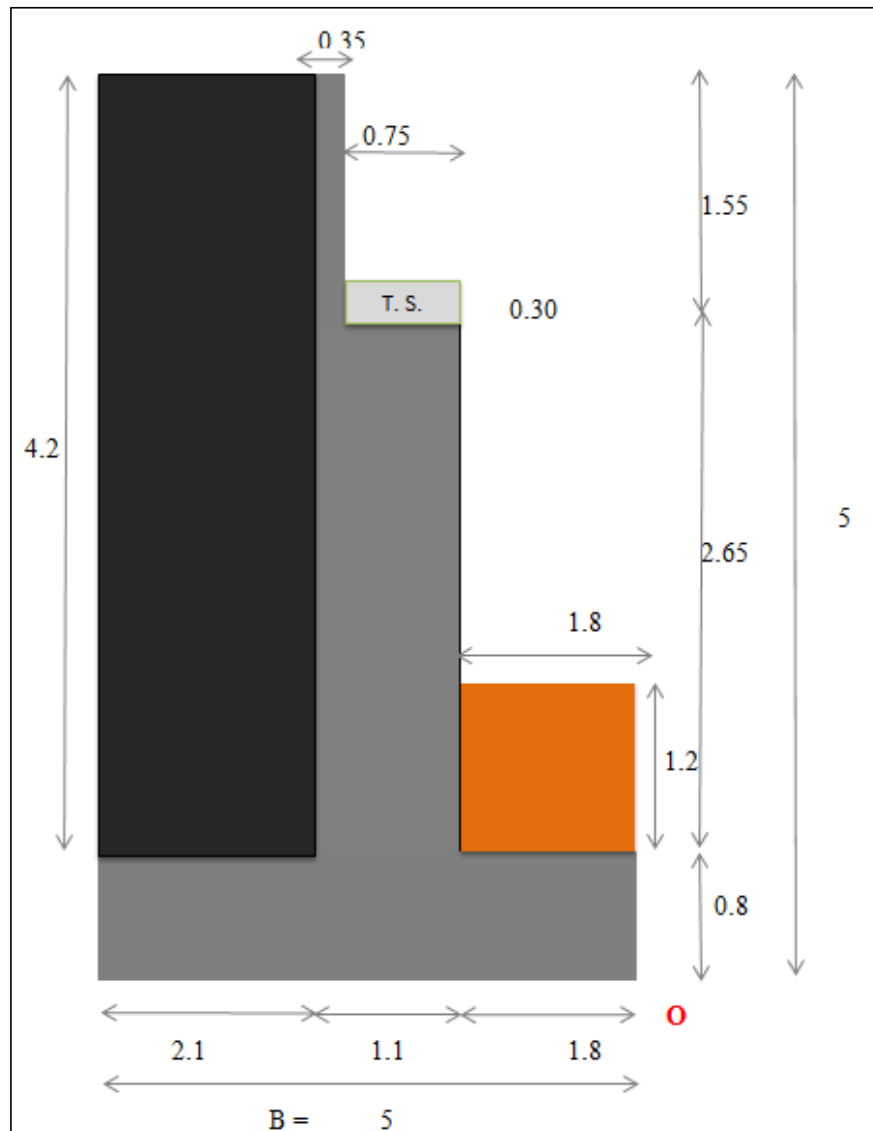


Gráfico 82.- Dimensiones del estribo.

Altura del estribo:

$$H = 5.0 m$$

## ESPALDAR

La altura del espaldar es:

$$he = 1.55 m$$

El espesor de espaldar debe ser:

$$b \geq 0.3m$$

$$b = \frac{H}{12}$$

$$b = \frac{5.0m}{12}$$

$$b = 0.42m$$

$$b \text{ asum.} = 0.35 m$$

## PANTALLA

Altura de la pantalla:

$$hp = 2.65 m$$

Espesor de la pantalla:

$$D = 1.1 m$$

## CIMENTACIÓN

Altura de la cimentación:

$$h' = \frac{H}{8}$$

$$h' = \frac{5m}{8}$$

$$h' = 0.63m$$

$$h' = \frac{H}{6}$$

$$h' = \frac{5m}{6}$$

$$h' = 0.83m$$

$$h' \text{ asum} = 0.8m$$

Ancho de la cimentación:

$$B = 0.5 * H$$

$$B = 0.5 * 5m.$$

$$B = 2.5m.$$

$$B = 0.7 * H$$

$$B = 0.7 * 5m.$$

$$B = 3.5 m.$$

$$B_{asum.} = 5 m$$

### **TRABA SISMORRESISTENTE**

Altura de la traba:

$$ht = 0.3 m$$

Ancho de la traba:

$$bt = 0.5 m$$

Longitud de la traba:

$$Lt = 0.7 m$$

### **MUROS DE ALA**

Espesor de los muros de ala:

$$bma = 0.35 m$$

Altura de los muros de ala:

$$H_{ma} = 4.2 \text{ m}$$

### 3.2.3.4. RESUMEN DE CARGAS

#### CONSIDERANDO LA CARGA VIVA

Se realiza el Chequeo de estabilidad y Esfuerzos:

Elemento	Fuerzas Verticales	F horizontal Empujes	Brazo	Momentos Estabilizadores	Momento Volcadores
Espaldar	11.77		2.73	32.06	
Traba sismores.	1.62		2.18	3.52	
Pantalla rectang.	63.23		2.35	148.58	
Zapata	86.76		2.50	216.90	
Muros de ala	14.88		3.95	58.77	
Suelo Pasivo	23.33		0.90	21.00	
Suelo relleno	142.88		3.95	564.39	
Rcm	106.60		2.27	241.99	
Rcv	59.83		2.27	135.81	
Ea		125.55	1.67		209.25
Esobrecarga		30.13	2.50		75.33
Ep		-51.84	0.67		-34.56
SUMATORIA	510.90	103.84		1423.03	250.02
FSV	5.69		q1 =	14.13	Tn/m <sup>2</sup>
FSD	2.95		q2 =	8.57	Tn/m <sup>2</sup>
x	2.30	m	qsuelo=	15	Tn/m <sup>2</sup>
e	0.20	m			

Tabla 34.- Cálculo de Esfuerzos y Factores de Seguridad con Carga Viva.

El Factor de Seguridad al Volcamiento es mayor a 2.0 y el Factor de Seguridad al Deslizamiento es mayor a 1.5 por lo cual es correcto. Las dimensiones de la infraestructura es estable ya que los esfuerzos obtenidos son menores que el esfuerzo admisible del suelo.

#### CONSIDERANDO LA CARGA SÍSMICA

Se realiza el Chequeo de estabilidad y Esfuerzos:

Elemento	Fuerzas Verticales	F horizontal Empujes	Brazo	Momentos Estabilizadores	Momento Volcadores
Espaldar	11.77		2.73	32.06	
Traba sismores.	1.62		2.18	3.52	
Pantalla rectang.	63.23		2.35	148.58	
Zapata	86.76		2.50	216.90	
Muros de ala	14.88		3.95	58.77	
Suelo Pasivo	23.33		0.90	21.00	
Suelo de relleno	142.88		3.95	564.39	
Rcm	106.60		2.27	241.99	
Ea		125.55	1.67		209.25
Eae		8.51	3.00		25.52
Ep		-51.84	0.67		-34.56
SUMATORIA	451.07	82.22		1287.22	200.21
FSV	6.43		q1 =	11.11	Tn/m <sup>2</sup>
FSD	3.29		q2 =	8.94	Tn/m <sup>2</sup>
x	2.41	m	qadm suelo=	18.75	Tn/m <sup>2</sup>
e	0.09	m			

Tabla 35.- Cálculo de Esfuerzos y Factores de Seguridad con Carga Sísmica.

El Factor de Seguridad al Volcamiento es mayor a 2.0 y el Factor de Seguridad al Deslizamiento es mayor a 1.5 por lo que son superiores a los requeridos, por cual es correcto. Las dimensiones de la infraestructura es estable ya que los esfuerzos obtenidos son menores que el esfuerzo admisible del suelo.

### 3.2.3.5. MOMENTO DE VOLCAMIENTO SÍSMICO

#### EMPUJE ACTIVO

Empuje Natural del suelo (E)

$$q = K_a * H * \gamma_{\text{suelo}}$$

$$q = 5.58 \text{ Tn/m}^2$$

$$E = \frac{q * H * ancho}{2}$$

$$E = 125.55 \text{ Tn}$$

Empuje por sobrecarga (Es)

$$q1 = Ka * hs * \gamma_{suelo}$$

$$q1 = 0.67 \text{ Tn/m}^2$$

$$Es = q * H * ancho$$

$$Es = 30.13 \text{ Tn}$$

Empuje Total (Et)

$$Et = E + Es$$

$$Et = 155.68 \text{ Tn}$$

El momento debido al empuje del suelo se calcula multiplicando el empuje total (Et) y la distancia de ubicación de la resultante (x).

$$x = 1.83 \text{ m}$$

$$Met = Et * x$$

$$Met = 284.58 \text{ Tn} - \text{m}$$

### 3.2.3.6. EMPUJE SÍSMICO DEL SUELO

El cálculo de la Fuerza Sísmica se lo realiza en base al Método de Mononobe Okabe la cual está aplicada a 0.6 de la altura del estribo y está dado por:

$$EQ = W * A * S$$

Dónde:

EQ = Fuerza sísmica aplicada en el centro de gravedad de la sección.

A = Coeficiente de aceleración.

W = Peso del elemento en consideración.

S = Factor que depende del sitio en el que se encuentra la estructura.

$\gamma_{\text{suelo}} =$	1.8	Tn/m <sup>3</sup>
H Total =	5	m
Ancho =	9	m
A =	0.20	
C =	0.24	
kh =	0.10	
kv =	0.00	
kae =	0.662	

Tabla 36.- Datos para el cálculo del Empuje Sísmico.

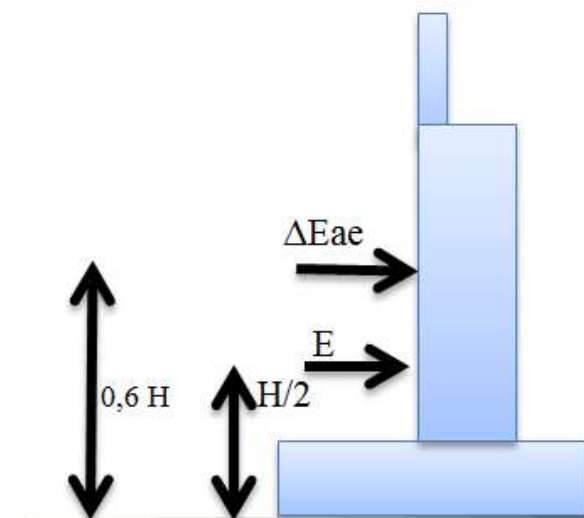


Gráfico 83.- Empujes de la Fuerza Sísmica

$$E_{AE} = \frac{1}{2} * K_{AE} * \gamma * H^2 * (1 - K_v) * \text{Ancho}$$

$$E_{AE} = \frac{1}{2} * 0.662 * 1.8 \text{Tn/m}^3 * (5\text{m})^2 * (1 - 0) * 9\text{m}$$

$$E_{AE} = 134.06 \text{ Tn}$$

$$\Delta E_{AE} = E_{AE} - E$$

$$\Delta E_{AE} = 134.06 \text{ Tn} - 125.55 \text{ Tn}$$

$$\Delta E_{AE} = 8.51 Tn$$

$$Mea = E * \frac{H}{3} + \Delta E_{AE} * 0.6 * H$$

$$Mea = 125.55 Tn * \frac{5 m}{3} + 8.51 Tn * 0.6 * 5m$$

$$Mea = 234.77 Tn - m$$

## INFRESTRUCTURA

ELEMENTO	Wi (Tn)	Yi (m)	Wi*Yi (Tn-m)
Espaldar	11.77	4.23	49.71
Traba sismoresistente	1.62	3.60	5.83
Pantalla rectangular	63.23	2.13	134.36
Zapata	86.76	0.40	34.70
Muros de ala total	14.88	2.90	43.15
SUMATORIA	178.25		267.76

Tabla 37.- Peso reactivo de la Infraestructura.

$$hinf = \frac{Wi * Yi}{Wi}$$

$$hinf = \frac{256.76 Tn - m}{178.25 Tn}$$

$$hinf = 1.50m$$

$$EQinf = \sum W * Kh$$

$$EQinf = 17.83Tn$$

$$Meq - inf = EQinf * hinf$$

$$Meq - inf = 26.78 Tn - m$$

## SUPERESTRUCTURA

La altura hasta la viga de asiento es:

$$hsup = 3.45 m$$

$$EQsup = Rcm * A * S$$



$$EQ_{sup} = 21.32 \text{ Tn}$$

$$Meq - sup = EQ_{sup} * h_{sup}$$

$$Meq - sup = 73.56 \text{ Tn - m}$$

### SISMO TOTAL

$$EQ = E_{ae} + EQ_{sup} + EQ_{inf}$$

$$EQ = 173.20 \text{ Tn}$$

$$Meq = M_{ae} + Meq_{sup} + Meq_{inf}$$

$$Meq = 335.10 \text{ Tn - m}$$

### 3.2.3.7. CHEQUEOS DE ESTABILIDAD Y ESFUERZOS EN EL SUELO

#### GRUPO I

ESTRIBO + SUELO + (CM + CV TABLERO)			
Fuerza vertical	Fv =	474.93	Tn
	Mv =	1245.40	Tn-m
Fuerza Horizontal	Fh =	103.84	Tn
	Mh =	250.02	Tn-m
	x =	2.10	m
	e =	0.40	m
	M =	191.95	Tn-m
Deslizamiento	FSD =	2.74	> 1.50
Volcamiento	FSV =	4.98	> 2.00
Esfuerzos	q1 =	15.67	t/m <sup>2</sup>
	q2 =	5.44	t/m <sup>2</sup>

Tabla 38.- Resultados de Esfuerzos y Factores de seguridad (Grupo I)

**GRUPO VII**

ESTRIBO + SUELO + SISMO + CM TABLERO			
Fuerza vertical	Fv =	451.07	Tn
	Mv =	1287.22	Tn-m
Fuerza Horizontal	Fh =	82.22	Tn
	Mh =	200.21	Tn-m
	x =	2.41	m
	e =	0.09	m
	M =	40.65	Tn-m
Deslizamiento	FSD =	3.29	> 1.50
Volcamiento	FSV =	6.43	> 2.00
Esfuerzos	q1 =	11.11	t/m <sup>2</sup>
	q2 =	8.94	t/m <sup>2</sup>

Tabla 39.- Resultados de Esfuerzos y Factores de seguridad (GrupoVII)

ESTRIBO + SUELO + SISMO			
Fuerza vertical	Fv =	308.50	Tn
	Mv =	867.60	Tn-m
Fuerza Horizontal	Fh =	134.06	Tn
	Mh =	234.77	Tn-m
	x =	2.05	m
	e =	0.45	m
	M =	138.42	Tn-m
Deslizamiento	FSD =	1.61	> 1.50
Volcamiento	FSV =	3.70	> 2.00
Esfuerzos	q1 =	10.55	t/m <sup>2</sup>
	q2 =	3.16	t/m <sup>2</sup>

Tabla 40.- Resultados de Esfuerzos y Factores de seguridad.

### 3.2.3.8. DISEÑO DE LA ZAPATA

#### 3.2.3.8.1. DISEÑO DEL DEDO

Datos:

Altura de la cimentación (h) = 80 cm

Recubrimiento (r) = 10 cm

Peralte (d) = 70 cm

Ancho de diseño (b) = 100 cm

Peso del material de relleno:

$$P_{rell} = \gamma_{suelo} * h_{rell}$$

$$P_{rell} = 1.83 \text{ Tn/m}^3 * 1.2 \text{ m}$$

$$\mathbf{P_{rell} = 1.44 \text{ Tn/m}^2}$$

Peso del Hormigón debajo del material de relleno:

$$P_{horm} = \gamma_{hormigón} * h_{zapata}$$

$$P_{horm} = 2.41 \text{ Tn/m}^3 * 0.8 \text{ m}$$

$$\mathbf{P_{horm} = 1.93 \text{ Tn/m}^2}$$

Los esfuerzos del suelo para el diseño del dedo son los establecidos en el GRUPO VII:

$$q_1 = 8.94 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2}$$

$$q_2 = 11.11 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2}$$

Para los cálculos de estabilidad se deberá despreciar la resistencia pasiva, a menos que la base del muro se extienda por debajo de la profundidad de máxima socavación, razón por la cual el cálculo del momento de diseño requiere únicamente de la presión ejercida por el peso de la zapata.

Realizando la sumatoria de la presión del peso de la zapata y los esfuerzos del suelo obtenemos:

$$qtd = Phorm - q2$$

$$qtd = 1.93Tn/m2 - 11.11Tn/m2$$

$$\mathbf{qtd = 9.18Tn/m2}$$

$$qti = Phorm - q1$$

$$qti = 1.93Tn/m2 - 9.92Tn/m2$$

$$\mathbf{qti = 7.99Tn/m2}$$

Para el cálculo de la fuerza resultante mediante el diagrama de presiones trapezoidal determinamos el área del trapecio:

$$R = \frac{qti + qtd}{2} * long. dedo$$

$$R = \frac{7.99Tn/m2 + 9.18Tn/m2}{2} * 1.8m$$

$$\mathbf{R = 15.45 Tn.}$$

El momento se lo realiza al multiplicar la fuerza resultante por la distancia a la que se encuentra dicha fuerza ( $x = 0.92$ ).

$$M = R * x$$

$$\mathbf{M = 14.23 Tn - m.}$$

El Momento Último:

$$Mu = 1.4 * M$$

$$\mathbf{Mu = 19.91 Tn - m.}$$

## DISEÑO A FLEXIÓN

$$k = \frac{Mu}{\phi * B * d^2 * f'c}$$

$$k = \frac{19.91 * 10^5 kg - cm}{0.85 * 100cm * (70cm)^2 * 240kg/cm^2}$$

$$k = 0.020$$

$$k_{m\acute{a}x} = 0.424$$

$$\rho = \frac{f'c}{fy} * \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * k}}{1.18}$$

$$\rho = 0.0012$$

$$\rho_{m\acute{i}n} = 0.0033$$

$$\rho < \rho_{m\acute{i}n}$$

$$\rho_{asumido} = 0.002$$

$$As = \rho * B * t$$

$$As = 0.002 * 100cm * 80cm$$

$$As = 16 cm^2$$

Se utilizará: (6Ø20mm)

**1Ø20mm@15cm**

Momento Resistente:

$$As_{real} = 18.85cm^2$$

$$z = recubrim. + \frac{\emptyset}{2}$$

$$z = 11 cm$$

$$d = h - z$$

$$d = 69 cm$$

$$a = \frac{As * fy}{\emptyset * h * f'c}$$

$$a = 4.85 \text{ cm}$$

$$Mu = \phi * As * Fy * (d - \frac{a}{2})$$

$$Mu = 0.9 * 18.85 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * (69\text{cm} - \frac{4.85 \text{ cm}}{2})$$

$$Mu = 47.44 \text{ Tn} - \text{m}$$

Momento Solicitante:

$$Fr = 2.01 * \sqrt{f'c}$$

$$Fr = 31.14$$

$$S = \frac{b * h^2}{6}$$

$$S = 106666.67$$

$$Mcr = 1.2 * Fr * S$$

$$Mcr = 39.86 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$Mu > Mcr$$

$$47.44 \text{ Tn} - \text{m} > 39.86 \text{ Tn} - \text{m} \text{ Ok}$$

Acero de temperatura:

$$Ast = 0.002 * b * d$$

$$Ast = 14 \text{ cm}^2$$

$$\frac{Ast}{2} = 7 \text{ cm}^2$$

Se usará: (5Ø14mm)

**1Ø14mm@20cm**

$$Ast \text{ real} = 7.70 \text{ cm}^2$$

## CHEQUEO DE CORTE

Peso total (Pt) = 3.37 Tn (peso del Dedo y el relleno)

Calculamos el peso total lineal dividiendo el peso total para la longitud del dedo:

$$Pt \text{ lineal} = \frac{Pt}{L}$$

$$Pt \text{ lineal} = \frac{3.37Tn}{1.8 m}$$

$$Pt \text{ lineal} = 1.87 Tn/m$$

El cortante es igual a la resultante de los esfuerzos en el dedo:

$$R = V = \frac{(B + b)}{2} * L$$

$$V = 15.55 Tn$$

$$Vu = 1.4V$$

$$Vu = 21.77 Tn$$

$$v = \frac{Vu}{\phi * b * d}$$

$$v = \frac{* 10^3 Kg}{0.85 * 100cm * 70cm}$$

$$v = 3.66 kg/cm^2$$

$$v < vadm$$

$$3.66 \frac{kg}{cm^2} < 8.21 \frac{kg}{cm^2} \text{ OK}$$

### 3.2.3.8.2. DISEÑO DE TALÓN

Datos:

Altura de la cimentación (h) = 80 cm

Recubrimiento (r) = 10 cm

Peralte (d) = 60 cm

$\gamma$  hormigón = 2.41 Tn/m<sup>3</sup>

$\gamma$ suelo = 1.83 Tn/m<sup>3</sup>

Peso del material de relleno:

$$P_{rell} = \gamma_{suelo} * h_{rell}$$

$$P_{rell} = 1.8 \frac{Tn}{m^3} * 4.2m$$

$$\mathbf{P_{rell} = 5.04 Tn/m^2}$$

Peso del Hormigón debajo del material de relleno:

$$P_{horm} = \gamma_{hormigón} * h_{zapata}$$

$$P_{horm} = 2.41 \frac{Tn}{m^3} * 0.8m$$

$$\mathbf{P_{horm} = 1.93 Tn/m^2}$$

Peso total:

$$P_t = P_{rell} + P_{horm}$$

$$P_t = 5.04 \frac{Tn}{m^2} + 1.93 \frac{Tn}{m^2}$$

$$\mathbf{P_t = 6.97 \frac{Tn}{m^2}}$$

Los esfuerzos del suelo en la parte del talón son:

$$q_1 = 3.16 \frac{Tn}{m^2}$$

$$q_2 = 6.26 \frac{Tn}{m^2}$$

Realizando la sumatoria de la presión del suelo con la del peso total del hormigón y material de relleno obtenemos los siguientes esfuerzos:



$$qtd = Pt - q1$$

$$qtd = 6.97 \text{ Tn/m}^2 - 6.26 \text{ Tn/m}^2$$

$$qtd = 0.7 \text{ Tn/m}^2$$

$$qti = Pt - q2$$

$$qti = 6.97 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} - 3.16 \text{ Tn/m}^2$$

$$qti = 3.80 \text{ Tn/m}^2$$

Para el cálculo de la fuerza resultante mediante el diagrama de presiones trapezoidal determinamos el área del trapecio:

$$R = \frac{qti + qtd}{2} * \text{long. talón}$$

$$R = \frac{3.80 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} + 0.7 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2}}{2} * 2.1 \text{ m}$$

$$R = 4.73 \text{ Tn.}$$

El momento se lo realiza al multiplicar la fuerza resultante por la distancia a la que se encuentra dicha fuerza ( $x=1.29$ )

$$M = R * x$$

$$M = 6.11 \text{ Tn} - \text{m.}$$

El Momento Último:

$$Mu = 1.4 * M$$

$$Mu = 8.55 \text{ Tn} - \text{m.}$$

Cálculo del área de acero:

$$k = \frac{Mu}{\phi * B * d^2 * f'c}$$

$$k = \frac{8.55 * 10^5 kg - cm}{0.85 * 100cm * (70cm)^2 * 240Kg/cm^2}$$

$$k = 0.009$$

$$k_{m\acute{a}x} = \frac{1}{2.36} = 0.424$$

$$\rho = \frac{f'c}{fy} * \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * k}}{1.18}$$

$$\rho = 0.0005$$

$$\rho_{m\acute{i}n} = \frac{14.1}{fy} = 0.0033$$

$$\rho < \rho_{m\acute{i}n}$$

$$\rho_{asumido} = 0.003$$

$$As = \rho * B * d$$

$$As = 23.50 \text{ cm}^2$$

Acero de temperatura:

$$Ast = 0.002 * b * d$$

$$Ast = 14 \text{ cm}^2$$

$$\frac{Ast}{2} = 7 \text{ cm}^2$$

Se usará: (5Ø14mm), 1Ø14mm@20cm

$$Ast \text{ real} = 7.70 \text{ cm}^2$$

TIPO	FUERZA	BRAZO	M (Tn-m)
DC	4.05	1.05	4.251
EV	15.88	1.05	16.670
LS	1.64	1.05	1.722

Tabla 41.- Momento Último

$$Mu = (1.25 * M_{DC} + 1.35 * M_{EV} + 1.75 * M_{LS}) * n$$

$$Mu = (1.25 * 4.25Tn - m + 1.35 * 16.67Tn - m + 1.75 * 1.72Tn - m) * 1.0$$

$$Mu = 30.83 Tn - m$$

## DISEÑO A FLEXIÓN

$$k = \frac{Mu}{\phi * B * d^2 * f'c}$$

$$k = \frac{30.83 * 10^5 kg - cm}{0.85 * 100cm * (70cm)^2 * 240kg/cm^2}$$

$$k = 0.031$$

$$k_{m\acute{a}x} = 0.424$$

$$\rho = \frac{f'c}{fy} * \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * k}}{1.18}$$

$$\rho = 0.0017$$

$$\rho_{m\acute{i}n} = 0.0033$$

$$\rho < \rho_{m\acute{i}n}$$

$$\rho_{asumido} = 0.0033$$

$$As = \rho * B * t$$

$$As = 0.0033 * 100cm * 80cm$$

$$As = 16.0 cm^2$$

Se utilizará: (6Ø20mm)

**1Ø20mm@15cm**

Momento Resistente:

$$As_{real} = 18.25 cm^2$$

$$z = \text{recubrim.} + \frac{\emptyset}{2}$$

$$z = 11 \text{ cm}$$

$$d = h - z$$

$$d = 69 \text{ cm}$$

$$a = \frac{As * fy}{\emptyset * h * f'c}$$

$$a = 4.85 \text{ cm}$$

$$Mu = \emptyset * As * Fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$Mu = 0.9 * 18.25 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \left(69 \text{ cm} - 4.85 \frac{\text{cm}}{2}\right)$$

$$Mu = 47.44 \text{ Tn} - \text{m}$$

Momento Solicitante:

$$Fr = 2.01 * \sqrt{f'c}$$

$$Fr = 31.14$$

$$S = \frac{b * h^2}{6}$$

$$S = 106666.67$$

$$Mcr = 1.2 * Fr * s$$

$$Mcr = 39.86 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$Mu > Mcr$$

$$47.44 \text{ Tn} - \text{m} > 39.86 \text{ Tn} - \text{m} \text{ Ok}$$

Chequeo a Corte:

Cortante Último:

$$Vu = (1.25 * V_{DC} + 1.35 * V_{EV} + 1.75 * V_{LS}) * n$$

$$Vu = (1.25 * 4.05 \text{ Tn} + 1.35 * 15.88 \text{ Tn} + 1.75 * 1.722 \text{ Tn}) * 1.0$$

$$\mathbf{Vu = 29.36 \text{ Tn}}$$

Cortante Resistente:

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$\mathbf{Vc = 56.65 \text{ Tn}}$$

$$Vr = \phi * Vc$$

$$\mathbf{Vr = 50.99 \text{ Tn}}$$

$$Vr > Vu$$

$$\mathbf{50.99 \text{ Tn} > 29.36 \text{ Tn} \text{ OK.}}$$

### 3.2.3.9. DISEÑO DE LA PANTALLA

Datos:

Altura de la pantalla ( $h'$ ) = 2.65 m.

Altura de sobrecarga ( $h_s$ ) = 0.6 m.

Coefficiente empuje activo ( $k_a$ ) = 0.62

Coefficiente empuje sísmico ( $k_{ae}$ ) = 0.66

Peso específico del suelo relleno ( $\gamma_{rell}$ ) = 1.8 Tn/m<sup>3</sup>

Peso específico del suelo natural ( $\gamma_{suelo}$ ) = 1.2 Tn/m<sup>3</sup>

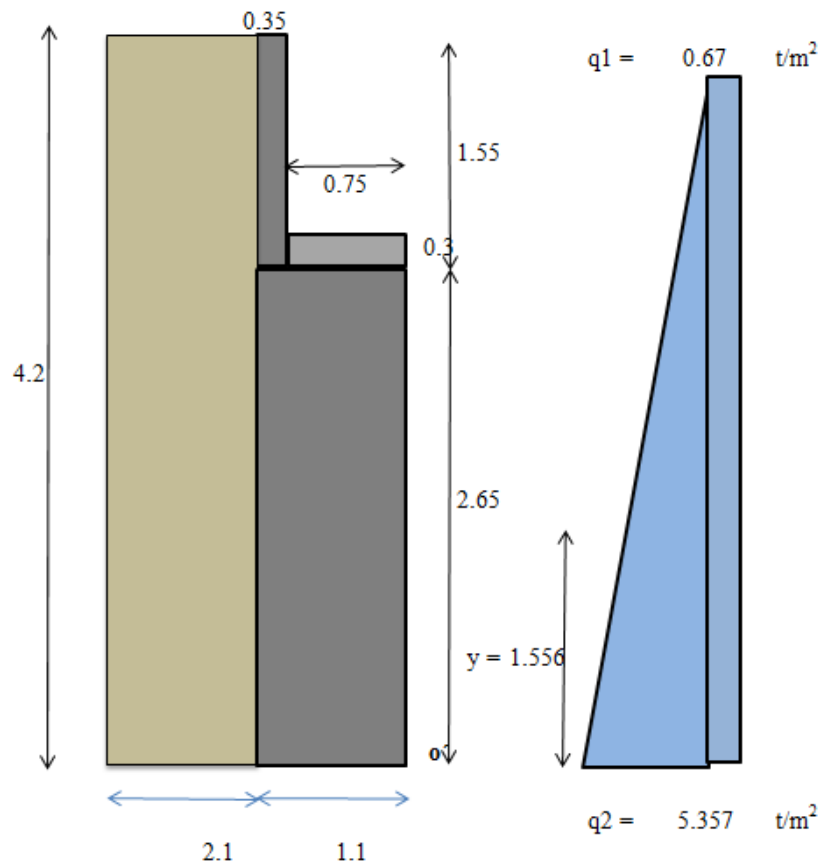


Gráfico 84.- Dimensiones y Esfuerzos horizontales en la pantalla.

### ESFUERZOS DEL SUELO:

El esfuerzo del suelo por sobrecarga es:

$$q1 = ka * hs * \gamma_{suelo}$$

$$q1 = 0.62 * 0.6 \text{ m} * 1.8 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^3}$$

$$q1 = 0.67 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2}$$

El esfuerzo del suelo de relleno es:

$$q2 = ka * h' * \gamma_{rell} + q1$$

$$q2 = 0.62 * 4.2 \text{ m} * 1.8 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^3} +$$

$$q_2 = 4.69 \frac{Tn}{m^2}$$

El empuje en la base es:

$$q = q_1 + q_2$$

$$q = 0.67 \frac{Tn}{m^2} + 4.69 \frac{Tn}{m^2}$$

$$q = 5.38 \frac{Tn}{m^2}$$

ELEMENTO	Wi	xi	Mo'	∑Mo'
Espaldar	1.31	0.93	1.21	1.21
Traba sism	0.54	0.38	0.20	1.41
Pantalla rectangular	7.03	0.55	3.86	4.07
Sumatoria	8.87			4.07
Rcm	11.84	0.47	5.57	9.63
Sumatoria	20.72			5.57
Rcv	6.65	0.47	3.12	3.12
Sumatoria	27.37			8.69

Tabla 42.- Cargas actuantes y Momentos producidos en el cuerpo del estribo.

Empuje total del suelo:

$$E = \frac{(q_1 + q_2)}{2} * h'$$

$$E = \frac{0.67 \frac{Tn}{m^2} + 5.36 \frac{Tn}{m^2}}{2} * 4.2m$$

$$E = 12.66 Tn$$

$$y = 1.55 m$$

$$Meo = 19.69 Tn - m$$

## FUERZA SÍSMICA

### INFRAESTRUCTURA

ELEMENTO	Wi	yi	Mo´
Espaldar	1.31	3.43	4.48
Traba sismoresistente	0.54	2.80	1.52
Pantalla rectangular	7.03	1.33	9.31
Sumatoria	8.87		15.30

Tabla 43.- Resumen de fuerza sísmica sobre la infraestructura.

$$y = 1.72 \text{ m}$$

$$EQinf = 2.13 \text{ Tn}$$

$$MEQinf = 3.67 \text{ Tn} - m$$

### SUPERESTRUCTURA

$$Rcm = 11.84 \text{ Tn}$$

$$h = 2.65 \text{ m}$$

$$EQsup = 2.37 \text{ Tn}$$

$$MEQsup = 6.28 \text{ Tn} - m$$

### TOTAL SISMO

$$EQ = 15.01 \text{ Tn}$$

$$MEQ = 25.41 \text{ Tn} - m$$

### EMPUJE DEL SUELO SIN SOBRECARGA

$$q2 = 4.69 \text{ Tn/m}^2$$

$$E = 9.84 \text{ Tn}$$

### MÉTODO DE MONONOBE OKABE

$$qe = kae * h' * \gamma_{suelo}$$



$$qe = 0.66 * 4.2 \text{ m} * 1.8 \frac{Tn}{m^3}$$

$$qe = 4.99 \frac{Tn}{m^2}$$

$$Eae = \frac{qe * h'}{2}$$

$$Eae = \frac{4.99 \frac{Tn}{m^2} * 4.2m}{2}$$

$$Eae = 10.51 Tn$$

$$\Delta Eae = Eae - E$$

$$\Delta Eae = 10.51 Tn - 9.84 Tn$$

$$\Delta Eae = 0.67 Tn$$

El Momento sísmico está formado por el Empuje Estático actúa a 1/3 de la altura del estribo, más el Empuje Sísmico aplicado a 0.6 de la altura del estribo.

$$MEae = \left( E * \frac{H'}{3} \right) + (\Delta Eae * 0.6 * H')$$

$$MEae = 15.46 Tn - m$$

Para el Momento de Diseño se considera el mayor de las Combinaciones entre el Grupo I y IV.

GRUPO I		
P =	27.37	Tn
x =	-0.40	m
e =	0.95	m
M =	26.05	Tn-m
Mu =	41.67	Tn-m

Tabla 44.- Momento del Grupo I

GRUPO IV		
P =	20.72	Tn
x =	0.16	M
e =	0.39	M
M =	8.04	Tn-m
Mu =	12.86	Tn-m

Tabla 45.- Momento del Grupo IV

Datos:

$$Mu = 41.67 \text{ Tn-m}$$

$$F'c = 240 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$t = 110 \text{ cm}$$

$$r = 10 \text{ cm}$$

$$d = 100 \text{ cm}$$

### DISEÑO A FLEXIÓN

$$k = \frac{Mu}{\phi * B * d^2 * f'c}$$

$$k = \frac{41.67 * 10^5 \text{ kg} - \text{cm}}{0.85 * 100 \text{ cm} * (100 \text{ cm})^2 * 240 \text{ kg/cm}^2}$$

$$k = 0.020$$

$$k_{\text{máx}} = 0.424$$

$$\rho = \frac{f'c}{fy} * \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * k}}{1.18}$$

$$\rho = 0.001$$

$$\rho_{\text{mín}} = 0.002$$

$$\rho < \rho_{\text{mín}}$$

$$\rho_{\text{asumido}} = 0.002$$

$$A_s = \rho * B * t$$

$$A_s = 20 \text{ cm}^2$$

Se usará: (6Ø22mm)

**1Ø22mm@15cm**

$$A_s \text{ real} = 22.81 \text{ cm}^2$$

$$z = \text{recubrim.} + \frac{\phi}{2}$$

$$z = 11.1 \text{ cm}$$

$$d = h - z$$

$$d = 98.9 \text{ cm}$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{\phi * h * f'_c}$$

$$a = 4.70 \text{ cm}$$

El momento Resistente es:

$$M_r = \phi * A_s * F_y * (d - \frac{a}{2})$$

$$M_r = 0.9 * 22.81 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * (98.9 \text{ cm} - 4.70 \frac{\text{cm}}{2})$$

$$M_r = 83.24 \text{ Tn} - \text{m}$$

**Momento Resistente > Momente de Diseño**

$$83.24 \text{ Tn} - \text{m} > 41.67 \text{ Tn} - \text{m}$$

## CHEQUEO DE CORTE

Datos:

$$H = 110 \text{ cm}$$

$$d = 98.9 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d_v = 69.55 \text{ cm}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_c = 78.40 \text{ Tn}$$

$$V_r = 70.56 \text{ Tn}$$

$$V_r < V_u$$

$$70.56 \text{ Tn} < 20.34 \text{ Tn}$$

## ACERO DE TEMPERATURA

$$A_{st} = 0.002 * b * t$$

$$A_{st} = 22 \text{ cm}^2$$

El acero de temperatura en la cara interna de la pantalla es la tercera parte del acero total de temperatura:

$$A_{st \text{ int}} = \frac{A_{st}}{3}$$

$$A_{st \text{ int}} = 7.33 \text{ cm}^2$$

Se usará: (5Ø14mm)

**1Ø14mm@20cm**

El acero de temperatura en la cara externa de la pantalla es las dos terceras partes del acero total de temperatura:

$$Ast\ ext = \frac{2}{3} * Ast$$

$$Ast\ ext = 15.71\ cm^2$$

Se usará: (5Ø20mm)

**1Ø20mm@20cm**

### 3.2.3.10. DISEÑO DEL ESPALDAR

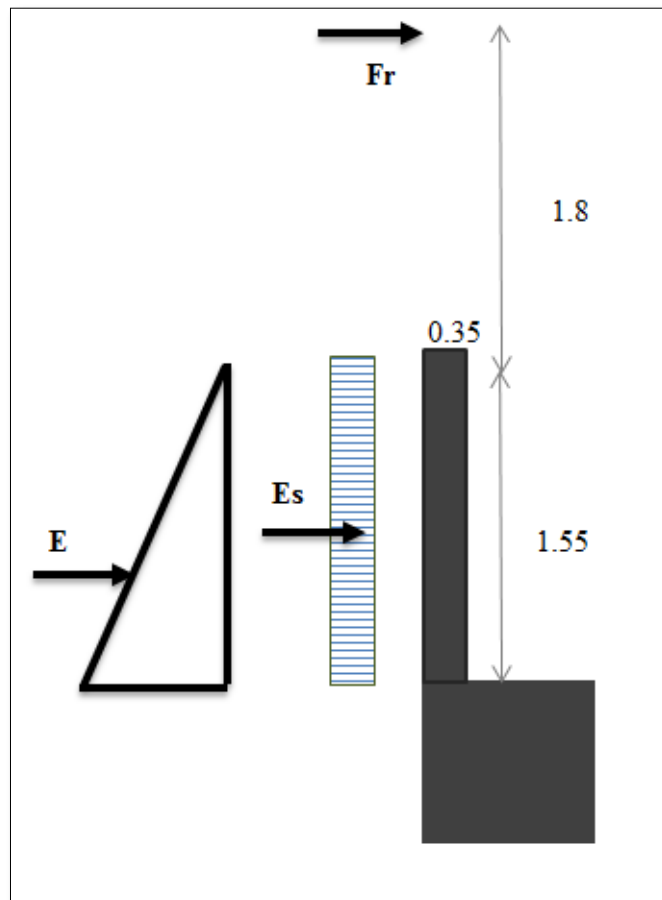


Gráfico 85.- Fuerzas que actúan en el espaldar.

Datos:

$F_r = 6.34\ Tn$  (Fuerza de frenado)

$\gamma_{suelo} = 1.8\ Tn/m^3$

$b = 100\ cm$

$$a = 35 \text{ cm}$$

$$r = 7.5 \text{ cm}$$

$$d = 27.5 \text{ cm}$$

### **EMPUJES SOBRE EL ESPALDAR**

$$E = K_a * \gamma_{\text{suelo}} * \frac{H^2}{2}$$

$$E = 0.62 * 1.8 \text{ Tn/m}^2 * \frac{(1.55\text{m})^2}{2}$$

$$**E = 1.34 Tn**$$

$$E = K_a * \gamma_{\text{suelo}} * H$$

$$E = 0.62 * 1.8 \text{ Tn/m}^2 * 1.55\text{m}$$

$$**E = 1.73 Tn**$$

Para el momento de diseño, se escogerá el mayor momento de las siguientes combinaciones:

### **COMBINACIÓN I**

$$M_{cm} = 0.69 \text{ Tn-m}$$

$$M_{cv} = 21.25 \text{ Tn-m}$$

$$M_u = 1.3 * M_{cm} + 1.7 * M_{cv}$$

$$M_u = 1.3 * 0.69 \text{ Tn-m} + 1.7 * 21.25 \text{ Tn-m}$$

$$**M_u = 37.03 Tn-m**$$

### **COMBINACIÓN II**

$$M_E = 0.69 \text{ Tn-m}$$

$$M_{Es} = 1.34 \text{ Tn-m}$$

$$M_{Fr} = 21.25 \text{ Tn-m}$$

$$Mu = 1.5 * ME + 1.75 * Mes + 1.75 * MFr$$

$$Mu = 1.5 * 0.69 Tn - m + 1.75 * 1.34 Tn - m + 1.75 * 21.25 Tn - m$$

$$Mu = 40.57 Tn - m$$

### DISEÑO A FLEXIÓN:

$$Mu = 40.57 Tn-m$$

$$k = 0.240$$

$$k_{\text{máx}} = 0.424$$

$$p = 0.0165$$

$$p_{\text{máx}} = 0.012$$

$$p_{\text{asum}} = 0.012$$

Acero de refuerzo:

$$As = \rho * b * d$$

$$As = 0.012 * 100cm * 27.5cm$$

$$As = 34.06 cm^2$$

Se usará: (6Ø28mm)

**1Ø28mm@15cm**

Acero Longitudinal:

$$As = \rho * b * d$$

$$As = 0.002 * 100cm * 27.5cm$$

$$As = 5.50 cm^2$$

Se usará: (5Ø12mm)

**1Ø12mm@20cm**

Acero de Temperatura:

$$A_{st} = \frac{2}{3} * A_s$$

$$A_s = \frac{2}{3} * 5.50 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.67 \text{ cm}^2$$

Se usará: (5Ø12mm)

**1Ø12mm@20cm**

### **3.2.3.11. DISEÑO DE LA VIGA DE ASIENTO**

Datos:

$$R_{cm} = 106.60 \text{ Tn}$$

$$C_m = 26.65 \text{ Tn}$$

$$R_{cv} = 59.83 \text{ Tn}$$

$$C_v = 14.96 \text{ Tn}$$

$$b \text{ adop.} = 60 \text{ cm}$$

$$P_u = n * (1.25 * C_m + 1.75 * C_v)$$

$$P = 1.0 * (1.25 * 26.65 \text{ Tn} + 1.75 * 14.96 \text{ Tn})$$

$$P = 66.01$$

$$P_u = \frac{P * N^{\circ} \text{ vigas}}{\text{ancho}}$$

$$P_u = \frac{66.01 \text{ Tn} * 4}{9 \text{ m}}$$

$$P_u = 26.44 \text{ Tn/ml}$$

$$M_u = 29.08 \text{ Tn} - m$$



Acero de refuerzo:

$$As(-) = 14.49cm^2$$

Se usará: (5Ø20mm)

**1Ø20mm@20cm**

**CHEQUEO DE CORTE:**

$$v = \frac{Vu}{\phi * b * d}$$

$$v = \frac{29.08 * 10^3 Kg}{0.85 * 100cm * 60cm}$$

$$v = 5.70 kg/cm^2$$

$$v < vadm$$

$$5.70 \frac{kg}{cm^2} < 8.21 \frac{kg}{cm^2} \text{ OK}$$

Debido a que no se necesita estribos, por Norma se debe colocar **1Ø10mm** con espacio de 20cm.

### 3.2.3.12. DISEÑO DEL MURO DE ALA

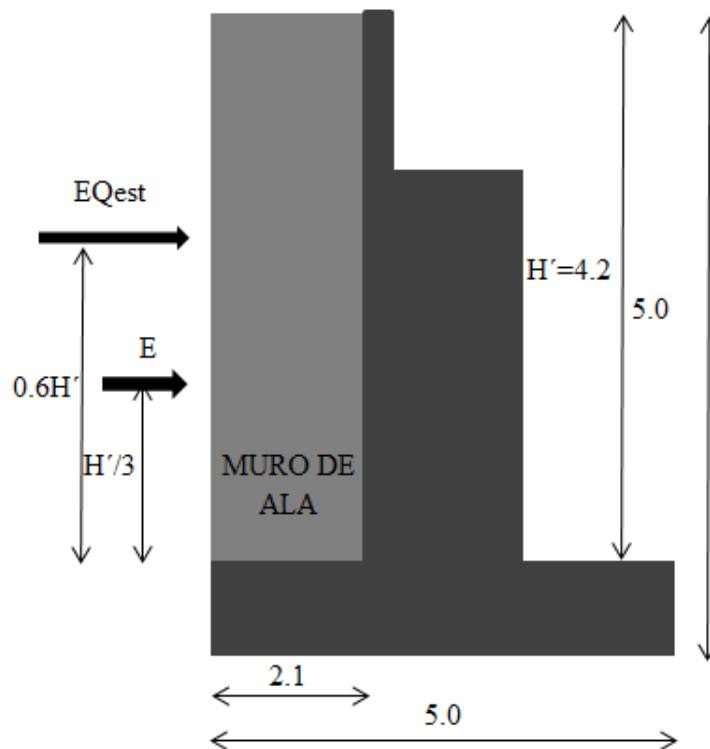


Gráfico 86.-Cargas actuantes en el Muro de Ala.

Datos:

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$t = 35 \text{ m}$$

$$r = 7 \text{ cm}$$

$$d = 28 \text{ cm}$$

$$p \text{ mín} = 0.0033$$

$$p \text{ máx} = 0.012$$

#### MOMENTO POR CARGA MUERTA (MDC)

El peso del muro por metro lineal es:

$$W_{pm} = b' * H' * \gamma_{Horm}$$

$$W_{pm} = 0.35 \text{ m} * 4.2 \text{ m} * 2.41 \text{ Tn/m}^3$$

$$\mathbf{W_{pm} = 3.54 \text{ Tn}}$$

El momento por peso propio del muro:

$$MDC = W_{pm} * \frac{t}{2}$$

$$MDC = 3.54 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^3} * \frac{0.35\text{m}}{2}$$

$$\mathbf{MDC = 0.61 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2}}$$

### **MOMENTO POR EMPUJE DEL SUELO (ME)**

$$k_a = 0.62$$

$$q = 4.69$$

El Empuje Natural del suelo:

$$E = k_a * q * \gamma_{\text{suelo}} * \frac{H}{2}$$

$$E = 0.62 * 4.69 * 1.8 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^3} * \frac{4.2\text{m}}{2}$$

$$\mathbf{E = 10.98 \text{ Tn}}$$

$$ME = E * \frac{H}{3}$$

$$ME = 10.98 \text{ Tn} * \frac{4.2\text{m}}{3}$$

$$\mathbf{ME = 15.37 \text{ Tn} - \text{m}}$$

### **MOMENTO POR EMPUJE SÍSMICO (ME Qest)**

$$E_{Qest} = 0.67$$

$$ME_{Qest} = \Delta E_{ae} * 0.6 * H'$$

$$ME_{Qest} = 0.67 * 0.6 * 4.2m$$

$$ME_{Qest} = 1.69 Tn - m$$

### MOMENTO ÚLTIMO DE DISEÑO

Es el momento mayor obtenido de las siguientes combinaciones:

$$Mu1 = n(1.25 * MDC + 1.35 * ME)$$

$$Mu1 = 1.0 * (1.25 * 0.61Tn - m + 1.35 * 15.37Tm - n)$$

$$Mu1 = 21.51 Tn - m$$

$$Mu2 = n(1.25 * MDC + 1.0 * ME_{Qest})$$

$$Mu2 = 1.0 * (1.25 * 0.61Tn - m + 1.0 * 1.69Tm - n)$$

$$Mu2 = 2.45 Tn - m$$

$$Mdiseño = 21.51 Tn - m$$

### DISEÑO A FLEXIÓN

$$k = 0.134$$

$$k \text{ máx} = 0.424$$

$$p \text{ mín} = 0.0033$$

$$p = 0.008$$

$$p \text{ máx} = 0.012$$

Acero de refuerzo:

$$As = 23.6 \text{ cm}^2$$

Se usará: (5Ø25mm)

**1Ø25mm@20cm**

$$Asr = 24.54 \text{ cm}^2$$

Acero longitudinal:

$$Asl = \frac{1}{3} * As$$

$$Asl = \frac{1}{3} * 24.54 \text{ cm}^2$$

$$Asl = 8.18 \text{ cm}^2$$

Se usará: (4Ø16mm)

**1Ø16mm@25cm**

$$z = \text{recubrim.} + \frac{\phi}{2}$$

$$z = 11.25 \text{ cm}$$

$$d = h - z$$

$$d = 23.75 \text{ cm}$$

$$a = \frac{As * fy}{\phi * h * f'c}$$

$$a = 14.44 \text{ cm}$$

El Momento Resistente es:

$$Mr = \phi * As * Fy * (d - \frac{a}{2})$$

$$Mr = 0.9 * 24.54 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * (23.75 \text{ cm} - 14.44 \frac{\text{cm}}{2})$$

$$Mr = 15.34 \text{ Tn} - \text{m}$$

El Momento Solicitante es:

$$Fr = 2.01 * \sqrt{f'c}$$

$$Fr = 31.14$$

$$S = \frac{b * h^2}{6}$$

$$S = 20416.67$$

$$M_{cr} = 1.2 * Fr * s$$

$$M_{cr} = 7.63 Tn - m$$

$$M_r > M_{cr}$$

$$15.34 Tn - m > 7.63 Tn - m \text{ Ok}$$

Acero de Temperatura (Cara Exterior):

$$A_{st} = \rho * b * t$$

$$A_{st} = 5.04 \text{ cm}^2$$

Se usará: (5Ø12mm)

**1Ø12mm@25cm**

### 3.2.3.13. DISEÑO DE LA TRABA SÍSMICA

#### LA GEOMETRÍA DE LA TRABA SÍSMICA:

$$L = 0.75\text{m}$$

$$h = 0.30\text{m}$$

$$a = 0.5\text{m}$$

$$r = 0.05\text{m}$$

$$A_{cv} = 1500 \text{ cm}^2$$

R <sub>cm</sub> =	106.60	Reacción carga muerta por estribo
A =	0.20	Coficiente de Aceleración.
kh =	0.10	Coficiente horizontal
E <sub>q</sub> =	10.66	Fuerza sísmica lateral (A R <sub>cm</sub> )
f <sub>u</sub> =	1.40	Factor de mayoración
V <sub>u</sub> =	14.92	Carga última sísmica
Numín =	1.49	Fuerza vertical mínima (hacia arriba)

Tabla 46.- Cargas para el diseño de la Traba Sísmica

## CORTE DE FRICCIÓN

Coefficientes de Cohesión y Fricción:

$$\mu = 1.0$$

$$\lambda = 1.0$$

$$Vn = \frac{Vu}{\phi}$$

$$Vn = \frac{14.92 \text{ Tn}}{0.85}$$

$$\mathbf{Vn = 13.56 Tn}$$

Cortante Resistente:

$$Vn \text{ máx1} = 0.2 * f'c * Avc$$

$$Vn \text{ máx1} = 0.2 * 240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1500 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{Vn \text{ máx1} = 72 Tn}$$

$$Vn \text{ máx2} = 56 * Avc$$

$$Vn \text{ máx2} = 56 * 1500 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{Vn \text{ máx2} = 84 Tn}$$

$$\mathbf{Vn \text{ máx} = 72 Tn}$$

$$\mathbf{Vn < Vn \text{ máx}}$$

$$\mathbf{13.56 Tn < 72 Tn OK}$$

Por lo tanto la sección es suficiente y se procede a calcular el corte de fricción:

$$Avf = \frac{Vn}{Fy * \lambda * \mu}$$

$$\mathbf{Avf = 4.18 \text{ cm}^2}$$

## FUERZA HORIZONTAL

$$A_n = \frac{Nu}{\phi * Fy}$$

$$A_n = 0.42 \text{ cm}^2$$

## DISEÑO A FLEXIÓN

$$M_u = V_u * a$$

$$M_u = 3.73 \text{ Tn} - m$$

$$M_n = N_u * r$$

$$M_n = 0.075 \text{ Tn} - m$$

$$A_f = \frac{M_u + M_n}{\phi * Fy * jd}$$

$$A_f = \frac{3.73 \text{ Tn} - m + 0.075 \text{ Tn} - m}{0.85 * \frac{4200 \text{ kg}}{\text{cm}^2} * 0.595}$$

$$A_f = 1.792$$

Armadura principal:

$$A_s = \frac{2}{3} * A_{vf} + A_n$$

$$A_s = \frac{2}{3} * 4.18 \text{ cm}^2 + 0.42 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.21 \text{ cm}^2$$

Armadura Lateral:

$$A_{sl} = \frac{1}{3} * A_{vf}$$

$$A_{sl} = 1.394 \text{ cm}^2$$



Armaduras Mínimas:

$$As \text{ mín} = \frac{0.04 * f'c * b * d}{Fy}$$

$$As \text{ mín} = \frac{0.04 * 240 \frac{kg}{cm^2} * 50cm * 70cm}{4200 \frac{Kg}{cm^2}}$$

$$As \text{ mín} = 8.00 \text{ cm}^2$$

Se usará: (4Ø16mm)

**1Ø16mm@20cm**

$$Asl \text{ mín} = 0.5 * (As - An)$$

$$Asl \text{ mín} = 1.39 \text{ cm}^2$$

Se usará: (2Ø12mm)

**1Ø12mm@20cm**

### 3.2.3.14. DISEÑO DEL APARATO DE NEOPRENO

Longitud	28	m
Nº vigas	4	m
b adoptado	0.3	m
Cargas totales		
Rcm =	106.60	Tn
Rcv =	59.83	Tn
R total =	166.43	Tn
Cargas por Apoyos		
Rcm =	26.65095938	Tn
Rcv =	14.95725	Tn
Datos del materia de Neopreno		
$\alpha t =$	0.0000108	
$\alpha c =$	0.0002	Coef. Contracción
$\Delta T =$	20	Variación máx. Temp.
$\sigma_{adm \text{ cm}} =$	35	
$\sigma_{adm \text{ cv+cm}} =$	56	

Tabla 47.- Datos para el cálculo del aparato de neopreno.

## DIMENSIONES

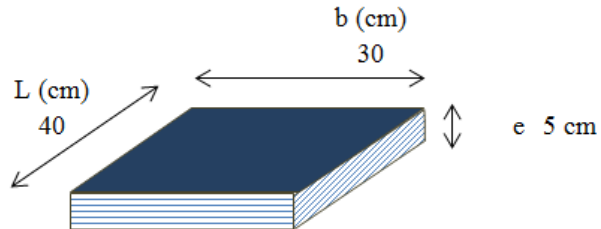


Gráfico 87.- Dimensiones del Apoyo.

Ancho adoptado ( $b$ ) = 30cm

Espesor del apoyo:

$$e = \frac{0.32 * Lc}{3}$$

$$e = \frac{0.32 * 28m}{3}$$

$$e = 2.99 \text{ cm}$$

$$e \text{ máx} = 5.20 \text{ cm}$$

$$e \text{ adoptado} = 5.0 \text{ cm}$$

Longitud del apoyo:

$$L = \frac{R}{(b * \sigma)}$$

$$L = \frac{26.65 * 1000}{(30 * 35)}$$

$$L = 25.38 \text{ cm}$$

$$L \text{ adoptada} = 40 \text{ cm}$$

## ESFUERZO REAL

$$E_{real} = \frac{R_{cm} + R_{cv}}{b * L}$$

$$E_{real} = \frac{(26.65 + 14.96) * 1000kg}{40cm * 30cm}$$

$$E_{real} = 34.67 \text{ kg/cm}^2$$

## FACTOR DE FORMA

$$FF = \frac{\text{Área}}{\text{superf. lateral}}$$

$$FF = \frac{40cm * 30cm}{2 * (40cm + 30cm) * 5cm}$$

$$FF = 1.7$$

## DESPLAZAMIENTOS

De gráficos se obtiene que  $E < 15\%$  corresponde a una Dureza Shore de 70% y se tiene un Módulo de corte del elastómetro  $G = 150 \text{ Tn/m}^2$ .

Temperatura:

$$\Delta T_1 = \alpha t * \Delta T * L_p$$

$$\Delta T_1 = 0.0000108 * 20 * 28m$$

$$\Delta T_1 = \mathbf{0.006048}$$

$$\Delta T_2 = \mathbf{-0.006048}$$

$$\Delta T_{total} = 2 * \Delta T_1$$

$$\Delta T_{total} = \mathbf{0.012096}$$

$$\Delta T_{total} < \mathbf{0.02 OK}$$

Por contracción:

$$\delta_1 = \delta \Delta T t + \delta_{fraguado}$$

$$\delta_{\text{fraguado}} = 0.0056$$

$$\delta_{\text{máx neopreno}} = \frac{1.90 * R_{cm} * e}{5 * b * L * G}$$

$$\delta_{\text{máx neopren}} = \frac{1.90 * 26.65 * 1000kg * 5cm}{5 * 30cm * 40cm * 15kg/cm^2}$$

$$\delta_{\text{máx neopren}} = 2.1813 \text{ cm}$$

Desplazamiento total:

$$dt = 3 * \delta_{\text{fraguado}}$$

$$dt = 3 * 0.0056$$

$$dt = 0.0168m = 1.68cm$$

$$dt < \delta_{\text{máx neopreno}}$$

$$1.68 \text{ cm} < 2.18 \text{ cm Ok}$$

### 3.3. PLANOS

#### LISTA DE PLANOS:

##### 3.3.1. TOPOGRAFÍA DE LA ZONA E IMPLANTACIÓN DEL PUENTE

##### 3.3.2. TABLERO DE LA SUPERESTRUCTURA (Postes, Pasamanos, Aceras y Losa)

##### 3.3.3. DETALLE DE VIGAS METÁLICAS (Dovelas, Patines, Conectores de corte, Diagrama del Camber y Detalle de Soldadura)

##### 3.3.4. DETALLE DE VIGAS METÁLICAS (Rigidizadores, Arriostramiento inferior y Diafragmas)

##### 3.3.5. DETALLE DE LA INFRAESTRUCTURA (Zapata, Pantalla, Viga de Asiento, Espaldar, Traba Sísmica y Muros de Ala)

### 3.4. PRECIOS UNITARIOS

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**

**PROYECTO: PUENTE RÍO PUNÍN**

**UBICACIÓN: JATUN ATAHUALPA - SANTA CLARA - PASTAZA**

### ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

**RUBRO : 1**

**DETALLE : EXCAVACIÓN Y RELLENO PARA PUENTES**

**HOJA 1 DE 22**

**UNIDAD: m3**

<b>EQUIPO</b>					
Descripción	Cantidad A	Tarifa/Hora B	Costo Hora C=AxB	Rendimiento R	Costo D=CxR
HERRAMIENTA MENOR 5% M.O.					0.18
Excavadora	1.00	35.20	35.20	0.160	5.63
Plancha Vibroapisonadora	1.00	4.24	4.24	0.160	0.68
Volqueta Hino GH 8m3	2.00	25.00	50.00	0.160	8.00
				<b>PARCIAL M</b>	<b>14.49</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad A	Jornal/Hr B	Costo Hora C=AxB	Rendimiento R	Costo D=CxR
Peón EO E2	2.00	3.26	6.52	0.160	1.04
Chofer de volqueta EO C2	2.00	4.79	9.58	0.160	1.53
Operador de Excavadora EO C1	1.00	3.66	3.66	0.160	0.59
Albañil EO D2	1.00	3.30	3.30	0.160	0.53
				<b>PARCIAL N</b>	<b>3.69</b>
<b>MATERIAL</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad A	Unitario B	Costo C=A*B	
				<b>PARCIAL O</b>	<b>0.00</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad A	Tarifa B	Costo C=A*B	
				<b>PARCIAL P</b>	<b>0.00</b>
<b>STA. CLARA, JULIO/2016</b>			<b>TOTAL COSTO DIRECTOS (M+N+O+P) :</b>		<b>18.18</b>
<b>ESTOR PRECIOS NO INCLUYEN IVA</b>			<b>INDIRECTOS Y UTILIDAD : 20%</b>		3.64
<b>ELABORADO POR: ARTURO PAREDES</b>			<b>OTROS INDIRECTOS (%X)</b>		
			<b>COSTO TOTAL RUBRO :</b>		21.82
			<b>VALOR PROPUESTO :</b>		<b>21.82</b>

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**

**PROYECTO: PUENTE RÍO PUNÍN**

**UBICACIÓN: JATUN ATAHUALPA - SANTA CLARA - PASTAZA**

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**RUBRO : 2**

**DETALLE : MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD DEL SUELO DE CIMENTACIÓN**

**HOJA 2 DE 22**

**UNIDAD: m3**

<b>EQUIPO</b>					
Descripción	Cantidad A	Tarifa/Hora B	Costo Hora C=AxB	Rendimiento R	Costo D=CxR
HERRAMIENTA MENOR 5% M.O.					0.12
Retroexcavadora	1.00	26.40	26.40	0.080	2.11
Rodillo vibratorio	1.00	35.00	35.00	0.080	2.80
Volqueta Hino GH 8m3	2.00	25.00	50.00	0.080	4.00
Cargadora Frontal	1.00	35.20	35.20	0.080	2.82
				<b>PARCIAL M</b>	<b>11.85</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad A	Jornal/Hr B	Costo Hora C=AxB	Rendimiento R	Costo D=CxR
Inspector de obra EO B3	1.00	3.66	3.66	0.080	0.29
Operador de cargadora frontal EO C1	1.00	3.66	3.66	0.080	0.29
Operador de retroexcavadora EO C1	1.00	3.66	3.66	0.080	0.29
Operador de rodillo autprop. EO C1	1.00	3.66	3.66	0.080	0.29
Peón EO E2	2.00	3.26	6.52	0.080	0.52
Chofer de volqueta EO C2	2.00	4.79	9.58	0.080	0.77
				<b>PARCIAL N</b>	<b>2.46</b>
<b>MATERIAL</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad A	Unitario B	Costo C=A*B	
				<b>PARCIAL O</b>	<b>0.00</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad A	Tarifa B	Costo C=A*B	
				<b>PARCIAL P</b>	<b>0.00</b>
<b>STA. CLARA, JULIO/2016</b>			<b>TOTAL COSTO DIRECTOS (M+N+O+P) :</b>		<b>14.31</b>
<b>ESTOR PRECIOS NO INCLUYEN IVA</b>			<b>INDIRECTOS Y UTILIDAD : 20%</b>		<b>2.86</b>
<b>ELABORADO POR: ARTURO PAREDES</b>			<b>OTROS INDIRECTOS (%X)</b>		
			<b>COSTO TOTAL RUBRO :</b>		<b>17.17</b>
			<b>VALOR PROPUESTO :</b>		<b>17.17</b>

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**

**PROYECTO: PUENTE RÍO PUNÍN**

**UBICACIÓN: JATUN ATAHUALPA - SANTA CLARA - PASTAZA**

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**RUBRO : 3**

**DETALLE : HORMIGÓN ESTRUCTURAL CEMENTO PORTLAND F´C=180 kg/cm2 CLASE E**

**HOJA 3 DE 22**

**UNIDAD: m3**

<b>EQUIPO</b>					
Descripción	Cantidad A	Tarifa/Hora B	Costo Hora C=AxB	Rendimiento R	Costo D=CxR
HERRAMIENTA MENOR 5% M.O.					1.92
Concreteira 1 saco	1.00	3.01	3.01	0.833	2.51
				<b>PARCIAL M</b>	<b>4.43</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad A	Jornal/Hr B	Costo Hora C=AxB	Rendimiento R	Costo D=CxR
Inspector de obra EO B3	1.00	3.66	3.66	0.833	3.05
Albañil EO D2	2.00	3.30	6.60	0.833	5.50
Peón EO E1	11.00	3.26	35.86	0.833	29.87
				<b>PARCIAL N</b>	<b>38.42</b>
<b>MATERIAL</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad A	Unitario B	Costo C=A*B	
Cemento	kg	335.11	0.16	53.62	
Ripio triturado	m3	0.51	13.20	6.73	
Arena	m3	0.77	10.00	7.70	
Agua	m3	0.21	0.92	0.19	
				<b>PARCIAL O</b>	<b>68.24</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad A	Tarifa B	Costo C=A*B	
				<b>PARCIAL P</b>	<b>0.00</b>
<b>STA. CLARA, JULIO/2016</b>		<b>TOTAL COSTO DIRECTOS (M+N+O+P) :</b>			<b>111.09</b>
<b>ESTOR PRECIOS NO INCLUYEN IVA</b>		<b>INDIRECTOS Y UTILIDAD : 20%</b>			<b>22.22</b>
<b>ELABORADO POR: ARTURO PAREDES</b>		<b>OTROS INDIRECTOS (%X)</b>			
		<b>COSTO TOTAL RUBRO :</b>			<b>133.30</b>
		<b>VALOR PROPUESTO :</b>			<b>133.30</b>

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**

**PROYECTO: PUENTE RÍO PUNÍN**

**UBICACIÓN: JATUN ATAHUALPA - SANTA CLARA - PASTAZA**

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**RUBRO : 4**

**DETALLE : HORMIGÓN ESTRUCTURAL CEMENTO PORTLAND F'c=240 kg/cm2 CLASE B**

**HOJA 4 DE 22**

**UNIDAD: m3**

<b>EQUIPO</b>					
Descripción	Cantidad A	Tarifa/Hora B	Costo Hora C=AxB	Rendimiento R	Costo D=CxR
HERRAMIENTA MENOR 5% M.O.					1.34
Vibrador	2.00	2.34	4.68	1.000	4.68
				<b>PARCIAL M</b>	<b>6.02</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad A	Jornal/Hr B	Costo Hora C=AxB	Rendimiento R	Costo D=CxR
Maestro de obra EO C1	1.00	3.66	3.66	1.156	4.23
Albañil EO D2	2.00	3.30	3.30	1.156	3.81
Peón EO E1	5.00	3.26	16.30	1.156	18.84
				<b>PARCIAL N</b>	<b>26.89</b>
<b>MATERIAL</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad A	Unitario B	Costo C=A*B	
Hormigón premezclado f'c= 240 kg/cm2 (incluye Bomba)	m3	1.03	95.50	98.37	
Alquiler encofrado metálico (1 mes)	m2/m3	1.43	3.60	5.15	
Puntales	Unidad	4.00	2.33	9.32	
				<b>PARCIAL O</b>	<b>112.83</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad A	Tarifa B	Costo C=A*B	
				<b>PARCIAL P</b>	<b>0.00</b>
<b>STA. CLARA, JULIO/2016</b>		<b>TOTAL COSTO DIRECTOS (M+N+O+P) :</b>			<b>145.75</b>
<b>ESTOR PRECIOS NO INCLUYEN IVA</b>		<b>INDIRECTOS Y UTILIDAD : 20%</b>			<b>29.15</b>
<b>ELABORADO POR: ARTURO PAREDES</b>		<b>OTROS INDIRECTOS (%X)</b>			
		<b>COSTO TOTAL RUBRO :</b>			<b>174.90</b>
		<b>VALOR PROPUESTO :</b>			<b>174.90</b>



**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**

**PROYECTO: PUENTE RÍO PUNÍN**

**UBICACIÓN: JATUN ATAHUALPA - SANTA CLARA - PASTAZA**

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**RUBRO : 5**

**DETALLE : ACERO DE REFUERZO EN BARRAS FY= 4200 kg/cm<sup>2</sup>**

**HOJA 5 DE 22**

**UNIDAD: kg**

<b>EQUIPO</b>					
Descripción	Cantidad A	Tarifa/Hora B	Costo Hora C=AxB	Rendimiento R	Costo D=CxR
HERRAMIENTA MENOR 5% M.O.					0.03
Cortadora de hierro	1.00	0.50	0.50	0.050	0.03
				<b>PARCIAL M</b>	<b>0.05</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad A	Jornal/Hr B	Costo Hora C=AxB	Rendimiento R	Costo D=CxR
Inspector de obra EO B3	1.00	3.66	3.66	0.030	0.11
Albañil EO D2	2.00	3.30	6.60	0.030	0.20
Peón EO E1	2.00	3.26	6.52	0.015	0.10
Maestro de Obra EO C1	1.00	3.66	3.66	0.030	0.11
				<b>PARCIAL N</b>	<b>0.52</b>
<b>MATERIAL</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad A	Unitario B	Costo C=A*B	
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm <sup>2</sup>	kg	1.05	0.92	0.97	
Alambre galvanizado N° 18	kg	0.05	2.07	0.10	
				<b>PARCIAL O</b>	<b>1.07</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad A	Tarifa B	Costo C=A*B	
				<b>PARCIAL P</b>	<b>0.00</b>
<b>STA. CLARA, JULIO/2016</b>		<b>TOTAL COSTO DIRECTOS (M+N+O+P) :</b>			<b>1.64</b>
<b>ESTOR PRECIOS NO INCLUYEN IVA</b>		<b>INDIRECTOS Y UTILIDAD : 20%</b>			<b>0.33</b>
<b>ELABORADO POR: ARTURO PAREDES</b>		<b>OTROS INDIRECTOS (%X)</b>			
		<b>COSTO TOTAL RUBRO :</b>			<b>1.96</b>
		<b>VALOR PROPUESTO :</b>			<b>1.96</b>

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**

**PROYECTO: PUENTE RÍO PUNÍN**

**UBICACIÓN: JATUN ATAHUALPA - SANTA CLARA - PASTAZA**

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**RUBRO : 6**  
**DETALLE : MATERIAL FILTRANTE**

**HOJA 6 DE 22**  
**UNIDAD: m3**

<b>EQUIPO</b>					
Descripción	Cantidad A	Tarifa/Hora B	Costo Hora C=AxB	Rendimiento R	Costo D=CxR
HERRAMIENTA MENOR 5% M.O.					0.18
				<b>PARCIAL M</b>	<b>0.18</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad A	Jornal/Hr B	Costo Hora C=AxB	Rendimiento R	Costo D=CxR
Peón EO E2	10.00	3.26	32.60	0.100	3.26
Maestro de obra EO C1	1.00	3.66	3.66	0.100	0.37
				<b>PARCIAL N</b>	<b>3.63</b>
<b>MATERIAL</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad A	Unitario B	Costo C=A*B	
Material filtrante	m3	1.05	10.00	10.50	
				<b>PARCIAL O</b>	<b>10.50</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad A	Tarifa B	Costo C=A*B	
Material filtrante	m3	1.05	1.00	1.05	
				<b>PARCIAL P</b>	<b>1.05</b>
<b>STA. CLARA, JULIO/2016</b>			<b>TOTAL COSTO DIRECTOS (M+N+O+P) :</b>		<b>15.36</b>
<b>ESTOR PRECIOS NO INCLUYEN IVA</b>			<b>INDIRECTOS Y UTILIDAD : 20%</b>		<b>3.07</b>
<b>ELABORADO POR: ARTURO PAREDES</b>			<b>OTROS INDIRECTOS (%X)</b>		
			<b>COSTO TOTAL RUBRO :</b>		<b>18.43</b>
			<b>VALOR PROPUESTO :</b>		<b>18.43</b>

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**

**PROYECTO: PUENTE RÍO PUNÍN**

**UBICACIÓN: JATUN ATAHUALPA - SANTA CLARA - PASTAZA**

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**RUBRO : 7**

**DETALLE : PLACAS DE NEOPRENO 40X30X5 cm**

**HOJA 7 DE 22**

**UNIDAD: u**

<b>EQUIPO</b>					
Descripción	Cantidad A	Tarifa/Hora B	Costo Hora C=AxB	Rendimiento R	Costo D=CxR
HERRAMIENTA MENOR 5% M.O.					3.43
				<b>PARCIAL M</b>	<b>3.43</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad A	Jornal/Hr B	Costo Hora C=AxB	Rendimiento R	Costo D=CxR
Técnico en obras civiles EO C2	1.00	3.48	3.48	8.000	27.84
Inspector de obras EO B3	1.00	3.66	3.66	4.000	14.64
Peón	1.00	3.26	3.26	8.000	26.08
				<b>PARCIAL N</b>	<b>68.56</b>
<b>MATERIAL</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad A	Unitario B	Costo C=A*B	
Placa de Neopreno 40x30x5 cm	Unidad	1.00	300.00	300.00	
				<b>PARCIAL O</b>	<b>300.00</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad A	Tarifa B	Costo C=A*B	
				<b>PARCIAL P</b>	<b>0.00</b>
<b>STA. CLARA, JULIO/2016</b>			<b>TOTAL COSTO DIRECTOS (M+N+O+P) :</b>		<b>371.99</b>
<b>ESTOR PRECIOS NO INCLUYEN IVA</b>			<b>INDIRECTOS Y UTILIDAD : 20%</b>		<b>74.40</b>
<b>ELABORADO POR: ARTURO PAREDES</b>			<b>OTROS INDIRECTOS (%X)</b>		
			<b>COSTO TOTAL RUBRO :</b>		<b>446.39</b>
			<b>VALOR PROPUESTO :</b>		<b>446.39</b>

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**

**PROYECTO: PUENTE RÍO PUNÍN**

**UBICACIÓN: JATUN ATAHUALPA - SANTA CLARA - PASTAZA**

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**RUBRO : 8**

**DETALLE : TUBERÍA PVC D= 110 MM (PARA DRENAJE)**

**HOJA 8 DE 22**

**UNIDAD: ml**

<b>EQUIPO</b>					
Descripción	Cantidad A	Tarifa/Hora B	Costo Hora C=AxB	Rendimiento R	Costo D=CxR
HERRAMIENTA MENOR 5% M.O.					0.04
				<b>PARCIAL M</b>	<b>0.04</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad A	Jornal/Hr B	Costo Hora C=AxB	Rendimiento R	Costo D=CxR
Peón EO E2	0.50	3.26	1.63	0.167	0.27
Maestro de obra EO C1	1.00	3.66	3.66	0.167	0.61
				<b>PARCIAL N</b>	<b>0.88</b>
<b>MATERIAL</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad A	Unitario B	Costo C=A*B	
Tubo PVC 110 mm	m	1.05	4.38	4.60	
				<b>PARCIAL O</b>	<b>4.60</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad A	Tarifa B	Costo C=A*B	
				<b>PARCIAL P</b>	<b>0.00</b>
<b>STA. CLARA, JULIO/2016</b>		<b>TOTAL COSTO DIRECTOS (M+N+O+P) :</b>			<b>5.53</b>
<b>ESTOR PRECIOS NO INCLUYEN IVA</b>		<b>INDIRECTOS Y UTILIDAD : 20%</b>			<b>1.11</b>
<b>ELABORADO POR: ARTURO PAREDES</b>		<b>OTROS INDIRECTOS (%X)</b>			
		<b>COSTO TOTAL RUBRO :</b>			<b>6.63</b>
		<b>VALOR PROPUESTO :</b>			<b>6.63</b>

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**

**PROYECTO: PUENTE RÍO PUNÍN**

**UBICACIÓN: JATUN ATAHUALPA - SANTA CLARA - PASTAZA**

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**RUBRO : 9**

**DETALLE : JUNTA DE DILATACIÓN TIPO III MTOP**

**HOJA 9 DE 22**

**UNIDAD: ml**

<b>EQUIPO</b>					
Descripción	Cantidad A	Tarifa/Hora B	Costo Hora C=AxB	Rendimiento R	Costo D=CxR
HERRAMIENTA MENOR 5% M.O.					0.63
Soldadora eléctrica 330a	2.00	2.10	4.20	0.300	1.26
Esmeril	2.00	0.70	1.40	0.100	0.14
Equipo de oxicorte	2.00	1.80	3.60	0.300	1.08
Equipo de pintura (compresor y soplete)	1.00	3.00	3.00	0.010	0.03
				<b>PARCIAL M</b>	<b>3.14</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad A	Jornal/Hr B	Costo Hora C=AxB	Rendimiento R	Costo D=CxR
Maestro Especialización soldadura EO C1	1.00	3.66	3.66	1.300	4.76
Peón EO E3	1.00	3.26	3.26	1.300	4.24
Inspector de obra EO B3	1.00	3.66	3.66	1.000	3.66
				<b>PARCIAL N</b>	<b>12.66</b>
<b>MATERIAL</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad A	Unitario B	Costo C=A*B	
Acero estructural ASTM A-36	kg	45.00	1.53	68.85	
Acero de refuerzo fy=2400 kg/vm2	kg	8.00	0.92	7.36	
Electrodos #7018 1/8	kg	0.20	5.50	1.10	
Oxígeno	m3	0.25	11.70	2.93	
Thinner	gl	0.01	7.50	0.08	
Acetileno	kg	0.25	21.50	5.38	
Pintura anticorr.	gl	0.01	17.15	0.17	
				<b>PARCIAL O</b>	<b>85.86</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad A	Tarifa B	Costo C=A*B	
				<b>PARCIAL P</b>	<b>0.00</b>
<b>STA. CLARA, JULIO/2016</b>	<b>TOTAL COSTO DIRECTOS (M+N+O+P) :</b>			<b>101.66</b>	
<b>ESTOR PRECIOS NO INCLUYEN IVA</b>	<b>INDIRECTOS Y UTILIDAD : 20%</b>			<b>20.33</b>	
	<b>OTROS INDIRECTOS (%X)</b>				
<b>ELABORADO POR: ARTURO PAREDES</b>	<b>COSTO TOTAL RUBRO :</b>			<b>121.99</b>	
	<b>VALOR PROPUESTO :</b>			<b>121.99</b>	

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**

**PROYECTO: PUENTE RÍO PUNÍN**

**UBICACIÓN: JATUN ATAHUALPA - SANTA CLARA - PASTAZA**

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**RUBRO : 10**

**DETALLE : SUMINISTRO, FABRICACIÓN Y MONTAJE DE ACERO ASTM A-36 Fy=4200 kg/cm2**

**HOJA 10 DE 22**

**UNIDAD: kg**

<b>EQUIPO</b>					
Descripción	Cantidad A	Tarifa/Hora B	Costo Hora C=AxB	Rendimiento R	Costo D=CxR
HERRAMIENTA MENOR 5% M.O.					0.16
Motosoldadora	2.00	2.10	4.20	0.010	0.04
Equipo de oxicorte	2.00	1.80	3.60	0.010	0.04
Equipo de taller	1.00	2.00	2.00	0.010	0.02
Equipo de campo	2.00	2.00	4.00	0.010	0.04
Grúa 15 tn.	1.00	55.00	55.00	0.010	0.55
				<b>PARCIAL M</b>	<b>0.85</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad A	Jornal/Hr B	Costo Hora C=AxB	Rendimiento R	Costo D=CxR
Peón EO E2	2.00	3.26	6.52	0.180	1.17
Inspector de obra EO B3	1.00	3.66	3.66	0.180	0.66
Ayudante de maquinaria EO C1	1.00	3.66	3.66	0.015	0.05
Operador de grúa estacionaria EO C1	1.00	3.66	3.66	0.015	0.05
Maestro Especialización soldadura EO C1	2.00	3.66	7.32	0.180	1.32
				<b>PARCIAL N</b>	<b>3.26</b>
<b>MATERIAL</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad A	Unitario B	Costo C=A*B	
Acero estructural ASTM A-36 Fy=4200 kg/cm2	kg	1.00	1.53	1.53	
Electrodos #7018 1/8	kg	0.02	5.50	0.11	
Oxígeno	m3	0.01	11.70	0.12	
Acetileno	kg	0.01	21.50	0.22	
Thinner	gl	0.001	7.50	0.01	
Material de obra falsa	global	0.25	0.04	0.01	
				<b>PARCIAL O</b>	<b>1.99</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad A	Tarifa B	Costo C=A*B	
				<b>PARCIAL P</b>	<b>0.00</b>
<b>STA. CLARA, JULIO/2016</b>		<b>TOTAL COSTO DIRECTOS (M+N+O+P) :</b>			<b>6.10</b>
<b>ESTOR PRECIOS NO INCLUYEN IVA</b>		<b>INDIRECTOS Y UTILIDAD : 20%</b>			<b>1.22</b>
		<b>OTROS INDIRECTOS (%X)</b>			
<b>ELABORADO POR: ARTURO PAREDES</b>		<b>COSTO TOTAL RUBRO :</b>			<b>7.32</b>
		<b>VALOR PROPUESTO :</b>			<b>7.32</b>

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**

**PROYECTO: PUENTE RÍO PUNÍN**

**UBICACIÓN: JATUN ATAHUALPA - SANTA CLARA - PASTAZA**

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**RUBRO : 11**

**DETALLE : SUMINISTRO DE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-709 fy=4900 kg/cm2**

**HOJA 11 DE 22**

**UNIDAD: kg**

<b>EQUIPO</b>						
Descripción	Cantidad A	Tarifa/Hora B	Costo Hora C=AxB	Rendimiento R	Costo D=CxR	
HERRAMIENTA MENOR 5% M.O.					0.00	
				<b>PARCIAL M</b>	<b>0.00</b>	
<b>MANO DE OBRA</b>						
Descripción	Cantidad A	Jornal/Hr B	Costo Hora C=AxB	Rendimiento R	Costo D=CxR	
				<b>PARCIAL N</b>	<b>0.00</b>	
<b>MATERIAL</b>						
Descripción	Unidad	Cantidad A	Unitario B	Costo C=A*B		
Acero estructural ASTM A-709 Fy=4900 kg/cm2	kg	1.05	1.78	1.87		
				<b>PARCIAL O</b>	<b>1.87</b>	
<b>TRANSPORTE</b>						
Descripción	Unidad	Cantidad A	Tarifa B	Costo C=A*B		
				<b>PARCIAL P</b>	<b>0.00</b>	
<b>STA. CLARA, JULIO/2016</b>					<b>TOTAL COSTO DIRECTOS (M+N+O+P) :</b>	<b>1.87</b>
<b>ESTOR PRECIOS NO INCLUYEN IVA</b>					<b>INDIRECTOS Y UTILIDAD : 20%</b>	<b>0.37</b>
<b>ELABORADO POR: ARTURO PAREDES</b>					<b>OTROS INDIRECTOS (%X)</b>	
					<b>COSTO TOTAL RUBRO :</b>	<b>2.24</b>
					<b>VALOR PROPUESTO :</b>	<b>2.24</b>

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**

**PROYECTO: PUENTE RÍO PUNÍN**

**UBICACIÓN: JATUN ATAHUALPA - SANTA CLARA - PASTAZA**

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**RUBRO : 12**

**DETALLE : FABRICACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-709 fy=4900 kg/cm<sup>2</sup>**

**HOJA 12 DE 22**

**UNIDAD: kg**

<b>EQUIPO</b>					
Descripción	Cantidad A	Tarifa/Hora B	Costo Hora C=AxB	Rendimiento R	Costo D=CxR
HERRAMIENTA MENOR 5% M.O.					0.01
Motosoldadora	2.00	2.10	4.20	0.013	0.05
Equipo de oxicorte	2.00	1.80	3.60	0.013	0.05
Equipo de taller	1.00	2.00	2.00	0.013	0.03
Equipo de campo	1.00	2.00	2.00	0.013	0.03
Grúa 15 tn.	1.00	55.00	55.00	0.013	0.72
				<b>PARCIAL M</b>	<b>0.88</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad A	Jornal/Hr B	Costo Hora C=AxB	Rendimiento R	Costo D=CxR
Peón EO E2	1.00	3.26	3.26	0.013	0.04
Operador de grúa estacionaria EO C1	1.00	4.79	3.66	0.013	0.05
Maestro Especialización soldadura EO C1	2.00	3.66	7.32	0.013	0.10
				<b>PARCIAL N</b>	<b>0.19</b>
<b>MATERIAL</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad A	Unitario B	Costo C=A*B	
Electrodos #7018 1/8	kg	0.02	5.50	0.11	
Oxígeno	m3	0.02	11.70	0.23	
Thinner	gl	0.001	7.50	0.01	
Acetileno	kg	0.02	21.50	0.43	
				<b>PARCIAL O</b>	<b>0.78</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad A	Tarifa B	Costo C=A*B	
				<b>PARCIAL P</b>	<b>0.00</b>
<b>STA. CLARA, JULIO/2016</b>			<b>TOTAL COSTO DIRECTOS (M+N+O+P) :</b>		<b>1.84</b>
<b>ESTOR PRECIOS NO INCLUYEN IVA</b>			<b>INDIRECTOS Y UTILIDAD : 20%</b>		<b>0.37</b>
<b>ELABORADO POR: ARTURO PAREDES</b>			<b>OTROS INDIRECTOS (%X)</b>		
			<b>COSTO TOTAL RUBRO :</b>		<b>2.21</b>
			<b>VALOR PROPUESTO :</b>		<b>2.21</b>



**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**

**PROYECTO: PUENTE RÍO PUNÍN**

**UBICACIÓN: JATUN ATAHUALPA - SANTA CLARA - PASTAZA**

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**RUBRO : 13**

**DETALLE : MONTAJE DE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-709 fy=4900 kg/cm2**

**HOJA 13 DE 22**

**UNIDAD: kg**

<b>EQUIPO</b>					
Descripción	Cantidad A	Tarifa/Hora B	Costo Hora C=AxB	Rendimiento R	Costo D=CxR
HERRAMIENTA MENOR 5% M.O.					0.02
Grúa 15 tn	1.00	55.00	55.00	0.013	0.72
				<b>PARCIAL M</b>	<b>0.74</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad A	Jornal/Hr B	Costo Hora C=AxB	Rendimiento R	Costo D=CxR
Peón EO E2	3.00	3.26	9.78	0.013	0.13
Maestro de obra EO C1	4.00	3.66	14.64	0.013	0.19
Operador de grúa estacionaria EO C1	1.00	3.66	3.66	0.013	0.05
Maestro Especialización soldadura EO C1	2.00	3.66	7.32	0.013	0.10
				<b>PARCIAL N</b>	<b>0.46</b>
<b>MATERIAL</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad A	Unitario B	Costo C=A*B	
Electrodos #7018 1/8	kg	0.01	5.50	0.06	
Oxígeno	m3	0.01	11.70	0.12	
Material obra falsa	global	1.00	0.04	0.04	
				<b>PARCIAL O</b>	<b>0.21</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad A	Tarifa B	Costo C=A*B	
				<b>PARCIAL P</b>	<b>0.00</b>
<b>STA. CLARA, JULIO/2016</b>		<b>TOTAL COSTO DIRECTOS (M+N+O+P) :</b>			<b>1.41</b>
<b>ESTOR PRECIOS NO INCLUYEN IVA</b>		<b>INDIRECTOS Y UTILIDAD : 20%</b>			<b>0.28</b>
<b>ELABORADO POR: ARTURO PAREDES</b>		<b>OTROS INDIRECTOS (%X)</b>			
		<b>COSTO TOTAL RUBRO :</b>			<b>1.69</b>
		<b>VALOR PROPUESTO :</b>			<b>1.69</b>

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**

**PROYECTO: PUENTE RÍO PUNÍN**

**UBICACIÓN: JATUN ATAHUALPA - SANTA CLARA - PASTAZA**

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**RUBRO : 14**

**DETALLE : HORMIGÓN ESTRUCTURAL CEMENTO PORTLAND F´C=280 kg/cm2 CLASE B**

**HOJA 14 DE 22**

**UNIDAD: m3**

**INC. ENCOFRADO LOSA**

<b>EQUIPO</b>					
Descripción	Cantidad A	Tarifa/Hora B	Costo Hora C=AxB	Rendimiento R	Costo D=CxR
HERRAMIENTA MENOR 5% M.O.					1.17
Vibrador	2.00	2.34	4.68	1.000	4.68
				<b>PARCIAL M</b>	<b>5.85</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad A	Jornal/Hr B	Costo Hora C=AxB	Rendimiento R	Costo D=CxR
Maestro de obra EO C1	1.00	3.66	3.66	1.000	3.66
Albañil EO D2	1.00	3.30	3.30	1.000	3.30
Carpintero EO D2	1.00	3.30	3.30	1.000	3.30
Peón EO E2	4.00	3.26	13.04	1.000	13.04
				<b>PARCIAL N</b>	<b>23.30</b>
<b>MATERIAL</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad A	Unitario B	Costo C=A*B	
Hormigón premezclado f´c= 280 kg/cm2 (incluye Bomba)	m3	1.03	98.87	101.84	
Encofrado losa (apuntalamiento con tablero)	m2/m3	6.00	3.09	18.54	
				<b>PARCIAL O</b>	<b>120.38</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad A	Tarifa B	Costo C=A*B	
				<b>PARCIAL P</b>	<b>0.00</b>
<b>STA. CLARA, JULIO/2016</b> <b>ESTOR PRECIOS NO INCLUYEN IVA</b>  <b>ELABORADO POR: ARTURO PAREDES</b>		<b>TOTAL COSTO DIRECTOS (M+N+O+P) :</b>			<b>149.52</b>
		<b>INDIRECTOS Y UTILIDAD : 20%</b>			<b>29.90</b>
		<b>OTROS INDIRECTOS (%X)</b>			<b> </b>
		<b>COSTO TOTAL RUBRO :</b>			<b>179.43</b>
		<b>VALOR PROPUESTO :</b>			<b>179.43</b>

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**

**PROYECTO: PUENTE RÍO PUNÍN**

**UBICACIÓN: JATUN ATAHUALPA - SANTA CLARA - PASTAZA**

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**RUBRO : 15**

**DETALLE : ACERAS HORMIGÓN F'c=210 kg/cm2 CLASE E e=25 cm**

**HOJA 15 DE 22**

**UNIDAD: m2**

**INC. ENCOFRADO ACERA**

<b>EQUIPO</b>					
Descripción	Cantidad A	Tarifa/Hora B	Costo Hora C=AxB	Rendimiento R	Costo D=CxR
HERRAMIENTA MENOR 5% M.O.					0.36
Concreteira 1 saco	2.00	3.01	6.02	0.200	1.20
Vibrador	2.00	2.34	4.68	0.200	0.94
				<b>PARCIAL M</b>	<b>2.50</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad A	Jornal/Hr B	Costo Hora C=AxB	Rendimiento R	Costo D=CxR
Peón EO E2	10.00	3.26	32.60	0.200	6.52
Albañil EO D2	1.00	3.30	3.30	0.200	0.66
				<b>PARCIAL N</b>	<b>7.18</b>
<b>MATERIAL</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad A	Unitario B	Costo C=A*B	
Cemento	kg	87.40	0.16	13.98	
Ripio triturado	m3	0.18	13.20	2.38	
Arena	m3	0.12	10.00	1.24	
Agua	m3	0.22	0.92	0.20	
Alquiler de encofrado acera	m2	2.00	8.72	17.44	
Alivianamientos 40*40*15	U	2.50	1.20	3.00	
				<b>PARCIAL O</b>	<b>38.24</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad A	Tarifa B	Costo C=A*B	
				<b>PARCIAL P</b>	<b>0.00</b>
<b>STA. CLARA, JULIO/2016</b>		<b>TOTAL COSTO DIRECTOS (M+N+O+P) :</b>			<b>47.92</b>
<b>ESTOR PRECIOS NO INCLUYEN IVA</b>		<b>INDIRECTOS Y UTILIDAD : 20%</b>			<b>9.58</b>
<b>ELABORADO POR: ARTURO PAREDES</b>		<b>OTROS INDIRECTOS (%X)</b>			
		<b>COSTO TOTAL RUBRO :</b>			<b>57.51</b>
		<b>VALOR PROPUESTO :</b>			<b>57.51</b>

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**

**PROYECTO: PUENTE RÍO PUNÍN**

**UBICACIÓN: JATUN ATAHUALPA - SANTA CLARA - PASTAZA**

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**RUBRO : 16**

**DETALLE : BARANDALES DE HORMIGÓN  $f'c=210$  kg/cm<sup>2</sup> CLASE B**

**HOJA 16 DE 22**

**UNIDAD: ml**

**INC. ENCOFRADO POSTE Y PASAMANO**

<b>EQUIPO</b>					
Descripción	Cantidad A	Tarifa/Hora B	Costo Hora C=AxB	Rendimiento R	Costo D=CxR
HERRAMIENTA MENOR 5% M.O.					0.20
Concreteira 1 saco	2.00	3.01	6.02	0.100	0.60
Vibrador	2.00	2.34	4.68	0.100	0.47
				<b>PARCIAL M</b>	<b>1.27</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad A	Jornal/Hr B	Costo Hora C=AxB	Rendimiento R	Costo D=CxR
Peón EO E2	8.00	3.26	26.08	0.100	2.61
Albañil EO D2	1.00	3.30	3.30	0.100	0.33
Ayudante en general EO D2	3.00	3.30	9.90	0.100	0.99
				<b>PARCIAL N</b>	<b>3.93</b>
<b>MATERIAL</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad A	Unitario B	Costo C=A*B	
Cemento	kg	46.00	0.16	7.36	
Ripio triturado	m3	0.10	13.20	1.25	
Arena	m3	0.07	10.00	0.65	
Agua	m3	0.02	0.92	0.02	
Alquiler de encofrado	ml	2.21	6.70	14.81	
				<b>PARCIAL O</b>	<b>24.09</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad A	Tarifa B	Costo C=A*B	
				<b>PARCIAL P</b>	<b>0.00</b>
<b>STA. CLARA, JULIO/2016</b>		<b>TOTAL COSTO DIRECTOS (M+N+O+P) :</b>			<b>29.29</b>
<b>ESTOR PRECIOS NO INCLUYEN IVA</b>		<b>INDIRECTOS Y UTILIDAD : 20%</b>			<b>5.86</b>
<b>ELABORADO POR: ARTURO PAREDES</b>		<b>OTROS INDIRECTOS (%X)</b>			
		<b>COSTO TOTAL RUBRO :</b>			<b>35.14</b>
		<b>VALOR PROPUESTO :</b>			<b>35.14</b>

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**

**PROYECTO: PUENTE RÍO PUNÍN**

**UBICACIÓN: JATUN ATAHUALPA - SANTA CLARA - PASTAZA**

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**RUBRO : 17**

**DETALLE : ACERO DE REFUERZO EN BARRAS  $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$**

**HOJA 17 DE 22**

**UNIDAD: kg**

<b>EQUIPO</b>					
Descripción	Cantidad A	Tarifa/Hora B	Costo Hora $C=A \times B$	Rendimiento R	Costo $D=C \times R$
HERRAMIENTA MENOR 5% M.O.					0.03
Cortadora de hierro	1.00	0.50	0.50	0.050	0.03
				<b>PARCIAL M</b>	<b>0.05</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad A	Jornal/Hr B	Costo Hora $C=A \times B$	Rendimiento R	Costo $D=C \times R$
Inspector de obra EO B3	1.00	3.66	3.66	0.030	0.11
Albañil EO D2	2.00	3.30	6.60	0.030	0.20
Peón EO E1	2.00	3.26	6.52	0.015	0.10
Maestro de Obra EO C1	1.00	3.66	3.66	0.030	0.11
				<b>PARCIAL N</b>	<b>0.52</b>
<b>MATERIAL</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad A	Unitario B	Costo $C=A \times B$	
Acero de refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	1.05	0.92	0.97	
Alambre galvanizado N° 18	kg	0.05	2.07	0.10	
				<b>PARCIAL O</b>	<b>1.07</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad A	Tarifa B	Costo $C=A \times B$	
				<b>PARCIAL P</b>	<b>0.00</b>
<b>STA. CLARA, JULIO/2016</b>		<b>TOTAL COSTO DIRECTOS (M+N+O+P) :</b>			<b>1.64</b>
<b>ESTOR PRECIOS NO INCLUYEN IVA</b>		<b>INDIRECTOS Y UTILIDAD : 20%</b>			<b>0.33</b>
		<b>OTROS INDIRECTOS (%X)</b>			
<b>ELABORADO POR: ARTURO PAREDES</b>		<b>COSTO TOTAL RUBRO :</b>			<b>1.96</b>
		<b>VALOR PROPUESTO :</b>			<b>1.96</b>

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**

**PROYECTO: PUENTE RÍO PUNÍN**

**UBICACIÓN: JATUN ATAHUALPA - SANTA CLARA - PASTAZA**

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**RUBRO : 18**

**DETALLE : PINTURA ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-709 Y A-36**

**HOJA 18 DE 22**

**UNIDAD: GI**

<b>EQUIPO</b>					
Descripción	Cantidad A	Tarifa/Hora B	Costo Hora C=AxB	Rendimiento R	Costo D=CxR
HERRAMIENTA MENOR 5% M.O.					4.20
Compresor de aire 360 CFM	0.30	18.15	5.45	10.000	54.50
Equipo de pintura	0.30	2.00	0.60	10.000	6.00
				<b>PARCIAL M</b>	<b>64.70</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad A	Jornal/Hr B	Costo Hora C=AxB	Rendimiento R	Costo D=CxR
Pintor EO D2	1.00	3.30	3.30	10.000	33.00
Maestro mayor EO C1	0.50	3.66	1.83	10.000	18.30
Peón EO E1	1.00	3.26	3.26	10.000	32.60
				<b>PARCIAL N</b>	<b>83.90</b>
<b>MATERIAL</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad A	Unitario B	Costo C=A*B	
Pintura anticorrosiva	gl	30.00	17.15	514.50	
Pintura de aluminio	gl	30.00	11.99	359.70	
Diluyente	gl	1.47	7.31	10.75	
				<b>PARCIAL O</b>	<b>884.95</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad A	Tarifa B	Costo C=A*B	
				<b>PARCIAL P</b>	<b>0.00</b>
<b>STA. CLARA, JULIO/2016</b>			<b>TOTAL COSTO DIRECTOS (M+N+O+P) :</b>		<b>1033.54</b>
<b>ESTOR PRECIOS NO INCLUYEN IVA</b>			<b>INDIRECTOS Y UTILIDAD : 20%</b>		206.71
<b>ELABORADO POR: ARTURO PAREDES</b>			<b>OTROS INDIRECTOS (%X)</b>		
			<b>COSTO TOTAL RUBRO :</b>		1240.25
			<b>VALOR PROPUESTO :</b>		<b>1240.25</b>

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**

**PROYECTO: PUENTE RÍO PUNÍN**

**UBICACIÓN: JATUN ATAHUALPA - SANTA CLARA - PASTAZA**

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**RUBRO : 19**  
**DETALLE : CARPETA AFÁLTICA e= 5cm**

**HOJA 19 DE 22**  
**UNIDAD: m2**

<b>EQUIPO</b>					
Descripción	Cantidad A	Tarifa/Hora B	Costo Hora C=AxB	Rendimiento R	Costo D=CxR
HERRAMIENTA MENOR 5% M.O.					0.03
Planta de asfalto 80-120TPH	1.00	104.55	104.55	0.005	0.52
Terminadora de asfalto	1.00	49.18	49.18	0.005	0.25
Rodillo vibratorio liso 130 Hp	1.00	35.00	35.00	0.005	0.18
Rodillo neumático 100 Hp	1.00	35.00	35.00	0.005	0.18
Cargadora	1.00	40.00	40.00	0.005	0.20
Depósito de asfalto	1.00	0.33	0.33	0.015	0.00
Volqueta 8m3 250 HP	1.00	35.00	35.00	0.020	0.70
<b>PARCIAL M</b>					<b>2.05</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad A	Jornal/Hr B	Costo Hora C=AxB	Rendimiento R	Costo D=CxR
Chofer EO C1	1.00	4.79	4.79	0.020	0.10
Operador rodillo EO C2	2.00	3.48	6.96	0.020	0.14
Operador cargadora frontal EO C1	1.00	3.66	3.66	0.010	0.04
Engrasador o aba. Resp. EO D2	1.00	3.30	3.30	0.060	0.20
Peón EO E2	1.00	3.26	3.26	0.040	0.13
<b>PARCIAL N</b>					<b>0.60</b>
<b>MATERIAL</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad A	Unitario B	Costo C=A*B	
Asfalto	gl	2.250	1.50	3.38	
Diesel	gl	0.425	1.48	0.63	
Ripio triturado Especific. MOP-001-F2002	m3	0.044	15.50	0.68	
Arena Especific. MOP-001-F2003	m3	0.029	12.50	0.36	
<b>PARCIAL O</b>					<b>5.05</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad A	Tarifa B	Costo C=A*B	
<b>PARCIAL P</b>					<b>0.00</b>
<b>STA. CLARA, JULIO/2016</b>		<b>TOTAL COSTO DIRECTOS (M+N+O+P) :</b>			<b>7.70</b>
<b>ESTOR PRECIOS NO INCLUYEN IVA</b>		<b>INDIRECTOS Y UTILIDAD : 20%</b>			<b>1.54</b>
<b>ELABORADO POR: ARTURO PAREDES</b>		<b>OTROS INDIRECTOS (%X)</b>			
		<b>COSTO TOTAL RUBRO :</b>			<b>9.24</b>
		<b>VALOR PROPUESTO :</b>			<b>9.24</b>

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**

**PROYECTO: PUENTE RÍO PUNÍN**

**UBICACIÓN: JATUN ATAHUALPA - SANTA CLARA - PASTAZA**

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**RUBRO : 20**

**DETALLE : TUBERÍA SUBDRENES PVC= 110 MM**

**HOJA 20 DE 22**

**UNIDAD: ml**

<b>EQUIPO</b>					
Descripción	Cantidad A	Tarifa/Hora B	Costo Hora C=AxB	Rendimiento R	Costo D=CxR
HERRAMIENTA MENOR 5% M.O.					0.04
				<b>PARCIAL M</b>	<b>0.04</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad A	Jornal/Hr B	Costo Hora C=AxB	Rendimiento R	Costo D=CxR
Peón EO E2	1.00	3.26	3.26	0.167	0.54
Maestro de obra EO C1	0.50	3.66	1.83	0.167	0.31
				<b>PARCIAL N</b>	<b>0.85</b>
<b>MATERIAL</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad A	Unitario B	Costo C=A*B	
Tubo PVC 110mm	m	1.050	4.38	4.60	
				<b>PARCIAL O</b>	<b>4.60</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad A	Tarifa B	Costo C=A*B	
				<b>PARCIAL P</b>	<b>0.00</b>
<b>STA. CLARA, JULIO/2016</b>		<b>TOTAL COSTO DIRECTOS (M+N+O+P) :</b>			<b>5.49</b>
<b>ESTOR PRECIOS NO INCLUYEN IVA</b>		<b>INDIRECTOS Y UTILIDAD : 20%</b>			<b>1.10</b>
<b>ELABORADO POR: ARTURO PAREDES</b>		<b>OTROS INDIRECTOS (%X)</b>			
		<b>COSTO TOTAL RUBRO :</b>			<b>6.59</b>
		<b>VALOR PROPUESTO :</b>			<b>6.59</b>



**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**

**PROYECTO: PUENTE RÍO PUNÍN**

**UBICACIÓN: JATUN ATAHUALPA - SANTA CLARA - PASTAZA**

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**RUBRO : 21**

**DETALLE : PUBLICACIÓN EN PRENSA**

**HOJA 21 DE 22**

**UNIDAD: u**

<b>EQUIPO</b>					
Descripción	Cantidad A	Tarifa/Hora B	Costo Hora C=AxB	Rendimiento R	Costo D=CxR
HERRAMIENTA MENOR 5% M.O.					0.16
				<b>PARCIAL M</b>	<b>0.16</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad A	Jornal/Hr B	Costo Hora C=AxB	Rendimiento R	Costo D=CxR
Peón EO E2	1.00	3.26	3.26	1.000	3.26
				<b>PARCIAL N</b>	<b>3.26</b>
<b>MATERIAL</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad A	Unitario B	Costo C=A*B	
Publicación en la prensa	u	1.000	225.00	225.00	
				<b>PARCIAL O</b>	<b>225.00</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad A	Tarifa B	Costo C=A*B	
				<b>PARCIAL P</b>	<b>0.00</b>
<b>STA. CLARA, JULIO/2016</b>			<b>TOTAL COSTO DIRECTOS (M+N+O+P) :</b>		<b>228.42</b>
<b>ESTOR PRECIOS NO INCLUYEN IVA</b>			<b>INDIRECTOS Y UTILIDAD : 20%</b>		<b>45.68</b>
<b>ELABORADO POR: ARTURO PAREDES</b>			<b>OTROS INDIRECTOS (%X)</b>		
			<b>COSTO TOTAL RUBRO :</b>		<b>274.11</b>
			<b>VALOR PROPUESTO :</b>		<b>274.11</b>

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**

**PROYECTO: PUENTE RÍO PUNÍN**

**UBICACIÓN: JATUN ATAHUALPA - SANTA CLARA - PASTAZA**

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

**RUBRO : 22**

**DETALLE : TALLER DE CAPACITACIÓN Y SOCIALIZACIÓN**

**HOJA 22 DE 22**

**UNIDAD: u**

<b>EQUIPO</b>					
Descripción	Cantidad A	Tarifa/Hora B	Costo Hora C=AxB	Rendimiento R	Costo D=CxR
HERRAMIENTA MENOR 5% M.O.					14.64
Proyector y equipo de video	1.00	30.00	30.00	1.500	45.00
				<b>PARCIAL M</b>	<b>59.64</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
Descripción	Cantidad A	Jornal/Hr B	Costo Hora C=AxB	Rendimiento R	Costo D=CxR
Ambientalista	1.00	3.66	3.66	40.000	146.40
Conferencista	1.00	3.66	3.66	40.000	146.40
				<b>PARCIAL N</b>	<b>292.80</b>
<b>MATERIAL</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad A	Unitario B	Costo C=A*B	
				<b>PARCIAL O</b>	<b>0.00</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
Descripción	Unidad	Cantidad A	Tarifa B	Costo C=A*B	
				<b>PARCIAL P</b>	<b>0.00</b>
<b>STA. CLARA, JULIO/2016</b>		<b>TOTAL COSTO DIRECTOS (M+N+O+P) :</b>			<b>352.44</b>
<b>ESTOR PRECIOS NO INCLUYEN IVA</b>		<b>INDIRECTOS Y UTILIDAD : 20%</b>			<b>70.49</b>
		<b>OTROS INDIRECTOS (%X)</b>			
<b>ELABORADO POR: ARTURO PAREDES</b>		<b>COSTO TOTAL RUBRO :</b>			<b>422.93</b>
		<b>VALOR PROPUESTO :</b>			<b>422.93</b>

### **3.5. MEDIDAS AMBIENTALES**

#### **3.5.1. DATOS GENERALES**

##### **CARACTERISTICAS DE LA ZONA**

Area del proyecto: 1 Ha.

##### **EQUIPO Y ACCESORIOS PRINCIPALES.**

- 1.- Excavadora
- 2.- Concretera
- 3.- Plancha vibroapisonadora
- 4.- Grúa
- 5.- Herramienta menor

Observaciones: El proyecto requiere excavaciones para lo cual se utilizará la excavadora; mientras que para la conformación y compactación del suelo y las bases, se utilizará el vibroapisonador, para la construcción de las estructuras se utilizará la concretera, grúa y la herramienta menor.

##### **DESCRIPCIÓN DE LA MATERIA PRIMA UTILIZADA.**

- Acero Estructuras ASTM A-709 y ASTM A-36
- Acero de refuerzo en barras con  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Cemento
- Hierro
- Material pétreo

##### **REQUERIMIENTO DE PERSONAL.**

- Un Ingeniero Jefe de proyecto
- Un Ingeniero residente de obra

- Dos Maestro de obra
- Un Topógrafo
- Dos cadeneros
- Cuatro albañiles y seis peones.

El personal necesario para la ejecución de los trabajos será calificado, y capacitado, en seguridad laboral y educación ambiental. Los trabajadores tendrán relación de dependencia laboral temporal, durante este tiempo serán asegurados al IESS tal como lo establece la ley.

### **3.5.2. MARCO LEGAL REFERENCIAL.**

#### **LEY DE GESTIÓN AMBIENTAL**

##### **Capítulo II DE LA EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL Y DEL CONTROL AMBIENTAL**

Art. 19.- Las obras públicas privadas o mixtas y los proyectos de inversión públicos o privados que puedan causar impactos ambientales, serán calificados previamente a su ejecución, por los organismos descentralizados de control, conforme el Sistema Único de Manejo Ambiental, cuyo principio rector será el precautelador.

Art. 20.- Los sistemas de manejo ambiental incluirán estudios de línea base; evaluación del impacto ambiental; evaluación de riesgos; planes de manejo; planes de manejo de riesgos; sistemas de monitoreo; planes de contingencias y mitigación; auditorías ambientales y planes de abandono...

Art. 21.- La evaluación de impacto ambiental comprenderá: a) la estimación de los efectos causados... b) las condiciones de tranquilidad pública... c) la incidencia que tendrá el proyecto obra o actividad...

Art. 23.- La evaluación del impacto ambiental comprenderá:

a) La estimación de los efectos causados a la población humana, la biodiversidad, el suelo, el aire, el agua, el paisaje y la estructura y función de los ecosistemas presentes en el área previsiblemente afectada.

### **3.5.3. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO, OBRA O ACTIVIDAD**

#### **DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO**

El proyecto comprende la Construcción de un puente para este fin se construirán las siguientes unidades:

Etapas de Construcción:

- Excavación para cimentación de estribos.
- Mejoramiento del suelo de cimentación.
- Construcción de la infraestructura (Cimentación y estribos).
- Relleno en los estribos.
- Construcción de la superestructura (Montaje de vigas y tablero).
- Construcción de accesos al puente.
- Transporte de materiales de construcción.

Etapas de Operación y Mantenimiento:

- Utilización de la obra.
- Mantenimiento del puente.

Estos trabajos requerirán excavaciones con maquinaria pesada, donde se realizarán trabajos de hormigonado y fundiciones con cemento y hierro para lo que se utilizara hormigonera y concreteira.

La materia prima, considerada para el trabajo, como cemento, hierro, acero estructural serán adquiridas en centros de distribución de materiales de construcción; el material pétreo necesario para la ejecución del proyecto será adquirido en las minas del sector, que cuenten con las respectivas autorizaciones de ley, y almacenado en los lugares destinados para el efecto.

El personal requerido para la ejecución de la obra necesariamente será calificado, y recibirán las capacitaciones respectivas con respecto a técnicas de trabajo, seguridad laboral y educación ambiental.

El proyecto contempla las respectivas socializaciones con la comunidad para evitar el surgimiento de posibles conflictos que vayan a frenar o entorpecer la ejecución de la obra.

### 3.5.4. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO.

INTERACCION EN EL PROCESO		
MATERIALES, INSUMOS,EQUIPOS	FASE DEL PROCESO	IMPACTOS POTENCIALES
Maquinaria pesada para movimiento de tierras	Proceso constructivo	Deterioro de flora por Desbroces de matorrales, deterioro calidad del aire por emanación de( gases, ruidos, vibraciones) deterioro de la calidad del suelo por remoción de cobertura vegetal
Almacenamiento de materiales pétreos, cemento y hierro	Proceso constructivo	Deterioro de la calidad del aire por Generación de polvo y ruido, congestión del tráfico, generación de residuos
Fundición de estructuras	Proceso constructivo	Deterioro de la calidad del aire por Generación de polvo, ruido, vibraciones
Fabricación de Vigas	Proceso constructivo	Deterioro de la calidad del aire por generación de gases, ruido y vibraciones, deterioro de la calidad del suelo por remoción de cobertura vegetal.
Equipo de mantenimiento	Operación	Deterioro de la calidad del aire por Generación de ruido, vibraciones
Herramienta menor mantenimiento	Fase deOperación	Deterioro de la calidad del aire por Generación de ruido, pérdida de cobertura vegetal
Herramienta menor	Proceso de abandono	Deterioro de la calidad del paisaje por disposición temporal de material resultante de la actividad

Tabla 48.- Descripción del proceso.

### **3.5.5. DESCRIPCIÓN DEL AREA DE IMPLANTACIÓN**

Componente Socio Ambiental

#### **FÍSICO**

Región geográfica.- El proyecto se implantará en la Región Amazónica, Provincia de Pastaza, Cantón Santa Clara, Parroquia Santa Clara, comunida Jatún Atahualpa.

Superficie del área de implantación.- El área de implantación del proyecto comprende efectivamente 0,2 Ha, y el área de influencia comprende 1 Ha.

Altitud.- La altitud de la zona es de 936 msnm.

Clima.- El clima del sector es subtropical de zona baja

Geología.- La Comunidad Jatun Atahualpa y en general el Cantón Santa Clara, forman parte de la Depresión Pastaza, que constituye un mega abanico aluvial (considerado uno de los más grandes abanicos formados en el continente. (Rasanenetal., 1992), el cual se encuentra conformado por fallas inversas y corresponde a la zona de transición entre el Levantamiento Napo y el Levantamiento del Cutucú. En esta Depresión, afloran esencialmente sedimentos neógenos y cuaternarios (Superficie Mera – Upano), formados por la acumulación de lahares y material volcánico producto de la actividad volcánica del Tungurahua y del Sangay durante el Pleistoceno (Hall & Beate, 1991). Estos lahares forman la parte superior de la Formación. Mera en la Depresión Pastaza. Los lahares del Valle del Upano resultan de dos colapsos sucesivos del edificio del volcán Sangay.

Geomorfología.- Mediante imágenes satelitales, levantados por el CLIRSEN, se establecen cuatro niveles geomorfológicos diferenciados entre sí: el estructural, sub estructural, de acumulación y erosivo. El nivel estructural corresponde a características de las cordilleras ubicadas al Nor-este de la Provincia con pendientes mayores al 60 % y con presencia de colinas altas, de crestas agudas y valles encajonados y profundos. La unidad bioestadística corresponde a alta montaña vertiente externa oriental de la cordillera desarrollada sobre rocas metamórficas.

Zonas de Riesgo (sismicidad, zonas inundables, fallas geológicas, etc).- La zona de intervención del proyecto se ubica de acuerdo con el mapa sísmico del Ecuador en la



zona III, es decir tiene un riesgo sísmico moderadamente alto; en general son zonas altas con baja frecuencia de inundaciones; a lo largo de la vía principal Puyo-Tena existen fallas geológicas que producen asentamientos, adicionalmente existen deslizamientos por aflojamiento de la tierra en períodos lluviosos, y sobre todo porque existen desniveles importantes.

Ocupación actual del área de implantación.- La ocupación del área de implantación corresponde a zonas agrícolas y ganaderas en su mayor parte formadas por pastizales, en las zonas pobladas atraviesa calles asfaltadas y lastradas en su mayor longitud.

Pendiente, y tipo de suelo.- La pendiente en la zona del proyecto es semi-montañosa con pequeñas inclinaciones a sus costados, el suelo en su mayor parte es arcilloso, con una cobertura vegetal de tierra fértil relativamente poco profunda.

Condiciones de drenaje.- La permeabilidad del suelo en las confluencias de la zona son buenas, debido a las depresiones y quebradas presentando excelentes condiciones de drenaje.

Hidrología, aire, ruido.- En la zona del proyecto, se considera el inicio de la cueca hidrológica del río Punín, dicho río luego de un largo recorrido desemboca en las aguas del río Napo; mientras que el aire se encuentra en buenas condiciones, dado que en la zona no se encuentran asentadas industrias y la circulación vehicular es regularmente baja. Los niveles de ruido son totalmente tolerables.

## **BIÓTICO**

Ecosistemas.- El área de implantación del proyecto pertenece a la zona de influencia del bosque pluvial Premontano, según el sistema de clasificación de Holdridge, dentro del cual se desarrollan en su mayor parte los ecosistemas bióticos productores, es decir ecosistemas relacionados con las plantas de pequeño y mediano crecimiento, a esto se suma un ecosistema biótico consumidor conformado en su mayor parte por insectos y reptiles menores, además de especies introducidas como ganado vacuno.

Cobertura Vegetal.- La mayor parte de la zona del proyecto, ha sido intervenida, es por eso que solo se encuentran pequeños matorrales y pastizales de baja importancia ecológica,

Flora y Fauna básica asociada.- La flora existente en el área del proyecto, está conformada por zonas de cultivo, pastos con remanentes de bosque intervenido y arboles aislados.

La fauna presente es aquella que ha tolerado de buena manera la intervención humana, por lo que no es muy diversa. Los animales que actualmente se encuentran en la zona del proyecto corresponden pequeños mamíferos, a nivel de roedores principalmente, reptiles, anfibios, aves, como especie introducida ganado vacuno y una regular variedad de insectos.

## **SOCIAL**

Demografía.- De acuerdo a los datos de población proyectados al 2016, las comunidades beneficiarias, se encuentran conformadas por 32 personas.

Salud.- Los servicios de Salud están concentrados en la cabecera provincial; en el hospital se hacen atender la mayor parte de la población; un grupo mediano acude al Centro de Salud de Santa Clara; y un reducido grupo se hace atender por el curandero de su localidad, que evidencia el arraigamiento a la cultura indígena.

Alimentación.- Los locales de alimentación se encuentran ubicados en su mayor parte en la cabecera cantonal, mientras que en las comunidades aledañas solo existe la presencia de pequeñas tiendas de expendio de productos básicos.

Educación.- La comunidad posee un centro educativo de educación inicial, para poder recibir educación primaria y secundaria los estudiantes deben salir al centro del cantón y para estudios superiores a la capital de la provincia.

Actividades socio-económicas.- Las principales actividades económicas que se registren en la zona son la ganadería, cultivo plátano, cultivo de naranjilla, entre otros productos comercializados en el mercado de Santa Clara

### 3.5.6. PRINCIPALES IMPACTOS AMBIENTALES.

ASPECTO AMBIENTAL	IMPACTO AMBIENTAL	POSITIVO/ NEGATIVO	ETAPA DEL PROYECTO
Movimiento de tierras.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Deterioro del recurso de suelo (Desbroce de vegetación)</li> <li>- Deterioro del recurso aire (ruido, vibraciones, polvo)</li> <li>- Deterioro del recurso agua (escurrimientos de residuos de lodos)</li> <li>- Afectación al trabajador (accidentes, enfermedades laborales, desconocimiento de normas técnicas y ambientales)</li> <li>- Deterioro del paisaje (generación de escombros)</li> </ul>	Negativo	Excavación para cimentación de estribos.
Acarreo, transporte y colocación de material pétreo.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Deterioro del recurso agua (escurrimientos de residuos de lodos)</li> <li>-Deterioro del recurso aire (ruido, vibraciones, polvo)</li> <li>- Molestias a la comunidad (obstaculización del tránsito, conflictos)</li> </ul>	Negativo	Mejoramiento del suelo.
Conformación de hormigones en estructuras	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Deterioro del recurso suelo (generación de residuos)</li> <li>- Deterioro del recurso aire (ruido, vibraciones, polvo)</li> <li>- Deterioro del recurso agua (escurrimientos de residuos de mezcla)</li> </ul>	Negativo	Construcción de la estructura.

	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Molestias a la comunidad (obstaculización del tránsito, conflictos)</li> <li>- Afectación al trabajador (accidentes, enfermedades laborales, desconocimiento de normas técnicas y ambientales)</li> <li>- Deterioro del paisaje Afectación al paisaje (generación de escombros)</li> </ul>		
Fabricación de vigas	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Molestias a la comunidad (Obstaculización del tránsito)</li> <li>- Deterioro del recurso suelo (generación de residuos)</li> <li>- Deterioro del recurso aire (ruido, vibraciones, polvo)</li> <li>- Afectación al trabajador (accidentes, enfermedades laborales, desconocimiento de normas técnicas y ambientales)</li> <li>- Deterioro del paisaje Afectación al paisaje (generación de escombros)</li> </ul>	Negativo	Construcción de la superestructura
Tranposte y compactación de material de relleno.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Deterioro del recurso agua (escurrimientos de residuos de lodos)</li> <li>-Deterioro del recurso aire (ruido, vibraciones, polvo)</li> <li>- Molestias a la comunidad (obstaculización del tránsito, conflictos)</li> </ul>	Negativo	Construcción de accesos al puente

Mantenimiento de maquinarias, equipos y accesorios	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Deterioro del recurso suelo (generación de residuos)</li> <li>- Deterioro del recurso aire (ruido, vibraciones, polvo)</li> <li>- Deterioro del recurso agua (escurrimientos de residuos de grasas y aceites)</li> <li>-afectaciones a la salud enfermedades laborales, desconocimiento de normas técnicas y ambientales)</li> </ul>	Negativo	Construcción y Operación del proyecto
Mantenimiento de los diferentes componentes de la estructura.	Deterioro de la calidad del aire por Generación de ruido, pérdida de cobertura vegetal	Negativo	Mantenimiento de de la obra

Tabla 49.- Principales Impactos Ambientales

### 3.5.7. PLAN DE MANEJO AMBIENTAL (PMA)

#### PLAN DE PREVENCIÓN Y MITIGACIÓN DE IMPACTOS

PROGRAMA DE: Prevención y mitigación de Impactos

OBJETIVOS: Minimizar la generación de impactos en el medio

LUGAR DE APLICACIÓN: Sector de ejecución del proyecto

RESPONSABLE: Constructor

ASPECTO AMBIENTAL	IMPACTO IDENTIFICADO	MEDIDAS PROPUESTAS	INDICADORES	MEDIO DE VERIFICACION	PLAZO (meses)
Movimiento de tierras.	Deterioro de la calidad del suelo (Desbroce de vegetación)	Desbrozar solamente lo requerido y volver a sembrar una vez concluida la obra	Área desbrozada y área resembrada	Registro fotográfico	10
Movimiento de tierras.	Deterioro de la calidad del aire (ruido, vibraciones, polvo)	Controlar la emisión de ruidos en maquinarias y equipos	Nivel de vibraciones y ruidos	- Registros de mantenimiento  - Facturas	10
Acarreo y colocación de material pétreo					
Conformación de hormigones en estructuras					
Fabricación de vigas					
Mantenimiento de maquinarias,					

equipos y accesorios					
Movimiento de tierras	Deterioro de la calidad del agua (escurrimientos de residuos)	Establecer un lugar adecuado para colocación de residuos temporales	Área de la zona destinada para depósitos de desechos temporales	Registro fotográfico o	10
Acarreo y colocación de material pétreo					
Conformación de hormigones en estructuras					
Mantenimiento de maquinarias, equipos y accesorios					
Movimiento de tierras.	Deterioro al paisaje (generación de escombros)	Colocar materiales y equipo en lugares adecuados - No obstruir las vías	Áreas para bodegas y parqueo de maquinaria	Registro fotográfico o, recibos de arrendamientos	10
Conformación de hormigones en estructuras					
Fabricación de vigas.					
Mantenimiento de los diferentes componentes de la estructura.	Deterioro de la calidad del aire por Generación de ruido, pérdida de cobertura vegetal	Desbrozar solamente lo requerido y volver a sembrar una vez concluida la obra	Área desbrozada y área resembrada	Registro fotográfico o	10
Desalojo y abandono del lugar	Deterioro de la calidad del paisaje por	Utilizar las materias primas	Área limpia de escombros	Registro fotográfico o	10

	disposición temporal de material resultante de la actividad	necesarias para que en su abandono y desalojo exista pocos desechos			
--	---	---	--	--	--

Tabla 50.- Plan de prevención y mitigación de impactos



## PLAN DE MANEJO DE DESECHOS

PROGRAMA DE: Desechos

OBJETIVOS: Manejar adecuadamente los residuos sólidos y líquidos para su disposición final

LUGAR DE APLICACIÓN: Sector de ejecución del proyecto

RESPONSABLE: Constructor

ASPECTO AMBIENTAL	IMPACTO IDENTIFICADO	MEDIDAS PROPUESTAS	INDICADO RES	MEDIO DE VERIFICACION	PLAZO (meses)
Movimiento de tierras.	- Deterioro de la calidad del suelo (generación de residuos)  - Deterioro de la calidad del agua (escurrimientos de residuos)	- Destinar un lugar adecuado para depósito de residuos temporales  - Colocación de baterías sanitarias	Área de la zona libre de desechos	Registro fotográfico	10
Conformación de hormigones en estructuras					
Fabricación de vigas					
Mantenimiento de maquinarias, equipos y accesorios					
Mantenimiento de los diferentes componentes del sistema	- Deterioro de la calidad del suelo (generación de residuos)	- Transportar los residuos hacia el relleno sanitario del cantón o un lugar destinado por	Área de la zona libre de desechos	Registro fotográfico	10

		la municipalida d			
Desalojo y abandono del lugar	- Deterioro de la calidad del suelo (generación de residuos)	- Transportar los residuos hacia el relleno sanitario del cantón	Área de la zona libre de desechos	Registro fotográfic o	10

Tabla 51.- Plan de manejo de desechos.

## PLAN DE COMUNICACIÓN Y CAPACITACIÓN

PROGRAMA DE: Comunicación y capacitación

OBJETIVOS: Capacitar y dar a conocer al personal los programas de educación ambiental

LUGAR DE APLICACIÓN: Sector de ejecución del proyecto

RESPONSABLE: Constructor

ASPECTO AMBIENTAL	IMPACTO IDENTIFICADO	MEDIDAS PROPUESTAS	INDICADORES	MEDIO DE VERIFICACION	PLAZO (meses)
Movimiento de tierras	- Afectación a la salud del trabajador (desconocimiento de normas técnicas y ambientales)	- Talleres para información y aplicación de las normas ambientales - Capacitación en el manejo de equipos y maquinaria - Capacitación en la ejecución de la obra civil	-Personal informado  -Personal capacitado	-Dos talleres de capacitación  -Registro fotográfico  -Registro de asistencia	2
Conformación de hormigones en estructuras					
Fabricación de vigas					
Mantenimiento de maquinarias, equipos y accesorios					
Mantenimiento de los diferentes componentes de la estructura.					
Desalojo y abandono del lugar					

Tabla 52.- Plan de comunicación y capacitación

## PLAN DE RELACIONES COMUNITARIAS

PROGRAMA DE: Relaciones comunitarias

OBJETIVOS: Socializar a las personas ubicadas en la zona del proyecto, las acciones a realizarse durante la ejecución del mismo

LUGAR DE APLICACIÓN: Sector de ejecución del proyecto

RESPONSABLE: Constructor

ASPECTO AMBIENTAL	IMPACTO IDENTIFICADO	MEDIDAS PROPUESTAS	INDICADORES	MEDIO DE VERIFICACION	PLAZO (meses)
Movimiento de tierras	Molestias a la comunidad (Obstaculización del tránsito, conflictos)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Socializar el proyecto</li> <li>- Perifoneo,</li> <li>- Colocación de señales preventivas</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Sociedad informada sobre el proyecto</li> <li>- Trabajos coordinados</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Dos talleres de socialización</li> <li>- Registro fotográfico</li> <li>- Invitaciones</li> <li>- Registro de asistencia</li> <li>- Registros de perifoneo</li> </ul>	2
Acarreo y transporte de materiales					
Conformación de hormigones en estructuras					
Fabricación de vigas					
Mantenimiento de maquinarias, equipos y accesorios					
Mantenimiento de los diferentes componentes de la estructura.					
Desalojo y abandono del lugar					

Tabla 53.- Plan de relaciones comunitarias

## PLAN DE CONTINGENCIAS

PROGRAMA DE: Contingencias

OBJETIVOS: Brindar una respuesta oportuna frente a la presencia de emergencias

LUGAR DE APLICACIÓN: Sector de ejecución del proyecto

RESPONSABLE: Constructor

ASPECTO AMBIENTAL	IMPACTO IDENTIFICADO	MEDIDAS PROPUESTAS	INDICADORES	MEDIO DE VERIFICACIÓN	PLAZO (meses)
Movimiento de tierras	- Afectación al trabajador (accidentes)	- Capacitación en el manejo de equipos	- Personal capacitado	- Dos talleres de capacitación	2
Conformación de hormigones en estructuras		- Capacitación en primeros auxilios	- Equipos de primeros auxilios disponibles	- Registro fotográfico	
Mantenimiento de maquinarias, equipos y accesorios		- Colocación de botiquines y extintores	- Sistemas de evacuación colocados	- Registro de asistencia	
Fabricación de vigas.		- Destinar lugares para evacuación	- Sitios seguros designados		
Mantenimiento de los diferentes componentes del sistema		-Suspensiones programadas de actividades			
Desalojo y abandono del lugar		- Colocación de sistemas de evacuación			

Tabla 54.- Plan de Contingencias

## PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD OCUPACIONAL

PROGRAMA DE: Seguridad y salud ocupacional

OBJETIVOS: Garantizar la integridad física y mental del personal ejecutor del proyecto

LUGAR DE APLICACIÓN: Sector de ejecución del proyecto

RESPONSABLE: Constructor

ASPECTO AMBIENTAL	IMPACTO IDENTIFICADO	MEDIDAS PROPUESTAS	INDICADORES	MEDIO DE VERIFICACIÓN	PLAZO (meses)
Movimiento de tierras	Afectación a la salud del trabajador (enfermedades laborales)	- Dotación de equipo de seguridad industrial	- Personal con equipo de seguridad	- Dos talleres de motivación	10
Conformación de hormigones en estructuras		- Control médico permanente,	- Personal sano, personal atendido	- Dos revisiones médicas	
Fabricación de vigas		- seguros médicos	- Personal motivado	- Seguro médico continuo	
Mantenimiento de maquinarias, equipos y accesorios		- Talleres de motivación		- Facturas	
Mantenimiento de los diferentes componentes del sistema				- Registro fotográfico	
Desalojo y abandono del lugar				- Registro de asistencia	

Tabla 55.-Plan de Seguridad y Salud ocupacional

## PLAN DE MONITOREO Y SEGUIMIENTO

PROGRAMA DE: Monitoreo y Seguimiento

OBJETIVOS: Realizar el control de la aplicación de las medidas de M.A. en los trabajos

LUGAR DE APLICACIÓN: Sector de ejecución del proyecto

RESPONSABLE: GAD Santa Clara, Constructor

ASPECTO AMBIENTAL	IMPACTO IDENTIFICADO	MEDIDAS PROPUESTAS	INDICADORES	MEDIO DE VERIFICACION	PLAZO (meses)
Movimiento de tierras	- Deterioro de la calidad del suelo (generación de residuos) - Deterioro de la calidad del agua (escurrimientos de residuos) - Deterioro de la calidad del aire (ruido, vibraciones, polvo)	- Análisis de la calidad del agua una vez al año	Personal asignado, toma de muestras	- Resultados de los análisis de muestras	10
Acarreo y transporte de materiales pétreos		- Análisis de la calidad del suelo una vez en la etapa constructiva	Personal asignado para monitoreo y seguimiento	- Facturas - Informes	
Conformación de hormigones en estructuras		- Análisis de la calidad del aire una vez en la etapa constructiva		- Registros fotográficos	
Fabric. de vigas				- Nómina del personal	
Mantenimiento de maquinarias, equipos y acces.					
Mantenimiento de los diferentes componentes de la estructura					
Desalojo y abandono del lugar					

Tabla 56.-Plan de Monitoreo y seguimiento

## PLAN DE REHABILITACIÓN

PROGRAMA DE: Rehabilitación

OBJETIVOS: Restituir la zona de ejecución del proyecto a su estado original

LUGAR DE APLICACIÓN: Sector de ejecución del proyecto

RESPONSABLE: Constructor

ASPECTO AMBIENTAL	IMPACTO IDENTIFICADO	MEDIDAS PROPUESTAS	INDICADORES	MEDIO DE VERIFICACIÓN	PLAZO (meses)
Movimiento de tierras	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Deterioro de la calidad del suelo (Desbroce de vegetación)</li> <li>- Deterioro de la calidad del paisaje (generación de escombros)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Volver a sembrar una vez concluida la obra</li> <li>- Reposición del suelo en su lugar natural</li> <li>- Desalojar todos los materiales y maquinaria ajenos al paisaje original</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Área resembrada</li> <li>- Suelo colocado</li> <li>- Área de la zona sin barreras visuales, ni residuos</li> </ul>	Registro fotográfico	1
Conformación de hormigones en estructuras					
Fabricación de vigas					
Mantenimiento de los diferentes componentes de la estructura					
Desalojo y abandono del lugar					

Tabla 57.-Plan de Rehabilitación



## PLAN DE CIERRE, ABANDONO Y ENTREGA DEL ÁREA

PROGRAMA DE: Cierre, abandono y entrega del área

OBJETIVOS: Eliminar residuos y focos de contaminación

LUGAR DE APLICACIÓN: Sector de ejecución del proyecto

RESPONSABLE: Constructor

ASPECTO AMBIENTAL	IMPACTO IDENTIFICADO	MEDIDAS PROPUESTAS	INDICADORES	MEDIO DE VERIFICACION	PLAZO (meses)
Movimiento de tierras	- Deterioro de la calidad del suelo (generación de residuos) - Deterioro de la calidad del agua (escurrimientos de residuos) - Deterioro de la calidad del paisaje (generación de escombros)	- Limpieza total de zonas aledañas	Zona limpia y cerrada	Registro fotográfico	1 al cierre del proyecto
Acarreo y material pétreo		- Limpieza total del área de trabajo			
Conformación de hormigones en estructuras		- Desalojar todos los materiales y maquinaria ajenos al paisaje original			
Fabricación de vigas					
Mantenimiento de maquinarias, equipos y acces.					
Mantenimiento de los diferentes componentes de la estructura					
Desalojo y abandono del lugar					

Tabla 58.-Plan de Cierre, Abandono y entrega del área

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**

**PROYECTO: PUENTE RÍO PUNÍN  
UBICACIÓN: JATUN ATAHUALPA - SANTA CLARA - PASTAZA**

**PRESUPUESTO REFERENCIAL**

<b>Nº</b>	<b>RUBRO / DESCRIPCIÓN</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>P. UNITARIO</b>	<b>P. GLOBAL</b>
<b>INFRAESTRUCTURA</b>					
1	EXCAVACIÓN Y RELLENO PARA PUENTES	m3	380,00	21,82	8292,12
2	MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD DEL SUELO DE CIMENTACIÓN	m4	100,00	17,17	1717,22
3	HORMIGÓN ESTRUCTURAL CEMENTO PORTLAND f'c=180 kg/cm2 CLASE E	m5	9,00	133,30	1199,72
4	HORMIGÓN ESTRUCTURAL CEMENTO PORTLAND f'c=240 kg/cm2 CLASE B	m6	147,52	174,90	25800,54
5	ACERO DE REFUERZO EN BARRAS fy= 4200 kg/cm2	kg	12754,49	1,96	25034,56
6	MATERIAL FILTRANTE	m3	22,68	18,43	417,96
7	PLACAS DE NEOPRENO 40X30X5 cm	Unidad	8,00	446,39	3571,08
8	TUBERÍA PVC D= 110 mm (PARA DRENAJE)	ml	19,80	6,63	131,31
<b>SUPERESTRUCTURA</b>					
9	JUNTA DE DILATACIÓN TIPO III MTOP	m	18,00	121,99	2195,75
10	SUMINISTRO, FABRICACIÓN Y MONTAJE DE ACERO ASTM A-36 fy=4200 kg/cm2	kg	4332,78	7,32	31717,46
11	SUMINISTRO DE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-709 fy= 4900 kg/cm2	kg	23710,77	2,24	53178,51
12	FABRICACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-709 fy= 4900 kg/cm2	kg	23710,77	2,21	52475,04
13	MONTAJE DE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-709 fy= kg/cm2	kg	23710,77	1,69	40124,60
14	HORMIGÓN ESTRUCTURAL CEM PORTLAND F'c=280 kg/cm2 CLASE B INC. ENCOFRADO LOSA	m3	50,40	179,43	9043,04
15	ACERAS HORMIGÓN f'c= 210 kg/cm2 CLASE E e=25 cm	m2	56,00	57,51	3220,43
16	BARANDALES DE HORMIGÓN f'c= 210 kg/cm2 CLASE B	ml	56,00	35,14	1968,00
17	ACERO DE REFUERZO EN BARRAS fy= 4200 kg/cm2	kg	8737,67	1,96	17150,33
18	PINTURA ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-709	Glb	1,00	1240,25	1240,25
19	CARPETA SAFÁLTICA e= 5cm	m2	24,00	9,24	221,82
20	TUBERÍA SUBDRENES PVC= 110 mm	ml	10,00	6,59	65,90
<b>AMBIENTAL</b>					
21	PUBLICACIÓN EN PRENSA	Unidad	2,00	274,11	548,22
22	TALLER DE CAPACITACIÓN Y SOCIALIZACIÓN	Unidad	2,00	422,93	845,86
				<b>TOTAL=</b>	<b>280159,73</b>

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

PROYECTO: PUENTE RÍO PUNÍN  
UBICACIÓN: JATUN ATAHUALPA - SANTA CLARA - PASTAZA

CRONOGRAMA VALORADO DE TRABAJO

N°	RUBRO / DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. GLOBAL	MES 1				MES 2				MES 3				MES 4				MES 5				
						1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	
<b>INFRAESTRUCTURA</b>																										
1	EXCAVACIÓN Y RELLENO PARA Puentes	m3	380,00	21,82	8292,12	380,00																				
2	MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD DEL SUELO DE CIMENTACIÓN	m3	100,00	17,17	1717,22	1717,22																				
3	HORMIGÓN ESTRUCTURAL CEMENTO PORTLAND f'c=180 kg/cm2 CLASE E	m3	9,00	133,30	1199,72	1199,72																				
4	HORMIGÓN ESTRUCTURAL CEMENTO PORTLAND f'c=240 kg/cm2 CLASE B	m3	147,52	174,90	25800,54	10320,22	59,01	15480,32	88,51																	
5	ACERO DE REFUERZO EN BARRAS fy= 4200 kg/cm2	kg	12754,49	1,96	25034,56	20027,65				5006,91																
6	MATERIAL FILTRANTE	m3	22,68	18,43	417,96				417,96																	
7	PLACAS DE NEOPRENO 40X30X5 cm	Unidad	8,00	446,39	3571,08				3571,08																	
8	TUBERÍA PVC D= 110 mm (PARA DRENAJE)	ml	19,80	6,63	131,31	131,31																				
<b>SUPERESTRUCTURA</b>																										
9	JUNTA DE DILATACIÓN TIPO III MTOP	m	18,00	121,99	2195,75													2195,75								
10	SUMINISTRO, FABRICACIÓN Y MONTAJE DE ACERO ASTM A-36 fy=4200 kg/cm2	kg	4332,78	7,32	31717,46									31717,46												
11	SUMINISTRO DE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-709 fy= 4900 kg/cm2	kg	23710,77	2,24	53178,51	23710,77																				
12	FABRICACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-709 fy= 4900 kg/cm2	kg	23710,77	2,21	52475,04	26237,52	11855,39				26237,52	11855,39														
13	MONTAJE DE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-709 fy= kg/cm2	kg	23710,77	1,69	40124,60													40124,60								
14	HORMIGÓN ESTRUCTURAL CEM PORTLAND F'C=280 kg/cm2 CLASE B INC. ENCOFRADO LOSA	m3	50,40	179,43	9043,04													9043,04								
15	ACERAS HORMIGÓN f'c= 210 kg/cm2 CLASE E e=25 cm	m2	56,00	57,51	3220,43																	3220,43				
16	BARANDALES DE HORMIGÓN f'c= 210 kg/cm2 CLASE B	ml	56,00	35,14	1968,00																	1968,00				
17	ACERO DE REFUERZO EN BARRAS fy= 4200 kg/cm2	kg	8737,67	1,96	17150,33									8575,17				8575,17								
18	PINTURA ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-709	Glb	1,00	1240,25	1240,25									1240,25												
19	CARPETA SAFÁLTICA e= 5cm	m2	24,00	9,24	221,82																	221,82				
20	TUBERÍA SUBDRENES PVC= 110 mm	ml	10,00	6,59	65,90																	65,90				
<b>AMBIENTAL</b>																										
21	PUBLICACIÓN EN PRENSA	Unidad	2,00	274,11	548,22					274,11				274,11												
22	TALLER DE CAPACITACIÓN Y SOCIALIZACIÓN	Unidad	2,00	422,93	845,86	422,93				422,93																
TOTAL=					280159,73																					
MONTO PARCIAL						121527,21	82705,37	50362,94	20153,96	5410,24																
PORCENTAJE PARCIAL						43,38%	29,52%	17,98%	7,19%	1,93%																
MONTO ACUMULADO						121527,21	204232,58	254595,52	274749,48	280159,73																
PORCENTAJE ACUMULADO						43,38%	72,90%	90,88%	98,07%	100,00%																

### **3.8. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**

Las Especificaciones Técnicas de cada rubro están tomadas de las Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes del Ministerio de Transporte y Obras Públicas.

#### **RUBRO 1: EXCAVACIÓN Y RELLENO PARA PUENTES**

**307-1.01. Descripción.-** Este trabajo consistirá en la excavación en cualquier tipo de terreno y cualquier condición de trabajo necesario para la construcción de cimentaciones de puentes y otras estructuras, además de la excavación de zanjas para la instalación de alcantarillas, tuberías y otras obras de arte. También incluirá cualquier otra excavación designada en los documentos contractuales como excavación estructural; así como el control y evacuación de agua, construcción y remoción de tablestacas, apuntalamiento, arriostramiento, ataguías y otras instalaciones necesarias para la debida ejecución del trabajo. Todas las excavaciones se harán de acuerdo con los alineamientos, pendientes y cotas señaladas en los planos o por el Fiscalizador.

El relleno para estructuras consistirá en el suministro, colocación y compactación del material seleccionado para el relleno alrededor de las estructuras, de acuerdo a los límites y niveles señalados en los planos o fijados por el Fiscalizador. También comprenderá el suministro, colocación y compactación del material seleccionado de relleno, en sustitución de los materiales inadecuados que se puedan encontrar al realizar la excavación para cimentar las obras de arte.

El material excavado que el Fiscalizador considere no adecuado para el uso como relleno para estructuras se empleará en los terraplenes o, de ser considerado que tampoco es adecuado para tal uso, se lo desechará de acuerdo a las instrucciones del Fiscalizador. No se efectuará ningún pago adicional por la disposición de este material.

**307-1.02. Procedimiento de trabajo.-** Antes de ejecutar la excavación para las estructuras, deberán realizarse, en el área fijada, las operaciones necesarias de limpieza, de acuerdo a la subsección 302-1.

El Contratista notificará al Fiscalizador, con suficiente anticipación, el comienzo de cualquier excavación, a fin de que se puedan tomar todos los datos del terreno natural necesarios para determinar las cantidades de obra realizada.

Será responsabilidad del Contratista proveer, a su costo, cualquier apuntalamiento, arriostramiento y otros dispositivos para apoyar los taludes de excavación necesarios para poder construir con seguridad las cimentaciones y otras obras de arte especificadas. No se medirá para su pago ninguna excavación adicional que el Contratista efectúe solamente para acomodar tales dispositivos de apoyo.

Después de terminar cada excavación, de acuerdo a las indicaciones de los planos y del Fiscalizador, el Contratista deberá informar de inmediato al Fiscalizador y no podrá iniciar la construcción de cimentaciones, alcantarillas y otras obras de arte hasta que el Fiscalizador haya aprobado la profundidad de la excavación y la clase de material de la cimentación. El terreno natural adyacente a las obras no se alterará sin autorización del Fiscalizador.

**307-2.01. Excavación para puentes.-** La profundidad de las excavaciones indicadas en los planos para cimentación de estribos, pilas y otras obras de subestructura, se considerará aproximada; el Fiscalizador aprobará la cota de cimentación y el material del lecho, y podrá ordenar por escrito que se efectúen los cambios que el considere necesarios para obtener una cimentación satisfactoria.

El material, al nivel aprobado para la base de una cimentación directa, se limpiará y labrará hasta obtener una superficie firme, y que sea horizontal o escalonada, de acuerdo a las instrucciones del Fiscalizador. Cualesquiera grietas en un lecho de cimentación rocoso se limpiarán y se llenarán con lechada de cemento, conforme ordene el Fiscalizador y a costo del Contratista. En caso de efectuarse sin autorización del Fiscalizador la sobre-excavación en roca hasta un nivel mayor de 10 cm. por debajo de la cota aprobada, el contratista deberá reemplazar a su costo el material sobre-excavado, con hormigón de la clase especificada por el Fiscalizador.

Cuando una zapata deba fundirse sobre material que no sea de roca, deberán tomarse las precauciones adecuadas para evitar la alteración del material al nivel del lecho de

cimentación. Cualquier material de lecho que haya sido alterado será reconformado y compactado, o removido y remplazado con material seleccionado bien compactado, o de acuerdo a las instrucciones del Fiscalizador y a costo del Contratista.

La excavación para una cimentación sobre pilotes deberá terminarse hasta el nivel previsto, antes de hincar los pilotes. Después del hincado, todo material del lecho de cimentación que esté suelto o de otro modo inadecuado será removido, hasta lograr una superficie firme y lisa para recibir el cabezal, reemplazando el material inadecuado con relleno seleccionado, bien compactado, si así ordena el Fiscalizador.

**307-2.02. Uso de ataguías.-** Las ataguías empleadas en la construcción de cimentación se diseñarán y construirán de manera tal que sean de una altura suficiente, con la punta a un nivel más bajo que la base prevista para la cimentación respectiva, y lo suficientemente impermeables para permitir la correcta ejecución de los trabajos que deberán realizarse dentro de las mismas. Las dimensiones interiores serán tales que provean el espacio necesario para la construcción de encofrados y el desagüe desde afuera de éstos, el hincado de pilotes y la inspección. No se permitirá dentro de la ataguía ningún apuntalamiento que podría provocar esfuerzos en la estructura permanente. Tampoco podrán colocarse riostras o apoyaderos de tal manera que sean incorporados en el hormigón, excepto con la autorización explícita del Fiscalizador.

Cualquier ataguía que se incline o se desplace durante su construcción deberá ser enderezada de nuevo o ampliada, para proveer el espacio de trabajo necesario, a costo del Contratista.

El hormigón será depositado dentro de la ataguía solamente después de haberse evacuado toda el agua que había dentro. En caso de que el Contratista se vea imposibilitado de evacuar el agua por cualquier medida razonable, el Fiscalizador podrá permitir la colocación de hormigón bajo el agua, siguiendo los procedimientos establecidos en las Secciones 503 y 801 de estas Especificaciones o en las disposiciones especiales y las instrucciones del Fiscalizador. La cantidad de hormigón depositado bajo el agua será solamente aquella que el Fiscalizador considere necesaria para formar un sello adecuado, después del cual se deberá desaguar al interior de la ataguía y colocar el resto del hormigón utilizando procedimientos corrientes. Cuando se coloque

hormigón bajo agua, deberá ser abierto en las paredes de la ataguía unos orificios al nivel de aguas mínimas del río o estero, conforme ordene el Fiscalizador.

El bombeo que se haga dentro de la ataguía deberá hacerse de tal manera que no produzca arrastre de ninguna parte del hormigón. Cualquier bombeo necesario durante el hormigonado o durante las 24 horas inmediatamente después del mismo, deberá efectuarse desde un sumidero fuera de los encofrados. El bombeo para desaguar una ataguía, después de la colocación de un sello de hormigón bajo agua, no podrá empezar hasta que el sello haya fraguado lo suficiente como para resistir satisfactoriamente la presión hidrostática.

Si no se especifica de otro modo, las ataguías, con sus obras auxiliares serán retiradas por el Contratista, a su propio costo, tomando las precauciones necesarias para no causar daños en el hormigón terminado.

**307-2.03. Tratamiento especial de cimentaciones para estructuras.-** En la excavación para estructuras, cuando el lecho para la cimentación de obras de arte resulte ser de material inadecuado, según el criterio del Fiscalizador, se realizará la profundización de la excavación, de acuerdo a las instrucciones de él, hasta conseguir una base de cimentación aceptable. Esta excavación adicional se rellenará con material de relleno para estructuras, compactado por capas de 15 cm. de espesor o con hormigón simple clase C, conforme indique el Fiscalizador.

**307-2.06. Relleno de estructuras.-** Luego de terminada la estructura, la zanja deberá llenarse por capas con material de relleno no permeable. El material seleccionado tendrá un índice plástico menor a 6 y cumplirá, en cuanto a su granulometría, las exigencias de la Tabla 307-2.1.

**Tabla 307-2.1.**

<b>Tamaño del Tamiz</b>	<b>Porcentaje que pasa</b>
Nº 3" (75.0 mm.)	100
Nº 4 (4.75 mm.)	35 - 100
Nº 30 (0.60 mm.)	25 - 100

El material de relleno se colocará a ambos lados y a lo largo de las estructuras en capas horizontales de espesor no mayor a 20 cm. Cada una de estas capas será humedecida u oreada para alcanzar el contenido óptimo de humedad y luego compactada con apisonadores mecánicos aprobados hasta que se logre la densidad requerida. No se permitirá la compactación mediante inundación o chorros de agua.

No deberá depositarse el material de relleno contra los estribos o muros de sostenimiento, las paredes de alcantarillas de cajón y otras estructuras de hormigón, hasta que el hormigón haya desarrollado una resistencia de al menos 200 kilogramos por centímetro cuadrado en compresión tal, como determinen las pruebas de muestras curadas bajo condiciones similares a la prevaleciente en el sitio y ensayadas de acuerdo a las normas pertinentes que se estipulen en los documentos contractuales. Se deberá tener especial cuidado en efectuar el relleno de tal manera que evite la acuñadura del material contra la estructura.

El material de relleno permeable, por lo general, se utiliza para rellenar la parte posterior contigua a los estribos de puentes, los muros de ala o de defensa y los muros de sostenimiento, de acuerdo a lo indicado en los planos. El material permeable consistirá de grava o piedra triturada, arena natural, o de trituración o una combinación adecuada de éstas, que deberá componerse de acuerdo a los requerimientos de la Tabla 307-2.2, para granulometría:



**Tabla 307-2.2.**

<b>Tamaño del Tamiz</b>	<b>Porcentaje que pasa</b>
Nº 2" (50.00 mm.)	100
Nº 50 (0.30 mm.)	0 - 100
Nº 100 (0.15 mm.)	0 - 8
Nº 200 (0.075 mm.)	0 - 4

En caso de que el material proveniente de la excavación no sea satisfactorio para el relleno de estructuras, el Contratista lo desechará, conforme indique el Fiscalizador y suministrará por su cuenta y costo un material adecuado, que cuente con la aprobación del Fiscalizador.

El relleno alrededor de las alcantarillas tubulares será efectuado de acuerdo a las estipulaciones pertinentes del Capítulo 600.

**307-2.07. Medición.-** Las cantidades a pagarse por excavación y relleno para estructuras, inclusive alcantarillas, serán los metros cúbicos medidos en la obra de material efectivamente excavado, de conformidad con lo señalado en los planos u ordenado por el Fiscalizador; pero, en ningún caso, se podrá incluir en las mediciones para el pago cualquiera de los volúmenes indicados a continuación:

**a)** El volumen fuera de planos verticales ubicados a 80 cm. fuera de Y paralelos a:

- 1.** Las líneas exteriores de las zapatas.
- 2.** El lado exterior de las paredes de las alcantarillas de cajón.
- 3.** La máxima dimensión horizontal de las alcantarillas de tubo y otras tuberías.

**b)** El volumen incluido dentro de los límites establecidos para la excavación de plataformas, cunetas, rectificación de cauces, etc, para lo cual se ha previsto el pago bajo otro rubro del contrato.

c) El volumen de cualquier material remanipulado, excepto cuando por indicaciones de los planos o por orden del Fiscalizador debe efectuarse una excavación en un terraplén construido y también cuando se requiera la instalación de alcantarillas tubulares, empleando el método de la zanja imperfecta, como se especifica en el Capítulo 600.

d) El volumen de cualquier excavación efectuada sin la autorización previa del Fiscalizador.

e) El volumen de cualquier material que cae dentro de la zanja excavada desde fuera de los límites establecidos para el pago.

El límite superior para la medición de la excavación para estructuras será la cota de la subrasante o la superficie del terreno natural, como existía antes del comienzo de la operación de construcción, siempre que la cota de la subrasante sea superior al terreno natural.

Cuando el Fiscalizador ordene la profundización de la excavación para una estructura más allá del límite señalado en los planos, tal excavación, hasta una profundidad adicional de 1.5 m., se pagará al precio contractual, de excavación y relleno para estructuras.

La excavación a una mayor profundidad, si fuera ordenada por el Fiscalizador, será pagada como trabajo adicional de acuerdo a la numeral 103-1.05. de estas Especificaciones.

El volumen de excavación para puentes se medirá en la forma descrita, pero se computará por separado a efectos de pago.

El volumen de relleno de cimentaciones a pagarse será el número de metros cúbicos, medidos en la posición final del material de relleno para estructuras, realmente suministrado y colocado debajo de la cota establecida para el lecho de la cimentación de una estructura o alcantarilla, para conseguir una cimentación aceptable.

El volumen de material de relleno permeable a pagarse será el número de m<sup>3</sup>, medidos en la obra de este material suministrado y debidamente colocado, de acuerdo a lo

indicado en los planos o señalado por el Fiscalizador. De no estar incluido este rubro en el contrato, el pago por este trabajo, si fuese exigido, será considerado como incluido en el pago por los rubros de excavación y relleno para estructuras.

**307-2.08. Pago.-** Las cantidades establecidas en la forma indicada en el numeral anterior, se pagará a los precios contractuales para cada uno de los rubros abajo designados y que consten en el contrato.

Estos precios y pagos constituirán la compensación total por la excavación y relleno para estructuras, el control y evacuación de agua, así como por la construcción y remoción de ataguías, si fueren requeridas y toda la mano de obra, equipo, herramientas, materiales, operaciones conexas, necesarias para la ejecución de los trabajos descritos en esta Sección.

#### **N° del Rubro de Pago y Designación Unidad de Medición**

- 307-2 (1) Excavación y relleno para estructuras Metro cúbico (m3)
- 307-2 (2) Excavación y relleno para puentes Metro cúbico (m3)
- 307-3. Excavación para cunetas y encauzamientos
- 307-3.01. Descripción.- Este trabajo consistirá en la excavación para la construcción de zanjas dentro y adyacentes a la zona del camino, para recoger y evacuar las aguas superficiales.

### **RUBRO 2: MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD DEL SUELO DE CIMENTACIÓN**

#### **402-1. Descripción**

**402-1.01. Generalidades.-** Cuando así se establezca en el proyecto, o lo determine el Fiscalizador, la capa superior del camino, es decir, hasta nivel de subrasante, ya sea en corte o terraplén, se formará con suelo seleccionado, estabilización con cal; estabilización con material pétreo, membranas sintéticas, empalizada, o mezcla de materiales previamente seleccionados y aprobados por el Fiscalizador, en las medidas indicadas en los planos, o en las que ordene el Fiscalizador.

**402-4.01. Descripción.-** En la zona oriental y en lugares que por sus condiciones climáticas y excesiva humedad y con el objeto de dar un reforzamiento a la obra básica a construirse, se colocará para su estabilización, en el cimientado de los terraplenes, en los espesores y anchos que se indiquen en los planos, material pétreo que provendrá de la excavación de cortes de roca, o de lugares de préstamo que se destinarán en cada oportunidad.

**402-4.02. Materiales.-** Los materiales que se empleen deberán estar constituidos por piedras o pedazos de roca, de un tamaño de 10 a 30 cm., exento de materiales arcillosos, con un contenido no mayor de 20% de partículas que pasen el tamiz de 2 pulgadas y de 5% que pasen por el tamiz N° 4.

**402-4.03. Procedimiento de trabajo.-** Los materiales se transportarán desde su origen hasta su lugar de colocación en volquetas que los depositarán en montones, y luego serán distribuidos sobre el suelo natural previamente desbrozado y despejado mediante el empleo de tractor bulldozer, en capas uniformes, en las medidas que ordene el Fiscalizador. La compactación se hará con estos mismos tractores hasta obtener la suficiente consolidación, que se verificará por la ausencia de hundimientos y desplazamientos de los materiales al paso de los tractores. Una vez conseguido este objetivo, se continuará con la construcción de los terraplenes en la forma especificada en las subsecciones 305-1 y 305-2 de estas Especificaciones, con los materiales previstos para dicho trabajo, provenientes de excavaciones de cortes o de préstamos, según el caso.

**402-4.04. Medición.-** La cantidad a pagarse por la construcción de este cimientado de terraplén, será el número de metros cúbicos de materiales efectivamente colocados en la obra y aceptados por el Fiscalizador, medidos en las volquetas, al llegar al lugar de su colocación. El transporte de estos materiales se pagará por el rubro correspondiente del numeral 309-1.03.

**402-4.05. Pago.-** Las cantidades determinadas en la forma indicada en el numeral anterior se pagarán al precio contractual para el rubro designado a continuación y que conste en el contrato.

Estos precios y pago constituirán la compensación total por la obtención, suministro, distribución y compactación del material para el reforzamiento de la obra básica, así como por toda la mano de obra, equipo, herramientas, etc... y todas las operaciones conexas para la ejecución de los trabajos descritos anteriormente, a excepción del transporte de los materiales, que se pagará por el rubro contractual correspondiente al numeral 309-1.03.

#### **Nº del Rubro de Pago y Designación Unidad de Medición**

- 402-4 (1) Estabilización con material pétreo Metro cúbico (m3)

**RUBRO 3: HORMIGÓN ESTRUCTURAL CEMENTO PORTLAND  $f'c=180$  kg/cm<sup>2</sup> CLASE E**

**RUBRO 4: HORMIGÓN ESTRUCTURAL CEMENTO PORTLAND  $f'c=240$  kg/cm<sup>2</sup> CLASE B**

**RUBRO 14: HORMIGÓN ESTRUCTURAL CEMENTO PORTLAND  $F'C=280$  kg/cm<sup>2</sup> CLASE B INC. ENCOFRADO LOSA**

**503-1. Descripción.-** Este trabajo consistirá en el suministro, puesta en obra, terminado y curado del hormigón en puentes, alcantarillas de cajón, muros de ala y de cabezal, muros de contención, sumideros, tomas y otras estructuras de hormigón en concordancia con estas especificaciones, de acuerdo con los requerimientos de los documentos contractuales y las instrucciones del Fiscalizador. Este trabajo incluye la fabricación, transporte, almacenamiento y colocación de vigas losas y otros elementos estructurales prefabricados.

El hormigón para estructuras estará constituido por cemento Portland, agregado fino, agregado grueso, aditivos, si se requiere, y agua, mezclados en las proporciones especificadas o aprobadas y de acuerdo con lo estipulado en esta sección y en el Capítulo 800 de estas especificaciones.

La clase de hormigón a utilizarse en una estructura determinada será indicada en los planos o en las disposiciones especiales y satisfará los requerimientos previstos en la Sección 801.

**503-2. Materiales.-** El hormigón y los materiales utilizados para su elaboración satisfarán los requisitos señalados en las Secciones 801 a 805.

**503-3. Dosificación, Mezclado y Transporte y Pruebas del Hormigón.**

**503-3.01. Dosificación.-** La mezcla de hormigón deberá ser correctamente dosificada y presentará condiciones adecuadas de trabajabilidad y terminado. Será durable, impermeable y resistente al clima.

Los materiales del hormigón serán dosificados de acuerdo a lo especificado en la Sección 801 en concordancia con los requerimientos de cada clase.

El diseño de la mezcla cumplirá con las especificaciones indicadas en los planos o documentos contractuales, será aprobado por el Fiscalizador y determinará las proporciones definitivas de los materiales y la consistencia requerida.

**503-3.02. Mezclado y Transporte.-** El mezclado y transporte del hormigón satisfará los requerimientos y exigencias indicadas en la Sección 801.

**503-3.03. Pruebas.-** La calidad del hormigón se determinará de acuerdo a los ensayos señalados en la Sección 801.

**503-4. Procedimiento de Trabajo.**

**503-4.01. Obra falsa y encofrados.**

**503-4.01.2. Encofrados.-** Todos los encofrados se construirán de madera o metal adecuados y serán impermeables al mortero y de suficiente rigidez para impedir la distorsión por la presión del hormigón o de otras cargas relacionadas con el proceso de construcción. Los encofrados se construirán y conservarán de manera de evitar torceduras y aberturas por la contracción de la madera, y tendrán suficiente resistencia para evitar una deflexión excesiva durante el vaciado del hormigón. Su diseño será tal que el hormigón terminado se ajuste a las dimensiones y contornos especificados. Para el diseño de los encofrados, se tomará en cuenta el efecto de la vibración del hormigón durante en vaciado.

Los encofrados para superficies descubiertas se harán de madera labrada de espesor uniforme u otro material aprobado por el Fiscalizador; cuando se utilice forro para el encofrado, éste deberá ser impermeable al mortero y del tipo aprobado por el Fiscalizador. Todas las esquinas expuestas deberán ser achaflanadas.

Previamente al vaciado del hormigón, las superficies interiores de los encofrados estarán limpias de toda suciedad, mortero y materia extraña y recubierta con aceite para moldes.

No se vaciará hormigón alguno en los encofrados hasta que todas las instalaciones que se requieran embeber en el hormigón se hayan colocado, y el Fiscalizador haya inspeccionado y aprobado dichas instalaciones. El ritmo de vaciado del hormigón será controlado para evitar que las deflexiones de los encofrados o paneles de encofrados no sean mayores que las tolerancias permitidas por estas especificaciones. De producirse deflexiones u ondulaciones en exceso a lo permitido, se suspenderá el vaciado hasta corregirlas y reforzar los encofrados para evitar una repetición del problema.

Las ataduras metálicas o anclajes, dentro de los encofrados, serán construidos de tal forma que su remoción sea posible hasta una profundidad de por lo menos 5 centímetros desde la cara, sin causar daño al hormigón. Todos los herrajes de las ataduras de alambre especiales serán de un diseño tal que, al sacarse, las cavidades que queden sean del menor tamaño posible.

Estas cavidades se llenarán con mortero de cemento y la superficie se dejará sana, lisa, igual y de color uniforme. Todos los encofrados se construirán y mantendrán según el diseño de tal modo que el hormigón terminado tenga la forma y dimensiones indicadas en los planos y esté de acuerdo con las pendientes y alineaciones establecidas. Los encofrados permanecerán colocados por los períodos que se especifican más adelante,

La forma, resistencia, rigidez, impermeabilidad, textura y color de la superficie en los encofrados usados deberá mantenerse en todo tiempo. Cualquier madera torcida o deformada deberá corregirse antes de volver a ser usada. Los encofrados que sean rechazados por cualquier causa, no se volverán a usar.

Los enlaces o uniones de los distintos elementos de los encofrados serán sólidos y sencillos, de modo que su montaje y desmontaje se verifiquen con facilidad.

Tanto las superficies de los encofrados como los productos que a ellas se puedan aplicar, no deberán contener sustancias perjudiciales para el hormigón.

En el caso de las obras de hormigón pretensado, se pondrá especial cuidado en la rigidez de los encofrados junto a las zonas de anclaje, para que los ejes de los cables sean exactamente normales a los anclajes. Se comprobará que los encofrados y moldes permitan las deformaciones de las piezas en ellos hormigonadas, y resistan adecuadamente la redistribución de cargas que se originan durante el tensado de las armaduras a la transmisión del esfuerzo de pretensado al hormigón. Especialmente, los encofrados y moldes deben permitir, sin coartar, los acortamientos de los elementos que en ellos se construyan.

Cuando se encofren elementos de gran altura y pequeño espesor a hormigonar de una vez, se deberán prever en las paredes laterales de los encofrados ventanas de control, de suficiente dimensión para permitir desde ellas la compactación del hormigón. Estas aberturas se dispondrán con espaciamiento vertical y horizontal no mayor de un metro, y se cerrarán cuando el hormigón llegue a su altura.

#### **503-4.02. Vaciado y juntas de construcción.**

**503-4.02.1. Vaciado.-** Todo el hormigón será colocado en horas del día, y su colocación en cualquier parte de la obra no se iniciará si no puede completarse en dichas condiciones. La colocación durante la noche se podrá realizar sólo con autorización por escrito del Fiscalizador y siempre que el Contratista provea por su cuenta un sistema adecuado de iluminación.

No se colocará el hormigón mientras los encofrados y la obra falsa no hayan sido revisados por el Fiscalizador y, de ser necesario, corregidos, mientras el acero de refuerzo no esté completo, limpio y debidamente colocado en su sitio.

Como paso previo para el vaciado del hormigón, todo el aserrín, viruta, cualquier otro desecho de la construcción o materiales extraños a ella se retirarán del interior de los



encofrados. Puntales, riostras y refuerzos que sirvan provisionalmente para mantener los encofrados en su posición y alineación correcta durante la colocación del hormigón, se retirarán cuando el hormigonado este en un nivel tal que resulten estos innecesarios y ninguna parte auxiliar deberá quedar embebida en el hormigón.

Los métodos de colocación y compactación del hormigón serán tales como para obtener una masa uniforme y densa, evitando la segregación de materiales y el desplazamiento de la armadura. El uso de conductos largos, canaletas y tubos para llevar el hormigón desde la mezcladora al encofrado, se realizará únicamente con autorización escrita del Fiscalizador. En el caso de que por el uso de estos conductos la calidad del hormigón resulte inferior, el Fiscalizador puede ordenar que sean sustituidos por un método eficiente de vaciado.

Los conductos abiertos y las canaletas serán de metal o forradas de metal, y tendrán pendientes altas. Las canaletas serán equipadas con deflectores o serán de longitudes cortas para invertir la dirección del movimiento. No se usarán canaletas conductos o tubos de aluminio para la colocación del hormigón.

En las canaletas, conductos y tubos se limpiará y removerá cuidadosamente todo el hormigón endurecido antes de su uso. El hormigón será colocado dentro de los 30 minutos siguientes de su mezclado. Después del fraguado inicial del hormigón, los encofrados no deberán ser sometidos a vibraciones o movimientos y los extremos de las armaduras sobresalientes no se someterán a esfuerzo alguno.

El hormigón deberá vaciarse lo más exactamente posible en su posición definitiva. No se permitirá que el hormigón caiga libremente de más de 1.20 metros o que sea lanzado a distancias mayores de 1.50 metros. El hormigón será depositado con el equipo aprobado por el Fiscalizador. Ha de colocarse en capas horizontales de espesor uniforme, consolidando cada una antes de colocar la otra.

Las capas no deberán exceder de 15 a 30 centímetros de espesor, para miembros reforzados, y de 45 centímetros de espesor, para trabajos en masa, según la separación de los encofrados y la cantidad de acero de refuerzo. Cada capa se compactará antes de que la anterior haya fraguado, para impedir daños al hormigón fresco y evitar superficies de separación entre capas.

El ritmo de colocación del hormigón deberá regularse, de manera que las presiones contra los moldes o encofrados causadas por el hormigón húmedo no excedan a las consideradas en el diseño de los encofrados.

Todo el hormigón será vibrado, a criterio del Fiscalizador, y con equipo aprobado por él. La vibración deberá ser interna, y penetrará dentro de la capa colocada anteriormente para asegurar que toda la masa se haga homogénea, densa y sin segregación.

Los vibradores utilizados deberán transmitir al hormigón vibraciones con frecuencias mayores a 4.500 impulsos por minuto.

Se utilizará un número adecuado de vibradores para que se logre la completa consolidación de la capa colocada antes de que el hormigón haya comenzado a fraguar.

Los vibradores no serán empleados para empujar o conducir la masa de hormigón dentro de los encofrados hasta el lugar de su colocación. Tampoco serán colocados contra los moldes o encofrados o contra el acero de refuerzo. La vibración deberá tener la suficiente duración e intensidad para consolidar completamente el hormigón, pero no deberá continuarse hasta el punto que cause segregación.

Los vibradores se aplicarán en puntos uniformemente espaciados y no más lejos que dos veces el radio sobre el cual la vibración es visualmente efectiva.

El trabajo de los vibradores será tal que se obtenga un hormigón de textura uniforme en las capas expuestas, evitando la formación de panales.

**503-4.02.1.2. Vigas, losas, zapatas, columnas, pilas y muros.-** En vigas simples, el hormigón será depositado empezando en el centro de la luz y terminando en los extremos. En vigas, el hormigón será colocado en capas horizontales uniformes, a lo largo de toda su longitud. En luces continuas, el hormigón se colocará de acuerdo a lo especificado en los planos o en las disposiciones especiales.

El hormigonado en los acartelamientos con alturas menores a 1 metro deberá realizarse en forma continua con el hormigonado de la viga, y los cabezales de las columnas o estribos deberán ser rebajados para formar los apoyos de los acartelamientos. En

cualquier chaflán o acartelamiento que tenga una altura mayor de un metro, el hormigonado de los estribos o columnas, vigas y acartelamientos, deberá realizarse en tres etapas sucesivas: primero, la parte inferior del acartelamiento; luego, la parte inferior de la viga y, por último se completará lo que falta.

En vigas continuas acarteladas, el hormigonado deberá realizarse en forma continua en toda su altura, incluido el acartelamiento. Donde el hormigonado sea de tal magnitud que no se pueda realizar en una operación continua, las juntas de construcción verticales se localizarán preferiblemente en la zona de flexión nula.

El hormigonado en losas y zapatas se realizará en una operación continua, a menos que se indique otra cosa en los planos.

Los pisos y las vigas de la superestructura deberán hormigonarse en una operación continua, salvo cuando se especifique otra cosa. Deberán preverse anclajes especiales para corte, asegurando de esta manera la acción monolítica entre las vigas y el piso.

El hormigonado en vigas "T" se podrá hacer en una operación continua o en dos etapas: primero, toda la altura del nervio y, luego, la losa superior. En el último caso, la unión entre el nervio y la losa de la viga "T" deberá ser efectiva, utilizando una junta de construcción aprobada por el Fiscalizador y de acuerdo a lo indicado en los planos y en las presentes especificaciones. El hormigón en vigas cajón podrá ser vaciado en dos o tres operaciones, empezando siempre por la losa de fondo. Si el alma de la viga es hormigonada en una operación separada a la losa superior, la unión entre estas deberá realizársela de igual forma que en las vigas "T".

El hormigonado de columnas, pilas y muros se lo realizará en forma continua, a menos que se indique otra cosa en los planos. El hormigón se dejará fraguar por lo menos 12 horas antes de colocar el hormigón en el cabezal, y éste no se colocará hasta que se hayan removido los moldes de las columnas e inspeccionado el hormigón colado en ellas, salvo que el Fiscalizador autorice otro procedimiento. La carga de la superestructura no se la dejará descansar sobre las columnas hasta que haya transcurrido por lo menos 14 días después del hormigonado, a menos que el Fiscalizador permita otro procedimiento. La secuencia de hormigonado en vigas "T", losas, vigas cajón y columnas, estará indicada en los planos o en las disposiciones

especiales. Los dientes para corte u otros medios utilizados para asegurar la unión adecuada de vigas y losas, deberán ser aprobados por el Fiscalizador.

Los barandales y parapetos no serán hormigonados hasta que los encofrados o cerchas del tablero hayan sido retirados, a menos que el Fiscalizador lo autorice. Los moldes deberán ser lisos y perfectamente contruidos y alineados, de manera que el hormigón no se dañe al desencofrar. Las barandas y parapetos serán acabados y curados de acuerdo con lo estipulado en los numerales 503-4.06 y 503-4.03.

**503-4.02.1.5. Vaciado neumático.-** El vaciado neumático del hormigón se permitirá únicamente si ha sido especificado en las disposiciones especiales o autorizado por el Fiscalizador. El equipo deberá funcionar de tal forma que no produzca vibraciones que puedan dañar el hormigón fresco. El equipo por usarse en el vaciado neumático será de clase y capacidad adecuadas para el tipo de trabajo.

La distancia, desde el punto de descarga hasta el depósito, no será mayor de 10 m. La línea de descarga será horizontal o hacia arriba de la máquina.

**503-4.02.2. Juntas de construcción.-** Debido a una emergencia, puede ser necesario detener la colocación del hormigón sin haberse terminado una sección de trabajo programada; en este caso, se realizará una junta de construcción. Una vez interrumpido el vaciado del hormigón, se quitarán todas las acumulaciones de mortero salpicadas sobre las armaduras y superficies de los encofrados, poniendo especial cuidado en que el material removido no se deposite sobre el hormigón sin fraguar y ni lo afecte en lo mínimo la adherencia hormigón-hierro.

Se cuidará que las juntas de construcción queden normales a la dirección de los máximos esfuerzos de compresión y donde sus efectos sean menos perjudiciales. Si son muy tendidas, se vigilará especialmente la segregación de la masa durante el vibrado de las zonas próximas, y si resulta necesario, se encofrarán. La colocación del hormigón no podrá detenerse hasta no tener una cara tope de por lo menos 50 centímetros. Al reanudar el hormigonado, se limpiará la junta de todo elemento extraño, lechada, árido suelto y, si hubiera sido encofrada, se picará convenientemente. A continuación, y con la suficiente anterioridad al hormigonado, se cepillará y humedecerá la superficie del hormigón endurecido saturándolo, sin encharcarlo; luego

de lo cual, se reanuda el hormigonado, cuidando especialmente de la compactación en las proximidades de la junta.

Se cuidará que las juntas de construcción queden normales a la dirección de los máximos esfuerzos de compresión y donde sus efectos sean menos perjudiciales. Si son muy tendidas, se vigilará especialmente la segregación de la masa durante el vibrado de las zonas próximas, y si resulta necesario, se encofrarán. La colocación del hormigón no podrá detenerse hasta no tener una cara tope de por lo menos 50 centímetros. Al reanudar el hormigonado, se limpiará la junta de todo elemento extraño, lechada, árido suelto y, si hubiera sido encofrada, se picará convenientemente. A continuación, y con la suficiente anterioridad al hormigonado, se cepillará y humedecerá la superficie del hormigón endurecido saturándolo, sin encharcarlo; luego de lo cual, se reanuda el hormigonado, cuidando especialmente de la compactación en las proximidades de la junta.

**503-4.03. Curado del hormigón.-** El curado del hormigón se hará de acuerdo a lo estipulado en la Sección 801 de estas especificaciones.

503-4.04. Remoción de encofrados y obra falsa.- Para determinar el momento de la remoción de la obra falsa y encofrados, se tomará en cuenta la localización y características de la estructura, los materiales usados en la mezcla, el clima y otras condiciones que influyen en el fraguado del hormigón. En ningún caso deberán retirarse la obra falsa y encofrados, hasta que el hormigón de la estructura en construcción pueda soportar todas las cargas previstas. Esta determinación se hará en base de la resistencia a la compresión o a la flexión que, a su vez, será comprobada mediante el ensayo de cilindros o viguetas curados bajo las mismas condiciones que las reinantes para la estructura.

La obra falsa que se utilice para soportar la superestructura de un puente de un solo tramo, no se retirará antes de 14 días después del último vaciado del hormigón en el tablero. A menos que lo permita el Fiscalizador, la obra falsa que se emplee en cualquier vano de un puente de tramos continuos o de marco rígido, no se retirará antes de 14 días después del último vaciado de hormigón en el tramo en cuestión, y en la mitad adyacente de los dos tramos contiguos.

La obra falsa que soporte losas voladizas y losas de tablero entre vigas, no se retirará antes de 10 días después del vaciado del hormigón en el tablero.

La obra falsa para cabezales que soporten vigas de acero o de hormigón prefabricado, no se retira antes de 10 días después del vaciado del hormigón en el cabezal. No se colocarán las vigas sobre dichos cabezales, hasta que el hormigón del cabezal haya alcanzado una resistencia a la compresión igual al doble del esfuerzo unitario del diseño indicado en los planos.

La obra falsa de estructuras postensadas colocadas en obra, no se retirará antes de que el acero de preesfuerzo se haya tensado.

Los soportes deberán removerse de modo que permitan que el hormigón soporte uniforme y gradualmente los esfuerzos debidos a su peso propio. La obra falsa en puentes en arco se removerá gradual y uniformemente, comenzando en el centro y procediendo hacia los arranques, para permitir que el arco reciba la carga lenta y uniformemente. La obra falsa de tramos de arcos adyacentes serán retirados simultáneamente.

En arcos de enjunta se dejarán porciones de la enjunta a construirse posteriormente a la eliminación de los puntales centrales, si esto fuere necesario para evitar estrechamientos de las juntas de expansión. No se construirán los barandales hasta que el arco sea autosoportante.

La obra falsa para alcantarillas de cajón y otras estructuras con luces menos de 5 metros, no se retirará sino hasta que el hormigón de vaciado tenga una resistencia a la compresión de al menos 110 kg/cm<sup>2</sup>. y siempre que no se interrumpa el curado del hormigón. La remoción de la obra falsa para alcantarillas de cajón mayores, se lo hará de acuerdo a los requerimientos para el retiro de obra falsa para puentes.

La obra falsa para alcantarillas en arco no se retirará antes de 48 horas después del vaciado del hormigón soportado por aquella.

Todos los materiales de la obra falsa serán retirados completamente, y el sitio quedará en condiciones aprobadas por el Fiscalizador. Cualquier pilotaje para obras falsas de

retirá hasta un mínimo de 0.60 metros bajo la superficie del terreno natural o del lecho del río o quebrada.

**503-4.05. Tolerancias.-** Las estructuras, una vez removida la obra falsa, deberán representar las líneas y cotas señaladas. Los elementos estructurales tendrán las dimensiones, forma y alineamiento indicados en los planos.

Las tolerancias admitidas en los elementos estructurales de hormigón armado serán el doble de las admitidas para hormigón precomprimido en el numeral 502-5.02. Cualquier deflexión u ondulación en una superficie, que exceda los 5 milímetros entre montantes, viguetas o largueros adyacentes, será considerada como causa para el rechazo de aquella parte de la estructura.

Las losas de puentes serán comprobadas con una regla de 3.0 metros de largo, y la distancia entre la superficie de la losa y la regla no deberá exceder de 5 milímetros en ningún punto.

Cualquier zona elevada que exceda esta tolerancia será corregida mediante el uso de una esmerilada aprobada.

#### **503-4.06. Acabados.**

**503-4.06.1. Acabado de losas de puentes.-** El acabado del hormigón en los tableros de puentes consistirá en el apisonado y enrasado de la superficie de hormigón, hasta que tenga una textura uniforme y rugosa, conformándose a la sección transversal, pendiente y alineamiento señalados en los planos. El Contratista deberá usar el equipo mecánico para el acabado, con la utilización de equipo manual para trabajos complementarios. El vaciado del hormigón en los tableros de puentes, no se permitirá hasta que el Fiscalizador compruebe que se dispone de los materiales necesarios para cubrir la sección propuesta, dentro del plazo establecido, y que el personal que opera las máquinas de acabado y curado se encuentren en la obra y en condiciones satisfactorias.

Se comprobará igualmente que las máquinas de acabado puedan desplazarse sobre toda la superficie por hormigonarse y que los alisadores puedan cubrir hasta los extremos de los encofrados.

A menos que el Contratista proporcione una iluminación adecuada, el vaciado del hormigón deberá programarse para que las operaciones de acabado puedan ser terminadas durante las horas de luz diurna.

El hormigón para losas de puentes se colocará en un frente, aproximadamente, paralelo al eje del puente, a menos que otro procedimiento sea permitido por el Fiscalizador. La cantidad de hormigón que se coloque estará limitada a aquella que pueda ser alisada y acabada, antes de iniciarse el fraguado, con la condición de que el hormigón para losas de puentes no será colocado más allá de 3 metros por delante del apisonador.

El equipo de apisonado y acabado se soportará y operará sobre vigas o rieles, que serán firmemente asegurados en los sitios en los cuales se colocará el hormigón. Si el envasamiento se efectuara con el frente perpendicular al eje del puente, los rieles serán nivelados para compensar la deformación por la deflexión que pueda ocurrir en las vigas o el encofrado.

Los alisadores longitudinales, ya sean éstos operados a mano o a máquina, se usarán de manera que su eje longitudinal sea paralelo a la línea central del puente, con movimientos longitudinales y transversales, alisando las áreas superiores y removiendo el exceso de hormigón a las áreas bajas.

Cada pasada sucesiva del alisador deberá traslaparse con la anterior, en la mitad de su longitud, continuándose el proceso hasta obtener una superficie uniforme.

Como operación final de acabado, se dará a la superficie una textura estriada, por medio de una escoba de fibra rígida o una tira de arpillera.

503-4.06.2. Acabado de superficies que no sean losas.- A las superficies del hormigón colocado en columnas, muros y otras estructuras que no sean losas de puentes, se aplicará un acabado de acuerdo a los siguientes detalles:



**a) Clase 1 (Acabado corriente).**

Este acabado consistirá en rellenar huecos, remover áreas sobresalientes o manchadas y reparar cualquier zona de panales u otros desperfectos que haya en la superficie. Esta clase de acabado se aplicará a superficies que no sean visibles desde la vía.

**b) Clase 2 (Acabado a ladrillo frotador).**

Al remover los moldes o encofrados, las superficies serán humedecidas completamente con agua y se aplicará el acabado Clase 1. Cuando el mortero haya fraguado, la superficie será frotada con una piedra de carborundo grueso y se usará una pequeña cantidad de mortero hasta que desaparezcan las irregularidades. Se aplicará otra frotada con piedra de carborundo fino y agua. Cuando esté seca la superficie, se la limpiará con arpillera, dejándola libre de polvo. Esta clase de acabado se aplicará a todas las superficies que sean visibles desde la vía, con excepción de losas de puentes y pavimentos, los cuales serán acabados de acuerdo al numeral 503-4.06.1 y Capítulo 300 respectivamente.

El mortero deberá estar compuesto por cemento y arena fina mezclados en las proporciones especificadas para hormigones usados en acabados.

**503-5. Juntas de dilatación y apoyos.**

**503-5.01. Juntas de dilatación y contracción.-** Las juntas de expansión y contracción se realizarán de acuerdo con los planos o conforme indique el Fiscalizador.

Juntas abiertas se construirán en los lugares señalados en los planos, mediante el uso de tiras de madera, chapas metálicas u otro material removible, aprobado por el Fiscalizador. El retiro de las plantillas de madera se realizará sin dañar las aristas del hormigón. El refuerzo no se extenderá a través de las juntas abiertas, a menos que así lo indiquen los planos.

Las juntas de expansión rellenas se construirán en forma similar a las juntas abiertas. Cuando se especifique el empleo de juntas de expansión premoldeadas, el espesor del material de relleno por instalarse será el fijado en los planos. El material por usarse estará de acuerdo con la Sección 806 de estas especificaciones.

Deberá colocarse cubrejuntas de metal, caucho o plástico, como indiquen los planos.

Los rellenadores preformados contarán con los agujeros para recibir las espigas donde señalen los planos. El rellenador para cada junta deberá ser suministrado en una sola pieza para la profundidad y ancho completos requeridos.

Cuando se autorice la utilización de más de una pieza en la junta, las uniones serán aseguradas firmemente manteniendo su forma, por medio de grapas u otra forma eficaz de sujeción que sea aprobada por el Fiscalizador.

Si durante la construcción se produce una abertura mayor de 0.3 centímetros en una junta que será sometida a tránsito, dicha abertura deberá rellenarse totalmente con asfalto caliente u otro material de relleno aprobado, según lo indique el Fiscalizador.

Las aberturas en las juntas de expansión serán las diseñadas en los planos a temperatura normal y se tendrá especial cuidado en no disminuir el espacio. Se colocarán dispositivos para la impermeabilización de las juntas, cuando así se estipule en los planos u ordene el Fiscalizador. Los ángulos, chapas u otras formas estructurales empleados en juntas serán elaborados con precisión para darles la forma exacta, de acuerdo con la sección de la losa de hormigón. La fabricación y pintura se realizarán de acuerdo a los requisitos pertinentes de estas especificaciones. Cuando los planos o las especificaciones especiales así lo indiquen, estas piezas serán galvanizadas en lugar de pintadas. Se tendrá especial cuidado de que la superficie quede nivelada y recta y se emplearán métodos adecuados para colocar las juntas y conservarlas en su posición correcta durante el vaciado del hormigón.

**503-5.02. Cubrejuntas.-** Los materiales usados en cubrejuntas estarán de acuerdo a lo indicado en la Sección 806 de estas especificaciones. Las planchas de cobre u otro material aprobado por el Fiscalizador para cubrejuntas serán del ancho y forma indicados en los planos y ordenados por el Fiscalizador. La plancha de cobre en cada junta deberá ser de una sola pieza continua y, cuando se autorice más de una pieza, las uniones deberán conectarse mediante soldadura, de manera que se forme una unidad completamente hermética contra el paso del agua. Cuando se especifique el uso de cubrejuntas de caucho, éstas se moldearán en una sola pieza; el material usado será denso y homogéneo en toda su sección transversal.

Las tiras y piezas de conexión deberán ser curadas de manera que cualquier sección resulte densa, homogénea y exenta de porosidades.

Las uniones o empalmes efectuados en la obra serán vulcanizados o mecánicos, utilizando piezas de acero inoxidable o el mismo tipo de caucho del cubrejunta. Durante el período de vulcanización, los empalmes serán sujetos con grapas adecuadas; el material en los empalmes será denso y homogéneo a través de toda su sección. Todos los empalmes deberán tener una resistencia a la tensión no menor del 50% de la resistencia correspondiente al material no empalmado.

Otro tipo de juntas deberán especificarse claramente en los planos y serán aprobadas por el Fiscalizador.

**503-5.03. Apoyos.-** Las placas y ensamblajes de apoyo, articulaciones y otros dispositivos de expansión se construirán de acuerdo a los detalles indicados en los planos. Los pernos de anclaje en pilares, estribos o pedestales se ajustarán con cuidado en el hormigón durante su vaciado o se colocarán en orificios formados durante el hormigonado o realizados después del fraguado.

Los orificios podrán formarse mediante la utilización de tacos de madera, tubos metálicos u otros dispositivos aprobados por el Fiscalizador.

### **503-8. Medición y pago.**

**503-8.01. Medición.-** Las cantidades a pagarse por estos trabajos serán los metros cúbicos de hormigón simple o ciclópeo satisfactoriamente incorporados a la obra.

Cualquier deducción por objetos embebidos en el hormigón o volúmenes de agujeros de drenaje, será efectuado de acuerdo a lo indicado por el Fiscalizador.

Las cantidades de acero de refuerzo serán medidas para el pago, de acuerdo con el numeral 504-5.01.

Los ensamblajes, placas y otros dispositivos metálicos para apoyos y juntas serán medidos de acuerdo a lo estipulado en el numeral 505-6.01 de estas especificaciones.

No se harán mediciones ni pagos por concepto de encofrados, obra falsa o andamio, arrastre de aire en el hormigón, formación de agujeros de drenaje, ni acabado de superficies.

**503-8.02. Pago.-** Las cantidades determinadas en la forma indicada en la subsección anterior, se pagarán a los precios contractuales para los rubros más adelante designados y que consten en el contrato.

Estos precios y pagos constituirán la compensación total por suministro de materiales, mezclado, transporte, colocación, acabado y curado del hormigón simple o ciclópeo para estructuras, alcantarillas, construcción de juntas, u otros dispositivos en el hormigón para instalaciones de servicio público, construcción y retiro de encofrados y obra falsa, así como por mano de obra, equipo, herramientas, materiales y operaciones conexas en la ejecución de los trabajos descritos en esta subsección.

#### **Nº del Rubro de Pago y Designación Unidad de Medición**

- 503 (1) Hormigón estructural de cemento Portland, Clase A (\*) Metro cúbico (m3)
- 503 (2) Hormigón estructural de cemento Portland, Clase B (\*) Metro cúbico (m3)
- 503 (3) Hormigón estructural de cemento Portland, Clase C (\*) Metro cúbico (m3)
- 503 (4) Hormigón estructural de cemento Portland, Clase D (\*) Metro cúbico (m3)
- 503 (5) Hormigón Ciclópeo Metro cúbico (m3)
- (\*) (Indicar resistencia del hormigón en Kg/cm<sup>2</sup>)

#### **RUBRO 5 Y 17: ACERO DE REFUERZO EN BARRAS $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$**

**504-1. Descripción.-** Este trabajo consistirá en el suministro y colocación de acero de refuerzo para hormigón de la clase, tipo y dimensiones señalados en los documentos contractuales.

A menos que en las disposiciones se disponga lo contrario, no se incluirá el acero de refuerzo de los elementos de hormigón precomprimido, el que se pagará como parte del elemento estructural precomprimido, de acuerdo a lo indicado en la Sección 502.

**504-2. Materiales.-** Las barras corrugadas de acero de refuerzo, las **mallas** de alambre de acero de refuerzo y el alambre y barras lisas de acero, satisfarán las exigencias previstas en la Sección 807.

Las superficies estructurales que se empleen como armaduras en el hormigón, satisfarán los requisitos previstos en la Sección 505.

Existen cuatro clases de acero de refuerzo: barras corrugadas, **mallas** de alambre, alambre y barras lisas de acero, las cuales deberán satisfacer los requisitos establecidos en las normas INEN 101, INEN 102, INEN 103, INEN 104 y en la Sección 807 de estas especificaciones.

### **504-3. Procedimiento de trabajo.**

**504-3.01. Almacenamiento y conservación.-** Antes de pedir el material, las planillas de armaduras serán sometidas por el Contratista a la aprobación del Fiscalizador y no se hará ningún pedido de materiales hasta que dichas planillas estén aprobadas.

La aprobación de las planillas de armaduras por parte del Fiscalizador, no relevará, en forma alguna, al Contratista de su responsabilidad respecto de la exactitud de tales planillas y del suministro de acero de refuerzo que deberá cumplir con todos los requerimientos del contrato. Cualquier gasto, en conexión con modificaciones del material suministrado, de acuerdo a las planillas, para cumplir con los planos serán de cuenta del Contratista.

El acero de refuerzo deberá ser almacenado en plataformas u otros soportes adecuados, de tal forma que no esté en contacto con la superficie del terreno. Deberá protegérselo, hasta donde sea posible, para evitar daños mecánicos y deterioro por oxidación.

**504-3.02. Preparación, doblado y colocación del refuerzo.-** Las barras y el alambre de acero serán protegidos en todo tiempo de daños y, cuando se los coloque en la obra, estarán libres de suciedad, escamas sueltas, herrumbrado, pintura, aceite u otra sustancia inaceptable.

**504-3.02.1. Doblado.-** Las barras se doblarán en la forma indicada en los planos. Todas las barras se doblarán en frío, a menos que permita el Fiscalizador otra cosa. Ninguna barra parcialmente empotrada en el hormigón será doblada, a menos que así lo indiquen los planos o lo permita expresamente el Fiscalizador. Los radios para el doblado deberán estar indicados en los planos. Cuando no lo estén, el doblado se lo hará como se especifica en la Tabla 504-3.1.

**Tabla 504-3.1.**

<b>DIAMETRO (mm.)</b>	<b>RADIO MINIMO</b>
8, 10, 12, 14, 16, 18, 20 y 25	3 diámetros
28 y 32	4 diámetros
Mayores que 32	5 diámetros.

**504-3.02.2. Colocación y amarre.-** Las barras de acero se colocarán en las posiciones indicadas en los planos, se las amarrará con alambre u otros dispositivos metálicos en todos sus cruces y deberán quedar sujetas firmemente durante el vaciado del hormigón. El espaciamiento de la armadura de refuerzo con los encofrados se lo hará utilizando bloques de mortero, espaciadores metálicos o sistemas de suspensión aprobados por el Fiscalizador. No se permitirá el uso de aparatos de plástico, madera o aluminio.

El recubrimiento mínimo de las barras se indicará en los planos. La colocación de la armadura será aprobada por el Fiscalizador antes de colocar el hormigón.

**504-3.02.3. Empalmes.-** Las barras serán empalmadas como se indica en los planos o de acuerdo a las instrucciones del Fiscalizador. Los empalmes deberán hacerse con traslapes escalonados de las barras. El traslape mínimo para barras de 25 mm. será de 45 diámetros y para otras barras no menor de 30 diámetros. Empalmes mediante

soldadura a tope o dispositivos de acoplamiento mecánico serán permitidos únicamente si lo especifican los planos o cuando lo autorice el Fiscalizador por escrito. Estos empalmes deberán desarrollar al menos el 90 por ciento de la máxima resistencia a la tracción de la barra. Cualquier desviación en el alineamiento de las barras a través de un empalme a tope soldado o mecánico, no deberá exceder de 6 milímetros por metro de longitud.

La sustitución de barras será permitida únicamente con autorización del Fiscalizador; las barras reemplazantes tendrán un área equivalente o mayor que la del diseño.

**504-4. Ensayos y Tolerancias-** El Contratista entregará al Fiscalizador certificados de cumplimiento para todo el acero de refuerzo utilizado en la obra.

Cuando el Fiscalizador lo pidiera también entregará copias de los informes de la fábrica en donde constan los análisis de las características físicas y químicas del acero. El Fiscalizador siempre tendrá el derecho de tomar muestras de acero entregado a la obra y ensayarlas para comprobar la calidad certificada.

Los ensayos por realizarse y las tolerancias de fabricación estarán de acuerdo con lo indicado en la Sección 807.

#### **504-5. Medición y Pago.**

**504-5.01. Medición.-** Las cantidades a pagarse por suministro y colocación del acero de refuerzo, de acuerdo a lo descrito en esta sección, serán los kilogramos de barras de acero y los metros cuadrados de malla de alambre aceptablemente colocados en la obra. El alambre de refuerzo que se use como armadura de refuerzo, será medido a razón de 0.008 kg. por centímetro cúbico.

Los pesos de las barras de acero de refuerzo, se determinarán según lo indicado en las normas INEN respectivas. Los pesos que se miden para el pago incluirán los traslapes indicados en los planos o aprobados por el Fiscalizador.

La medición de la malla de alambre, colocada como refuerzo del hormigón, comprenderá el área cubierta, sin compensación por traslapes. No se medirán para el pago el alambre u otro material utilizado para amarrar o espaciar el acero de refuerzo.

Si se empalman barras por soldadura a tope, se considerará para el pago como un peso igual al de un empalme traslapado de longitud mínima.

El peso de la armadura de refuerzo de barandas no se medirá para el pago, cuando las barandas se paguen en base al metro lineal. El peso de armaduras de refuerzo en pilotes y vigas prefabricadas y en otros rubros en los que la armadura se incluye en el precio contractual del rubro, no se medirán para el pago.

Si hay sustitución de barras a solicitud del Contratista, y como resultado de ella aumenta la cantidad del acero, sólo se pagará la cantidad especificada.

**504-5.02. Pago.-** Las cantidades determinadas en la forma indicada en el numeral anterior, se pagarán a los precios del contrato para los rubros más adelante designados y que consten en el contrato.

Estos precios y pagos constituirán la compensación total por suministro y colocación del acero de refuerzo, incluyendo mano de obra, equipo, herramientas, materiales y operaciones conexas en la ejecución de los trabajos descritos en esta sección.

#### **Nº del Rubro de Pago y Designación Unidad de Medición**

- 504 (1) Acero de refuerzo en barras (\*) Kilogramo (Kg.)
- 504 (2) Acero de refuerzo de malla de alambre (\*\*) Metro cuadrado (m2)
- (\*) (Indicar esfuerzo a la fluencia)
- (\*\*) (Indicar tipo de malla)

### **RUBRO 6: MATERIAL FILTRANTE**

#### **822-4. Material del filtro**

**822-4.1. Descripción.-** El material filtrante para rellenar zanjas y para poner debajo, alrededor y sobre los tubos de drenaje, como medio permeable para subdrenes y otros



propósitos semejantes, deberá ser roca o piedra triturada y arena dura, limpia y durable, libre de materias orgánicas, terrones de arcilla u otras sustancias inconvenientes.

**Tabla 822-3.1.**

<b>Diámetro de tubo (cm)</b>	<b>Carga de rotura (kgf/m)</b>
Inferior a 35	1.000
De 35 a 70	1.400
Superior a 70	2.000

**822-4.2. Requisitos.-** El material de filtro podrá ser Clase 1 o Clase 2, de acuerdo a lo establecido en el contrato o lo ordenado por el Fiscalizador. En la Clase 1 el Contratista podrá utilizar el Tipo A o B.

La composición en peso de material de filtro en el sitio, cumplirán la granulometría indicada en las Tablas 822-4.1 y 822-4.2., la cual se determinará según el método de ensayo INEN 696:

**Tabla 822-4.1.**

<b>Clase 1</b>		
<b>Tamiz</b>	<b>Porcentaje que pasa</b>	
	<b>Tipo A</b>	<b>Tipo B</b>
<b>2" (50,8 mm.)</b>	-	100
<b>1 1/2" (38.1 mm.)</b>	-	95 - 100
<b>3/4" (19.0 mm.)</b>	100	50 - 100
<b>1/2" (12.7 mm.)</b>	95 - 100	-
<b>3/8" ( 9.50 mm.)</b>	70 - 100	15 - 55
<b>Nº 4 ( 4.75 mm.)</b>	0 - 55	0 - 25
<b>Nº 8 ( 2.36 mm.)</b>	0 - 10	0 - 5
<b>Nº 200 ( 0.075 mm.)</b>	0 - 3	0 - 3

**Tabla 822-4.2.**

<b>Clase 2</b>	
<b>Tamiz</b>	<b>Porcentaje que pasa</b>
<b>1" (25.4 mm.)</b>	100
<b>3/4" (19.0 mm.)</b>	90 - 100
<b>3/8" ( 9,50 mm.)</b>	40 - 100
<b>Nº 4 ( 4.75 mm.)</b>	25 - 40
<b>Nº 8 ( 2.36 mm.)</b>	18 - 3
<b>Nº 30 ( 0.60 mm.)</b>	5 - 15
<b>Nº 50 ( 0.30 mm.)</b>	0 - 7
<b>Nº 200 ( 0.075 mm.)</b>	0 - 3

**822.4.3. Ensayos y Tolerancias.-** Los dos Tipos de materiales no experimentarán una desintegración y pérdida mayor del 12% a cinco ciclos de la prueba de durabilidad al sulfato de sodio, según el método INEN 863.

El material Clase 2 deberá tener un equivalente de arena no mayor de 75, según el método de ensayo propuesto por la norma AASHTO T - 147.

**RUBRO 7: PLACAS DE NEOPRENO 40X30X5 cm**

**823-9. Material elastomérico.-** Las almohadillas de material elastomérico deberán cumplir los requisitos establecidos en la Norma ASTM D-15, y serán fundidas en una sola capa si su espesor no excede de 25 mm.. Para espesores mayores, la almohadilla se fabricará con capas alternadas de material elastomérico y metal o género ligados. En todo caso, las almohadillas y su detalle de fabricación deberán ser aprobadas por el Fiscalizador de la obra, antes de su empleo.

Las dimensiones de las almohadillas no podrán variar, en más o en menos, de 3 mm. de aquellas señaladas en los planos.

Las almohadillas que contengan láminas de metal deberán ser moldeadas en una sola pieza; cuando se emplean almohadillas de espesor menor de 25 mm., o si son de espesores mayores y no tienen capas metálicas, se podrá fabricarlas recortando láminas más grandes. El corte se efectuará de manera tal que evite el calentamiento del material y se obtenga bordes lisos sin desgarraduras u otros defectos. Cuando los bordes y las esquinas de las almohadillas deban ser redondeadas, el radio en los bordes no excederá a 3 mm. y el de las esquinas, 9.5 mm..

La liga entre el material elastomérico y el metal o el género deberá ser tal que, al ser ensayada en cuanto a su separación, no se produzca rotura en los planos de unión sino que la falla debe ocurrir dentro de uno de los materiales, generalmente el elastomérico.

Las láminas de metal deberán ser de acero dúctil laminado, de espesor no menor al calibre 20.

Las láminas de género deberán ser de polímero sintético de cadena larga, cuya resistencia a la ruptura no sea menor a 125 kg/cm<sup>2</sup> de ancho en ambas direcciones. Las láminas de género podrán ser de capa sencilla en la superficie superior e inferior de la almohadilla, o de capa doble y resistencia en el interior de la almohadilla.

El material elastomérico deberá contener como mínimo un 60% de neopreno, y deberá cumplir los requisitos establecidos en la Tabla 823-9.1.

**Tabla 823-9.1.**

**REQUISITOS DEL MATERIAL ELASTOMERICO**

<b>Grado</b>	<b>60</b>	<b>70</b>
<b>Resistencia a la tensión</b> <b>(Kg/cm<sup>2</sup>) min: ASTM D 412</b>	176	176
<b>Alargamiento a la ruptura</b> <b>ASTM D 412</b>	350%	300%
<b>Dureza ASTM D 2240</b>	60 +/- 5	70 +/- 5

## **RUBRO 8: TUBERÍA PVC D= 110 mm (PARA DRENAJE)**

**606-1. Descripción.-** Este trabajo consistirá en la construcción de desagües especiales que comprenderán sumideros, vertederos y tubos de bajada con sus obras conexas, para evacuar el agua de la superficie de la calzada y conducirla hacia las cunetas laterales de manera tal que se evite la erosión de la obra básica, de acuerdo con las presentes especificaciones y de conformidad con los alineamientos, pendientes y dimensiones fijados en los planos o indicados por el Fiscalizador.

Estas obras podrán realizarse de hormigón de cemento Portland u hormigón ciclópeo o con elementos prefabricados que cumplan los requerimientos pertinentes de la subsección 832-3, según lo estipulado en los planos y disposiciones especiales, o indicados por el Fiscalizador.

**606-2. Construcción.-** La forma y dimensiones de los desagües y los materiales a emplearse en su construcción se indicarán en los planos respectivos. Las instalaciones se harán de modo que las estructuras queden sólidamente asentadas de conformidad con las cotas y alineaciones indicadas en los planos o por el Fiscalizador.

Al terminarse el trabajo de cada instalación, deberá limpiarse de residuos y acumulaciones extrañas y se mantendrá limpia y en funcionamiento hasta la aceptación final de la obra.

**606-3. Medición.-** Las cantidades a pagarse por desagües de la calzada, serán las cantidades medidas en la obra de trabajos ordenados y aceptablemente ejecutados.

Los sumideros prefabricados serán medidos por unidad.

Los tubos de acero galvanizado o aluminio corrugados serán medidos por metro lineal. No se medirán para el pago los sujetadores, herrajes y otros dispositivos necesarios para la instalación de la tubería.

El hormigón de cemento Portland y el hormigón ciclópeo se medirán para el pago de acuerdo a lo estipulado en las secciones correspondientes de las presentes especificaciones.

La compensación por excavaciones y rellenos que fueren necesarios para la realización de la obra se considerará incluida en los precios pagados por las instalaciones de desagüe aquí descritos.

**606-4. Pago.-** Las cantidades determinadas en la forma indicada en el numeral anterior se pagarán a los precios contractuales para los rubros abajo designados y que constan en el contrato, y para los correspondientes al hormigón de cemento Portland y al hormigón ciclópeo, cuando sea del caso.

Estos precios y pagos constituirán la compensación total por el suministro, transporte e instalación de sumideros, tubería, y dispositivos auxiliares; la construcción de vertederos u otros desagües de hormigón, incluyendo la excavación y relleno necesarios, así como por toda la mano de obra, equipo, herramientas, materiales y operaciones conexas, necesarias para la ejecución de los trabajos descritos en esta sección.

**Nº del Rubro de Pago y Designación Unidad de Medición**

- 606- (1) Tubería de metal corrugado Metro lineal (m)
- 606- (2) Sumideros de metal corrugado galvanizado Unidad

**RUBRO 10: SUMINISTRO, FABRICACIÓN Y MONTAJE DE ACERO ASTM A-36  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$**

**RUBRO 11: SUMINISTRO DE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-709  $f_y=4900 \text{ kg/cm}^2$**

**RUBRO 12: FABRICACIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-709  $f_y=4900 \text{ kg/cm}^2$**

**RUBRO 13: MONTAJE DE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-709  $f_y= 4900 \text{ kg/cm}^2$**

**505-1. Descripción.-** Este trabajo consistirá en la construcción de estructuras de acero, de acuerdo a los detalles indicados en los planos, en la forma establecida en estas especificaciones y en las disposiciones especiales.

El Contratista suministrará, fabricará y erigirá las estructuras de acero, construirá y retirará todas las construcciones provisionales, y realizará todos los trabajos requeridos para la terminación total de las estructuras de acero.

Los detalles de las conexiones para puentes de carretera que el Contratista elija utilizar en la obra, se conformarán según las normas y especificaciones de la AASHTO vigentes para puentes. Para puentes ferroviarios, satisfarán las normas y especificaciones de la ARFA en vigencia y las estipulaciones de las disposiciones especiales. Para puentes peatonales, satisfarán las normas y especificaciones de la AISC en vigencia y las estipulaciones de las disposiciones especiales.

**505-2. Materiales.-** La clase de acero estructural, remaches, pernos, pernos calibrados, pernos de alta resistencia y todo material concerniente a estructuras de acero, estará de acuerdo con lo indicado en este Capítulo y en la Sección 823 de estas especificaciones.

**505-3. Condiciones generales.-** El Contratista notificará al Fiscalizador, por lo menos con 10 días de anticipación, el inicio de la construcción de cualquier pieza de acero estructural. Antes de empezar la construcción, entregará al Fiscalizador certificados de cumplimiento que comprueben la calidad de todo el acero estructural por utilizarse, a menos que se especifique de otra manera; suministrará también al Fiscalizador un juego completo de todos los pedidos de materiales estructurales. El Contratista dará su total cooperación al Fiscalizador, suministrando el material y la mano de obra necesarios, para realizar las pruebas de los materiales utilizados en la estructura de acero. Se harán los arreglos necesarios y se darán todas las facilidades del caso para que el Fiscalizador o sus representantes tengan libre acceso a cualquier parte de la fábrica o talleres donde se realicen trabajos relacionados con la fabricación de los elementos de la estructura de acero.

La aprobación en la fábrica de cualquier material o elemento terminado, no impedirá el reclamo posterior, si se les encuentra defectuosos en el sitio de la obra.'

'El Contratista, salvo si en los documentos contractuales o disposiciones especiales se indica otra cosa, está obligado:

- A comprobar en obra las cotas fundamentales de replanteo de la estructura de acero.
- A la ejecución, en taller, de la estructura.
- Al almacenaje, transporte, manejo y montaje de aquella.
- Al suministro y erección de todos los andamios y elementos de elevación y auxiliares que sean necesarios, tanto para el montaje como para la realización de las inspecciones.
- A la prestación del personal y materiales necesarios para la prueba de carga de la estructura, si esta estuviera especificada en los documentos contractuales o disposiciones especiales.
- A enviar al Contratista de las obras de hormigón, en caso de ser otro distinto, dentro del plazo previsto en el contrato, todos aquellos elementos de la estructura que deban quedar anclados en la obra no metálica.

#### **505-4. Procedimiento de trabajo.**

##### **505-4.01. Fabricación y ensamblaje.**

###### **505-4.01.1. Mano de obra y fabricación de elementos.**

**505-4.01.1.1. Mano de obra.-** La mano de obra y el acabado estarán conformes a las mejores prácticas generales de las fábricas o talleres modernos de estructuras de acero.

Las partes que estarán expuestas a la vista tendrán un acabado nítido. El cizallamiento, los cortes a soplete y el martilleo o cincelamiento, se ejecutarán en forma precisa y cuidadosa. Todas las esquinas y filos agudos, así como los filos que

se produzcan por cortes y asperezas durante el manejo o erección, serán debidamente redondeados con esmeril o métodos adecuados.

**505-4.01.1.2. Fabricación.-** Las placas de acero serán cortadas y fabricadas de tal manera que la dirección primaria de laminación de las placas sea paralela a la dirección en la cual se produzca el principal esfuerzo en el elemento fabricado, durante el servicio.

**505-4.01.2. Enderezada de materiales y corte a soplete-** Todo material laminado estará completamente recto antes de ser colocado o trabajado. Si fuera necesario enderezar algún elemento en la obra, se lo hará utilizando métodos que no dañen el metal y que sean aprobados por el Fiscalizador.

El enderezamiento de aceros ASTM A514 o ASTM A517, utilizando calor, se lo hará únicamente con procedimientos controlados rigurosamente y aprobados por el Fiscalizador. En ningún caso la temperatura máxima del acero excederá de 600 grados centígrados.

El acero o hierro forjado podrá ser cortado a soplete, siempre que el metal a cortarse no esté soportando esfuerzo alguno durante esa operación. El corte producirá una superficie lisa y regular, usando una guía mecánica.

### **505-4.01.3. Uniones.**

**505-4.01.3.5. Uniones soldadas.-** Toda la soldadura estará de acuerdo a lo estipulado en la última edición de la publicación AWS D 2.0, "Standard Specifications for Welded Highway and Railway Bridges", de la "American Welding Society", además de las estipulaciones de las presentes especificaciones y de las disposiciones especiales.

La soldadura se hará de acuerdo a las mejores prácticas modernas, con personal de soldadores calificados y aceptados por el Fiscalizador. El Contratista será responsable de la calidad de la soldadura realizada, tanto en fábrica como en obra. Cualquier soldadura que en la opinión del Fiscalizador no sea satisfactoria será



rechazada, pero en ningún caso esto implicará que el Contratista sea relevado de su responsabilidad por la calidad de las soldaduras efectuadas.

Las superficies a soldar serán lisas, uniformes, carentes de rebabas, desprendimientos, grasas y otros defectos que podrían afectar la calidad de la soldadura. Las superficies que se extiendan dentro de 5 centímetros de cualquier zona a soldar, no estarán pintadas ni cubiertas con otro material que podría afectar la calidad, o producir vapores o gases inconvenientes durante la realización de este trabajo.

Queda prohibido rellenar con soldaduras los agujeros practicados en la estructura para pernos o remaches provisionales de montaje.

Los miembros por soldarse serán alineados correctamente y sujetos firmemente en su posición por medio de cualquier dispositivo adecuado, incluyendo puntos de soldadura hasta que se haya completado el trabajo de soldadura; se permitirá unir estos puntos con la soldadura definitiva siempre que no presenten fisuras ni otros defectos y hayan quedado perfectamente limpios de escoria. El orden de ejecución de los cordones y la secuencia de soldadura dentro de cada uno de ellos y del conjunto será tal que, después de unidas las piezas, obtengan su forma y posición relativas definitivas, sin necesidad de un enderezado o rectificación posterior, al mismo tiempo que se mantenga dentro de límites aceptables, las tensiones residuales causadas por la contracción.

Para unir dos piezas de distinta sección, la mayor sección se adelgazará en la zona de contacto, con pendientes no superiores al 25%, para obtener una transición suave de la sección.

La soldadura no será hecha en superficies húmedas, o expuestas a la lluvia, o a vientos fuertes, tampoco cuando los soldadores estén expuestos a condiciones climáticas desfavorables.

Después de ejecutar cada cordón elemental y antes de depositar el siguiente, se limpiará la superficie con piqueta y cepillo de alambre, eliminando todo rastro de escorias.

Se tomarán las debidas precauciones para proteger los trabajos de soldadura contra el viento y especialmente contra el frío. Se suspenderá el trabajo cuando la temperatura baje de los cero grados centígrados, para evitar un enfriamiento excesivamente rápido de la soldadura.

Cuando se especifique en los planos o en las disposiciones especiales, se practicará el alivio de los esfuerzos inducidos en los miembros por la soldadura, mediante el tratamiento a calor. El tratamiento por seguir deberá contar con la aprobación del Fiscalizador, pero el Contratista será el único responsable de que los resultados sean satisfactorios.

Queda prohibido acelerar el enfriamiento de las soldaduras con medios artificiales.

De acuerdo con las instrucciones del Fiscalizador, el Contratista, a su costo, realizará por el método de radiografía la comprobación de todas las soldaduras a tope de las juntas en tensión, del 25 por ciento de las soldaduras a tope de las juntas en compresión y del 25 por ciento de las soldaduras a tope de las juntas de las vigas longitudinales de los elementos estructurales principales.

Si más del 10 por ciento de las soldaduras de las vigas a compresión radiografiadas resultan defectuosas, el Contratista estará obligado a radiografiar todo el resto de las soldaduras aún no ensayadas. Lo anterior se aplica igualmente tanto a las soldaduras en taller como en obra. Los procedimientos, equipos y materiales radiográficos estarán de acuerdo a los requerimientos estipulados en la publicación AWS D 2.0 de la "American Welding Society".

Las soldaduras se ceñirán lo más estrictamente posible a los requerimientos de los planos, y las superficies descubiertas de la soldadura serán razonablemente lisas y regulares. Sólo cuando lo autorice el Fiscalizador, se permitirán soldaduras significativamente mayores en longitud y tamaño a las especificadas en los planos.

Las soldaduras serán firmes y uniformes en toda su extensión. No existirán porosidades ni grietas en la superficie soldada.

Habrá completa fusión entre el metal de soldadura y el material base, y entre los pasos sucesivos a lo largo de la junta. Las soldaduras estarán exentas de traslape, y el metal base sin hendiduras.

Las superficies de las soldaduras se limpiarán completamente y se pintarán de acuerdo a los requerimientos de la Sección 507, después de terminado y aceptado todo el trabajo de soldadura. Las superficies que no se limpien usando un chorro de arena, deberán neutralizarse por medios adecuados antes de pintarse.

**505-4.01.4. Alisado de las superficies de contacto.-** Las superficies metálicas de apoyo que van a estar en contacto con otra igual, con superficies de hormigón o con otros materiales, serán alisadas a máquina con una tolerancia de 1 milímetro en 40 centímetros, y una tolerancia total de 1.5 milímetros. Las superficies metálicas de apoyo que estarán en contacto con los apoyos preformados, apoyos elastoméricos o con mortero, serán alisadas a máquina con una tolerancia de 1 milímetro en 10 centímetros, y con una tolerancia total de 5 milímetros. Las planchas de acero que no estarán en contacto con otras superficies metálicas de apoyo, podrán ser sometidas al proceso de enderezamiento al calor, a opción del Contratista, siempre que se mantenga las tolerancias arriba indicadas.

**505-4.01.5. Planchas dobladas.-** Las planchas de acero laminado no soldadas, dobladas en frío, cumplirán los siguientes requisitos:

- a) La línea de doblado estará en ángulo recto a la dirección del laminado.
- b) El proceso de doblado debe ser tal que no produzca la ruptura de la plancha. El radio de doblado, medido desde la superficie cóncava del metal, será mayor o igual a los valores indicados en la Tabla 505-4.1., donde T representa el espesor de la plancha.

**Tabla 505-4.1.**

Angulo en el que se dobla la plancha	Radio mínimo
61-90 grados	1.0 T
91-120 grados	1.5 T
121-150 grados	2.0 T

Si es necesario un ángulo más corto, las placas serán dobladas al calor, observándose lo establecido en el párrafo a) de este numeral, y la temperatura no excederá de 650 grados centígrados, excepto para los aceros ASTM A514 y ASTM A517. Si las placas de acero ASTM A514 o ASTM A517 son dobladas al calor, a temperaturas mayores que 610 grados centígrados, estas serán templadas utilizando procedimientos de fábrica.

c) Antes de doblar las placas, las orillas serán redondeadas a un radio de 1.5 milímetros, en donde se realice el doblado.

**505-4.01.6. Angulos conectores de extremos.-** Las vigas de piso, vigas longitudinales y vigas continuas que tengan ángulos de conexión en los extremos, serán construidas a longitud exacta, según lo indicado en los planos, longitud medida entre las caras externas de los ángulos de conexión, con una tolerancia de +0 a -1.5 milímetros.

En los sitios en donde se requiera continuidad, los conectores extremos serán alisados. Luego de ser alisados, el espesor de los ángulos conectores no será menor que el indicado en los planos de detalle, ni menor de 9.5 milímetros.

**505-4.01.7. Ajuste de los rigidizadores.-** Los rigidizadores en los extremos de las vigas y los rigidizadores destinados a soportar cargas, serán esmerilados o fresados para que puedan apoyarse uniformemente sobre las alas de la viga, o ser soldados, de acuerdo con los detalles indicados en los planos. Cualquier espacio libre entre los rigidizadores y las alas, no excederá de 1.5 milímetros, a no ser que se especifique otra cosa en los planos.

**505-4.01.8. Elementos terminados.-** Las piezas terminadas no tendrán torceduras, dobladuras ni uniones abiertas. El Contratista informará al Fiscalizador, con

anterioridad, cuándo va a iniciar los trabajos en la fábrica o taller. Ningún material será fabricado o trabajado en taller, antes de que el Fiscalizador haya sido notificado.

#### **505-4.02. Ejecución en taller.**

**505-4.02.1. Dibujos de trabajo.-** El Contratista confeccionará y suministrará gratuitamente al Fiscalizador, tan pronto como sea posible después de la suscripción del contrato, dos juegos completos y precisos de los planos de fabricación y erección de todas las estructuras de acero, maquinaria y dispositivos para su montaje y todos los detalles de ensamblaje para el armado de la estructura basados en los planos del proyecto. Ningún trabajo de fabricación se realizará antes de que los planos hayan sido revisados y aprobados por el Fiscalizador. Cualquier material que haya sido pedido por el Contratista, antes de esta aprobación, correrá a su propio cargo y riesgo.

Los dibujos de trabajo para acero estructural contendrán las dimensiones y tamaños de los elementos componentes de la estructura, en forma detallada y los detalles de todas las partes misceláneas.

No se permitirá realizar cambios en los planos aprobados, sin el permiso por escrito del Fiscalizador. Cualquier detalle que no esté suficientemente expresado o claramente indicado en los planos del contrato, será aclarado al Contratista por el Fiscalizador.

El Contratista verificará y será el único responsable de la exactitud de los planos de fabricación, y de los ajustes estructurales y conexiones de campo. El Contratista notificará al Fiscalizador sobre cualquier error o discrepancia que existiera en los planos. En el caso de haber desacuerdo en los planos entre las dimensiones, medidas a escala y los números que representen tales medidas, prevalecerán estos últimos.

**505-4.02.2. Marcas de coincidencia.-** El Contratista marcará en forma clara e indeleble todas las partes de la estructura ensamblada en fábrica que serán soldada, o los agujeros perforados en obra.

Se entregará al Fiscalizador los planos que indiquen tales marcas.

**505-4.02.3. Ejecución en taller.-** Los trabajos de taller se realizarán de acuerdo a lo especificado en esta sección y en las secciones anteriores. Antes de proceder al trazado se comprobará que los distintos planos y perfiles presenten la forma exacta, recta o curva, y que estén exentos de torceduras. El trazado se realizará con personal especializado, respetándose las cotas de los planos de taller y las tolerancias máximas permitidas por los planos de proyecto o por las disposiciones especiales.

El corte de cualquier material puede efectuarse con sierra, cizalla o mediante soplete, observándose lo especificado en el numeral 505-4.01.2 para este último. Se eliminarán las rebabas, estrías o irregularidades de borde inherentes a las operaciones de corte.

El corte con cizalla se permitirá únicamente en planchas, perfiles planos y angulares con un espesor máximo de 15 milímetros.

Los bordes cortados con cizalla o con soplete que queden en las proximidades de uniones soldadas, se alisarán utilizando un método aprobado, en una profundidad no inferior a dos milímetros, a fin de levantar toda la capa de metal alterada por el corte; este tratamiento se dará hasta por lo menos una distancia de 30 milímetros del extremo de la soldadura.

Los elementos provisionales que por razones de montaje u otra causa sea necesario soldar a partes de la estructura, se retirarán posteriormente, utilizando soplete, y nunca a golpes, procurando no dañar a la propia estructura. Los restos de cordones de soldadura, ejecutados para la fijación de aquellos elementos, se eliminarán por cualquier método aprobado.

El Contratista tendrá en existencia un cinco por ciento más del número de pernos, y un diez por ciento más del número de remaches estrictamente necesarios, a fin de prevenir las posibles pérdidas y daños que puedan producirse durante el montaje.

Previa la ejecución de armaduras empernadas, pórticos esviajados, empalmes esviajados, pórticos rígidos, pilares y torres empernadas, se deberá pre-armarles

completamente, ajustarles cuidadosamente en alineación y contraflecha, y prepararles para la soldadura o para comprobar la coincidencia de los pernos.

Las armaduras de luces grandes se pre-ensamblarán en tramos de longitudes no menores de 3 paneles adyacentes, y los miembros se ajustarán a la alineación y contraflecha especificadas. A continuación se prepararán las uniones para soldadura, y los agujeros para conexiones en obra serán perforados o escariados mientras los miembros estén armados. En otros casos, se revisará el ajuste correcto de los pernos, si los agujeros ya hubieran sido perforados al diámetro total.

Cuando la estructura sea de tamaño excepcional, de tal forma que impida el manejo y colocación de los diversos elementos, se podrá efectuar el pre-ensamblaje de los elementos principales y secundarios, por separado.

Las uniones empernadas de las vigas de alma llena serán prearmadas, ajustando las secciones adosadas a la correcta alineación y contraflecha, y los agujeros para las conexiones en obra serán perforados o escariados mientras las diferentes secciones estén armadas. Las uniones de empalme para las vigas soldadas serán pre-ensambladas con los miembros adyacentes, ajustándose a la correcta alineación y contraflecha y preparadas para ser soldadas.

Si se trata de un lote de varios tramos idénticos, se pre-ensamblará por lo menos uno por cada diez tramos iguales, debiéndose montar en los demás solamente los elementos más importantes y delicados.

Todos los métodos de pre-ensamblaje serán compatibles con los métodos de erección a usarse, a menos que el Fiscalizador autorice por escrito otra cosa.

**505-4.02.4. Pintura.-** Todas las superficies de acero o hierro se limpiarán y pintarán de acuerdo a lo establecido en el Sección 507, a menos que por las características del acero no se requiera, y sea aprobado por escrito por el Fiscalizador.

**505-4.03. Transporte, manejo y almacenamiento.-** Las manipulaciones necesarias para la carga, descarga, transporte y almacenamiento en obra, se realizarán con el cuidado necesario para no producir solicitaciones en ningún elemento de la

estructura, y para no dañar ni a las piezas ni a la pintura. Se cuidarán especialmente, protegiendo, si fuera necesario, las partes sobre las que hayan de fijarse las cadenas, cables o ganchos por utilizar en la elevación o sujeción de las piezas de la estructura.

El peso de cada elemento estará indicado en las órdenes de despacho de taller a obra. Los elementos estructurales cuyo peso exceda de tres toneladas, llevarán una marca indicativa de su peso.

Las partes salientes de cada elemento que corran peligro de doblarse o dañarse, serán embaladas y empacadas con madera u otro material que les proteja de cualquier daño posible.

Los pasadores, elementos pequeños y los paquetes de pernos, remaches roscas y arandelas, serán despachadas en cajas o barriles cuyo peso bruto no excederá de 135 kilogramos. Una lista del material contenido en cada embalaje acompañará a cada embarque.

Si el contrato es solo para la erección, el Contratista revisará el material que se le envíe con las listas de embarque e informará por escrito, de inmediato, sobre cualquier faltante o daño existente. El Contratista será el único responsable por la pérdida de cualquier material que esté a su cargo, o por cualquier daño que se produzca después de que el material quede a su cargo.

El material por ser almacenado se colocará sobre largueros en el terreno, el cual se limpiará y drenará cuidadosamente. Los miembros que tengan longitudes considerables se almacenarán sobre largueros de madera, con pequeñas separaciones para prevenir daños por deflexión.

#### **505-4.04. Montaje.**

**505-4.04.1. Obra falsa.-** La obra falsa o andamio se diseñará adecuadamente, y su construcción y mantenimiento se realizarán de tal manera que soporte, sin asentamiento objetable, las cargas que gravitan sobre ella. El Contratista preparará y presentará al Fiscalizador los planos de detalle de la obra falsa antes de comenzar su



construcción. La aprobación de estos planos por el Fiscalizador no relevará al Contratista de ninguna responsabilidad.

Las armaduras serán erigidas usando obra falsa, a menos que el Fiscalizador permita por escrito proceder de otra manera. Los materiales de la obra falsa serán removidos después que hayan cumplido con su función. Los puntales de la obra falsa serán retirados con excavación de por lo menos 0.50 metros por debajo de la superficie original del suelo. Todos los desechos y desperdicios que resulten de la construcción y retiro de la obra falsa serán eliminados, y la zona utilizada quedará completamente limpia.

**505-4.04.2. Método y equipo.-** Previo el inicio de los trabajos de erección, el Contratista informará al Fiscalizador sobre el método, cantidad y tipo de equipo que usará, los cuales estarán sujetos a su aprobación. La aprobación del Fiscalizador no relevará, de ninguna manera, la responsabilidad del Contratista sobre los trabajos a realizarse.

Ningún trabajo se realizará antes de la aprobación del Fiscalizador.

**505-4.04.3. Apoyos y anclajes.-** Todos los apoyos se colocarán en las cotas indicadas en los planos. Los apoyos de puentes se hormigonarán en su posición y nivel exactos.

De conformidad con los detalles indicados en los planos, las placas de los apoyos se colocarán sobre cojines elastoméricos o sobre una capa de mortero, y se apoyarán sobre toda su superficie inferior. Los cojines elastoméricos estarán de acuerdo con lo estipulado en los planos o en las disposiciones contractuales.

El mortero que se coloque por debajo de las placas de apoyo y en las mangas de los pernos de anclaje, tendrá una proporción en volumen de una parte de cemento Portland y tres partes de arena limpia.

Para colocar el mortero se verificará que las áreas de hormigón que estarán en contacto con él, estén exentas de todo material flojo u objetable, que pudiera impedir la adherencia entre el mortero y la superficie de hormigón; además, estas se

mantendrán totalmente húmedas por un período no menor a 24 horas, antes de la colocación del mortero.

Los pernos de anclaje para puentes serán de la forma detallada en los planos del contrato. Estos se colocarán cuidadosamente en la ubicación y nivel adecuados, utilizando plantillas u otros métodos adecuados para la sujeción de los pernos en su lugar.

Cuando se utilicen manguitos de tubo, en caso de que los planos así lo exijan, éstos se llenarán de arena y se sellarán en la parte superior con material bituminoso, hasta que se coloquen los dispositivos de apoyo. Inmediatamente antes de colocar el apoyo, se limpiará el tubo y, después de colocar el apoyo en su posición definitiva, se rellenará el cilindro o manguito con mortero de cemento en proporción 1:2. El cemento y la arena a usarse se ceñirán a los requerimientos de las especificaciones pertinentes estipuladas en la Sección 802 y la subsección 809-2 respectivamente.

Cuando el Contratista coloque los pernos de anclaje con plantillas, éstas serán lo suficientemente resistentes para soportar y mantener los pernos en su posición adecuada, de manera que éstos no se muevan durante la colocación del hormigón.

El Contratista perforará los agujeros en el hormigón para colocar los pernos de anclaje, y luego los asegurará con lechada de cemento, o los hormigonará conjuntamente con los apoyos, de acuerdo a lo que se indique en los planos o especifique el Fiscalizador.

Se tomará en cuenta cualquier variación de la temperatura ambiental en la colocación de los anclajes y rodillos, ajustando las posiciones horizontales de los apoyos para esta temperatura.

Se tendrá cuidado de no restringir el libre movimiento en los apoyos móviles, por causa de una colocación o ajuste deficientes de los apoyos o de los pernos de anclaje y tuercas.

**505-4.04.4. Montaje en general.-** Para el ensamblaje en la obra, las partes estarán cuidadosamente ensambladas como se indique en los planos, y se seguirán todas las

marcas de coincidencia. El material será cuidadosamente manejado, de manera que ninguna parte resulte doblada, rota o dañada en ninguna forma. No se realizará el martilleo que pueda dañar o deformar algún miembro. Las superficies de apoyo y las superficies que estarán en permanente contacto, se limpiarán antes que los miembros sean ensamblados. Se cuidará de no pintar, ni engrasar en modo alguno, las superficies de contacto de uniones con pernos de alta resistencia.

A no ser que se utilice para el montaje el método en voladizo, las celosías se ensamblarán sobre entramados de madera provisionales, ubicados de tal manera que den a los montantes del tramo el apoyo con la contraflecha adecuada. Los entramados se dejarán en su sitio hasta que los empalmes del cordón de tracción hayan sido completamente empernados o remachados, y todas las conexiones en los nudos restantes ensambladas con sus respectivos pasadores y pernos.

Los pernos o remaches en los empalmes de juntas de tope de los miembros a compresión, así como los pernos o remaches de los barandales, no serán puestos o ajustados sino cuando se haya completado el montaje del cordón inferior.

Los empalmes y las conexiones en obra llevarán en la mitad de los agujeros, pernos y pasadores cilíndricos de erección (50% pernos y 50% pasadores), antes de iniciar el remachado o empernado con pernos de alta resistencia. Cuando se trate de empalmes y conexiones que tengan que soportar el tránsito durante el montaje, en los 3/4 del total de agujeros se colocarán pernos y pasadores.

#### **505-5. Estructuras tubulares corrugadas de gran luz.**

**505-5.01. Descripción.-** Este trabajo consistirá en el suministro e instalación de alcantarillas, tubos ranurados y otros conductos o drenes con tubos o arcos de metal corrugado, de las dimensiones indicadas en los planos y de acuerdo con las presentes especificaciones. Serán colocados en los lugares, con el alineamiento y pendiente señalados en los planos o indicados por el Fiscalizador.

Este trabajo incluirá el suministro de materiales y la construcción de juntas, conexiones, tomas y muros terminales necesarios para completar la obra de acuerdo con los detalles indicados en los planos.

Los tubos o arcos de metal corrugado que se utilicen en la carretera, serán de acero y cumplirán con los requerimientos previstos en la Sección 821 de las presentes especificaciones.

Las dimensiones, tipos y calibres o espesores de los tubos de acero satisfarán los requerimientos de la AASHTO M36. Las estructuras tubulares corrugadas se unirán usando remaches o soldaduras de punto o de costura helicoidal, a opción del Contratista y con aprobación del Fiscalizador.

#### **505-5.02. Procedimiento de trabajo**

**505-5.02.1. Colocación.-** Las estructuras tubulares y accesorios de metal corrugado serán transportados y manejados con cuidado para evitar bolladuras, escamaduras, roturas o daños en la superficie galvanizada o en la capa de protección; cualquier daño ocasionado en el recubrimiento de la estructura, será reparado mediante la aplicación de dos manos de pintura asfáltica o siguiendo otros procedimientos aprobados por el Fiscalizador.

La excavación y relleno estructural se realizarán de acuerdo con lo previsto en la Sección 303.

Las secciones de estructura tubular se colocarán en su sitio, empezando por el extremo, aguas abajo, con el traslape circunferencial interior orientado, también, aguas abajo. El lecho sobre el cual se apoye la estructura tubular corrugada será preparado en tal forma que ofrezca un apoyo firme y uniforme a todo lo largo de la estructura. Toda sección mal alineada, indebidamente asentada o dañada será extraída, recolocada o reemplazada por el Contratista a su cuenta.

Los arcos de acero corrugado se instalarán siguiendo los planos y las instrucciones detalladas de montaje.

Cuando así se haya indicado en los planos, el diámetro vertical de la estructura tubular redonda será aumentado en un 5%, por medio del estiramiento en fábrica, o, empleando gatos, después de que toda la estructura haya sido colocada y asentada, antes de comenzar con el relleno. Se conservará este estiramiento vertical por medio de soleras y puntales, hasta que el terraplén esté terminado, salvo que el Fiscalizador autorice otro procedimiento.

**505-5.02.2. Uniones.-** El diseño de las juntas transversales a realizarse en obra será de modo que las conexiones sucesivas de secciones formarán una línea continua libre de irregularidades. El tipo de junta utilizado en obra será el indicado en los planos o por el Fiscalizador.

Cuando se utilicen bandas para la unión de estructuras tubulares corrugadas de acero, éstas cumplirán con las especificaciones de AASHTO M36.

Las bandas metálicas serán corrugadas, de manera que pueda encajar correctamente con los extremos de las secciones.

Las bandas de acoplamiento podrán ser 1.5 milímetros más delgadas que el espesor de las estructuras tubulares.

#### **505-6. Medición y Pago.**

**505-6.01. Medición.-** Las cantidades a pagarse por las estructuras de acero incluidas las estructuras tubulares de acero corrugado, serán los kilogramos de acero estructural efectivamente suministrado, fabricado y, de estar especificado, incorporado en la obra, de acuerdo con los requisitos contractuales.

En caso de estar especificado el montaje solamente, éste se medirá por monto global.

Se entenderá por acero estructural, toda clase de metal incorporado a un puente u otra estructura metálica. Los cilindros o manguitos, arandelas y pernos de anclaje se considerarán también como acero estructural.

Con el fin de calcular la cantidad por pagarse, los pesos se indicarán en los planos, acompañados de la correspondiente certificación del fabricante. Se pagará únicamente por el material efectivamente incorporado a la estructura, excepto si en las disposiciones especiales se estipula otro procedimiento.

El peso de los pernos de instalación, de pintura, cajas, jaulas y otros implementos utilizados en el embalaje, y los materiales usados para soporte de los elementos durante el transporte, para montaje provisional o para andamio, no serán incluidos en los pesos del material por pagarse.

Cuando las cantidades estimadas de acero estructural, acero fundido y hierro fundido requeridos para un puente, hayan sido señaladas en las disposiciones especiales como cantidades definitivas, se las identificará con un sufijo (F) y se pagará solamente estas cantidades.

En los pesos de láminas y placas estructurales no se deducirá el peso por algún recorte, corte o agujero.

No se medirá para el pago ninguna soldadura, pues se la considera compensada con el pago hecho por los elementos soldados.

El peso de los miembros completos se obtendrá añadiendo al peso de cada elemento los pesos de los pernos de alta resistencia con sus tuercas y arandelas o el peso de los remaches, según el caso, incorporados en la estructura terminada. El peso de pernos, remaches, tuercas, arandelas, pasadores, rodillos, tornillos, pernos de anclaje y manguitos cilíndricos de anclaje que, definitivamente, permanezcan en la estructura, serán calculados en base a los pesos indicados en los planos o certificados el fabricante.

Al calcularse el peso del metal por pagarse, no habrá compensación alguna por concepto del peso de la pintura.

**505-6.02. Pago.-** Las cantidades determinadas en la forma indicada en el numeral anterior, se pagarán a los precios contractuales para los rubros abajo designados y que consten en el contrato.

Estos precios y pagos constituirán la compensación total por suministro, fabricación, entrega y montaje de estructuras metálicas, exceptuando los puentes para señales o por el suministro y fabricación solamente, o solo por el montaje, según el caso, incluyendo mano de obra, equipo, herramientas, materiales y operaciones conexas en la ejecución de los trabajos descritos en esta sección.

Comprenderá también todo el trabajo de soldadura, control de la tensión de pre-ensamblaje, ajuste de pernos de alta resistencia, provisión y colocación de los dispositivos de apoyo, inclusive mortero, y todo trabajo de construcción y retiro de andamio y obra falsa.

El trabajo de limpieza y de pintura del acero estructural se pagará en la forma establecida en la Sección 507.

#### **Nº del Rubro de Pago y Designación Unidad de Medición**

- 505 (1) Suministro, fabricación y montaje de acero estructural (\*) Kilogramo (Kg.)
- 505 (2) Suministro de acero estructural (\*) Kilogramo (Kg.)
- 505 (3) Fabricación de acero estructural (\*) Kilogramo (Kg.)
- 505 (4) Montaje de acero estructural (\*) Kilogramo (Kg.)
- 505 (5) Suministro, fabricación y montaje de estructuras tubulares de acero corrugado (\*) Kilogramo (Kg.)
- 505 (6) Suministro, fabricación de estructuras tubulares de acero corrugado (\*) Kilogramo (Kg.)
- 505 (7) Montaje de estructuras tubulares de acero corrugado (\*) Kilogramo (Kg.)
- (\*) (Indicar el tipo de acero)

## **RUBRO 15: ACERAS HORMIGÓN $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$ CLASE E $e=25 \text{ cm}$**

**609-1. Descripción.-** Este trabajo consistirá en la construcción de aceras, bordillos de hormigón, pavimentación de islas divisorias y entradas particulares, de acuerdo con las presentes especificaciones y de conformidad con los detalles indicados en los planos o fijados por el Fiscalizador. También comprenderá la construcción de bordillos y cunetas combinados.

Si no se indica de otra manera en los planos, el hormigón a utilizarse será clase B.

### **609-2. Procedimiento de trabajo.**

**609-2.01. Preparación del cimiento.-** La subrasante o lecho de cimentación deberá ser terminada de acuerdo con la pendiente y la sección transversal estipuladas. Antes de colocar el hormigón la superficie del cimiento deberá ser humedecida y bien compactada. Todo material blando o inestable deberá ser retirado hasta una profundidad mínima de 15 cm. bajo la cota de cimentación de los bordillos, cunetas, islas, entradas, aceras, y será reemplazado con material granular de tal calidad que, cuando se humedezca y compacte, forme una base de cimentación adecuada.

**609-2.02. Encofrado.-** El encofrado deberá ser liso y lubricado por el lado en contacto con el hormigón y en el canto superior, y deberá ser lo suficientemente rígido para soportar la presión del hormigón plástico, sin deformarse. Será instalado con las pendientes, cotas y alineaciones estipuladas y será mantenido firmemente mediante las estacas, abrazaderas, separadores tirantes y apoyos que sean necesarios.

El encofrado del paramento expuesto de los bordillos no deberá removerse antes de que se fragüe el hormigón, pero si deberá removerse antes de seis horas de haber colocado el hormigón para efectuarse el acabado. Los encofrados para las aceras, islas divisorias y entradas pavimentadas no deberán quitarse hasta después de 12 horas de que se haya concluido el acabado de la superficie pavimentada.

**609-2.03. Construcción de bordillos de hormigón.-** Al construirse los bordillos se deberá dejar vacíos en los sitios de las entradas particulares, de acuerdo con los detalles indicados en los planos y las instrucciones del Fiscalizador.



Cuando haya que construir bordillos sobre un pavimento existente, habrá que anclarlos en el pavimento mediante clavijas de hierro empotradas con masilla 1:1 de cemento y arena, en huecos perforados en el pavimento. El diámetro de las clavijas y su espaciamiento serán los indicados en los planos respectivos.

Se construirán juntas de expansión de 6 mm de ancho en los bordillos, con un espaciamiento de 18 metros y en ambos lados de las estructuras, las juntas serán rellenas con material que cumpla los requisitos estipulados en la Sección 806 y deberán ser perpendiculares a la línea del bordillo. El material premoldeado para juntas se cortará para darle la forma del bordillo. Juntas de contracción de 2.5 cm de profundidad se construirán entre las juntas de expansión con un espaciamiento de 6 m; se las formarán con una herramienta adecuada, a satisfacción del Fiscalizador.

Antes de quitar el encofrado, hay que alisar la superficie superior empleando una aplanadora adecuada, dándole un acabado uniforme y manteniendo la pendiente y sección transversal especificadas.

Inmediatamente después de quitar el encofrado hay que alisar las caras que van a quedar a la vista y redondear las aristas conforme indiquen los planos. Después de alisadas, hay que darles el acabado final pasando una escoba fina con movimientos paralelos a la línea del bordillo. Las superficies deberán quedar sin irregularidades y de buena apariencia, y la alineación deberá conformar con lo establecido en los planos.

Los bordillos se curarán de acuerdo a lo estipulado en la subsección 801-4.

Todo bordillo defectuoso o dañado, será removido íntegramente hasta la junta más próxima y reemplazado por el Contratista, a su cuenta.

**609-2.04. Construcción de bordillos con hormigón colocado a presión.-** Los bordillos, exceptuando los que corresponden a las estructuras, podrán construirse mediante el empleo de una máquina que expelle el hormigón a presión y se desplaza construyendo el bordillo en forma continua, con las dimensiones requeridas y en el sitio previsto.

Los agregados que se emplean con este método deberán cumplir los requerimientos de una de las dos granulometrías indicadas en la Tabla 609-2.1.

Si se usan los agregados de diámetro máximos de 19 mm., el hormigón deberá contener un mínimo de 6 sacos de cemento por metro cúbico; si se usan agregados de 9.5 mm. como máximo, el hormigón deberá contener un mínimo de siete sacos de cemento por metro cúbico. Durante el mezclado hay que usar un aditivo para arrastrar aire en el hormigón en una proporción de 5 a 8 por ciento en volumen, conforme indique el Fiscalizador.

Deberá obtenerse un hormigón homogéneo y denso que al ser estirado muestre una textura uniforme en la superficie, sin huecos mayores de 4 mm. de profundidad. La consistencia deberá ser tal que, después de depositarse por la máquina a presión, mantenga por si solo la forma y dimensiones del bordillo. Deberá contener la máxima cantidad de agua que sea compatible con este resultado.

**Tabla 609-2.1.**

<b>PORCENTAJE EN PESO QUE PASA</b>			
<b>TAMIZ</b>		<b>DIAMETRO</b>	<b>DIAMETRO</b>
		<b>Máximo 19.0 mm</b>	<b>Máximo 9.50 mm.</b>
25	(1")	100	--
19	(3/4")	90 - 100	--
12.5	(1/2")	--	100
9.5	(3/8")	60 - 80	85 - 100
4.75	(Nº 4)	40 - 60	60 - 80
2.36	(Nº 8)	30 - 45	40 - 60
1.18	(Nº 16)	20 - 35	25 - 40
0.6	(Nº 30)	13 - 23	15 - 25

0.3	(Nº 50)	¥5-15	¥6-16
0.15	(Nº 100)	¥1-5	¥1-5
0.075	(Nº 200)	0 - 2	0 - 2

Cuando haya que hacer el bordillo sobre el pavimento o base existente, hay que limpiar completamente el pavimento mediante un cepillo metálico o un chorro de arena a presión, y luego aplicar un cemento tipo epoxy a base de resina, cuando más 30 minutos antes de colocar el hormigón a presión.

Las caras visibles del bordillo deberán quedar debidamente alineadas sin ninguna irregularidad, y la superior deberá ser de un ancho uniforme y de conformidad con la pendiente establecida.

El hormigón estirado no deberá necesitar más acabado que un ligero cepillado con agua; no se permitirá la aplicación del mortero para este propósito.

Juntas de expansión y contracción se construirán de acuerdo a lo estipulado en el acápite inmediatamente anterior, excepto cuando las juntas de expansión se construyan haciendo un corte con sierra abrasiva completamente a través del bordillo. Si las juntas de expansión se rellenan con material premoldeado, ésta será fijada en posición con mortero de cemento.

Los bordillos serán curados conforme se indique en la subsección 801-4 de las presentes especificaciones. Después de terminado el período de curado, cualquier material de relleno de las juntas de expansión que se encuentre suelto deberá fijarse de nuevo con mortero.

609-2.05. Construcción de aceras y obras de pavimentación menores.- En la pavimentación de aceras, islas divisorias y entradas, el hormigón deberá ser distribuido uniformemente sobre el área a pavimentar y deberá compactarse hasta que aparezca una capa de mortero en la superficie.

Esta superficie deberá ser aplanada de conformidad con la pendiente y la sección transversal especificada mediante una regla, para luego ser alisada con paleta y

acabado con escoba. La regla deberá ser cuando menos de 3 metros de largo y 15 cm. de ancho. El barrido deberá hacerse en sentido perpendicular a la dirección del tránsito, y si se necesita agua, ésta deberá aplicarse inmediatamente antes del barrido.

La superficie pavimentada deberá dividirse en rectángulos de no menos de un metro cuadrado ni más de dos, mediante una herramienta apropiada que deje los filos redondeados. La superficie deberá quedar sin irregularidades y, cuando se coloque una regla de 3 metros de largo en la superficie, la separación entre las dos no deberá exceder de 4 milímetros.

Juntas de expansión de 6 milímetros de ancho se construirán cada 20 metros y como prolongación de juntas similares en bordillos adyacentes; en otros sitios, si así indica el Fiscalizador. Se rellenarán las juntas con material conforme a los requerimientos de la Sección 806.

En estas obras de pavimentación menores se hará el curado del hormigón de acuerdo con lo estipulado en la subsección 801-4, excepto que el tiempo de curado podrá ser reducido a 4 días, si el Fiscalizador así lo autoriza.

**609-2.06. Aceras y bordillos existentes.-** Cuando se trate de la reconstrucción de un tramo de acera o bordillo existente, se señalará el sitio hasta donde deberá realizarse la reconstrucción, y la unión de la acera o bordillo existente y la nueva construcción será definida por un corte efectuado con una sierra de diamante a través de toda la sección existente.

**609-3. Medición.-** Las cantidades a pagarse por construcción con hormigón de cemento Portland de aceras, bordillos, islas divisorias y entradas, serán cantidades medidas en la obra de trabajos ordenados y aceptablemente ejecutados.

La unidad de medida será el metro lineal para bordillos del tipo requerido en los planos. No habrá ninguna modificación del precio contractual en caso de que el Contratista elija construir los bordillos con hormigón estirado a presión.

La unidad de medida será el metro cuadrado para aceras y pavimentación de islas divisorias y entradas particulares, en el espesor requerido.

La excavación y relleno necesarios para estas construcciones se medirán para el pago de acuerdo a lo estipulado en la Sección 307, con la salvedad de que no se medirá la excavación y relleno necesarios para la construcción de bordillos por considerarse compensados por el precio contractual de los bordillos.

Cualquier acero de refuerzo que fuera requerido será medido para el pago de conformidad con lo estipulado en la subsección 504-5.

**609-4. Pago.-** Las cantidades determinadas en la forma indicada en el numeral anterior, se pagarán a los precios contractuales para los rubros abajo designados, que consten en el contrato y para los otros rubros correspondientes.

Estos precios y pagos constituirán la compensación total por el suministro, transporte, mezclado y colocación de todos los materiales requeridos para la construcción de bordillos, aceras, islas divisorias, entradas y otras obras de pavimentación menores, incluyendo la construcción y retiro de encofrados, la construcción de juntas y el curado del hormigón, así como por toda la mano de obra, equipo, herramientas, materiales y operaciones conexas, necesarias para la ejecución de los trabajos descritos en esta sección.

#### **Nº del Rubro de Pago y Designación Unidad de Medición**

- 609- (1) Bordillos de hormigón Metro lineal (m)
- 609- (2) Aceras de hormigón Metro cuadrado (m<sup>2</sup>)
- 609- (3) Pavimento de hormigón para entradas,
- islas y otras obras menores Metro cuadrado (m<sup>2</sup>)

#### **RUBRO 16: BARANDALES DE HORMIGÓN f'c= 210 kg/cm<sup>2</sup> CLASE B**

**703-1. Descripción.-** Este trabajo consistirá en la construcción de guardacaminos y barreras de hormigón, de acuerdo con estas especificaciones y las alineaciones y pendientes establecidas en los planos, indicadas por el Fiscalizador o en las especificaciones especiales.

Los sistemas de guardacaminos y barreras estarán conformados por los siguientes materiales:

- Guardacamino de cable
- Viga W (Weak post)
- Viga Cajón
- Barrera de seguridad estándar tipo viga W
- Barrera de seguridad estándar
- Barrera de seguridad para parterre tipo viga W
- Barrera de seguridad para parterre de hormigón.

La construcción de los varios sistemas de barreras de seguridad incluirá el ensamblaje e instalación de todas las partes que la componen y de todos los materiales, localizándolos de acuerdo a lo indicado en los planos o según lo indique el Fiscalizador.

El detalle de los componentes del sistema de barreras de seguridad y barreras de hormigón serán los especificados en el contrato.

**703-2. Materiales.-** Los materiales deberán cumplir con lo especificado en las siguientes secciones y subsecciones:

- Cable de alambre 829-5
- Viga metálica 829-3
- Infraestructura del guardacaminos
- (Hardware del guardacaminos) 829-2
- Postes para el guardacaminos 829
- Viga cajón
- Acero de refuerzo 807
- **Malla** de alambre soldado 829-5
- Relleno de junta premoldeado 806

Los materiales a emplearse en la construcción de guardacaminos tipo viga metálica, deberán cumplir lo estipulado en la Sección 829.

La pintura para las barreras deben cumplir con las especificaciones de la Sección 826, de acuerdo al tipo y color especificado en el contrato. Los dispositivos reflectivos, así

como los **herrajes** y accesorios, deberán cumplir con los requerimientos especificados en el contrato.

El hormigón y los anclajes deberán ser clase A y cumplir con lo dispuesto en la Sección 801.

El hormigón para las barreras deberán ser clase A y cumplir con lo dispuesto en la Sección 801.

La lechada de cemento de las barreras consistirá en una parte de cemento Port-land y tres partes de arena, mezclados con agua de tal manera que tenga una consistencia espesa. Los pasadores y los pernos deberán cumplir con la sub-sección 832-5 y deberán ser galvanizados de acuerdo a la subsección 832-4.

### **703-3. Procedimiento de trabajo.**

**703-3.01. Postes.-** Los postes podrán ser de madera, hormigón o metálicos, y se colocarán firmemente en el terreno. Los postes de madera no serán hincados.

Para los postes de tamaño normal, se excavarán los orificios correspondientes, con la profundidad requerida, mediante punzonadores hidráulicos, con un tubo excavador de mango. Las dimensiones de los hoyos no deberán exceder en más de 1 cm. a las dimensiones de los postes.

En caso de que el Fiscalizador lo considere necesario, otros métodos de instalación y equipos podrán utilizarse en aquellas áreas donde se determine que el punzonador hidráulico no es práctico.

Los hoyos para postes grandes, que sirvan para conexiones de las estructuras, así como para los anclajes, pueden ser taladrados. Los postes serán colocados verticalmente, con una tolerancia que no exceda los 2 cm. por 1 m. y serán rellenados con materiales adecuados, aprobados y debidamente compactados. A menos que así lo señale el Fiscalizador, todos los hoyos deberán ser excavados y los postes y barreras metálicas instalados antes de que se coloque el pavimento adyacente al guardacamino. Las vigas y los otros elementos no se instalarán hasta que el pavimento adyacente haya sido terminado.

Los postes metálicos podrán ser hincados, a menos que se indique de otra manera. Los hoyos pilotos deberán perforarse o taladrarse para prevenir el daño que se pueda causar a los postes durante el hincamiento.

**703-3.02. Componentes de barandales.-** Los elementos del riel deberán instalarse de acuerdo a los planos y deberán terminarse de tal manera que se obtenga una instalación continua y llana con los traslapes de la siguiente manera: el riel anterior debe cubrir al subsiguiente, en el sentido del flujo de tráfico. Todos los pernos, excepto aquellos de calibración, deberán estar bien ajustados. Los pernos deberán tener la suficiente longitud y deberán pasar la tuerca por lo menos 0.5 cm., pero no deberán exceder los 2.5 cm.

Todas aquellas superficies que hayan perdido su galvanizado, como roscas y componentes como pernos y tuercas, deberán ser recubiertas con dos capas de pintura de polvo de zinc y óxido de zinc, de acuerdo con la especificación ASTM D 520 - ASTM D 79.

Cuando los anclajes de hormigón sean fundidos en el sitio, los anclajes no serán conectados al guardacaminos, sino hasta después de 7 días. Los rieles que sean instalados en curvas con radios de 45 m. o menos, deberán ser doblados previamente en la fábrica.

Los extremos de los guardacaminos que miren hacia el tráfico deberán ser enterradas, de acuerdo a las especificaciones establecidas en los planos.

Los elementos de rieles serán fijados a los postes de apoyo a distancias que no excedan los 3.81 m., o como se indique en los planos. Los lados y centro de los elementos de los barandales estarán en contacto con cada poste. Las juntas de los elementos de los barandales serán por superposición a no menos de 20 cm. y aseguradas con pernos.

La conexión empernada de los elementos de los barandales a los postes resistirá una fuerza mínima de aproximadamente 2.300 kg., aplicada en ángulo recto a la línea de los barandales. Todos los trabajos mecánicos se realizarán en fábrica y no se permitirá en el campo operaciones de punzar, corte o suelda. Las secciones terminales se instalarán de acuerdo con las recomendaciones de los fabricantes. Las cimentaciones



de los postes de hierro serán de hormigón clase B. La parte del poste de acero que va enterrada debe ser tratada con una capa de pintura anticorrosiva o un recubrimiento de brea o alquitrán.

El material sobrante de las excavaciones, después de que se haya terminado la construcción de los barandales, será dispuesto en forma uniforme a lo largo del camino, en lugares indicados por el Fiscalizador.

**703-3.03. Barreras de hormigón.-** Las barreras de hormigón pueden ser fundidas en el sitio, prefabricadas o formadas por excavación. Todos los trabajos deberán ser realizados de acuerdo con las especificaciones de la Sección 801.

Las barreras deberán presentar una apariencia uniforme y llana y deberán servir en forma eficiente, para la previsión de accidentes en la vía. Se deberá cuidar que las partes finales de la barrera vayan descendiendo paulatinamente, hasta llegar al nivel del suelo.

**703-4. Medición.-** La medición de los guardacaminos se hará por metro lineal a lo largo de su superficie, exceptuando en las discontinuidades y secciones terminales.

Los anclajes y las secciones terminales se medirán por unidad, de acuerdo al tipo especificado e instalado, excepto aquellos que no estén especificados en la propuesta licitada; estos no serán medidos para pago unitario, sino que se incluirán en el pago del guardacamino.

Las barreras de hormigón se medirán por metro lineal a lo largo del tope de la barrera.

**703-5. Pago.-** Las cantidades aceptadas y entregadas de acuerdo a lo especificado, se pagarán al precio unitario de medida establecido en el contrato.

Cada uno de los rubros que se listan a continuación y que consten en la licitación, constituye el pago total y completo por los trabajos realizados y que se han señalado en esta sección.

## **Nº del Rubro de Pago y Designación Unidad de Medición**

- 703 (1) Guardacamino Metro Lineal (m)
- 703 (2) Anclajes Cada uno
- 703 (3) Secciones terminales Cada uno
- 703 (4) Barrera de hormigón Metro Lineal (m)

## **RUBRO 18: PINTURA ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-709**

**507-1. Descripción.-** Este trabajo consistirá en la pintura para estructuras nuevas y la repintada de las instalaciones ya existentes, de acuerdo con los requisitos previstos en los documentos contractuales y las instrucciones del Fiscalizador. El tipo y color de pintura a ser aplicada se indicarán en los planos o en las disposiciones especiales; las características de la pintura utilizada estarán de acuerdo con lo especificado en la Sección 826 de las presentes especificaciones.

**507-2. Condiciones atmosféricas.-** No se pintará estructura alguna cuando la temperatura ambiente esté por debajo de los 5 grados centígrados, o cuando haya lluvia o neblina, o cuando el Fiscalizador considere que las condiciones son inadecuadas para efectuar el trabajo. Si la pintura fresca ha sido dañada por cualquiera de las causas anteriores, el Contratista la reemplazará o la reparará por su cuenta y en forma satisfactoria.

Cuando el Fiscalizador lo apruebe, por escrito, el Contratista podrá acondicionar apropiadamente los interiores o exteriores, a fin de pintar las estructuras en tiempo inclemente. Las condiciones atmosféricas se controlarán artificialmente, dentro de los límites aceptables antes mencionados. Este control se mantendrá hasta que la pintura haya secado. Toda compensación por el acondicionamiento y mantenimiento de dichos interiores o exteriores se considerará incluida en los precios pagados por los trabajos que requieran pintura, y no se realizará ninguna compensación adicional por este concepto.

**507-3. Aplicación.-** El Contratista notificará al Fiscalizador, por escrito, al menos con 7 días de anticipación, el comienzo de las operaciones de limpieza y pintura.

La pintura se la aplicará a brocha, rodillo o soplete, o mediante una combinación de éstos, con aseo y en forma esmerada.

El mezclado de la pintura se lo hará con mezcladores mecánicos, de manera que el pigmento se encuentre uniformemente suspendido, manteniéndolo así durante toda la operación de pintura.

Las pinturas especificadas son para uso inmediato; no se permitirá emplear diluyentes, a menos que se lo especifique en la Sección 826 de las presentes especificaciones. Cuando se pinte a soplete en climas fríos, la pintura será calentada a una temperatura tal que recupere su viscosidad normal; este calentamiento se lo hará colocando los tarros de pintura dentro de recipientes que contengan agua caliente (baño maría), o sobre radiadores a vapor.

La fecha, mes y año, de la realización de la pintura será estampada con pintura a brocha, usando letras de plantilla de 6 centímetros de alto, en dos lugares de la estructura del puente. La localización exacta de las identificaciones la determinará el Fiscalizador. La pintura que se use para este propósito, contrastará con la pintura de fondo.

**507-4. Protección de la obra.-** El Contratista protegerá todas las partes de la estructura, antes de iniciar la operación de pintura, para evitar salpicaduras y manchas. El Contratista será responsable por cualquier daño ocasionado durante el trabajo a vehículos, personas o propiedades, incluyendo plantas y animales; deberá prever por su cuenta las medidas de seguridad adecuadas para evitar tales daños.

Cuando el tránsito ocasione una cantidad objetable de polvo, y cuando lo ordene el Fiscalizador, el Contratista rociará con agua o aplicará cualquier otro procedimiento aprobado para eliminar el polvo, en la plataforma del camino contiguo a la obra. Toda superficie pintada que haya sido estropeada o dañada, debido a los trabajos que realiza el Contratista, o por su descuido en la protección de la obra, será reparada por el Contratista, a su cuenta, con materiales y en condiciones iguales a las especificadas para la pintura en este sitio.

Una vez concluidas las operaciones de pintura y secado, y de cualquier otro trabajo que pueda ocasionar la contaminación de la pintura con polvo, grasa u otros materiales extraños, se procederá a la limpieza de dichas superficies. Las superficies estarán limpias y sin daños, en el momento de efectuar la inspección final de la obra.

**507-5. Pintura para estructuras de acero.-** Este trabajo consistirá, a no ser que se especifique otra cosa, en los documentos contractuales, en la preparación de las superficies metálicas, aplicación, protección y secado de la pintura y en el suministro de todas las herramientas, aparejos, andamiaje, mano de obra y materiales necesarios para terminar satisfactoriamente el trabajo.

**507-5.01. Preparación de las superficies.-** Todas las superficies de metal por pintarse se limpiarán completamente, removiendo herrumbre, costras sueltas, suciedades, grasa y cualquier otra sustancia extraña. A menos que la limpieza se realice usando un chorro de arena, las superficies soldadas serán neutralizadas usando un método aprobado por el Fiscalizador, y luego enjuagadas, antes de empezar la operación de limpieza.

Se podrá limpiar la estructura usando tres métodos, de acuerdo a lo que se especifique en los documentos contractuales o lo ordene el Fiscalizador.

**Limpieza a mano.-** Este trabajo se hará usando cepillos de alambre, lija o la herramienta o material aprobado por el Fiscalizador. El aceite y la grasa se limpiarán usando un solvente apropiado. El polvo se quitará como se indica en la subsección 507-4.

**Limpieza a chorro.-** El chorro puede ser de arena, de limallas, o de aire. Cuando se use este método, se pondrá especial atención en la limpieza de las esquinas y de los ángulos. Antes de empezar la operación de pintura, se eliminará de la superficie toda la arena o limallas que quedasen.

**Limpieza con flama.-** La flama se producirá con un soplete oxiacetilénico que tendrá una relación oxígeno-acetileno mayor de 1. Antes de empezar esta operación, el aceite y la grasa se removerán usando un solvente adecuado; el exceso de solvente será retirado completamente antes de continuar con la siguiente operación. Se pasará la flama por la superficie a limpiar, a una velocidad y en forma tal que las superficies

queden completamente secas, y el sucio, óxido y costras sueltas sean eliminados por el calentamiento rápido e intenso producido por la flama.

Inmediatamente después de la aplicación de la flama, las superficies de acero serán cepilladas cuando sea necesario y se eliminará cualquier material suelto de su superficie; no se podrá usar aire comprimido en esta operación.

La pintura se aplicará inmediatamente después de que el acero se haya limpiado y mientras la temperatura del acero sea superior a la del medio ambiente.

Cualquier daño a la pintura firme, en las áreas no designadas para el tratamiento, causadas por las operaciones de trabajo del Contratista, serán reparadas por el, a su cuenta y a satisfacción del Fiscalizador.

El mismo día en que se haya efectuado la limpieza, las superficies de acero serán tratadas o pintadas con una primera mano, a menos que el Fiscalizador autorice otra cosa. Si las superficies limpias se han oxidado o contaminado con material extraño, el Contratista las volverá a limpiar por su cuenta, antes de pintarlas.

Cuando así se especifique en las disposiciones especiales, un tratamiento preliminar con un baño de apresto, de vinyl que cumpla las exigencias de la Sección 826, se aplicará en las superficies limpias del acero, antes de la aplicación de la primera capa de pintura. Este tratamiento se aplicará a intervalos de 4 horas, si no se logra aplicar la primera mano de pintura antes de que transcurra ese plazo.

Los baños de vinyl para el tratamiento preliminar se los aplicará rociando el vinyl, para lograr una película húmeda uniforme en toda la superficie.

Durante la aplicación del tratamiento preliminar, no se permitirá la limpieza con chorro en las áreas adyacentes a las que están siendo tratadas. No se aplicará la pintura hasta que las superficies tratadas se encuentren completamente secas; sin embargo, la primera capa de pintura se aplicará el mismo día de la ejecución de la limpieza y del tratamiento preliminar.

## **507-5.02. Procedimiento de trabajo.**

**507-5.02.1. Generalidades.-** Por lo general, se aplicarán dos manos de apresto al acero limpio y bañado, de acuerdo con lo estipulado en el numeral anterior; después de que éstas se hayan curado, se someterá el acero a otro baño de apresto de vinyl; luego, se aplicarán dos manos de acabado del color señalado en los planos o disposiciones especiales.

Todos los miembros de las estructuras se limpiarán con chorro, se someterán a un tratamiento preliminar y se pintarán con la pintura de apresto del espesor total indicado, antes de su montaje o armado. Luego de que se hayan ensamblado todos los elementos y antes de la aplicación de las manos de pintura de acabado, todas las áreas locales de pintura que hayan sido dañadas o estén deterioradas, se limpiarán completamente y pintarán con las manos de apresto de los espesores indicados.

La pintura no se aplicará en superficies donde la película de pintura pueda ser dañada por el calor. Las superficies expuestas a la intemperie y que podrían resultar inaccesibles para la pintura después del montaje, se las pintará con el número total de capas, antes del montaje.

Las superficies de las capas de pintura que se van superponiendo, estarán libres de humedad, polvo, grasa y materiales nocivos que podrían impedir la adherencia de las capas subsiguientes.

Las grietas o aberturas entre las superficies de contacto de los miembros ya ensamblados que podrían retener la humedad, serán masilladas con minio plomo rojo u otro material adecuado, antes de la aplicación de la segunda mano de apresto.

Exceptuando las armaduras de anclaje, las superficies metálicas embebidas en el hormigón no necesitan ser pintadas. Las armaduras de anclaje que no hayan sido galvanizadas, se pintarán o bañarán con una mano de apresto, antes de su instalación.

Las superficies de acero estructural que estarán en contacto con almohadillas elastoméricas de soporte, se limpiarán y pintarán con dos capas de pintura de apresto especificada.

A continuación del tratamiento preliminar, se dará a las estructuras una mano de apresto de zinc con vehículo orgánico, que esté dentro de las especificaciones de la Sección 826.

La limpieza con chorro y la pintura no se permitirá cuando la humedad relativa exceda el 85%, conforme lo determine el Fiscalizador, en el sitio de trabajo.

El apresto se lo mezclará mecánicamente, luego se lo cernirá a través de una **malla** metálica fina o de una doble capa de estopilla de algodón, y se lo rociará. En los lugares en los que presenten dificultades al rociado, se lo aplicará con brocha.

El recipiente del rociador dispondrá de una barra agitadora, de longitud adecuada, que estará en movimiento en todo momento de la aplicación de la mano de apresto, para lograr un buen mezclado.

Si las operaciones de pintado se interrumpen, la pintura de apresto sobrante en la manguera de rociado deberá expulsarse completamente. Una vez aplicada la pintura de apresto de zinc, se evitará el polvo, suciedad y otros depósitos nocivos. Se la dejará secar completamente antes de la aplicación de las manos subsiguientes.

**507-5.02.2. Pintura en taller.-** A no ser que se especifique otra cosa, toda superficie de acero trabajado en taller será cubierta con una mano de pintura aprobada, después de que el elemento haya sido aceptado por el Fiscalizador y antes de enviarlo a la obra.

A las superficies que no son de contacto y que resultarán inaccesibles luego del montaje, se les aplicará 3 manos de pintura en taller.

Las superficies de contacto armadas en taller no serán pintadas; las armaduras en la obra de campo recibirán una mano de pintura en taller, excepto las superficies de contacto unidas con pernos de alta resistencia, juntas que trabajen a fricción, empalmes principales en los cordones de las armaduras y empalmes en vigas largas que involucren materiales de varios espesores.

A las superficies de contacto armadas en obra que no serán pintadas con una mano en taller, se les aplicará una mano de laca aprobada, si el período de exposición antes de la erección va a ser largo. El acero que se soldará en obra, recibirá una mano de aceite

de linaza cocido, u otro protector aprobado, después de terminado el trabajo de soldadura en taller.

Exceptuando los empalmes en columnas y cordones, y las bases de columnas y pedestales, las superficies acabadas a máquina se cubrirán con un inhibidor de corrosión que pueda removerse fácilmente.

Las superficies de hierro y acero fundido, las cuales hayan sido acabadas a máquina, serán pintadas con una mano de pintura, en la misma fábrica o taller.

Antes de su instalación, las superficies de maquinarias que quedarán a la intemperie, se pintarán con dos manos de apresto.

**507-5.02.3. Pintura en obra.-** Cuando todo el trabajo de montaje haya sido finalizado, la superficie de la estructura será preparada como se especifica en el numeral 507-5.01.

Una vez que la operación de limpieza en obra haya finalizado, se procederá a pintar la estructura con el número de capas que se indique en los planos u ordene el Fiscalizador. No se aplicará la siguiente mano de pintura hasta que la anterior haya secado.

El Contratista, antes de iniciar la operación de pintura, protegerá a la obra como se especifica en la subsección 507-4.

### **507-8. Medición y Pago.**

**507-8.1. Medición.-** Las cantidades a pagarse por la limpieza y pintura o únicamente pintura de acero estructural, serán los montos de trabajos aceptablemente ejecutados.

La cantidad a pagarse por la pintura de madera, será el monto global de estos trabajos ejecutados y aceptados.

No se realizarán mediciones separadas por concepto de limpieza, preparación de las superficies ni por ningún otro trabajo requerido con relación a la pintura de madera.

Las cantidades a pagarse por la pintura de hormigón, será el número de metros cuadrados, medidos en la obra, de trabajos ejecutados y aceptados.



**507-8.02. Pago.-** Las cantidades globales determinadas en la forma indicada en el numeral anterior, se pagarán al precio contractual para los rubros abajo designados y que consten en el contrato.

Estos precios y pagos globales, ya sea por la pintura o por la limpieza y pintura del acero estructural, o por la limpieza, preparación y pintura de madera, o por la preparación de la superficie, suministro y aplicación de la pintura constituirán la compensación total por la limpieza, preparación, suministro y aplicación de la pintura, incluyendo mano de obra, equipo, herramientas, materiales y operaciones conexas en la ejecución de los trabajos descritos en esta sección.

#### **Nº del Rubro de Pago y Designación Unidad de Medición**

- 507 (1) Limpieza y pintura del acero estructural Suma global
- 507 (2) Pintura de acero estructural Suma global
- 507 (3) Pintura de estructuras de madera Suma global
- 507 (4) Pintura de hormigón Metro cuadrado (m2)

#### **RUBRO 19: CARPETA SAFÁLTICA e= 5cm**

**405-4 .01. Descripción.-** Este trabajo consistirá en la construcción de capas de rodadura de hormigón asfáltico mezclado en sitio y colocado sobre una base debidamente preparada o un pavimento existente, de acuerdo con los requerimientos de los documentos contractuales.

**405-4.02. Materiales.-** El tipo y grado de material asfáltico que deba emplearse en la mezcla en sitio, estará determinado en el contrato. Sin embargo, en caso necesario el Fiscalizador podrá cambiar el grado del asfalto durante la construcción, hasta los grados inmediatamente más próximos, sin que haya modificación en el precio señalado en el contrato.

En caso de utilizarse asfaltos diluidos, éstos deberán cumplir con los requisitos señalados en la subsección 810-3. Si se usa emulsiones asfálticas, éstas deberán cumplir con los requisitos establecidos en la subsección 810-4.

Los agregados que se emplearán en este trabajo estarán determinados en el contrato y deberán cumplir lo señalado en el numeral 405-5.02, inclusive las granulometrías, pudiendo utilizarse además una granulometría fina y abierta para un agregado 90% triturado, con los límites de la Tabla 405-4.1.

En todo caso, antes de añadir el asfalto a la mezcla en sitio, las varias fracciones de agregados deberán estar completamente mezcladas y secas.

**Tabla 405-4.1.**

TAMIZ	Porcentaje en peso que pasa a través	
	de los tamices de malla cuadrada	
	3/8" Máximo	1/4" Máximo
1/2" (12.7 mm.)	100	-
3/8" (9.5 mm.)	90 - 100	100
1/4" (6.3 mm.)	55 - 75	85 - 100
Nº 4 (4.75 mm.)	30 - 50	-
Nº 8 (2.38 mm.)	15 - 32	15 - 32
Nº 16 (1.18 mm.)	0 - 15	0 - 15
Nº 200 (0.075 mm.)	0 - 3	0 - 3

**405-4.03. Equipo.-** El contratista deberá disponer de todo el equipo necesario para la debida ejecución de estos trabajos, que deberá contar con la aprobación del Fiscalizador.

Como mínimo, el equipo estará conformado por un distribuidor de asfalto autopulsado que cumpla los requisitos anotados en el numeral 405-1.03; equipo calentador de asfalto portátil adicional si es necesario; barredora mecánica, esparcidor de agregados, motoniveladoras, una mezcladora móvil si es del caso, rodillos lisos tandem de 8 a 10 toneladas, rodillos neumáticos que trabajarán con la

carga por rueda y presión de inflado apropiados para el espesor de la capa de rodadura, equipo para el transporte de agregados.

**405-4.04. Ensayos y Tolerancias.-** Los agregados deberán cumplir los requisitos de calidad, cuyas pruebas están indicadas en la subsección 811-3. La granulometría será comprobada mediante los ensayos INEN 696, que se efectuarán sobre muestras tomadas en sitio de los agregados debidamente mezclados antes de añadir el asfalto.

La calidad del material asfáltico será comprobada mediante las normas indicadas en la subsección 810-3, para los asfaltos diluidos, y subsección 810-4, para emulsiones asfálticas según el tipo y grado de material bituminoso que se use.

El hormigón asfáltico mezclado en sitio deberá cumplir con la fórmula maestra de obra indicada en el numeral 405-4.05.1, dentro de las siguientes tolerancias:

- a) Peso de los agregados secos que pasen el tamiz N° 4 y tamices mayores:  $\pm 5\%$ .
- b) Peso de los agregados secos que pasen los tamices N° 8 hasta el N° 100:  $\pm 4\%$ .
- c) Peso de los agregados secos que pasen el tamiz N° 200:  $\pm 2\%$ .
- d) Dosificación del material asfáltico:  $\pm 0.5\%$ .

El espesor de la capa de hormigón asfáltico terminada en sitio no deberá variar en más de 5 mm. de lo especificado en los planos; sin embargo, el promedio de los espesores medidos en ningún caso será menor que el espesor establecido en el contrato.

Las cotas de la superficie terminada no deberán variar en más de 1.2 cm. de las cotas establecidas en los planos. La pendiente transversal de la superficie deberá ser uniforme y sin rugosidades, y en ningún sitio tendrá una desviación mayor a 8 mm. con el perfil establecido.

Terminada la compactación de la capa de hormigón asfáltico mezclado en sitio, el Fiscalizador deberá comprobar los espesores, la densidad de la mezcla y su

composición, a intervalos de 300 a 500 metros lineales, en sitios elegidos al azar, a los lados del eje del camino. El Contratista deberá rellenar los huecos originados por las comprobaciones, con la misma mezcla asfáltica y compactarla a satisfacción del Fiscalizador, sin que se efectúe ningún pago adicional por este trabajo.

Cuando las mediciones de comprobación indicadas, señalen para el espesor una variación mayor que la especificada arriba, o cuando el ensayo de densidad indique un valor inferior al 97% de la densidad máxima establecida en el laboratorio, o cuando la composición de la mezcla no se encuentre dentro de las tolerancias admitidas, el Fiscalizador efectuará las mediciones adicionales necesarias para definir con precisión el área deficiente. En caso de encontrarse sectores inaceptables, tanto en espesor como en composición o en densidad, el Contratista deberá reconstruir completamente el área afectada, a su costo, y de acuerdo con las instrucciones del Fiscalizador.

#### **405-4.05. Procedimientos de trabajo.**

**405-4.05.1. Fórmula Maestra de Obra.-** Antes de iniciarse la mezcla del hormigón asfáltico en sitio, el contratista analizará los materiales que se propone utilizar, y diseñará la Fórmula Maestra de Obra, la cual deberá someter a la aprobación del Fiscalizador. Toda la mezcla del hormigón asfáltico deberá ser realizada de acuerdo con esta fórmula maestra, dentro de las tolerancias aceptadas en el numeral 405-4.04, salvo que sea necesario modificarla durante el trabajo debido a variaciones en los materiales.

#### **La fórmula maestra establecerá:**

- 1) las cantidades de las diversas fracciones definidas para los agregados, y
- 2) el porcentaje de material asfáltico para la dosificación, en relación con la cantidad de agregados.

**405-4.05.2. Mezclado y Esparcimiento.-** Los agregados escogidos deberán distribuirse en capas de las diversas fracciones de grueso a fino, en las cantidades

necesarias para formar la carpeta del ancho y espesor especificados, y en las proporciones determinadas por la fórmula maestra. Antes de añadir el asfalto, las fracciones serán mezcladas cuidadosamente por medio de una mezcladora móvil o de motoniveladoras, hasta obtener una mezcla uniforme que cumpla con la granulometría estipulada. El mezclado con el asfalto no deberá retardarse más de un día después del mezclado en seco de los agregados.

Para proceder al mezclado con el material bituminoso utilizando motoniveladoras, se dividirá la cantidad de agregados en mitades, cada una de las cuales se procesará separadamente. Se esparcirá la primera mitad y sobre ella se aplicará el asfalto en el número de riegos necesarios hasta obtener la proporción fijada en la fórmula maestra; se continuará así con la otra mitad hasta obtener una mezcla total uniforme, y se revolverán los materiales varias veces pasándolos de uno a otro costado. Cuando el agregado se halle cubierto en su totalidad por el asfalto, se formará un camellón con todo el material, a partir del cual se procederá al esparcido en todo el ancho y en el espesor debido.

Si se efectúa el mezclado con máquina mezcladora móvil en vez de las motoniveladoras, se conformará la mezcla de agregados en camellones de forma y tamaño uniformes, y se irá añadiendo el material bituminoso mientras se continúa el trabajo con la mezcladora, hasta obtener una mezcla uniforme que cumpla con los requisitos de la fórmula maestra.

La mezcla de hormigón asfáltico obtenida con cualquiera de los dos procesos, se esparcirá y conformará con motoniveladoras para que luego de compactada, la capa de rodadura tenga el ancho, espesor, alineamiento y perfil transversal señalados en los planos. Si el hormigón presenta deficiencias en la distribución de los materiales, la mezcla deberá ser corregida con adición de agregados, asfalto o mezclado adicional según el caso, antes de iniciar la compactación.

Cuando el tiempo sea demasiado frío, lluvioso o existan amenazas de lluvias inminentes, no se deberá realizar la mezcla de hormigón asfáltico; asimismo, si el contenido de humedad de los agregados es mayor que el 1% del peso de los

agregados secos, deberán previamente revolverse los agregados con motoniveladoras o rastras de discos hasta conseguir secarlos, antes de preparar el hormigón asfáltico. De no ser posible, se utilizarán aditivos para mejorar la adhesión del asfalto a los agregados, o se emplearán emulsiones asfálticas en vez de asfaltos diluidos.

La temperatura de aplicación del material bituminoso dependerá del tipo y grado, y estará de acuerdo con lo estipulado en la subsección 810-3 para el caso de usar asfaltos diluidos, y con la subsección 810-4 para el caso de usar emulsiones.

El Fiscalizador determinará el espesor para la distribución de la mezcla, a fin de lograr el espesor compactado especificado. De todos modos, el máximo espesor de una capa será aquel que consiga un espesor compactado de 7 cm.

Al iniciarse los trabajos el Contratista deberá construir un tramo de prueba de aproximadamente un kilómetro de longitud que será ensayado para determinar la densidad, las proporciones del material bituminoso, espesor de la capa y más requerimientos exigidos por el Fiscalizador, luego de lo cual éste deberá autorizar la prosecución de los trabajos, requisito sin el cual el Contratista no podrá continuar éste trabajo.

**405-4.05.3. Compactación.-** Una vez efectuada la distribución de la capa de hormigón asfáltico, se procederá a su compactación por medio de rodillos lisos de ruedas de acero y neumáticos. La compactación inicial de la mezcla se efectuará con rodillos lisos tandem, iniciando a los bordes de la capa y avanzando hacia el centro; superponiendo una parte del ancho de la rueda en cada pasada posterior, excepto en los peraltes en donde se iniciará la compactación en el borde inferior.

A continuación del rodillado inicial se proseguirá con la compactación, empleando rodillos neumáticos, hasta conseguir la densidad especificada. Se deberá tomar mucho cuidado con el uso de los rodillos, con las cargas y presión de inflado apropiadas, para lograr la compactación deseada, sin que se produzcan agrietamientos o desplazamientos de la mezcla.

En los lugares inaccesibles a los rodillos, se deberá efectuar la compactación de la mezcla con pisones mecánicos, hasta obtener la densidad especificada.

La capa de hormigón asfáltico compactada deberá presentar una textura lisa y uniforme, sin fisuras ni rugosidades, y estará construida de conformidad con los alineamientos, espesores, cotas y perfiles estipulados en el contrato. Mientras la compactación no se haya terminado, no se permitirá ninguna circulación vehicular.

Para formar las juntas transversales de construcción, se deberá recortar verticalmente todo el ancho y espesor de la capa que vaya a continuarse.

Cuando deban completarse y conformarse los espaldones adyacentes a la carpeta de hormigón, se recortarán los bordes a la línea establecida en los planos.

**405-4.05.4. Sellado.-** Si los documentos contractuales estipulan la colocación de una capa de sello sobre la carpeta terminada, ésta se colocará de acuerdo con los requerimientos correspondientes y cuando el Fiscalizador lo autorice, que en ningún caso será antes de una semana de que la carpeta asfáltica haya sido abierta al tránsito público.

**405-4.06. Medición.-** Las cantidades a pagarse por la construcción de las carpetas de rodadura de hormigón asfáltico mezclado en sitio, serán los metros cúbicos de mezcla efectivamente puesta en obra y aceptada, medida en su lugar después de la compactación, más el número de litros de material bituminoso realmente incorporados a la mezcla, de acuerdo con los requerimientos contractuales.

El cómputo del volumen se realizará en base a la longitud de la capa medida horizontalmente a lo largo del eje de la vía, y a la sección transversal establecida en los planos contractuales.

El cómputo de la cantidad de material bituminoso utilizado se efectuará reduciendo el volumen empleado a la correspondiente temperatura de aplicación, al volumen a 15.6 °C, de acuerdo con los datos constantes en la subsección 810-5, para asfaltos diluidos y emulsiones asfálticas.

La medición podrá también ser efectuada en metros cuadrados de superficie cubierta con un espesor de hormigón asfáltico compactado determinado. La medición se efectuará en base a la proyección en un plano horizontal del área pavimentada y aceptada por el Fiscalizador.

En todo caso, la forma de pago estará determinada en el contrato, sea en metros cúbicos de mezcla compactada más el material bituminoso, o sea en metros cuadrados de carpeta compactada al espesor requerido.

**405-4.07. Pago.-** Las cantidades determinadas en cualquiera de las formas indicadas en el numeral anterior, se pagarán a los precios señalados en el contrato para los rubros siguientes.

Estos precios y pago constituirán la compensación total por el transporte y suministro de los agregados y el asfalto, la preparación y mezclado en sitio del hormigón asfáltico; la distribución, terminado y compactación de la mezcla; la limpieza de la superficie que recibirá el hormigón asfáltico; así como por mano de obra, equipo, herramientas, materiales y operaciones conexas en el completamiento de los trabajos descritos en esta sección.

#### **Nº del Rubro de Pago y Designación Unidad de Medición**

- 405-4 Capa de rodadura de hormigón asfáltico mezclado en sitio de....cm. de espesor Metro cuadrado (m<sup>2</sup>)
- 405-4 (1) Capa de rodadura de hormigón asfáltico mezclado en sitio Metro cúbico (m<sup>3</sup>)
- 405-4 (2) Asfalto diluido grado....para hormigón asfáltico mezclado en sitio Litro (l)
- 405-4 (2) Emulsión asfáltica para hormigón asfáltico mezclado en sitio Litro (l)
- 405-5. Hormigón Asfáltico Mezclado en Planta.



## **RUBRO 20: TUBERÍA SUBDRENES PVC D= 110 mm**

### **605-1. Subdrenes.**

**605-1.01. Descripción.-** Este trabajo consistirá en la construcción de desagües subterráneos mediante el empleo de tubería perforada de hormigón, geotextil, tubería porosa de hormigón y material granular de filtro para relleno, de acuerdo con las presentes especificaciones y de conformidad con los detalles señalados en los planos y las instrucciones del Fiscalizador. Los materiales empleados deberán satisfacer los requerimientos de la Sección 822.

**605-1.02. Instalación.-** La excavación para zanjas se efectuará de acuerdo a los alineamientos, dimensiones y cotas indicadas en los planos o fijados por el Fiscalizador, y de conformidad con lo estipulado en la Sección 307 de las presentes especificaciones.

La colocación de la tubería y el relleno de la zanja se efectuarán de acuerdo con los detalles señalados en los planos. El relleno y compactación deberán conformar con lo estipulado en la subsección 601-3 y se llevará a cabo una vez que el Fiscalizador haya aprobado la instalación de la tubería.

Los empalmes de caja y espiga de los tubos de hormigón o de arcilla cocida, se colocarán con el extremo en caja pendiente arriba y la espiga bien colocada y entrada en el enchufe adyacente, para evitar la infiltración del material fino. Los tubos se colocarán con el lado perforado hacia abajo.

Los tubos metálicos corrugados y los de otros materiales que no son del tipo campana, se conectarán mediante bandas de acoplamiento adecuadas.

**605-1.03. Medición.-** Las cantidades a pagarse por subdrenes, serán los metros lineales de tubería instalada, de acuerdo con los requisitos contractuales, los metros cúbicos de material filtrante colocado y aceptado, los metros cúbicos de excavación y relleno para estructuras menores aceptablemente ejecutados.

La tubería instalada será medida a lo largo del eje de la misma, inclusive cualquier ramal o conexión.

Los muros terminales y otras obras auxiliares de hormigón que fueren requeridos serán medidos para el pago de acuerdo con lo especificado en las cláusulas de los documentos contractuales referentes a la clase de hormigón utilizado.

**605-1.04. Pago.-** Las cantidades determinadas en la forma indicada en el numeral anterior se pagarán a los precios contractuales para los rubros abajo designados y que consten en el contrato, además de la Sección 307 y los correspondientes a estructuras.

Estos precios y pago constituirán la compensación total por el suministro, transporte y colocación de tubería, la excavación y relleno inclusive el material filtrante, así como mano de obra, equipo, herramientas, materiales y operaciones conexas, en la ejecución de los trabajos descritos en esta sección.

Nº del Rubro de Pago y Designación Unidad de Medición

605-1 (1a)\* Tubería para subdrenes\* Metro lineal (m)

605-1 (1b) Geotextil para subdrén Metro cuadrado (m2)

605-1 (2) Material filtrante Metro cúbico (m3)

\* Habrá un sufijo distinto para cada tipo y tamaño especificado.

605-2. Drenes horizontales.

**605-2.01. Descripción.-** Este trabajo consistirá en el suministro e instalación de tubería de 5 cm. de diámetro para el drenaje de taludes, de acuerdo con las presentes especificaciones y de conformidad con la ubicación y otros detalles señalados en los planos o fijados por el Fiscalizador.

La tubería para drenes horizontales será de acero bañado en cemento asfáltico o galvanizado y deberá satisfacer los requerimientos señalados en la Sección 822. Con excepción de la sección de 3 m. de largo al extremo exterior de la tubería, será perforado de acuerdo a lo indicado en los planos.

**605-2.02. Instalación.-** Los huecos para la instalación de los drenes horizontales deberá perforarse con equipo rotativo capaz de llegar a 100 m de longitud, con

diámetros de 7 a 10 cm., siguiendo las alineaciones y pendientes señaladas en los planos o por el Fiscalizador, a través de las formaciones del suelo y roca agrietada o intemperizada que se encuentre.

La tubería deberá introducirse en el hueco mediante gatos, con la parte perforada hacia arriba. Los tramos se unirán en la obra mediante suelda a tope continua. El empalme soldado será pintado con asfalto.

Los drenes horizontales en las zonas de cimentación de terraplenes deberán instalarse antes de depositar ningún material sobre la cimentación. Los drenes proyectados en las terrazas de los taludes de excavación deberán instalarse antes de que la profundidad de la excavación sea mayor de 10 m. bajo el nivel de la terraza.

**605-2.03. Medición.-** Las cantidades a pagarse por drenes horizontales, serán los metros lineales de tubería efectivamente instalada y aceptada.

**605-2.04. Pago.-** Las cantidades determinadas en la forma indicada en el numeral anterior se pagarán al precio contractual para el rubro abajo designado y que conste en el contrato.

Este precio y pago constituirán la compensación total por la perforación del hueco, el suministro, transporte e instalación de la tubería, la soldadura y pintura de uniones, así como por toda la mano de obra, equipo, herramientas, materiales y operaciones conexas, necesarias para la ejecución de los trabajos descritos en esta sección.

**Nº del Rubro de Pago y Designación Unidad de Medición**

- 605-2 (1) Drenes horizontales Metro lineal (m)

## **CAPÍTULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

### **4.1. CONCLUSIONES**

El estudio Hidrológico-Hidráulico entregados por el GAD Municipal de Santa Clara consideran un período de retorno de 100 años y determinan un caudal  $Q = 28.7 \text{ m}^3$  con una velocidad de caudal de  $V = 2.42 \text{ m/s}$  por lo que la luz mínima del puente recomendada está entre 18,0 y 20,0 m; pero por la topografía del sector se llega a determinar que la longitud total del puente debe ser de 28m de luz.

El estudio de suelos proporcionado por el GAD Municipal de Santa Clara, recomienda cimentar llegando a los estratos competentes dentro de este tipo de suelo para soportar las cargas previstas, la capacidad portante del suelo con la que se diseñó la infraestructura del puente fue de 15 Ton/m<sup>2</sup>.

Los parámetros considerados para el análisis comparativo del diseño del puente entre el cálculo manual y un software especializado son: momentos flexionantes y fuerzas cortantes.

El Momento Flexionante máximo calculado de forma manual es de 1421.12 Tn-m ( $M_{cm}+M_{cpos}+M_{cv}+M_{cpeat}$ ) y el valor de Momento Flexionante máximo del software especializado es de 1368.29 Tn-m, dando como resultado un error relativo de 3.71%.

La Fuerza Cortante máxima calculado de forma manual es de 63.02 Tn ( $M_{cm}+M_{cpos}+M_{cv}+M_{cpeat}$ ) y el valor de Fuerza Cortante máxima del software especializado es de 73.05 Tn, dando como resultado un error relativo de 13.70%.

Se determina que el modo más eficiente, seguro y económico para la ejecución del proyecto es mediante un software especializado en el diseño de puentes ya que sus resultados son más exactos empleando un menor tiempo en el desarrollo del cálculo en comparación al método manual el cual presenta un margen de error, teniendo en cuenta que entre dos modos existe un error relativo aceptable.

Para las vigas metálicas se utilizó el acero ASTM A-709 porque actualmente este tipo de aceros es el estándar y el cual se recomienda para puentes.

El método de diseño LRFD contempla un conjunto de factores que amplifican y previenen eventualidades que puedan suceder durante la vida útil y funcionamiento del puente metálico.

Las vigas poseen gran resistencia a los esfuerzos ya que tienen la geometría de un perfil tipo I.

La losa de hormigón trabaja en conjunto con las vigas metálicas formando una sección compuesta debido a que están unidos monolíticamente por los dispositivos que son los conectores de corte tipo canal.

#### **4.2. RECOMENDACIONES**

Interpretar con criterio la aplicación de las especificaciones de la norma AASTHO.

Se debe tener en cuenta los valores que se introducen en el software especializado ya que la calidad y precisión de los resultados depende de los datos de entrada y del conocimiento y preparación de quien los ingresa.

Para el montaje y fabricación de los elementos del puente se deben considerar aspectos como: facilidad de transportación y disponibilidad de materia prima en el mercado.

Usar tratamientos superficiales para evitar daño de los elementos metálicos por corrosión.

Elaborar un plan de mantenimiento a los elementos estructurales de la superestructura.

Para la construcción del puente sobre el río Punín se recomienda utilizar materiales de minas cercanas al sitio de implantación del puente, siempre y cuando cumplan con las especificaciones para diseño de hormigones.

Para el montaje y fabricación de los elementos del puente se recomienda considerar aspectos como: facilidad de transportación y disponibilidad de materia prima, para de esta manera reducir costos y tiempo.

## BIBLIOGRAFÍA

- [1] A. Rodríguez, “Puentes con AASHTO-LRFD-2010”, 5ta. Ed. Perú, 2012.
- [2] V. Yanchatuña, “ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE UN PUENTE SOBRE EL RÍO PITA PARA MEJORAR LAS CONDICIONES SOCIO-ECONÓMICAS Y DE TRÁFICO EN LA AV. ILALÓ, SECTOR DEL VALLE DE LOS CHILLOS, PROVINCIA DE PICHINCHA”, Tesis de grado en Ingeniería Civil, Universidad Técnica de Ambato, Ambato, Ecuador 2014.
- [3] M. Romero, “EL RÍO ALPAYACU Y SU INCIDENCIA EN LA COMUNICACIÓN VIAL ENTRE LA COLONIA 24 DE MAYO Y EL CANTÓN MERA-PROVINCIA DE PASTAZA”, Tesis de grado en Ingeniería Civil, Universidad Técnica de Ambato, Ambato, Ecuador 2011.
- [4] N. Huaca, K. Juiña, L. Suntaxi, J. Yunga, “ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE UN PUENTE DE DOS VANOS (85M DE LONGITUD TOTAL) SOBRE LA QUEBRADA GRANDE EN LA CIUDAD DE IBARRA, PROVINCIA DE IMBABURA”, Tesis de grado en Ingeniería Civil, Universidad Central del Ecuador, Quito, Ecuador 2012.
- [5] Información de Décimo Semestre de la Universidad Técnica de Ambato, Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica Materia: Computación Aplicada, Décimo Semestre, Docente Ing. Miguel Mora
- [6] ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL MÉTODO LRFD, 2007 y 2010.
- [7] O. Álvarez, C. Cházaro, “ELECCIÓN DEL TIPO DE ACERO EN ESTRUCTURAS”, Imca.
- [8] HORMIGÓN III, Departamento de Construcciones y Estructuras, Facultad de Ingeniería, Universidad de Buenos Aires, Buenos Aires, Argentina, 2005.
- [9] DESIGNACIÓN A 709, ASTM.
- [10] J. Álvarez, “ESTUDIO DE APLICACIÓN INFORMÁTICA Y SU INCIDENCIA EN EL PROCESO DE CÁLCULO EN EL DISEÑO DE PUENTES SOBRE VIGAS EN EL CONSEJO PROVINCIAL DE PASTAZA”, Tesis de grado en Ingeniería Civil, Universidad Técnica de Ambato, Ambato, Ecuador 2012.
- [11] J. Núñez, “COMPORTAMIENTO Y SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE PUENTES VEHICULARES MEDIANTE EL ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DEL DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA VERSUS EL DISEÑO POR ESFUERZOS PERMISIBLES”, Tesis de grado en Ingeniería Civil, Universidad Técnica de Ambato, Ambato, Ecuador 2014.
- [12] ACUERDO MINISTERIAL 006, Quito, 2014

[13] GADMA. “PLAN DE ORDENAMIENTO Y DESARROLLO TERRITORIAL”, Santa Clara, Ecuador, 2012.

[14] MAE, FORMATO DE FICHA AMBIENTAL, 2014.

# ANEXO A



**ESTUDIO HIDROLÓGICO- HIDRÁULICO SOBRE EL RÍO PUNÍN  
DE LA COMUNIDAD DE JATUN ATAHUALPA**



**SANTA CLARA - 2015**

## ÍNDICE

1	INTRODUCCIÓN	4
2	NORMAS Y ESPECIFICACIONES TECNICAS	4
3	OBJETIVOS	4
3.1	Objetivo general	4
3.2	Objetivos específicos	4
4	CARACTERIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO	4
4.1	Localización Geográfica	4
4.2	Parámetros físico – morfométricos	5
4.2.1	Parámetros directos.	6
4.2.2	Parámetros indirectos.	6
4.3	Caracterización climática	8
4.3.1	Precipitación	8
4.3.1.1	Variación espacial de la precipitación	8
4.3.1.2	Variación estacional de la precipitación	8
4.3.2	Temperatura	9
4.3.2.1	Variación espacial de la temperatura	9
4.3.2.2	Variación espacial de la temperatura	9
5	INFORMACIÓN DISPONIBLE	10
5.1	Hidrometereología	10
5.2	Topografía	10
6	METODOLOGÍA EMPLEADA	11
6.1	Caudales de crecida	11
6.1.1	Modelación Precipitación – Escorrentía	11
6.1.1.1	Estudio de lluvias intensas	12
6.1.2	Método Racional	14
6.2	Calados y niveles de diseño	15
6.3	Sedimentación y Socavación	15
6.4	Socavación General en el Cauce	15
7	RESULTADOS OBTENIDOS	17
7.1	Caudales de crecida	17
7.2	Calados y niveles de diseño	17
7.3	Socavación	18
8	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	19
8.1	Conclusiones	19
8.2	Recomendaciones	19
9	BIBLIOGRAFIA	20

10	AUTORÍA Y RESPONSABILIDAD _____	20
11	ANEXOS _____	21
11.1	Datos Meteorológicos _____	21
11.2	Cálculo de socavación _____	32

## 1 INTRODUCCIÓN

El objetivo de este estudio es calcular los caudales máximos de avenida para diferentes periodos de retorno en el estero Punín en la comunidad de Jatun Atahualpa del cantón Santa Clara. Debido a la ausencia de datos históricos o de estaciones de aforo se ha decidido emplear diversos métodos para poderlos contrastar entre sí.

Los caudales de avenida se han calculado de maneras diferentes. Por un lado con fórmulas totalmente empíricas y que no necesitan datos de lluvia, y por el otro también con métodos empíricos pero que se calculan a partir de unos datos de precipitación.

## 2 NORMAS Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

El presente estudio se desarrolló dentro de las Especificaciones Técnicas para Caminos y Puentes establecidas por el MTOP, para este tipo de proyectos, además los métodos y recomendaciones establecidos en la bibliografía especializada.

## 3 OBJETIVOS

### 3.1 Objetivo general

Realizar el Estudio Hidrológico, Hidráulico para el diseño del puente sobre el río Punín.

### 3.2 Objetivos específicos

Los objetivos propuestos para este estudio son:

- Realizar la caracterización climática de la zona de estudio
- Determinar los caudales máximos producidos por la cuenca de drenaje de los ríos del área de estudio, para un periodo de retorno de 100 años.
- Determinar el nivel mínimo del puente para el emplazamiento del mismo.
- Definir las cotas de socavación del cauce, en las secciones de interés.

## 4 CARACTERIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

### 4.1 Localización Geográfica

El área de estudio se localiza en la provincia de Pastaza, el puente se ubica en la carretera alterna a la vía Santa Clara – Puyo, en la vía San Vicente Ferrer – San Francisco de Punín. Este puente cruza el río Punín con un área de drenaje de 1.17 km<sup>2</sup>.



Figura 1.- Sitio de implantación del Puente, sobre el río Punín

#### 4.2 Parámetros físico – morfométricos

Las características físicas básicas directas, como son el área, la longitud del cauce principal y la pendiente, fueron obtenidas a partir de la carta digital del cantón Santa Clara. Las características hidráulicas del cauce en el tramo de modelación fueron desarrolladas sobre la base del levantamiento topográfico realizado por el Departamento de Planificación del GAD de Santa Clara.



Figura 2.- Cuenca Hidráulica sobre el río Punín.

#### 4.2.1 Parámetros directos.

Área de la microcuenca:

El área de las cuencas de drenaje hasta los sitios de interés fue definida sobre la base cartográfica a escala 1:50 000, de la carta topográfica IGM-Santa Clara, los resultados se presentan en la Tabla 1, la misma que tiene un área de drenaje de 1.17 km<sup>2</sup>.

Pendiente ponderada de la microcuenca y longitud del cauce principal:

Con el objeto de obtener un valor de pendiente representativo de la microcuenca del río Punín, se obtuvieron curvas hipsométricas para tres rangos de elevación, luego se calculó el área comprendida entre estas elevaciones y se pondero con respecto al área total de la microcuenca. Por lo que la pendiente ponderada de la microcuenca del río Punín es del 3.24%.

Por otro lado la longitud del cauce principal del río es de 1.25 km. Según la cartografía base disponible, el cauce principal del río Punín.

Perímetro:

El perímetro de la microcuenca es de 4.3 km.

#### 4.2.2 Parámetros indirectos.

Se consideran parámetros indirectos aquellos que han sido determinados a partir de los parámetros directos, estos son: Densidad de Drenaje, Factor de Forma, Tiempo de Concentración.

Factor de forma:

La forma de la microcuenca está relacionada directamente con la cantidad de escorrentía que se genera en una cuenca, en otras palabras, el hidrograma de salida en un sitio particular, depende de la forma de la cuenca. La forma de la cuenca viene dada por la expresión:

$$Ff = 0.282 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Donde:

P es el perímetro de la cuenca km

A es el área de drenaje en km<sup>2</sup>

El factor de forma para la microcuenca del río Punín es de 1.12

### Densidad de Drenaje:

La densidad de drenaje es la manifestación dinámica de los diversos factores que intervienen en la formación de la cuenca. A la vez la densidad de drenaje influye en la producción de agua y sedimentos de la cuenca. Se define como la suma de todas las longitudes por unidad de área. Para el caso del río Punín la densidad de drenaje tiene un valor de 1,07 (bien drenada)

### Tiempo de concentración:

Puglisi<sup>1</sup> (1978), evaluó algunas expresiones, mediante comparación con datos observados en Italia. El análisis se realizó también para la fórmula de Kirpich, concluyéndose que esta última subestima de manera importante los tiempos de concentración.

### Puglisi y Zanframundo

$$T_c = 6L^{\frac{2}{3}} (H_{\text{máx}} - H_o)^{\frac{1}{3}}$$

Donde,  $T_c$  es el tiempo de concentración en horas,  $L$  es la longitud del cauce principal en Km,  $H_{\text{máx}}$  es la cota de la divisoria de aguas y  $H_o$  es la cota del sitio de interés. Esta expresión fue desarrollada para regiones montañosas en Italia, con superficies de aporte menores a 100 km<sup>2</sup>.

### Kirpich

$$T_c = 3.97L^{0.77} S^{-0.385}$$

Donde  $T_c$  es el tiempo de concentración en minutos,  $L$  es la longitud del cauce principal en metros, y  $S$  es la pendiente media de la cuenca, definida anteriormente.

El tiempo de concentración, calculado, fue 18 minutos.

Ítem	Valor
Área (km <sup>2</sup> )	1.17
Perímetro (km)	4.30
Long. Drenaje Principal (km)	1.25
Long. Total de Drenajes (km)	1.25
Pendiente Media (%)	3.24
Cota máxima (msnm)	1000
Cota mínima (msnm)	925
Factor de Forma (-)	1.12
Densidad de drenajes (km/km <sup>2</sup> )	1.07
Tiempo de Concentración (minutos)	18

Tabla 1.- Parámetros físico-morfométricos en la microcuenca estudiada.

### 4.3 Caracterización climática

#### 4.3.1 Precipitación

##### 4.3.1.1 Variación espacial de la precipitación

La variación multianual de la precipitación en la zona de estudio, oscila entre los 4000 y los 4250 mm/a. A nivel espacial, en la zona en la que se localiza el río Punín, la precipitación es una de las más altas del país, alcanzando los 4400 mm/a, a partir de esta y hacia la parte baja de la cuenca del río Pastaza y Napo, la precipitación se incrementa. Lo contrario ocurre hacia aguas arriba de la cuenca en donde la precipitación se reduce.

##### 4.3.1.2 Variación estacional de la precipitación

La zona en la que se localiza el puente es una zona de alta pluviosidad durante todo el año; el carácter de la precipitación es bimodal con máximos en los meses de abril a junio y durante el mes de octubre con 450 mm/mes en promedio, los meses de menor precipitación lo comprenden los meses de enero y agosto con alrededor de 300 mm/mes.

Como se puede observar en la siguiente figura, la precipitación es alta durante todo el año, por lo que la producción de caudales está garantizada durante todos los meses del año.



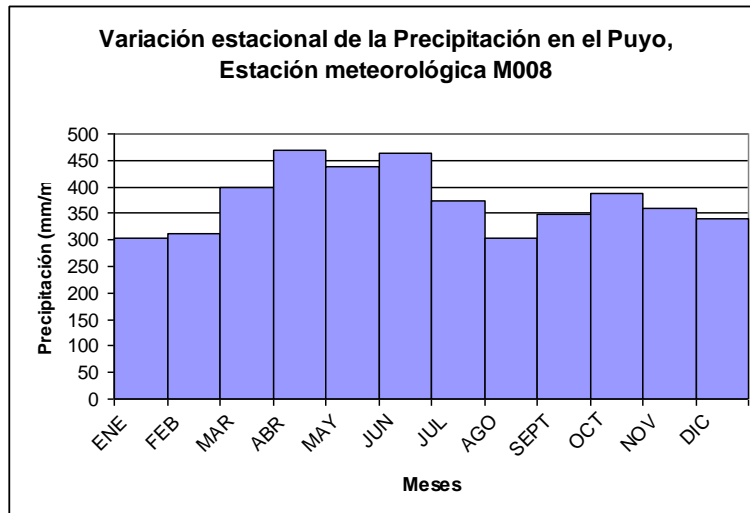


Figura 3.- Variación estacional de la precipitación en la zona de estudio

### 4.3.2 Temperatura

#### 4.3.2.1 Variación espacial de la temperatura

La temperatura media multianual en la zona de estudio es alta, con un valor de entre 26 a 28 °C, relativamente constantes durante casi todo el año, siendo el mes de julio el mes relativamente más frío, con una temperatura inferior, tal como puede apreciarse en la siguiente figura.

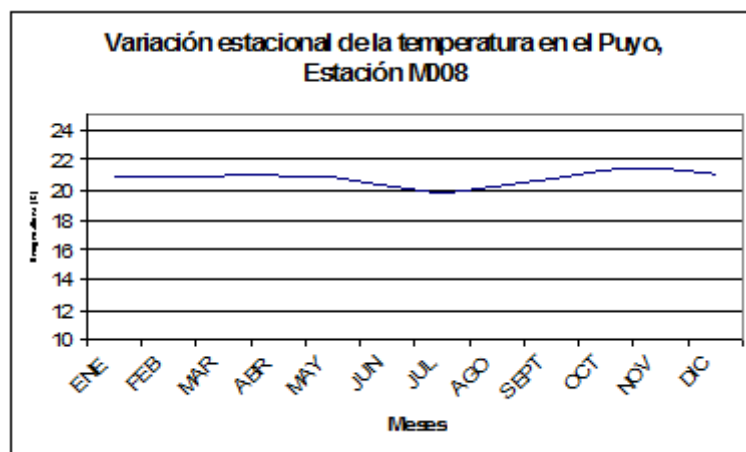


Figura 4 Variación estacional de la Temperatura en la estación M008

#### 4.3.2.2 Variación espacial de la temperatura

La distribución espacial de la temperatura indica que la temperatura se incrementa conforme la elevación disminuye, constituyéndose una relación inversamente proporcional, tal como puede observarse en la siguiente figura:

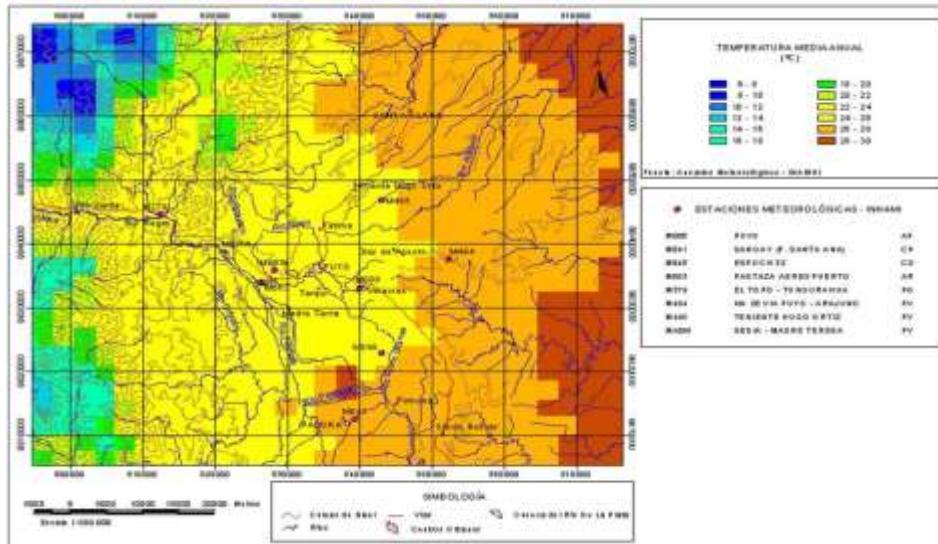


Figura 5 Variación espacial de la temperatura en la zona y sus alrededores

## 5 INFORMACIÓN DISPONIBLE

### 5.1 Hidrometeorología

La estación base utilizada para la generación del hietograma sintético es M485 Zantzayacu, la misma que tiene información, para el período 1982-2005 y está localizada en las inmediaciones de Santa Clara, cercano al sitio de proyecto. Los datos utilizados, se presentan en el Anexo 11.2.

Se ha consultado información climatológica de estaciones localizadas en sitios cercanos a la cuenca, debido a que la zona en estudio es una micro cuenca del río Napo se tomo información de la parte alta de dicha cuenta, las variables a ser consideradas fueron:

- Precipitación mensual acumulada;
- Precipitación máxima en 24 horas, mensual;
- Temperatura media mensual del aire;
- Temperatura máxima absoluta mensual; y,
- Temperatura mínima absoluta mensual;
- Humedad relativa

### 5.2 Topografía

La topografía utilizada para realizar los estudios hidrológicos – hidráulicos del proyecto fue realizada mediante levantamiento topográfico obteniéndose un plano con curvas de nivel equidistantes a un metro.

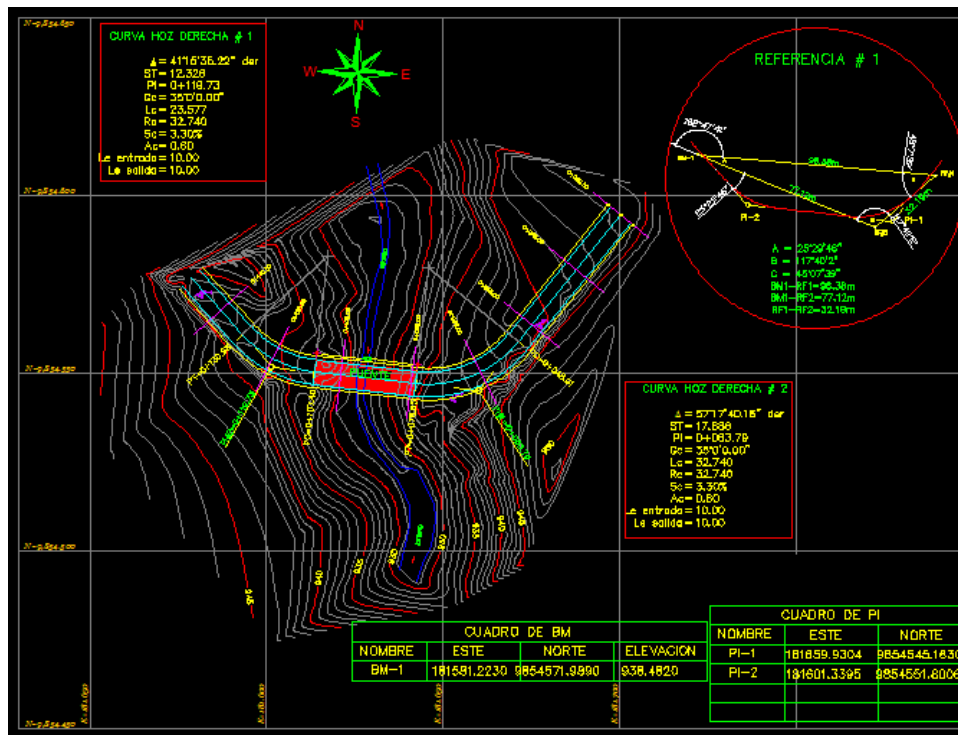


Figura 5.- Levantamiento Topográfico de la zona en estudio.

## 6 METODOLOGÍA EMPLEADA

### 6.1 Caudales de crecida

#### 6.1.1 Modelación Precipitación – Escorrentía

Con el objeto de definir los hidrogramas, es decir la variación temporal de los caudales en el sitio de implantación del puente sobre el río Punín, se consideró como método más confiable la implementación de un modelo precipitación escurrimiento, mediante el programa HEC-HMS, considerando además que en la zona de estudio, no existen estaciones hidrométricas similares y representativas de la microcuenca en estudio, tales como tipo de cobertura, y pendiente.

El método utilizado para modelar las características y respuesta hidrológica de la microcuenca de interés fue el Soil Conservation Service (SCS) de los Estados Unidos, considerando el tipo de suelo y la cubierta vegetal.

Número de Curva:

Para la determinación del Número de Curva se recurrió al análisis de la cobertura vegetal de las cuencas de interés, mediante tablas (Maidment, 1995) se determinó un CN para cada tipo de cobertura, bajo una condición de humedad antecedente tipo III (suelo saturado), el valor final de CN para cada microcuenca se lo calculó ponderándolo con el área  $A_i$ ; el valor final utilizado en la modelación es de 87, considerando que el uso de suelo es en su mayoría pastos plantados y bosque natural:

Área (km <sup>2</sup> )=	At 1.17
-----------------------------	------------

Uso de suelo	Porcentaje	Area Ai (km <sup>2</sup> )	CN <sub>II</sub>	Ai x CN <sub>II</sub>
Bosque Natural	70.09	0.82	73	59.86
Pasto Cultivado	29.91	0.35	79	27.65
				□ Ai x CN 2925.11
CN <sub>II</sub> ponderado =		□ (Ai x CN)/At		75
CN <sub>III</sub> = CN <sub>II</sub> /(0.43+0.0057CN <sub>II</sub> )				87

Por otro lado se consideró una abstracción inicial de 0 mm al hietograma de crecida desarrollado para cada TR, concordante con el tipo de humedad antecedente escogido y un porcentaje de impermeabilización del suelo del 0% por ser una microcuenca sin urbanización. La duración de la tormenta, fue de 24 horas, duración típica en la amazonia ecuatoriana, con pasos de tiempo de 30 minutos.

#### 6.1.1.1 Estudio de lluvias intensas

El Estudio de Lluvias Intensas, publicado por el INAMHI (1999), presenta curvas y ecuaciones de intensidad de precipitación el cual está basado en registros pluviográficos, pluviométricos y regionalización de intensidades máximas, para determinar las curvas IDF características de la zona en la cual se encuentra la microcuenca del río Punín.

De acuerdo al mencionado estudio, el área de estudio pertenece a la Zona 29 con las siguientes ecuaciones de intensidad. Los valores de Intensidad máxima en 24 horas se obtuvieron del análisis estadístico realizado a los datos de precipitación máxima en 24 horas disponibles para la estación pluviométrica Zantzayacu (M485) (ver anexo 11.1):

No.	Ecuación	Rango de Validez
1	$I_{TR} = 75.204 * t^{-0.4828} * Id_{TR}$	Para 5min<d<120min
2	$I_{TR} = 371.89 * t^{-0.8152} * Id_{TR}$	Para 120min<d<1440min

En donde:

$I =$  Intensidad de precipitación (mm/h).

$t =$  Duración de la lluvia (min).

$Tr =$  Período de retorno (años).

$I_{d, Tr} =$  Intensidades de lluvia máxima para una duración de tormenta de 24 horas, con período de retorno asociado, (mm/h).

Los valores de intensidad máxima en 24 horas,  $I_{d, Tr}$ , utilizados son los que se presentan a continuación en la Tabla

TR	50	100	200
$I_{d, Tr}$	7.65	8.50	9.12

Tabla 2.- Los valores de intensidad máxima en 24 horas,  $I_{d, Tr}$ .

Los hietogramas fueron generados utilizando la metodología de Chicago o de los bloques alternos (Chow 1994), que a manera de ejemplo se presentan a continuación;

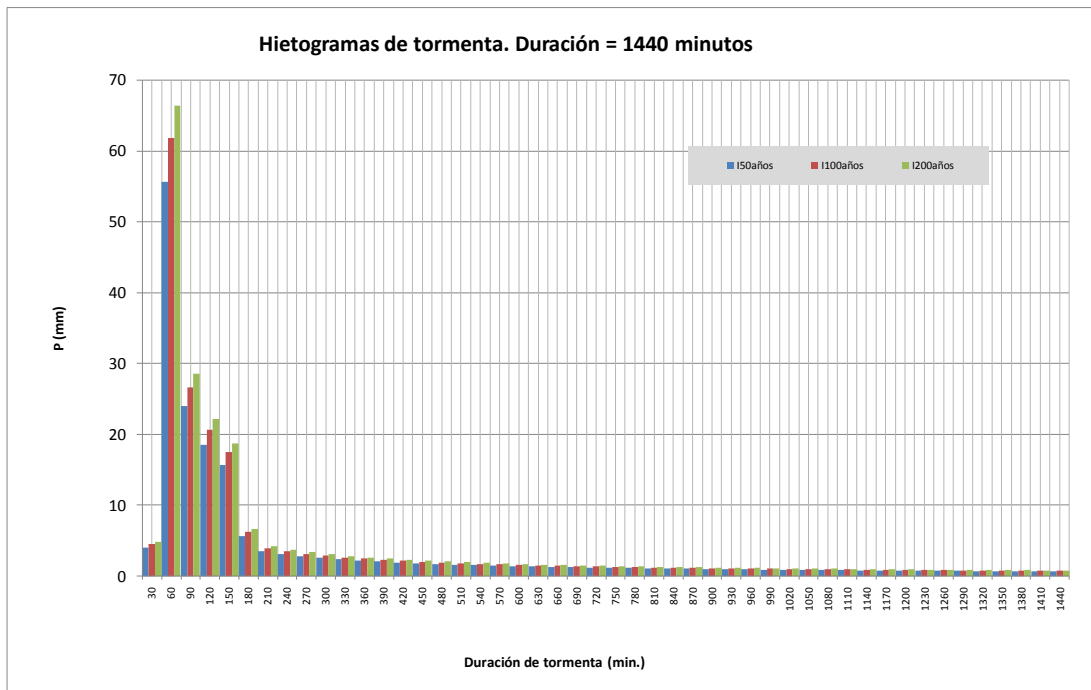


Figura 6.- Hietograma de crecida utilizado en la modelación Hidrológica

La siguiente figura, muestra las curvas intensidad, duración y frecuencia (50, 100 y 200 años), que son representativas de la microcuenca del río Punín.

Curvas I - D - F, para la estación Zantzayacu (M485)

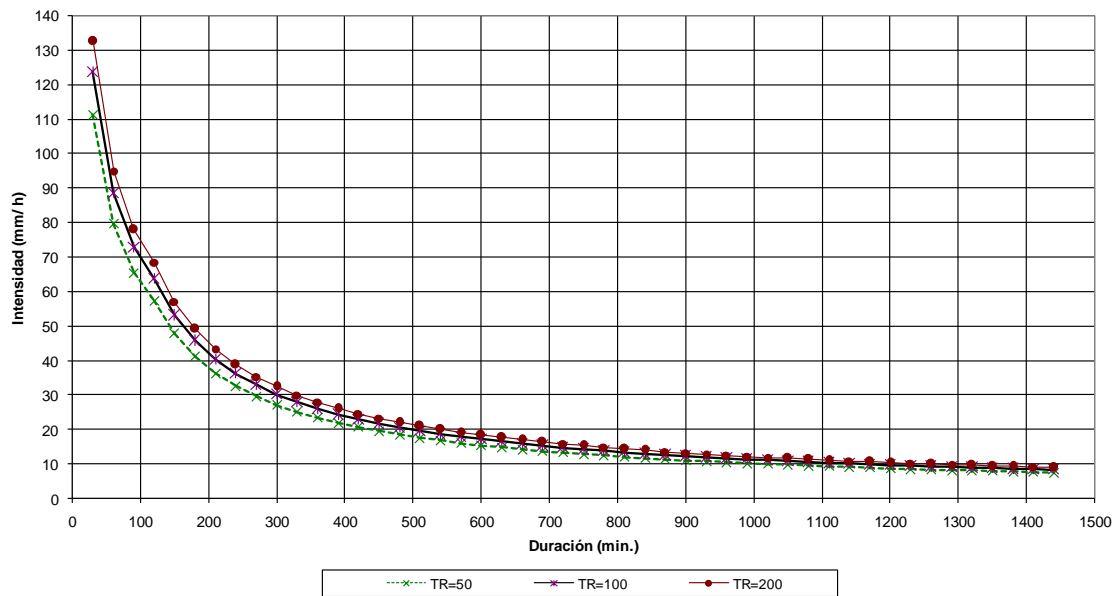


Figura 7.- Curvas IDF de la zona de estudio

### 6.1.2 Método Racional

El Método Racional se aplica en cuencas homogéneas pequeñas, menores a 1 Km<sup>2</sup>, principalmente para drenajes de carreteras, patios, áreas rurales, etc. Sin embargo a pedido de fiscalización de los estudios, se lo ha aplicado a manera de comprobación. Se representa con la siguiente expresión:

$$Q = C i A$$

Donde: "Q" es el caudal pico de la escorrentía que se genera a la salida de una cuenca de área "A" por efecto de un aguacero de intensidad constante "i", que tiene una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca. "C" es el coeficiente de escorrentía; su valor está comprendido entre cero y uno, y depende de la morfometría de la cuenca y de su cobertura. La fórmula es dimensional, de manera que las unidades deben utilizarse correctamente. Cuando el caudal se da en m<sup>3</sup>/s, la intensidad en mm/h y el área en km<sup>2</sup>, la expresión queda de la siguiente forma:

$$Q = C i A / 3.6$$

Las principales dificultades que se encuentran para el uso correcto de la fórmula son dos:

- ✓ La asignación de valores apropiados al coeficiente de escorrentía y,
- ✓ La determinación de la intensidad del aguacero.

La selección del coeficiente de escorrentía es subjetiva porque, aun cuando existen tablas y recomendaciones generales, el criterio de ingeniero es definitivo. Por su parte, la intensidad del aguacero se deduce de análisis de intensidad, duración y frecuencia. Un parámetro adicional a considerar para la selección del coeficiente de escurrimiento es el período de retorno, el mismo que varía con este parámetro:

- ✓ Período de retorno 50 años: 0.3
- ✓ Período de retorno 100 años: 0.35

## 6.2 Calados y niveles de diseño

Con el objeto de determinar los parámetros hidráulicos asociados al caudal de crecida, se diseñó un modelo hidráulico, basado en las condiciones físicas de la zona. El modelo utilizado para la modelación numérica fue el programa HEC-RAS® por medio del cual fue posible obtener alturas de crecida para un caudal asociado a un período de retorno dado.

La determinación del coeficiente de rugosidad de MANNING empleado para la modelación, consideró factores que afectan a la rugosidad como: tipo de material del cauce, irregularidad, variación de las secciones transversales, vegetación, etc. Así se obtuvieron los coeficientes de rugosidad de 0.040 para la sección de cauce firme y de 0.035 para la zona inundable.

## 6.3 Sedimentación y Socavación

La socavación es el efecto erosivo que produce la corriente de agua sobre el cauce y sectores aledaños de un río, por efecto de la velocidad de una crecida al arrastrar el material del lecho. Este análisis se lo efectúa con la finalidad de conocer el riesgo de la estabilidad de la estructura del puente y sus elementos de cimentación.

Para el río Punín, se establece que el río se desarrolla sobre suelo limo arcilloso, que son materiales cohesivos.

## 6.4 Socavación General en el Cauce

La socavación general del cauce se refiere al descenso del fondo del río cuando se produce la crecida, debido al aumento de la capacidad de arrastre del mismo. El método utilizado para el cálculo fue el de Lischtvan-Lebediev, tomando en cuenta las siguientes consideraciones y criterios:

- El suelo es: "cohesivo";
- El lecho está compuesto de "material arcilloso relativamente homogéneo" y se conforma en un cauce definido

Para estas condiciones Lischtvan-Lebediev define a la socavación mediante la siguiente ecuación:

$$H_s \leq \frac{\alpha \times H^{\frac{5}{3}}}{0.60 \times \beta \times Y_d^{1.18}} \frac{1}{1+x}$$

En Donde:

H : Tirante en el punto que se calcula la socavación en m

$\alpha$  : Constante definida por la expresión:

$$\alpha = \frac{Q_d}{H_m^{\frac{5}{3}} \times B_e \times \mu}$$

En donde:

$Q_d$  : Caudal de diseño en m<sup>3</sup>/s

$H_m$  : Tirante medio de la sección (Ae/Be) en m

$A_e$  : Área hidráulica efectiva en m<sup>2</sup>

$B_e$  : Ancho efectivo en m

$\mu$  : Coeficiente de contracción, determinado en tablas

$H_o$  : Profundidad de cada punto de la sección transversal, respecto a la cota máxima

$\beta$  : Coeficiente que depende de la probabilidad de ocurrencia del caudal de diseño, valor que se determina a partir de las tablas.

$Y_d$  : Peso volumétrico del material en seco que se está al fondo del cauce en Tn/m<sup>3</sup>.

$1/1+x$  : Exponente variable que es función de  $d_m$ , obtenido de tablas



## 7 RESULTADOS OBTENIDOS

### 7.1 Caudales de crecida

Con la metodología descrita en la sección 6.1 anterior, se obtuvo un caudal de 28.7 m<sup>3</sup>/s para un período de retorno de 100 años. La distribución de caudales de la avenida con el TR mencionado da como resultado que el pico ocurre en 1 hora con 25 minutos de iniciada la tormenta y decrece hasta valores mínimos a partir de la hora 28 de iniciada la tormenta.

Al Aplicar el método racional, se observa que el caudal es semejante a lo obtenido por modelación numérica, debido a que el área es relativamente pequeña. Por la razón antes expuesta, se toma como válido el caudal máximo obtenido en la modelación de crecidas, es decir 28.7 m<sup>3</sup>/s.

Río	C	i(mm/h)	Duración (horas)	$i_{d=tc}$	A (km <sup>2</sup> )	Q (m <sup>3</sup> /s)
Río Punín	0,35	8,5	24	204	1,17	23,2

### 7.2 Calados y niveles de diseño

El modelo hidráulico desarrollado, permitió conocer los parámetros hidráulicos asociados a la dinámica del río Punín. Para el sitio de implantación del puente, se obtuvo un área hidráulica de 11.86m<sup>2</sup>, con un calado de 2.08 m. El número de Froude, tiene un valor de 0.97

La cota de implantación de la base de la viga es de 931.5 msnm, con un galibo de 2.0. Por otro lado, en el sitio de implantación del puente, se deberá realizar mantenimientos periódicos preinvierno de las secciones de los puentes sobre el río Punín, 50 metros antes y al menos 25 metros después del mismo, para garantizar el área hidráulica requerida.

Los resultados obtenidos para el sitio de implantación del puente sobre el río Punín, se presentan a continuación en la Tabla .

Variable	Valor
Q (m <sup>3</sup> /s)	28.7
NMC (msnm)	929.5
Cota de fondo (msnm)	927.4
Calado de crecida (m)	2.08
Área hidráulica de crecida (m <sup>2</sup> )	11.86
Velocidad (m/s)	2.42
Froude (-)	0.97
Gálibo (m)	2
Altura a la parte inferior de la viga del puente (m)	3.36
Cota parte inferior de la viga del puente (msnm)	932.86

Tabla 3.- Parámetros hidráulicos obtenidos para el sitio de implantación del puente sobre el río Punín.

### 7.3 Socavación

Se ha obtenido una socavación máxima de 3.12 metros localizados en el fondo del cauce. El perfil de socavación obtenido se presenta a continuación en la Figura y el cálculo en el Anexo 11.4.

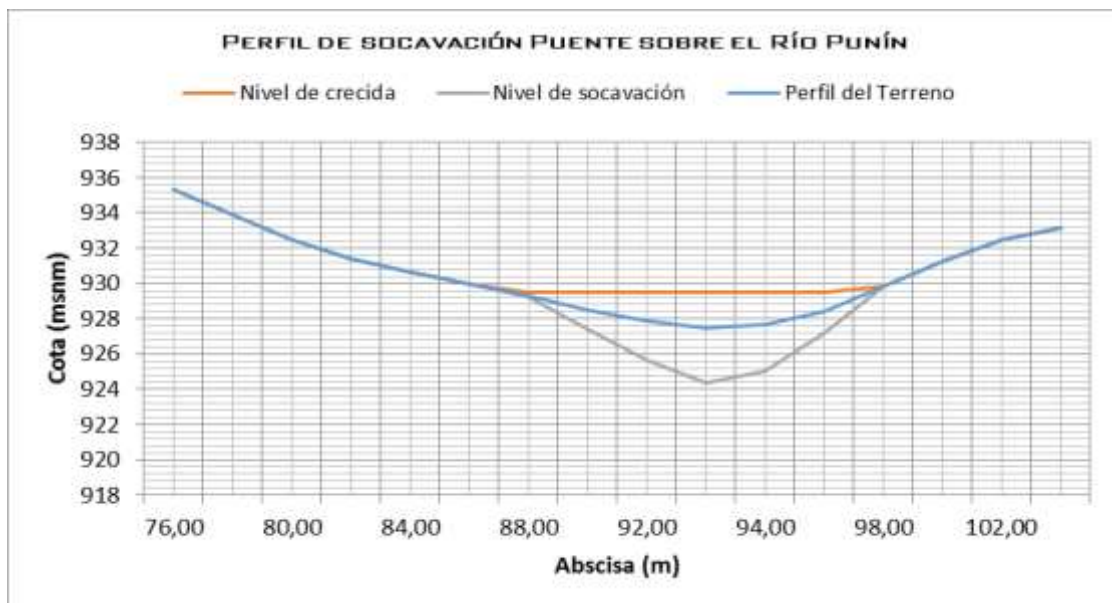


Figura 8.- Perfil de socavación en el sitio de implantación del puente sobre el río Punín.

## 8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 8.1 Conclusiones

- Debido a que no se dispone de información suficiente acerca de caudales máximos instantáneos para la cuenca del río Punín, no se puede utilizar ningún método estadístico – probabilístico, para el cálculo de caudales máximos. El cálculo de caudales se realizó por los métodos de pronóstico de crecientes: hidrograma unitario y método racional, que constituyen alternativas de estimación de caudales valederas ante la carencia de información de mediciones de caudales máximos instantáneos anuales en estaciones cercanas al sitio de estudio. Según el estudio de lluvias intensas realizado por el INAMHI la zona de interés que comprende la cuenca del río Punín se encuentra ubicada en la zona 29 de la regionalización propuesta por el INAMHI.
- El caudal de diseño, para un período de retorno de 100 años, es de 28.7 m<sup>3</sup>/s.
- La cota de implantación de la base de la viga es de 931.5 msnm, con un galibo de 2.0 metros.
- La velocidad del flujo del agua en crecidas es moderada, con un tipo de flujo subcrítico.
- Se ha obtenido una socavación máxima de 2.95 metros localizados en el fondo del cauce, para un TR de 100 años.

### 8.2 Recomendaciones

- En el sitio de implantación del puente, se deberá realizar limpiezas pre invierno para garantizar el área hidráulica requerida, debido a la alta producción de sedimentos observada.
- En el sitio de implantación del puente, se deberá contar con una luz mínima de 20 metros.
- Se recomienda un galibo de 2 metros por sobre el nivel de crecidas con TR 100 años.
- Se debe proteger las márgenes izquierda y derecha del puente, 50 metros aguas arriba y 25 metros aguas abajo, para evitar que la socavación afecte a los estribos del puente, pues del análisis de socavación efectuado y a las viditas de campo efectuadas, la dinámica del río es muy cambiante, y socava las márgenes.
- De acuerdo al análisis de intensidad de lluvias mensuales indicados anteriormente, la época propicia recomendable para la construcción del puente será entre los meses de Octubre a Febrero.

## 9 BIBLIOGRAFIA

- GAD Santa Clara (2014), Levantamiento Topográfico del río Punín.
- De Laat (2001) Lecture notes of Hydrology, IHE – Delft - Holanda
- INAMHI, (1999), Estudio de Lluvias intensas.
- Maidment, D (1994) Handbook of hydrology
- Maza J A, (1989) Introduction to river engineering, Università Italiana per stranieri, Perugia.
- CIC, (2009), Estudio Hidrológico- Hidráulico.
- OMM, (1972), Manual de Estudios Hidrológicos, Publicación No. 70, San José de Costa Rica.

## 10 AUTORÍA Y RESPONSABILIDAD

Certifico que este informe fue desarrollado por mi persona de manera integral y apegado a las normas de ingeniería y ética profesional.

# 11 ANEXOS

## 11.1 Datos Meteorológicos

Precipitación Mensual:

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA															
PRECIPITACION MENSUAL (mm)															
SERIES DE DATOS METEOROLOGICOS															
NOMBRE: PUYO							CODIGO: M008			ELEVACION: 960					
PERIODO: 1960 - 1999							LATITUD: 1° 30' 27" S			LONGITUD: 77° 56' 38" W					
VALORES MENSUALES															
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	SUMA		
1960						435.2	355.0	277.9		419.7	460.6				
1961	401.7	270.8	438.2	413.7	426.5	575.4	227.8	179.0							
1964											374.4	490.0			
1965	309.5	206.6	459.7	392.2	416.7	467.3	575.1	353.1	378.7	315.2	545.2	283.1	4702.4		
1966	202.5	348.0	511.5	555.9	409.4	276.2	280.0	226.5	338.8	304.5	305.2	563.8	4322.3		
1967	270.9	368.6	352.5	380.5	204.1	401.7	344.4	315.2	231.5	396.0	382.8	492.7	4140.9		
1968	410.5	297.8	287.0	392.4	226.6	404.3	345.0	236.0	494.7	399.6	294.7	211.5	4000.1		
1969	298.7	248.9	394.8	501.2	358.3	418.8	235.9	470.3	256.5	429.3	318.3	214.7	4145.7		
1970	334.0	402.3	362.9	493.6	350.1	333.2	470.5	264.1	265.9	346.4	342.2	337.5	4302.7		
1971	318.9	350.6	532.3	500.4	383.4	455.6	321.2	360.5	242.0	351.0	331.8	341.7	4489.4		
1972	530.4	302.4	691.3	442.8	462.3	524.0	504.5	415.1	506.2	404.5	403.3	320.5	5507.3		
1973	246.1	258.5	281.5	319.4	432.7	317.6	498.3	435.6	317.2	329.6	369.1	281.4	4087.0		
1974	215.7	249.3	331.9	497.1	497.9	607.7	499.6	374.1	453.6	537.4	501.7	336.2	5102.2		
1975	251.0	314.7	555.9	542.5	439.5	516.4	376.3	359.8	352.4	316.9	335.2	303.8	4664.4		
1976	318.9	388.7	454.2	624.2	552.5	647.2	381.9	293.4	365.8	498.1	323.4	229.4	5077.7		
1977	159.8	331.3	532.9	446.7	433.4	577.3	449.7	363.8	440.1	474.1	271.3	387.2	4867.6		
1978	224.8	288.9	460.7	396.2	272.4	538.4	340.0	400.2	313.0	410.9	279.8	196.1	4121.4		
1979	86.0	128.4	486.5	339.7	515.8	306.2	290.8	372.5	394.0	275.7	352.2	218.0	3765.8		
1980	336.3	178.0	250.6	453.1	441.1	484.5	220.3	386.8	428.4	390.4	435.7	435.7	4231.4		
1981	397.5	383.1	424.6	544.7	505.4	496.7	530.9	349.3	351.1	296.9	395.0	580.6	5255.8		
1982	358.6	319.4	449.7	615.8	358.4	416.1	280.7	337.0	302.4	285.2	252.6	320.7	4296.6		
1983	338.5	275.5	295.0	564.1	418.2	438.9	335.0	187.6	398.9	604.0	470.2	312.1	4638.0		
1984	413.0	363.3	503.7	382.2	344.1	402.9	443.1	433.4	435.5	408.8	340.4	451.0	4921.4		
1985	156.9	88.6	271.5	360.9	500.2	386.5	249.9	385.8	359.8	435.4	388.9	271.1	3855.5		
1986	154.6	346.8	272.0	686.7	408.2	342.5	326.8	395.1	459.4	426.7	452.9	481.0	4752.7		
1987	371.5	388.9	302.1	654.1	499.4	461.9	276.5	132.0	267.0	284.3	275.6	274.5	4187.8		
1988	213.3	570.8	319.5	428.5	563.6	439.7	312.6	191.9	336.0	578.3	435.1	334.4	4723.7		
1989	359.0	436.1	480.0	393.6	445.4	829.2	354.1	264.6	216.3	374.0	339.2	86.8	4578.3		
1990	330.1	493.6	376.4	470.2	296.7	597.2	407.8	262.9	394.2	460.6	343.9	346.1	4779.7		
1991	324.6	284.1	336.2	516.3	477.2	835.7	269.3	114.7	363.5	350.4	316.7	297.4	4486.1		
1992	303.8	327.9	272.3	393.2	306.4	275.8	294.4	350.9	332.2	295.8	394.1	318.6	3865.4		
1993	436.5	272.9	583.7	364.9	561.2	395.5	534.0	428.4	307.7	253.8	326.3	321.1	4786.0		
1994	263.8	256.9	476.6	414.4	575.1	338.0	290.7	290.9	337.9	518.8	374.7	423.0	4560.8		
1995	207.5	205.2	484.9	254.1	513.9	375.0	578.4	212.3	343.2	192.9	369.2	322.1	4058.7		
1996	395.1	277.3	274.1	451.1	369.7	431.2	295.8	182.5	395.9	406.0	357.2	269.5	4105.4		
1997	303.6		393.4	395.4	489.9	262.6	193.1	254.2	375.5	211.3	387.2	293.8			
1998	181.6	232.8	316.2	727.1	509.8	497.3	334.2	239.3	115.0	456.8	297.0	220.8	4127.9		
1999	455.7	334.8													
media	302.2	308.3	406.2	466.0	427.6	458.6	361.8	303.8	347.9	385.1	363.8	330.5	4461.8		
minima	86.0	88.6	250.6	254.1	204.1	262.6	193.1	114.7	115.0	192.9	252.6	86.8			
maxima	530.4	570.8	691.3	727.1	575.1	835.7	578.4	470.3	506.2	604.0	545.2	580.6			

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA

PRECIPITACION MENSUAL (mm)  
SERIES DE DATOS METEOROLOGICOS

NOMBRE: Zantzayacu

CODIGO: M485

PERIODO: 1964 - 2005

VALORES MENSUALES

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	SUMA
1964									313.3	326	185.7	357.7	
1965	265.6	107.4	342.9	195.1	568.3	471.9	395.5	307.6	325.3	242	377.3	252.1	3851.0
1966	306.1	257.2	411.6	470.8	399.3	325	393.5	233.7	458.4	251.5	274.2	296	4077.3
1967	300.3	99	292.4	211.5	213.3	457.1	641	269.9	225	457.3	306.6	476.7	3950.1
1968	359.9	325.3	418.7	556.8	497.9	716.1	527.8	294.3	781.5	497.8	257.1	206.9	5440.1
1969	261.5	400.6	508	787.6	538.4	660.2	509	710.6	538.2	666.4	569.3	481.1	6630.9
1970	862.1	400.1	366.4	388.6	749.8	575.4	575	409.3	181.5	231.5	167.9	250.8	5158.4
1971	327.9	481	354.7	319.7	345.8	620.9	677.8	257.9	304.6	519.2	331.9	627.7	5169.1
1972	798.8	682.2	433.8	601.5	843.3		667		1397.6	680.2	562.9	467.3	
1973	256.1	182.8			529.6	408.7	451	328.2	263	149.4	98.5	125	
1974	168	171	426	277.3	358.3	563	714.2	461	299.7	425.8	399	183	4446.3
1975		320	480	335		365.5	301.2	161.8	189.4				
1976						532.4	372.5	175.6	226.8	320.1	170.6	70.2	
1977	60.4	259.5	503	454.8	574.3		593.9	331.1	558.3	238.6	184.8	351.8	
1978	122.9	377.6	588.3	601.3	593	559.5	258.2	296.2	524.3	295	98.6	103.1	4418.0
1979	73.7	79	570.8	397.9	595.1	220.7	298.3	457.6	264.1	449.3	437.4		
1980	202.8	117.5	356.4	403	477.5	582.1	190.2	284.2	457	417.9	368.3	232.5	4089.4
1981	203.1	295.8	175.5	459.3	517.5	509.3	526	507.7	272.1	410.6	282.3	425	4584.2
1982	215.5	160.6	164.1	542	491	429.9	334.4	290.7	364.9	364.3	232.7	109.1	3699.2
1983	232.5	272	272.9	272.5	418.7	277	330.8	299.4	621.1	217.1	1445.1	108.1	4767.2
1984	180.8	237.4	484.2	624.8	567.9	1373.7	568	152.6	346	179.3	175.8	244.3	5134.8
1985	122.6	35.4	155.1	288.1	336.6	409.6		524	302.6		309.7	152.6	
1986	130.3	263.6	239.9	449.9	288.3	399.1	402.9	219.7			256.4		
1987	176.4			356.7		294.6	281.4	579.9	361.4			120.4	
1988			569.2	559.4			525	342.8	225.3		200		
1989	133.3	246.1	373.5	218.2	444.4	601.3	273.5	206.5	334.6	371.9	286.6	406.7	3896.6
1990	328.4	506.4	238.6	339.1	405.2	360.7	331.1	382.7	260.5	300.3	314.3	314.4	4081.7
1991	307.4		128.5	231.1	539.4	908.4	509.3	401.4	790.9	411.4	750.2	594	
1992	180.4	541.3	209.2	394.1	444.7	417	482.2	223.2	585.5	577.7	836.1	647.2	5538.6
1993	797.6	666	801.1	758.9	448.8	732.8	795.7	841.2	761.9	973.2	836.1	647.2	9060.5
1996					361.1	509.5	356.6	411.3	525.7	298.8	270.9	306.2	
1997	197.5	439.3	263.2	332.2	592.7	234	284.2	249.7	239.8	306.4	231.8	661.4	4032.2
1998	232.3	153.3	296.7	283.5	323.8	584.9	123.4	146.3	168.8	225.8	115.4	328.2	2982.4
1999	749.5	208.5	374.1	332.8	236.1	610.3	278.1	416.3	352.8	225.1	229.4	472.4	4485.4
2000	256.2		392.7	414.5	848.8	724.5	586.2	415.9	209.1	218.2	465.2	341	
2001	267.5	519.6	256.8	356.3	614.6	507.4	319.4	260.9	492.3	400.1	369.6	611	
2002	315.7	279.8	371	547.3	578.3	484.1	799	361.9	321.9	432.7	483.1	251.3	
2003	293.8	341.4	420.7	531	774.1	527.5	279.4	204.5	360	353.1	575.5	398.3	
2004	223	155.8	629.3	255.3	608	370.7	673.4	433.3	454.1	528.8	517.7	375	
2005			397.2	894.5	654.4	558.7	580	256.8	466.6	623.7	704.7	835.8	
media	291.5	299.5	379.0	429.0	508.0	524.5	452.8	344.9	413.5	388.2	386.3	356.4	4773.5
minima	60.4	35.4	128.5	195.1	213.3	220.7	123.4	146.3	168.8	149.4	98.5	70.2	
maxima	862.1	682.2	801.1	894.5	848.8	1373.7	799.0	841.2	1397.6	973.2	1445.1	835.8	

Temperatura:

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA PROYECTO HiBAm TEMPERATURA MEDIA MENSUAL ( °C ) SERIES DE DATOS METEOROLOGICOS													
NOMBRE: PUYO				CODIGO: M008				ELEVACION: 960					
PERIODO: 1964 - 1994		LATITUD: 1° 30' 27" S			LONGITUD: 77° 56' 38" W								
VALORES MENSUALES													
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MEDIA
1964											20.3	20.2	
1965	20.3	20.6	20.1	20.7	20.6	19.8	19.6	19.8	20.5	21.5	21.4	20.6	20.5
1966	20.9	21.1	21	20.7	21.3	20.6	20	20.6	20.7	21	21.5	20.9	20.9
1967	20.2	20.2	20.7	20.6	20.5	19.7	19.4	19.8	20.5	20.5	21.5	21.1	20.4
1968	20.2	21.2	20.3	20.7	20	20.1	19.5	20.2	20	20.9	21.2	21.2	20.5
1969	20.9	21.4	21.8	21.5	21.3	20.9	20.1	20.3	21.4	21.1	21.5	21.7	21.2
1970	21.3	21.3	21	20.8	20.7	20.4	19.9	20.3	20.3	21.4	21.2	20.9	20.8
1971	20.5	19.9	20.1	20.7	20.5	20.1	19.7	20	20.8	20.8	21	20.2	20.4
1972	20.3	20.5	20.5	20.7	21.2	20.5	20.3	20.6	20.7	21.6	21.5	21	20.8
1973	20.9	21.3	21.6	21.3	20.7	20.8	20.5	20.2	20.8	21.5	21.5	20.5	21.0
1974	20.4	20.2	20.8	20.8	20.6	20.1	19.5	20	20	20.8	21.1	20.4	20.4
1975	20.3	20.5	20.2	21	20.5	20	19.3	20.2	20.8	21.1	21.5	20.9	20.5
1976	20.4	20.4	20.9	21	20.5	20	19.4	19.7	20.7	21.5	21	21	20.5
1977	21.7	19.8	20.6	21	20.6	20	20.2	20.9	20.8	21.2	21.4	21.1	20.8
1978	21.4	21.9	21.4	21.3	22.1	20.1	19.7	19.4	20.4	21	21.4	21.1	20.9
1979	21.4	21.2	21.1	20.5	21.2	19.9	19.8	21	21.9	21.8	21.6	21.4	21.1
1980	21.2	21.9	21	20.9	21	20.6	20	20.6	21	21	21	21.3	21.0
1981	21.4	20.6	21.4	21.2	21.3	20.4	19.1	20.2	20.5	21.5	21.4	21.4	20.9
1982	21.2	21.3	21.4	21.2	20.7	20.5	20.1	20.3	20.8	20.9	21.3	21	20.9
1983	21.4	21.4	21.6	21.4	21.1	20.6	20.2	20	20.9	21.1	21.3	20.8	21.0
1984	20.3	20.1	21.1	20.6	20.8	20.4	19.4	20	20.5	21	21	20.7	20.5
1985	21.7	20.6	21.3	21.7	21.2	19.5	19.5	19.9	20.9	21.6	21.4	21.4	20.9
1986	20.9	20.6	20.7	21.5	21.2	20.3	19.2	20.4	20.5	21	21.2	21	20.7
1987	21.3	21.5	21.8	21.2	21.2	20.8	20.9	21	21.5	22.2	22.1	22	21.5
1988	21.3	21.9	21.6	21.4	20.9	20.5	19.7	20.8	21.1	21.7	21.4	20.8	21.1
1989	19.9	20	20.6	20.8	20.5	20	19.8	20.3	20.9	21.3	22	22.1	20.7
1990	20.9	21.2	21.2	21.5	21	20.6	19.6	20.5	20.9	21.7	21.4	21.2	21.0
1991	21.7	21.4	21.5	20.9	21.2	21.2	20.2	20	20.9	21.2	21.5	21.3	21.1
1992	21.8	21.5	21.7	21.6	21.7	20.8	20.2	20.7	20.9	21.2	21.5	21.1	21.2
1993	20.8	20.9	20.7	21.2	21.5	20.6	20.1	20.4	20.8	20.9	21.7	21.4	20.9
1994	21.3	21	21.2	21	20.8	20.5	20.1	20.5	21.2	21.6	21.6	21.4	21.0
media	20.9	20.9	21.0	21.0	20.9	20.3	19.8	20.3	20.8	21.3	21.4	21.1	20.8
minima	19.9	19.8	20.1	20.5	20.0	19.5	19.1	19.4	20.0	20.5	20.3	20.2	
máxima	21.8	21.9	21.8	21.7	22.1	21.2	20.9	21.0	21.9	22.2	22.1	22.1	

Velocidad del Viento:

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA PROYECTO HiBAm VELOCIDAD DEL VIENTO MEDIA MENSUAL(Km/h) SERIES DE DATOS METEOROLOGICOS													
NOMBRE: PUYO PERIODO: 1964 - 1994				CODIGO: M008 LATITUD: 1° 30' 27" S LONGITUD: 77° 56' 38" W				ELEVACION: 960					
VALORES MENSUALES													
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MEDIA
1964													
1965	1.6	1.8	1.2	2.0	1.4	1.3	1.4	1.4	1.3	1.7	1.8	1.8	1.6
1966	1.5	1.6	1.7	1.2	1.7	1.8	1.4	2.1	1.7	1.7	1.7	1.5	1.6
1967	1.1	1.0	1.5	1.2	1.4	0.9	1.1	1.1	1.5	1.2	1.6	1.7	1.3
1968	1.4	1.2	1.1	1.9	1.2	1.0	1.2	1.4	1.3	1.3	1.5	1.3	1.3
1969	1.4	1.5	1.5	1.4	1.4	1.1	1.4	1.1	1.3	1.4	1.2	0.9	1.3
1970	1.1	1.1	0.8	0.9	1.2	1.0	1.1	1.0	1.1	1.1	1.7	1.4	1.1
1971	1.2	1.1	1.1	1.4	1.1	1.5	1.1	1.1	1.1	1.2	1.0	1.1	1.2
1972	1.1	1.0	1.2	1.1	1.3	1.1	1.1	1.1	1.0	1.2	1.1	1.2	1.1
1973	0.8	0.9	0.9	1.0	1.1	1.2	1.2	1.2	1.4	1.9	1.7	1.3	1.2
1974	1.1	1.1	1.3	1.2	1.4	1.3	1.4	1.1	1.3	1.6	1.2	1.2	1.3
1975	1.1	1.3	1.3	1.0	1.2	1.1	1.3	1.0	1.2	1.5	1.2	1.2	1.2
1976	1.1	1.2	1.3	1.6	1.5	1.1	1.4	1.2	1.0	1.5	1.0		
1977	1.5	1.7	2.0	2.1	2.0	1.7	2.1	1.9	2.1	2.2	1.9	1.9	1.9
1978	1.2	1.8	1.4	1.5	2.0	1.6	1.6	1.5	1.5	2.0	1.6	1.4	1.6
1979	1.5	1.5	1.4	1.4	1.4	1.5	1.4	1.7	1.8	1.9	1.9	1.4	1.6
1980	1.4	1.5	1.4	1.5	1.4	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	1.2	1.3	1.4
1981	1.3	1.2	1.3	1.3	1.4	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2	1.3	1.3	1.3
1982	1.6	1.5	1.5	1.7	1.5	1.5	1.4	1.6	1.6	1.8	1.7	1.5	1.6
1983	1.7	1.6	1.6	1.6	1.5	1.6	1.6	1.5	1.7	1.6	1.6	1.4	1.6
1984	1.4	1.2	1.2	1.1	1.3	1.0	1.0	1.1	1.3	1.2	1.2	1.0	1.2
1985	1.1	0.9	1.0	1.2	1.1	0.9	1.0	1.1	1.1	1.3	1.2	1.0	1.1
1986	0.9	0.8	0.6	0.7	0.7	0.4							
1987			0.9	0.6	0.6	0.6	0.4	0.5	0.5	0.4	0.5	0.5	
1988	0.4	0.5	0.4	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.7	0.9	0.7	0.9	0.6
1989										1.3	1.3	1.2	
1990	1.0	0.9	1.0	1.1	1.0	0.9	1.1	1.0	1.1	1.2	1.0	0.9	1.0
1991	0.9	0.8	0.9	0.9	1.0	1.0	0.9	1.0	1.2	1.1	1.1	1.0	1.0
1992	2.3	0.9	1.0	1.1	1.0	0.9	1.0	1.0	1.1	1.1	1.1	1.0	1.1
1993	0.9	0.9	0.8	0.9	0.8	0.8	0.9	1.1	1.0	0.9	0.9	0.9	0.9
1994	0.8	0.7	1.0	0.9	0.6	0.7	0.9	0.5	0.7	1.1	0.8	0.4	0.8
media	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.1	1.2	1.2	1.3	1.4	1.3	1.2	1.2
mínima	0.4	0.5	0.4	0.6	0.6	0.4	0.4	0.5	0.5	0.4	0.5	0.4	
máxima	2.3	1.8	2.0	2.1	2.0	1.8	2.1	2.1	2.1	2.2	2.3	2.1	



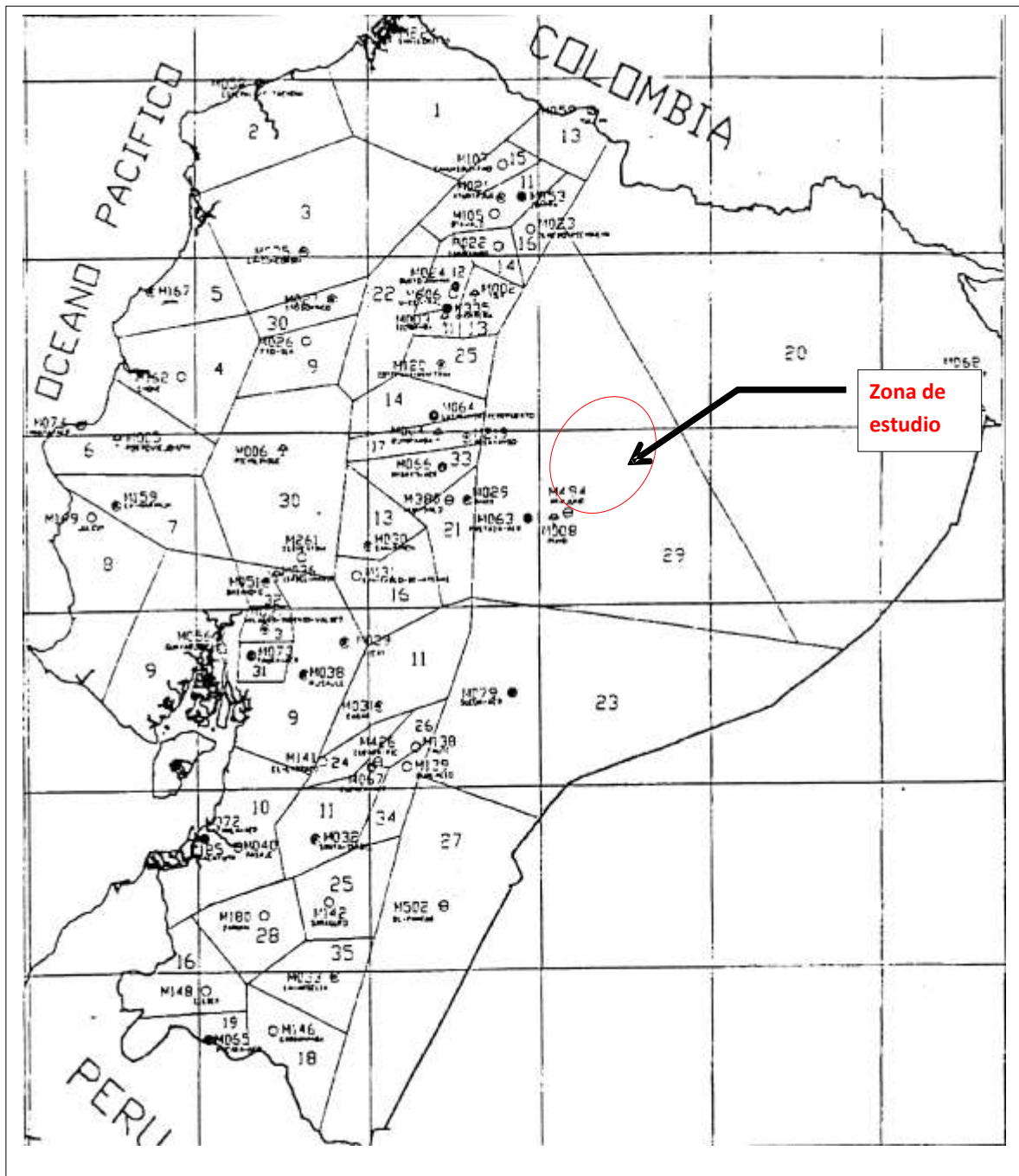
Humedad Relativa:

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA													
HUMEDAD RELATIVA MEDIA MENSUAL (%)													
SERIES DE DATOS METEOROLOGICOS													
NOMBRE: PUYO				CODIGO: M008				ELEVACION: 960					
PERIODO: 1964 - 1994		LATITUD: 1° 30' 27" S			LONGITUD: 77° 56' 38" W								
VALORES MENSUALES													
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MEDIA
1964											88	88	
1965	89	87	91	89	90	90	90	87	88	87	89	90	89
1966	89	88	89	90	89	88	88	88	87	88	88	89	88
1967	90	91	89	88	89	89	89	86	84	88	88	88	88
1968	89	88	90	90	89	89	90	88	90	89	88	87	89
1969	89	89	88	90	89	89	88	87	86	88	88	87	88
1970	87	89	89	90	89	88	89	86	88	86	88	89	88
1971	90	91	92	89	90	91	90	89	87	89	88	89	90
1972	91	89	91	91	90	91	90	88	89	87	90	91	90
1973	92	90	89	90	90	87	88	89	88	87	88	89	89
1974	89	91	88	89	90	91	89	88	88	88	88	84	89
1975	92	90	94	89	91	91	89	89	84	85	86	88	89
1976	89	88	90	91	91	92	88	89	88	88	89	88	89
1977	87	90	90	89	89	88	88	85	87	87	89	88	88
1978	87	88	89	90	89	90	89	87	88	88	88	90	89
1979	86	87	90	90	89	90	89	87	87	88	87	87	88
1980	89	86	88	88	88	91	89	86	86	88	89	88	88
1981	88	90	88	88	89	90	88	87	86	86	87	89	88
1982	88	89	89	90	90	89	87	86	88	87	89	91	89
1983	89	88	88	89	91	89	88	88	86	89	89	92	89
1984	91	92	90	92	91	93	93	90	91	93	93	94	92
1985	91	92	92	91	92	94	92	92	92	92	92	92	92
1986	92	93	93	94	94	95	94	93	94	94	93	94	94
1987	95	95	94	96	92	91	90	89	88	89	90	90	92
1988	91	90	90	90	92	91	91	88	89	88	91	91	90
1989	93	92	90	91	91	93	90	88	88	89	89	86	90
1990	91	91	92	91	92	92	90	86	86	87	90	90	90
1991	87	87	91	91	92	90	89	84	85	85	88	89	89
1992	89	89	89	90	89	90	88	86	88	86	88	91	88
1993	90	90	91	90	90	90	89	88	88	89	89	89	89
1994	89	90	89	90	91	89	88	85	86	87	88	90	89
media	90	90	90	90	90	90	89	88	88	88	89	89	89
minima	86	86	88	88	88	87	87	84	84	85	86	84	
máxima	95	95	94	96	94	95	94	93	94	94	93	94	

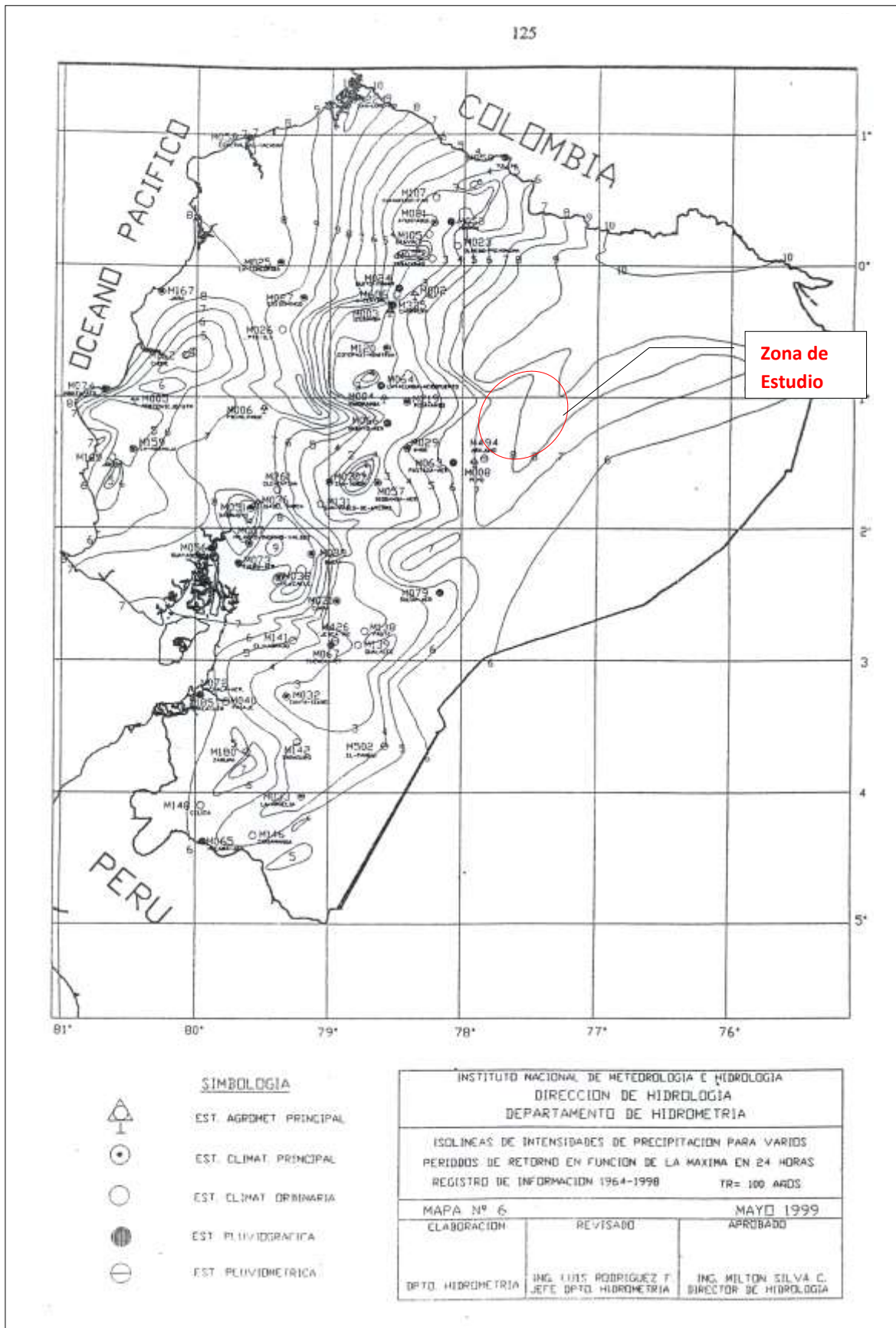
Precipitación máxima diaria en la estación M485 – Zantzayacu:

PRECIPITACIÓN MÁXIMA 24 HORAS												
ESTACIÓN M485: SATZAYACU												
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1982	55.1	56.2	34.9	1.8	58.4	149.4	71.3	51.2	11.1	14.5	32.4	35.1
1983	3.8	42.3	42.8	45.3	82.6	77.5	52.1	5.1	16.8	32.3	175.3	16.1
1984	44.8	32.8	75.3	74.6	12.3	139.2	133.7	42.1	67.4	5.8	5.3	27.9
1985	19	13.5	25.3	2.5	48.6	55.4		54.3	96.9		72.8	31.2
1986	32.6	3.6	38.9	78.4	26.8	42.4	55.4	25			19.9	
1987	51.5			28.3		31.7	34.4	44.7	37.9			16.4
1988			44.7	37.8			44.7	34.7	19.4		2.2	
1989	21.5	35.5	5.8	27.6	31.2	54.3	24.3	19.7	21.8	33.9	27.6	37.5
1990	21.4	44.7	26.8	27.5	41.6	19.6	29.4	3.4	18.4	21.1	21.6	19.4
1991	24.5		25.5	19.1	54.3	48.7	39.8	29.5	133	33.3	63.7	78.4
1992	53.6	44.7	28.3	31.4	33.3	32.8	4.9	29.3	51.4	77.6	39.9	48.3
1993			95.6	79.4	32.8	78.8		85.7		5.7	39.9	48.3
1996					22.3	75.3	47.1	79	11.9	62.7	77.4	73
1997	35.3	83.8	64.3	64	78.4	43.2	72.2	39	48.3	33.6	38	47
1998	35	32.3	43.6	73.2	6.4	58.8	2.3	14.3	32.3		64.8	65.7
1999	54.6	15.5	42.4	24.1	34.2	85.2	34	84.4	81.4	42.2	84.2	66.6
2000			74.2	63	97.6	82.6	83.6	68.4	43.2	6.3	64.3	75
2001	46	7.6	46.2	7.6	72.7	67.3	52.1	52.6	7.2	75.4	63.2	
2002	72.6	45.3	85.7	79.9	61.2	78.2	67	67.2	71	78.4	72.2	
2003	7	6.4	64.7	79.9	11.6	66.2	27.4	48.2	6	76.3	77	
2004	11	33	79	25.2	73	45	6	87.2	8	44.2	82.2	
2005				148		68.6	7.2	44.2	85.2	12.2	18.2	149.4
PROMEDIO	34.66	33.15	49.68	48.50	46.28	66.68	44.45	45.87	43.43	38.56	54.39	52.21
MAXIMO	72.60	83.80	95.60	148.00	97.60	149.40	133.70	87.20	133.00	78.40	175.30	149.40
MINIMO	3.80	3.60	5.80	1.80	6.40	19.60	2.30	3.40	6.00	5.70	2.20	16.10
STDV	19.54	21.61	24.22	35.45	26.33	31.65	31.71	25.17	35.57	26.70	38.04	33.40

Zonificación de intensidades:



Valores de  $ID_{TR}$ , para  $Tr=100$  años:



ZONIFICACIÓN DE INTENSIDADES, ECUACIONES REPRESENTATIVAS DE  
LAS ZONAS. Tomado de INAMHI (1999)

ZONA	DURACIÓN	ECUACIÓN
1	5 min < 130 min 130 min < 1440 min	$I_{TR} = 47.926 t^{-0.3387} Id_{TR}$ $I_{TR} = 787.57 t^{-0.9154} Id_{TR}$
2	5 min < 30 min 30 min < 1440 min	$I_{TR} = 19.305 t^{-0.1332} Id_{TR}$ $I_{TR} = 115.40 t^{-0.6546} Id_{TR}$
3	5 min < 90 min 90 min < 1440 min	$I_{TR} = 53.369 t^{-0.3278} Id_{TR}$ $I_{TR} = 639.52 t^{-0.8838} Id_{TR}$
4	5 min < 20 min 20 min < 1440 min	$I_{TR} = 56.507 t^{-0.2694} Id_{TR}$ $I_{TR} = 247.71 t^{-0.7621} Id_{TR}$
5	5 min < 40 min 40 min < 1440 min	$I_{TR} = 54.719 t^{-0.3875} Id_{TR}$ $I_{TR} = 197.81 t^{-0.7378} Id_{TR}$
6	5 min < 120 min 120 min < 1440 min	$I_{TR} = 57.598 t^{-0.4267} Id_{TR}$ $I_{TR} = 344.08 t^{-0.7982} Id_{TR}$
7	5 min < 60 min 60 min < 1440 min	$I_{TR} = 97.055 t^{-0.403} Id_{TR}$ $I_{TR} = 869.87 t^{-0.9346} Id_{TR}$
8	5 min < 30 min 30 min < 1440 min	$I_{TR} = 80.068 t^{-0.3683} Id_{TR}$ $I_{TR} = 351.73 t^{-0.7977} Id_{TR}$
9	5 min < 116 min 116 min < 1440 min	$I_{TR} = 40.035 t^{-0.341} Id_{TR}$ $I_{TR} = 355.49 t^{-0.8043} Id_{TR}$
10	5 min < 88 min 88 min < 1440 min	$I_{TR} = 40.414 t^{-0.3124} Id_{TR}$ $I_{TR} = 356.17 t^{-0.8009} Id_{TR}$
11	5 min < 60 min 60 min < 1440 min	$I_{TR} = 137.27 t^{-0.5153} Id_{TR}$ $I_{TR} = 578.56 t^{-0.8736} Id_{TR}$
12	5 min < 50 min 50 min < 1440 min	$I_{TR} = 138.01 t^{-0.4882} Id_{TR}$ $I_{TR} = 674.13 t^{-0.8935} Id_{TR}$

13	5 min < 36 min 36 min < 1440 min	$I_{TR} = 76.96 t^{-0.2953} Id_{TR}$ $I_{TR} = 642.11 t^{-0.8898} Id_{TR}$
14	5 min < 40 min 40 min < 1440 min	$I_{TR} = 133.83 t^{-0.4283} Id_{TR}$ $I_{TR} = 800.89 t^{-0.9189} Id_{TR}$
15	5 min < 230 min 230 min < 1440 min	$I_{TR} = 110.85 t^{-0.4943} Id_{TR}$ $I_{TR} = 3197.1 t^{-1.1077} Id_{TR}$
16	5 min < 25 min 25 min < 1440 min	$I_{TR} = 76.946 t^{-0.4583} Id_{TR}$ $I_{TR} = 174.47 t^{-0.7143} Id_{TR}$
17	5 min < 40 min 40 min < 1440 min	$I_{TR} = 201.28 t^{-0.4573} Id_{TR}$ $I_{TR} = 1415.8 t^{-0.9947} Id_{TR}$
18	5 min < 50 min 50 min < 1440 min	$I_{TR} = 69.036 t^{-0.335} Id_{TR}$ $I_{TR} = 510.71 t^{-0.849} Id_{TR}$
19	5 min < 115 min 115 min < 1440 min	$I_{TR} = 115.98 t^{-0.4844} Id_{TR}$ $I_{TR} = 1223.8 t^{-0.9751} Id_{TR}$
20	5 min < 40 min 40 min < 1440 min	$I_{TR} = 53.316 t^{-0.3021} Id_{TR}$ $I_{TR} = 308.38 t^{-0.7782} Id_{TR}$
21	5 min < 23 min 23 min < 1440 min	$I_{TR} = 28.784 t^{-0.4507} Id_{TR}$ $I_{TR} = 30.993 t^{-0.472} Id_{TR}$
22	5 min < 67 min 67 min < 1440 min	$I_{TR} = 48.772 t^{-0.3533} Id_{TR}$ $I_{TR} = 266.64 t^{-0.7687} Id_{TR}$
23	5 min < 23 min 23 min < 1440 min	$I_{TR} = 54.246 t^{-0.4596} Id_{TR}$ $I_{TR} = 89.858 t^{-0.6234} Id_{TR}$
24	5 min < 41 min 41 min < 1440 min	$I_{TR} = 177.26 t^{-0.5938} Id_{TR}$ $I_{TR} = 446.46 t^{-0.843} Id_{TR}$
25	5 min < 60 min 60 min < 1440 min	$I_{TR} = 97.389 t^{-0.6117} Id_{TR}$ $I_{TR} = 125.73 t^{-0.6643} Id_{TR}$

26	5 min < 120 min 120 min < 1440 min	$I_{TR} = 163.15 t^{-0.5018} Id_{TR}$ $I_{TR} = 2477.3 t^{-1.077} Id_{TR}$
27	5 min < 46 min 46 min < 1440 min	$I_{TR} = 76.133 t^{-0.3477} Id_{TR}$ $I_{TR} = 539 t^{-0.8634} Id_{TR}$
28	5 min < 81 min 81 min < 1440 min	$I_{TR} = 82.756 t^{-0.4722} Id_{TR}$ $I_{TR} = 357.27 t^{-0.8077} Id_{TR}$
29	5 min < 23 min 23 min < 1440 min	$I_{TR} = 75.204 t^{-0.4828} Id_{TR}$ $I_{TR} = 371.89 t^{-0.8152} Id_{TR}$
30	5 min < 120 min 120 min < 1440 min	$I_{TR} = 42.089 t^{-0.2952} Id_{TR}$ $I_{TR} = 432.57 t^{-0.8304} Id_{TR}$
31	5 min < 49 min 49 min < 1440 min	$I_{TR} = 42.22 t^{-0.1828} Id_{TR}$ $I_{TR} = 643.99 t^{-0.8852} Id_{TR}$
32	5 min < 155 min 155 min < 1440 min	$I_{TR} = 87.677 t^{-0.4796} Id_{TR}$ $I_{TR} = 850.65 t^{-0.9257} Id_{TR}$
33	5 min < 23 min 23 min < 1440 min	$I_{TR} = 170.39 t^{-0.5052} Id_{TR}$ $I_{TR} = 515.76 t^{-0.8594} Id_{TR}$
34	5 min < 35 min 35 min < 1440 min	$I_{TR} = 147.98 t^{-0.4279} Id_{TR}$ $I_{TR} = 882.90 t^{-0.9351} Id_{TR}$
35	5 min < 43 min 43 min < 1440 min	$I_{TR} = 92.854 t^{-0.4083} Id_{TR}$ $I_{TR} = 480.47 t^{-0.8489} Id_{TR}$

## 11.2 Cálculo de socavación

### CALCULO DE SOCAVACION

RÍO: PUNIN

TR 100

CAUCE: DEFINIDO

SUELO: COHESIV

O

$$\alpha = \frac{Qd}{Hm^{\frac{5}{3}} \times Be \times \mu}$$

$$Hs \leq \frac{\alpha \times H^{\frac{5}{3}}}{0.60 \times \beta \times Yd^{1.18}} \frac{1}{1+x}$$

Qd =	28,70	- Caudal de diseño (m3/s)
Hm =	1,17	- Tirante medio de la sección Hm = Ae/Be (m)
Be =	10,18	- Ancho efectivo L - Nb (m)
V =	3,97	- Velocidad de crecida (m/s)
u =	0,96	- Coeficiente de contracción del material de fondo
a =	2,28	- Función del tirante medio (ver fórmula)
β =	0,77	- Coeficiente de frecuencia de Qd
Yd =	1,70	- Peso volumétrico en seco del suelo (tn/m3)
x =	0,300	Coeficiente de desgaste del material del fondo
1/(1+x)=	0,77	Fracción límite de Hs
Area	11,86	- Area de la sección transversal (m2)
NMC =	929,50	- Nivel de máxima crecida (m.s.n.m.)



ABSCISA (m)	COTA PERFIL (msnm)	H (m)	Hs (m)	Hs-H (m)	COTA DE SOCAVACIO N (msnm)	NMC (msnm)
76,00	935,30		0,00	0,00	935,30	935,30
78,00	933,92		0,00	0,00	933,92	933,92
80,00	932,50		0,00	0,00	932,50	932,50
82,00	931,40		0,00	0,00	931,40	931,40
84,00	930,62		0,00	0,00	930,62	930,62
86,00	929,97		0,00	0,00	929,97	929,97
88,00	929,31	0,19	0,25	0,06	929,25	929,50
90,00	928,50	1,00	2,11	1,11	927,39	929,50
92,00	927,90	1,60	3,85	2,25	925,65	929,50
93,20	927,50	2,00	5,12	3,12	924,38	929,50
94,00	927,70	1,80	4,48	2,68	925,02	929,50
96,00	928,43	1,07	2,30	1,23	927,20	929,50
98,00	929,85		0,00	0,00	929,85	929,85
100,00	931,24		0,00	0,00	931,24	931,24
102,00	932,45		0,00	0,00	932,45	932,45
104,00	933,15		0,00	0,00	933,15	933,15

# **ANEXO B**



**ESTUDIO DE SUELOS**

**PROYECTO:**

**PUENTE JATUN ATAHUALPA**

## **INFORME DE SUELOS.**

### **CONTENIDO. -**

#### **1.-INTRODUCCIÓN**

- 1.1.- Objetivos general y específicos.
- 1.2.- Ubicación general del proyecto (Anexo 1-A)
- 1.3.- Descripción del terreno del proyecto.
- 1.4.- Proyecto diseñado.
- 1.5.- Información preliminar obtenida

#### **2.- PLANIFICACION DEL ESTUDIO**

- 2.1.- Programa de exploración y muestreo
- 2.2.- Ubicación de sondeos realizados con SPD. (Anexo 1-B)
- 2.3.- Ejecución de los sondeos de penetración dinámica.
- 2.4.- Sondeo de nivel freático

#### **3.- CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO**

- 3.1.- Humedad de los suelos. (Anexo-2)
- 3.2.- Graduación y plasticidad (Anexo 3-1, 3-2, 3-3, 3-4, 3-5 y 3-6)
- 3.3.- Identificación y clasificación de los suelos (Anexo 4)
- 3.4.- Resistencia del subsuelo a los sondeos SPD (Anexo 5)
- 3.5.- Determinación de la capacidad de carga admisible y gráficos (Anexos 6-A y 6-B)
- 3.6.- Perfil estratigráfico. (Anexo 7)

#### **4.-PARÁMETROS DEL DISEÑO DE LAS CIMENTACIONES**

Determinación de Parámetros Fundamentales

- 4.1.- Hipótesis previas.
- 4.2.- Capacidad de carga y Posibilidad de asentamientos.
- 4.3.- Parámetros de cálculo.

#### **5.- CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES.**

Informe con Conclusiones y Recomendaciones

- 5.1.- Conclusiones de la exploración subterránea
- 5.2.- Recomendaciones para diseño y construcción.

#### **6.- ANEXOS.**

Respaldos técnicos

- 6.1.- Anexos del 1 al 8
- 6.2.- Álbum de fotografías

M.Sc. Ing. Lorena Pérez  
CONSULTORA DE SUELOS

## 1.- INTRODUCCIÓN

### 1.1.- OBJETIVOS: GENERAL Y ESPECÍFICOS.

#### OBJETIVO GENERAL. -

El presente Estudio Geotécnico y de Mecánica de Suelos se realiza para estudiar el subsuelo en donde se ejecutará el proyecto:

### PUENTE JATÚN ATHAHUALPA

#### OBJETIVOS ESPECÍFICOS. -

Los objetivos específicos son:

- Efectuar los estudios geotécnicos para la estructura del puente
- Determinar la estratigrafía del subsuelo
- Determinar las propiedades índice y técnicas de los suelos infrayacentes
- Determinar la presencia o no de nivel freático
- Determinar la posibilidad de asentamientos totales o diferenciales
- Determinar la capacidad de carga
- Recomendar el ancho y profundidad de las cimentaciones.

Parámetros que sirven para el diseño de las cimentaciones y soporte para la construcción del proyecto de obra civil, de manera que se constituya en el antecedente técnico para la selección y definición del tipo de cimentaciones que mejor responda a las condiciones en sitio (*in situ*) y proporcione la seguridad y estabilidad para la obra.

### 1.2.-UBICACIÓN GENERAL DEL PROYECTO

El proyecto está ubicado en la Provincia de Pastaza, Cantón Santa Clara.

ANEXO 1A



### **3.- DESCRIPCIÓN DEL TERRENO DEL PROYECTO.**

El terreno natural es montañoso, de topografía irregular con la depresión propia del río Jatún, en donde básicamente se implantará el puente.



**VISTA ELEVADA DEL TERRENO PARA LA CONSTRUCCIÓN**

El terreno que corresponde al **estudio geotécnico y de mecánica de suelos** es el área en donde se ejecutará el proyecto.



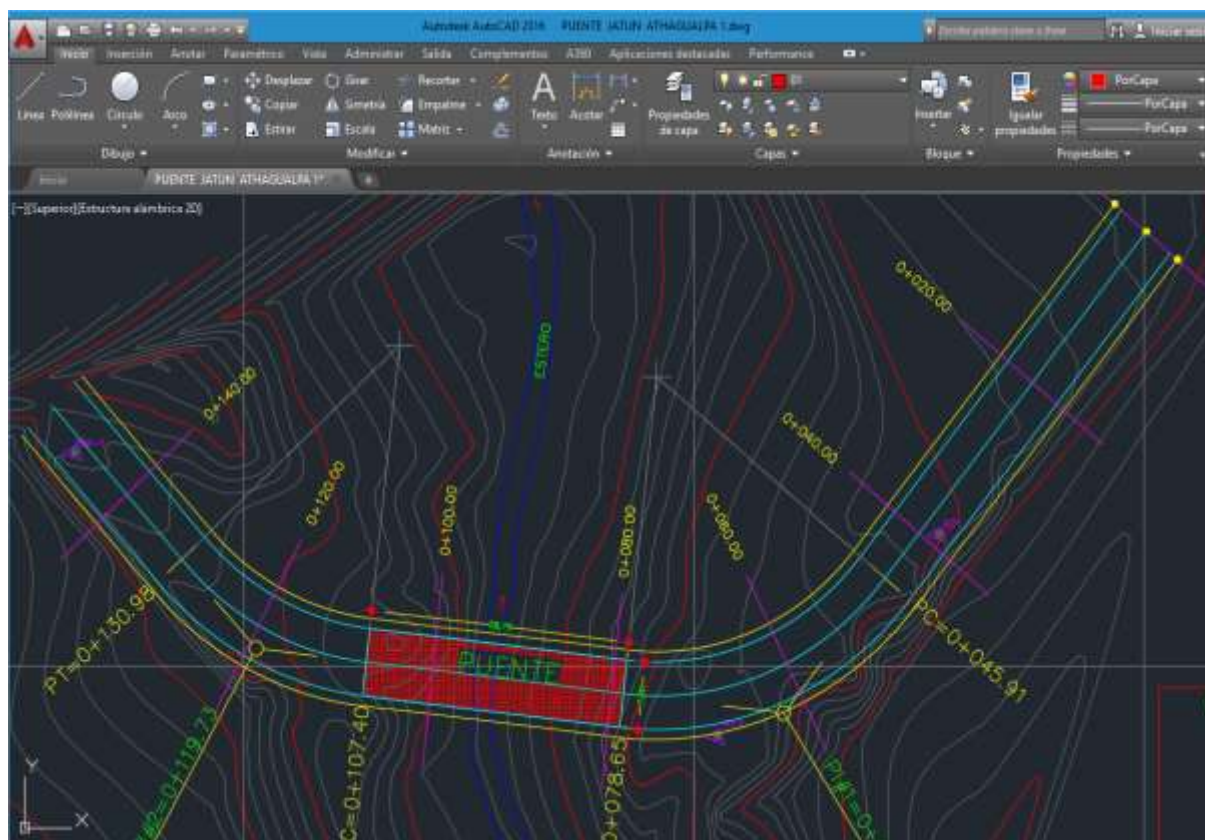
**VISTA A NIVEL BAJO DEL TERRENO PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE**

#### **1.4.- Proyecto Diseñado.**

Acorde con la información preliminar el proyecto del Puente tiene una longitud total de 28.75 metros y 7 metros de ancho.

#### **1.5.- Información preliminar obtenida.**

Toda la información del proyecto es proporcionada por el Sr. Arturo Paredes, egresado de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, de la Universidad Técnica de Ambato y los datos adicionales se han podido verificar en la inspección del sitio.



## **2.- PLANIFICACIÓN DEL ESTUDIO**

### **2.1.- PROGRAMA DE EXPLORACIÓN Y MUESTREO.**

En función de la topografía, de la información disponible, así como de la magnitud de las cargas que serán impuestas, se considera necesario efectuar la exploración con dos SONDEOS DE PENETRACION DINAMICA (SPD).

En las ubicaciones planificadas se realizarán los sondeos de Penetración Dinámica y las sondas se introducirán 6 m o hasta rechazo a la penetración, lo que suceda primero.

### **2.2.- UBICACIÓN DE LOS SONDEOS.**

Acorde con la planificación previa del numeral 2.1, se ubican los sondeos de Penetración Dinámica en la alineación del eje del proyecto, con fines de determinar las propiedades índice y resistentes del subsuelo.



**UBICACIÓN GEOREFERENCIADA DE LOS SONDEOS SPD-1 y SPD-2**

SONDEOS UBICACIÓN	Abscisas proyecto	Altitud msnm	COORDENADAS			
			Latitud	GPS	Longitud	GPS
SPD-1	0+120	936	181600	E	9854563	N
SPD-2	0+060	936	181663	E	9854556	N

Acorde con las ubicaciones prefijadas, se hacen los sondeos de penetración dinámica para la determinación de la densidad y humedad natural, así como de la resistencia al corte y capacidad de carga.

Se hace el análisis de las características físico-mecánicas del suelo, así como la identificación y clasificación en el **SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (SUCS)**. Los suelos clasificados serán identificados dentro de la norma ecuatoriana **NEC**, del capítulo 9 de Geotécnica y Cimentaciones.



**Ubicación del Sondeo SPD-1**





**Ubicación del Sondeo SPD-2**



**CALICATA 1**



**CALICATA 2**

## **2.4.- SONDEOS DE NIVEL FREÁTICO.**

Hasta la profundidad sondeada **no aparece nivel freático.** En los Sondeos 1 y 2 (Ver registro humedades en el anexo A-2).

Se tienen referencias de que en el sector las crecidas del río no superan la cota 934 metros.

## **CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO**

### **3.1.- HUMEDAD DE LOS SUELOS.**

La determinación de la variación del contenido de humedad se muestra en el Anexo 2 El suelo en general está con una humedad alta, por el clima de la época. La infiltración es más notoria en las cotas más altas, pero la saturación por efecto del nivel freático es evidente bajo la cota 929 a la fecha del estudio.

### **3.2.- GRADUACIÓN Y PLASTICIDAD DE LOS SUELOS.**

Los ensayos granulométricos más representativos se adjuntan en los Anexos 3-1, 3-2 y 3-3, tienen índices de plasticidad e indican la presencia de ARCILLAS DE ALTA PLASTICIDAD de baja densidad.

### **3.3.- IDENTIFICACIÓN Y CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS.**

La identificación y clasificación se adjunta en el Anexo 4, el subsuelo del terreno del proyecto corresponde a ARCILLAS DE ALTA PLASTICIDAD en el SPD-1 y mezcla de ARCILLAS Y LIMOS DE ALTA PLASTICIDAD en el SPT-2, sin embargo, la característica de densidad baja, poco variable en la profundidad, le hace un suelo de bajo comportamiento a la capacidad de carga y resistencia al corte.





### **CALICATA 1**

Esta perforación de dimensiones 1.20 m \* 1.00 m tiene como coordenadas N 9854563 - 181600 E, el suelo hasta los -0,10 m se lo conoce como turba o capa vegetal, a continuación, un estrato de -0,60 m de arcilla anaranjada, luego se encuentra un suelo arcilloso de color plomo y desde aquí en adelante se identifica una arcilla de alta plasticidad de color café claro, cuya compacidad es baja y por lo tanto los valores de capacidad de carga también son bajos.

### **CALICATA 2**

Esta perforación de dimensiones 1.10 m \* 1.10 m tiene como coordenadas N 9854556 - 181663 E, el suelo hasta los -0,15 m se lo conoce como turba o capa vegetal, a continuación, un estrato de -0,30 m de arcilla anaranjada, luego se encuentra un suelo limoso de alta plasticidad de color café oscuro, cuya compacidad es baja y por lo tanto los valores de capacidad de carga también son bajos.

### **3.4.- RESISTENCIA DEL SUBSUELO A LOS SONDEOS (SPD)**

Los resultados se presentan en el formato del Anexo 5.

El número de impactos ejecutados en los sondeos de penetración dinámica ( $N_{SPD}$ ) está en función de la resistencia al corte de los suelos, y que se refleja en las variables densidad, compacidad relativa, ángulos de fricción interna, cohesión; parámetros requeridos para el cálculo de la capacidad de carga.

ANEXO 5							
<b>SONDEOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA (SPD)</b>							
NORMA: ASTM D 3441-86							
Ensayo de campo para determinar la qc a la penetración dinámica para cimentaciones.							
<b>PROYECTO:</b>	<b>PUENTE JATÚN ATHAHUALPA</b>						
<b>UBICACIÓN:</b>	CANTON SANTA CLARA, PROVINCIA DE PASTAZA						
<b>MUESTRAS:</b>	1A, 2A						
<b>SONDEO DE PENETRACIÓN DINÁMICA NÚMERO 1</b>							
	Desde	Hasta	Nspd	$\gamma_m$	$\emptyset$	C	
	Nspd-1	0.00	-1.00	8	1.121	3.51	0.78
	Nspd-2	-1.00	-2.00	12	1.181	5.36	1.20
	Nspd-3	-2.00	-3.00	13	1.196	5.83	1.30
	Nspd-4	-3.00	-4.00	23	1.347	10.78	2.39
	Nspd-5	-4.00	-5.00	12	1.181	5.36	1.20
	Nspd-6	-5.00	-6.00	13	1.196	5.83	1.30
	Nspd-7	-6.00	-7.00				
	Nspd-8	-7.00	-8.00				
<b>SONDEO DE PENETRACIÓN DINÁMICA NÚMERO 2</b>							
	Desde	Hasta	Nspd	$\gamma_m$	$\emptyset$	C	
	Nspd-1	0.00	-1.00	6	1.091	2.61	0.58
	Nspd-2	-1.00	-2.00	8	1.121	3.51	0.78
	Nspd-3	-2.00	-3.00	8	1.121	3.51	0.78
	Nspd-4	-3.00	-4.00	13	1.196	5.83	1.30
	Nspd-5	-4.00	-5.00	12	1.181	5.36	1.20
	Nspd-6	-5.00	-6.00	26	1.393	12.34	2.74
	Nspd-7	-6.00	-7.00				
	Nspd-8	-7.00	-8.00				

### 3.5.- DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA.

La variación de la capacidad de carga que depende de las condiciones del suelo, profundidad y del ancho de las cimentaciones se respalda en el gráfico de Terzaghi modificado y se presentan los cálculos en el Anexo 6-1 y 6-2.

**DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE LAS CIMENTACIONES**

SOLUCION DE TERZAGHI

PROYECTO: PUENTE JATÚN ATHAHUALPA  
 CANTON: SANTA CLARA  
 PROVINCIA: PASTAZA

PARA SPD-1 0+120

Df	Altitud	Ø	Nc	Nq	Nγ	C	γm	B	q ad
metros	msnm	grados				Ton/m <sup>2</sup>	Ton/m <sup>2</sup>	metros	Ton/m <sup>2</sup>
1.00	936	3.51	6.40	1.40	0.2	0.78	1.121	2.0	2.3
2.00	935	5.36	7.20	1.60	0.2	1.20	1.181	2.0	4.0
3.00	934	5.83	7.30	1.80	0.2	1.30	1.196	2.0	4.4
4.00	933	10.78	9.70	3.30	0.4	2.39	1.347	2.0	10.9
5.00	932	5.36	7.20	1.60	0.2	1.20	1.181	2.0	4.2
6.00	931	5.83	7.30	1.80	0.2	1.30	1.196	2.0	4.7

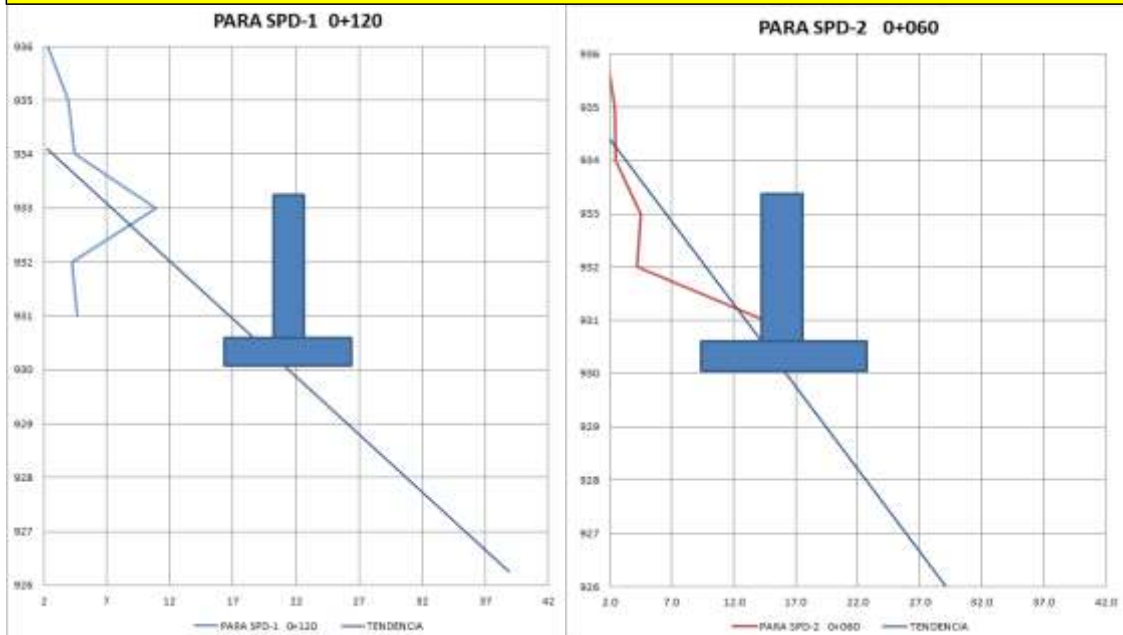
PARA SPD-2 0+060

Df	Altitud	Ø	Nc	Nq	Nγ	C	γm	B	q ad
metros	msnm	grados				Ton/m <sup>2</sup>	Ton/m <sup>2</sup>	metros	Ton/m <sup>2</sup>
1.00	936	2.61	6.30	1.10	0.20	0.58	1.091	2.0	1.7
2.00	935	3.51	6.40	1.40	0.2	0.78	1.121	2.0	2.4
3.00	934	3.51	6.40	1.40	0.2	0.78	1.121	2.0	2.4
4.00	933	5.83	7.30	1.80	0.2	1.30	1.196	2.0	4.5
5.00	932	5.36	7.20	1.60	0.2	1.20	1.181	2.0	4.2
6.00	931	12.34	10.60	3.80	0.6	2.74	1.393	2.0	14.5

El Factor de seguridad empleado es de 3, para determinar la capacidad de carga admisible con la que se cimentarían las pilas en las abscisas 0+120 y 0+060.

La capacidad de carga aumenta con la profundidad, y se cumple como se observa en las curvas de “Capacidad de carga versus profundidad”

**VARIACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA EN FUNCION DE LA PROFUNDIDAD**  
 qc admisible en Ton/m<sup>2</sup>



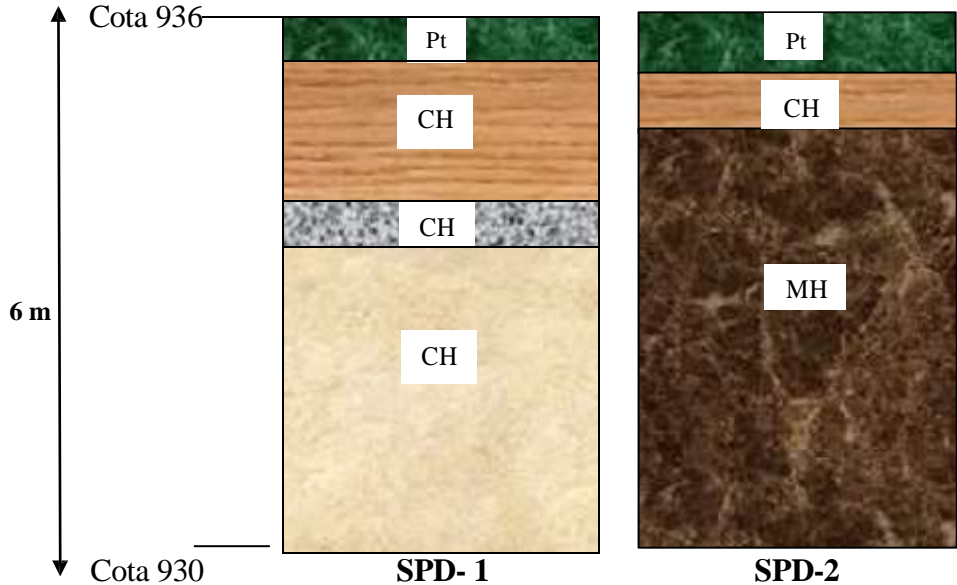
**OBSERVESE QUE:**

En la cota 930 m.s.n.m. se puede diseñar la cimentación con 21 Ton / m<sup>2</sup> para el SPD-1

En la cota 930 m.s.n.m se puede diseñar la cimentación con 16 Ton / m<sup>2</sup> para el SPD-2

**3.6.- PERFIL ESTRATIGRÁFICO.**

El perfil estratigráfico se adjunta en el Anexo 7.



**4.- PARÁMETROS DEL DISEÑO DE LAS CIMENTACIONES**

Se ha tomado en cuenta:

- La identificación, clasificación, tipo del subsuelo y condición de humedad del mismo.
- La estratigrafía real del subsuelo, nivel freático.
- Los resultados de los sondeos de Penetración Dinámica.
- Las propiedades índice y técnicas del suelo analizado.
- Las correlaciones existentes y con alto grado de confiabilidad, por lo tanto:

**4.1.- HIPÓTESIS PREVIAS.**

- Teorías de cálculo para interacción suelo-estructura:
- Dr. Ing. Karl Terzaghi (Estados Unidos)

**4.2.- CAPACIDAD DE CARGA Y POSIBILIDAD DE ASENTAMIENTOS.**

**4.2.1.-** Para la determinación de la capacidad de carga del suelo se emplea la expresión de K. Terzaghi para cimentaciones cuadradas y/o rectangulares:

$$q_c \text{ admisible} = (1.3 c \cdot N_c + \gamma_m \cdot D_f \cdot N_q + 0.4 \cdot B \cdot \gamma_m \cdot N_\gamma) / f_s$$

En donde:

q <sub>c</sub> admisible	Capacidad de carga admisible del subsuelo	q <sub>c</sub> ad = q <sub>c</sub> /f <sub>s</sub>
-----------------------------	--	--

c	Cohesión del suelo	
Nc	Factores adimensionales de capacidad de carga y son dependientes del ángulo de fricción interna	Depende también de la cohesión
Nq		Depende de la sobrecarga y es variable, obtenido de la teoría de Terzaghi
N <sub>γ</sub>		Depende del peso volumétrico del suelo, es variable, obtenido de la teoría de Terzaghi
γ <sub>m</sub>	Peso volumétrico del suelo que en el caso de los conglomerados es muy cercano al peso específico	Correlación del peso volumétrico con la resistencia a la penetración
D <sub>f</sub>	Desnivel de fundación o cota de cimentación	La cota de cimentación se detalló en los Anexos: 6-A, 6-B.
B	Ancho de las cimentaciones	Se calcula con 2 metros
f <sub>s</sub>	Factor de seguridad	El Factor de Seguridad es de 3, considerando la influencia del nivel freático y partículas de suelo no consolidadas.

**4.2.2.-** En lo que se refiere a los asentamientos por densificación de la fracción limosa y arcillosa, éstos son posibles por la conformación del subsuelo.

### **4.3.- PARÁMETROS DE CÁLCULO.**

Los parámetros adoptados se obtuvieron de los sondeos de penetración dinámica **N<sub>SPD</sub>**.

De las correlaciones existentes en la **MECANICA DE SUELOS**.

Como es usual se analiza para las condiciones de sitio más desfavorables por la presencia de un alto contenido de humedad.

Se evita el uso de teorías contrapuestas para un mismo cálculo, y se emplean las expresiones actualizadas y de uso universal de mayor frecuencia en el cálculo de cimentaciones.

Los valores se muestran en el Anexo 5.

La capacidad de carga para soportar la estructura del Puente es baja y variable dependiendo de las condiciones del suelo, la profundidad de la cimentación y el ancho de la misma, por lo que se sugiere que la cota mínima de cimentación considere la tabla que se indica a en el Anexo 6.

SONDEO	ABSCISA	COTA DE CIMENTACION msnm	CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE (qad)
SPD-1	0+120	930.0	21 Ton/m <sup>2</sup>
SPD-2	0+060	930.0	16 Ton/m <sup>2</sup>

## 5.-CONCLUSIONES.

### 5.1.- CONCLUSIONES DE LA EXPLORACIÓN SUBTERRÁNEA.

Como conclusión del análisis de los resultados obtenidos durante la exploración subterránea y de los sondeos ejecutados, se tiene lo siguiente:

Se hace el estudio mediante el SPD hasta rechazo.

-La masa de suelo en donde se implantará la construcción del PUENTE tiene la resistencia media de 21 Ton/m<sup>2</sup> para el cimiento cuyo ancho sea 2 metros, en la cota 930 m.s.n.m. (Abscisa 0+120).

- La resistencia media de 16 Ton/m<sup>2</sup> corresponde a una cimentación cuyo ancho sea de 2 metros y se ubique en la cota 930 m.s.n.m. (Abscisa 0+060).

-El cambio de las dimensiones indicadas sea el Ancho de las cimentaciones “B” o la profundidad indicada “Df” con las cotas correspondientes modificará automáticamente las capacidades de carga determinadas en forma específica.

-Acorde con la Clasificación de suelos del NEC, el subsuelo analizado corresponde a un **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.

-La *compacidad relativa* es muy baja y concuerda por la facilidad con la penetra la sonda del SPD y el bajo número de impactos N<sub>SPD</sub> requeridos para la penetración dinámica en los sondeos.

-La estructura diseñada podrá ser **soportada** si se toman en cuenta las **recomendaciones** indicadas en el numeral **5.2** de este estudio.

### 5.2.-RECOMENDACIONES. -

- La capacidad de carga admisible depende del nivel en que se cimente, pero es acorde a la tabla del Anexo 6.
- Previo al desplante del cimiento se sugiere hacer un mejoramiento del suelo con 1.0 metro de espesor, es decir se excavará hasta la cota 929 m.s.n.m. y se colocará material granular cuyo diámetro de partícula no exceda de 3 pulgadas (sub-base Clase



3) debidamente compactado con rodillo o plancha vibratoria en capas de 20 cm; con una energía de compactación equivalente al Próctor Modificado y cuyo porcentaje de compactación mínimo a alcanzar será 100%.

- Antes de la colocación del suelo de mejoramiento (sub-base Clase 3), el fondo de la excavación se deberá estabilizar con material pétreo constituido por piedras o pedazos de roca, de 10 a 30 cm de diámetro.
- El presente estudio cumple con la norma ecuatoriana de la construcción del Capítulo 9 de Geotecnia y Cimientos NEC.
- Los estudios geotécnicos en cualquiera de las etapas del proyecto son obligatorios para todas las edificaciones que se erijan sobre territorio ecuatoriano.
- El cumplimiento de estas Normas no exime al ingeniero responsable de la ejecución del PROYECTO de realizar todas las investigaciones y análisis necesarios para la identificación de las amenazas geotécnicas, la adecuada caracterización del subsuelo, y los análisis de estabilidad de la construcción e infraestructura adicional.
- Dado el costo del proyecto, de ser necesario pueden contratar adicionalmente Sísmica de Refracción para sustentar la integridad de los estudios a nivel definitivo.

## **6.- ANEXOS**

### **6.1.- Respaldos Técnicos**

- 6.1.1.- Ubicación de los sondeos en el terreno del proyecto
- 6.1.2.- Determinación de contenidos de humedad del subsuelo
- 6.1.3.- Distribución granulométrica y plasticidad de los suelos
- 6.1.4.- Identificación y Clasificación de los suelos por sondeo.
- 6.1.5.- Registro de la Penetración dinámica de campo y determinación del  $N_{SPD}$
- 6.1.6.- Cálculo de la capacidad de carga admisible (variable por profundidad)
- 6.1.7.- Interpretación del perfil estratigráfico del subsuelo estudiado.

Ambato, 11 de Junio del 2016

M.Sc. Ing. Lorena Pérez Maldonado  
**CONSULTORA DE SUELOS**



# **ANEXOS**

**PROYECTO:**

***PUENTE JATÚN  
ATHAHUALPA***

**CANTÓN SANTA CLARA**

**Tabla de Clasificación de los perfiles de suelo**

<b>Tipo de perfil</b>	<b>Descripción</b>	<b>Definición</b>
<b>A</b>	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
<b>B</b>	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760$ m/s
<b>C</b>	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa ( $\approx 1$ kgf/cm <sup>2</sup> )
<b>D</b>	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > S_u \geq 50$ kPa ( $\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ )
<b>E</b>	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total <b>H</b> mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa ( $\approx 0.5$ kgf/cm <sup>2</sup> )
<b>F</b>	Los perfiles de suelo tipo <b>F</b> requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista (Ver 2.5.4.9). Se contemplan las siguientes subclases:	
	<b>F1</b> -Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	<b>F2</b> -Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ( <b>H</b> >3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	<b>F3</b> -Arcillas de muy alta plasticidad ( <b>H</b> >7.5 m con índice de Plasticidad <b>IP</b> >75)	
	<b>F4</b> -Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ( <b>H</b> >30m)	
	<b>F5</b> -Suelos con contrastes de impedancia $\alpha$ ocurriendo dentro de los primeros 30 metros superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	<b>F6</b> -Rellenos colocados sin control ingenieril	

**ANEXO 1A**



**ANEXO 1B**



**DETERMINACION DE LOS CONTENIDOS DE HUMEDAD**

NORMA INEN 690 SUELOS Ensayo para determinar el contenido de agua (ASTM D 2216)

**SONDEO NUMERO 1**

<b>Nivel</b>	0.00	-1.00	-1.00	-2.00	-2.00	-3.00	-3.00	-4.00	-4.00	-5.00
<b>Muestra</b>	A-1	A-2	B-1	B-2	C-1	C-2	D-1	D-2	E-1	E-2
<b>Wm+Wr</b>	83.60	77.80	115.20	107.90						
<b>Ws+Wr</b>	62.70	60.10	81.60	77.40						
<b>Wr</b>	22.70	25.80	24.10	26.30						
<b>W<sub>o</sub></b>	20.90	17.70	33.60	30.50						
<b>Ws</b>	40.00	34.30	57.50	51.10						
<b>ω%</b>	52.25	51.60	58.43	59.69						
<b>ω%(prom)</b>	<b>51.93</b>		<b>59.06</b>							

**SONDEO NUMERO 2**

<b>Nivel</b>										
<b>Muestra</b>	A-1	A-2	B-1	B-2	C-1	C-2	D-1	D-2	E-1	E-2
<b>Wm+Wr</b>	94.10	91.70								
<b>Ws+Wr</b>	47.90	44.40								
<b>Wr</b>	26.70	22.90								
<b>W<sub>o</sub></b>	46.20	47.30								
<b>Ws</b>	21.20	21.50								
<b>ω%</b>	217.92	220.00								
<b>ω%(prom)</b>	<b>218.96</b>									

**SONDEO NUMERO 3**

<b>Nivel</b>										
<b>Muestra</b>	A-1	A-2	B-1	B-2	C-1	C-2	D-1	D-2	E-1	E-2
<b>Wm+Wr</b>										
<b>Ws+Wr</b>										
<b>Wr</b>										
<b>W<sub>o</sub></b>										
<b>Ws</b>										
<b>ω%</b>										
<b>ω%(prom)</b>										

ANEXO 3-1				
<b>ENSAYO PARA DETERMINAR LA GRANULOMETRIA DE LOS SUELOS</b>				
Normas:	ASTM:	D 421-58 Y D 422-63		
	AASHTO:	T-87-70 Y T-88-70		
<b>PROYECTO:</b>	<b>PUENTE JATÚN ATHAHUALPA</b>			
<b>DIRECCION:</b>	<b>CANTÓN SANTA CLARA - PASTAZA</b>			
Localización:	P1-1	Pozo 1		
Profundidades:		Desde	Hasta	
		1.00	-6.00	
TAMIZ	mm	PESO RET/ACUM	% RETENIDO	% QUE PASA
3"	76.200			
1 1/2"	38.100			
1"	25.400			
3/4"	19.050			
1/2"	12.700			
3/8"	9.530			
N 4	4.760	0.00	0.00	100.00
PASA N 4				
N 10	2.000	15.00	3.11	96.89
N 40	0.420	54.00	11.18	88.82
N100	0.149	104.00	21.53	78.47
N200	0.074	198.00	40.99	59.01
PASA N 200		285.00	59.01	
TOTAL		483.00		
Peso ant lavado	483.00	Peso cuarteo antes del lavado		483.00
Peso des lavado		Peso cuarteo después de lavado		198.00
Total - diferencia		Diferencia o pasa el tamiz # 200		285.00

Página 1

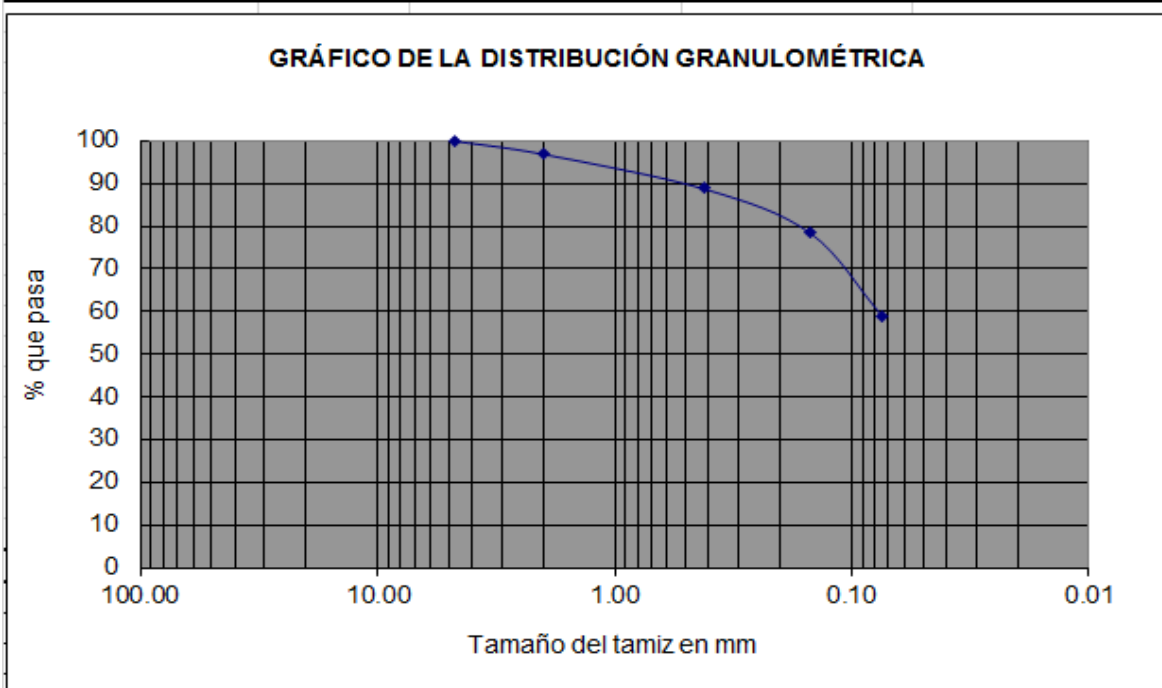
**GRÁFICO DE LA DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA**

Tamaño del tamiz (mm)	% que pasa
76.2	100.00
38.1	100.00
25.4	100.00
19.05	100.00
12.7	100.00
9.53	100.00
4.76	100.00
2.0	96.89
0.42	88.82
0.149	78.47
0.074	59.01

<b>CLASIFICACION DEL SUELO ANALIZADO</b>			
SISTEMAS	VISUAL	Color: Anaranjado	Textura: Jabonosa
	AASHTO	<b>A7</b>	
	SUCS	<b>CH</b>	<b>ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD</b>

ANEXO 3-2				
<b>ENSAYO PARA DETERMINAR LA GRANULOMETRIA DE LOS SUELOS</b>				
Normas:	ASTM:	D 421-58 Y D 422-63		
	AASHTO:	T-87-70 Y T-88-70		
<b>PROYECTO:</b>	<b>PUENTE JATÚN ATHAHUALPA</b>			
<b>DIRECCION:</b>	<b>CANTÓN SANTA CLARA - PASTAZA</b>			
Localización:	P1-2	Pozo 1		
Profundidades:		Desde 1.00	Hasta -6.00	
TAMIZ	mm	PESO RET/ACUM	% RETENIDO	% QUE PASA
3"	76.200			
1 1/2"	38.100			
1"	25.400			
3/4"	19.050			
1/2"	12.700			
3/8"	9.530			
N 4	4.760	0.00		100.00
PASA N 4				
N 10	2.000	87.90	14.13	85.87
N 40	0.420	106.20	17.07	82.93
N100	0.149	193.60	31.12	68.88
N200	0.074	246.60	39.64	60.36
PASA N 200		375.50	60.36	
TOTAL		622.10		
Peso ant lavado	622.10	Peso cuarteo antes del lavado		622.10
Peso des lavado		Peso cuarteo después de lavado		246.60
Total - diferencia		Diferencia o pasa el tamiz # 200		375.50



<b>CLASIFICACION DEL SUELO ANALIZADO</b>			
SISTEMAS	VISUAL	Color: café claro	Textura: Jabonosa
	AASHTO	<b>A7</b>	
	SUCS	<b>CH</b>	<b>ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD</b>

ANEXO 3-3				
<b>ENSAYO PARA DETERMINAR LA GRANULOMETRIA DE LOS SUELOS</b>				
Normas:	ASTM:	D 421-58 Y D 422-63		
	AASHTO:	T-87-70 Y T-88-70		
<b>PROYECTO:</b>	<b>PUENTE JATÚN ATHAHUALPA</b>			
<b>DIRECCION:</b>	<b>CANTÓN SANTA CLARA - PASTAZA</b>			
Localización:	P2-1	Pozo 2		
Profundidades:		Desde	Hasta	
		1.00	-6.00	
TAMIZ	mm	PESO RET/ACUM	% RETENIDO	% QUE PASA
3"	76.200			
1 1/2"	38.100			
1"	25.400			
3/4"	19.050	936.00		
1/2"	12.700			
3/8"	9.530			
N 4	4.760	0.00		100.00
PASA N 4				
N 10	2.000	10.12	2.42	97.58
N 40	0.420	54.00	12.90	87.10
N100	0.149	104.00	24.85	75.15
N200	0.074	198.00	47.32	52.68
PASA N 200				
TOTAL		379.00		
Peso ant lavado	379.00	Peso cuarteo antes del lavado		418.45
Peso des lavado		Peso cuarteo después de lavado		198.00
Total - diferencia		Diferencia o pasa el tamiz # 200		220.45
<b>GRÁFICO DE LA DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA</b>				
<p style="text-align: center;">% que pasa</p> <p style="text-align: center;">Tamaño del tamiz en mm</p>				
<b>CLASIFICACION DEL SUELO ANALIZADO</b>				
SISTEMAS	VISUAL	Color: café oscuro	Textura: Jabonosa	
	AASHTO	<b>A5</b>		
	SUCS	<b>MH</b>	<b>LIMO DE ALTA PLASTICIDAD</b>	



<b>DETERMINACIÓN DE LÍMITES DE PLASTICIDAD DE SUELOS COHESIVOS</b>							
						<b>ANEXO 3.4</b>	
<b>PROYECTO: PUENTE JATUN ATHAHUALPA</b>							
PERFORACIÓN: SPD-1							
UBICACIÓN: CANTÓN SANTA CLARA, PROVINCIA PASTAZA							
PROFUNDIDAD: 0-1m							
NORMAS:		ASTM-D-424-71	AASHTO-T-90-70	INEN: 691			
<b>1.- Determinación del Límite Líquido del suelo analizado LI%</b>							
Recipiente número		1	2	3	4	5	6
Peso húmedo + recipiente	<b>Wm+rec</b>	21.20	19.90	18.90	18.40	21.80	22.90
Peso seco + recipiente	<b>Ws+rec</b>	16.70	16.00	15.50	15.20	17.40	18.40
Peso recipiente	<b>rec</b>	11.10	10.90	10.90	10.80	10.90	11.70
Peso del agua	<b>Ww</b>	4.50	3.90	3.40	3.20	4.40	4.50
Peso de los sólidos	<b>Ws</b>	5.60	5.10	4.60	4.40	6.50	6.70
Contenido de humedad	<b>w%</b>	80.36	76.47	73.91	72.73	67.69	67.16
Contenido de humedad promedio	<b>w%</b>	78.41		73.32		67.43	
Número de golpes		8		28		50	
<b>2.- Determinación Gráfica</b>							
<b>Determinación del Límite Plástico del suelo analizado Lp%</b>							
Recipiente número		1	2	3	4		
Peso húmedo + recipiente	<b>Wm+rec</b>	8.30	7.80	8.00	10.10		
Peso seco + recipiente	<b>Ws+rec</b>	7.40	7.10	7.30	8.70		
Peso recipiente	<b>rec</b>	6.00	6.00	6.10	6.00		
Peso del agua	<b>Ww</b>	0.90	0.70	0.70	1.40		
Peso de los sólidos	<b>Ws</b>	1.40	1.10	1.20	2.70		
Contenido de humedad	<b>w%</b>	64.29	63.64	58.33	51.85		
Contenido de humedad promedio	<b>w%</b>	<b>59.53</b>					
<b>LÍMITE LIQUIDO LI%</b>	<b>72.40</b>						
<b>LÍMITE PLASTICO Lp%</b>	<b>59.53</b>						
<b>INDICE DE PLASTICIDAD Ip%</b>	<b>12.87</b>						
<b>CLASIFICACION AASHTO</b>	<b>A7</b>						
<b>CLASIFICACION SUCS</b>	<b>CH</b>						
		<b>SERIES DE NUMERO DE GOLPES</b>					
		X1	25	Y1	0		
		X2	25	Y2	72.4		
		<b>SERIES DE VARIACION DE HUMEDAD</b>					
		X1	1	Y1	72.4		
		X2	100	Y2	72.4		

<b>DETERMINACIÓN DE LÍMITES DE PLASTICIDAD DE SUELOS COHESIVOS</b>							
							<b>ANEXO 3-5</b>
<b>PROYECTO: PUENTE JATUN ATHAHUALPA</b>							
PERFORACIÓN: SPD-1							
UBICACIÓN: CANTÓN SANTA CLARA, PROVINCIA PASTAZA							
PROFUNDIDAD: 1-2m							
NORMAS:		ASTM-D-424-71	AASHTO-T-90-70	INEN: 691			
<b>1.- Determinación del Límite Líquido del suelo analizado LI%</b>							
Recipiente número		1	2	3	4	5	6
Peso húmedo + recipiente	<b>Wm+rec</b>	20.40	19.80	21.30	20.60	21.70	20.90
Peso seco + recipiente	<b>Ws+rec</b>	17.00	16.50	17.70	17.20	17.90	17.40
Peso recipiente	<b>rec</b>	11.60	11.30	11.00	11.40	11.40	10.90
Peso del agua	<b>Ww</b>	3.40	3.30	3.60	3.40	3.80	3.50
Peso de los sólidos	<b>Ws</b>	5.40	5.20	6.70	5.80	6.50	6.50
Contenido de humedad	<b>w%</b>	62.96	63.46	53.73	58.62	58.46	53.85
Contenido de humedad promedio	<b>w%</b>	63.21		56.18		56.15	
Número de golpes		6		23		30	
<b>2.- Determinación Gráfica</b>							
<b>Determinación del Límite Plástico del suelo analizado Lp%</b>							
Recipiente número		1	2	3	4		
Peso húmedo + recipiente	<b>Wm+rec</b>	8.50	8.10	8.50	8.40		
Peso seco + recipiente	<b>Ws+rec</b>	7.80	7.40	7.70	7.70		
Peso recipiente	<b>rec</b>	6.20	6.10	6.00	6.20		
Peso del agua	<b>Ww</b>	0.70	0.70	0.80	0.70		
Peso de los sólidos	<b>Ws</b>	1.60	1.30	1.70	1.50		
Contenido de humedad	<b>w%</b>	43.75	53.85	47.06	46.67		
Contenido de humedad promedio	<b>w%</b>	<b>47.83</b>					
<b>LÍMITE LIQUIDO LI%</b>	<b>56.50</b>					<b>SERIES DE NUMERO DE GOLPES</b>	
<b>LÍMITE PLASTICO Lp%</b>	<b>47.83</b>	X1	25	Y1	0		
<b>INDICE DE PLASTICIDAD Ip%</b>	<b>8.67</b>	X2	25	Y2	56.5		
		<b>SERIES DE VARIACION DE HUMEDAD</b>					
<b>CLASIFICACION AASHTO</b>	<b>A7</b>	X1	1	Y1	56.5		
<b>CLASIFICACION SUCS</b>	<b>CH</b>	X2	100	Y2	56.5		

<b>DETERMINACIÓN DE LÍMITES DE PLASTICIDAD DE SUELOS COHESIVOS</b>						
						<b>ANEXO 3-6</b>
<b>PROYECTO: PUENTE JATUN ATHAHUALPA</b>						
<b>PERFORACIÓN: SPD-2</b>						
<b>UBICACIÓN: CANTÓN SANTA CLARA, PROVINCIA PASTAZA</b>						
<b>PROFUNDIDAD: 0-1m</b>						
<b>NORMAS:</b>		<b>ASTM-D-424-71</b>	<b>AASHTO-T-90-70</b>	<b>INEN: 691</b>		
<b>1.- Determinación del Límite Líquido del suelo analizado LI%</b>						
Recipiente número		1	2	3	4	5
Peso húmedo + recipiente	<b>Wm+rec</b>	20.10	22.30	21.90	21.30	17.40
Peso seco + recipiente	<b>Ws+rec</b>	16.70	17.80	18.10	17.80	15.20
Peso recipiente	<b>rec</b>	11.50	11.00	11.10	11.10	10.90
Peso del agua	<b>Ww</b>	3.40	4.50	3.80	3.50	2.20
Peso de los sólidos	<b>Ws</b>	5.20	6.80	7.00	6.70	4.10
Contenido de humedad	<b>w%</b>	65.38	66.18	54.29	52.24	53.66
Contenido de humedad promedio	<b>w%</b>	65.78		53.26		50.64
Número de golpes		5		13		60
<b>2.- Determinación Gráfica</b>						
<b>Determinación del Límite Plástico del suelo analizado Lp%</b>						
Recipiente número		1	2	3	4	
Peso húmedo + recipiente	<b>Wm+rec</b>	7.90	7.80	7.10	7.40	
Peso seco + recipiente	<b>Ws+rec</b>	7.30	7.20	6.80	7.00	
Peso recipiente	<b>rec</b>	6.10	6.20	6.10	6.10	
Peso del agua	<b>Ww</b>	0.60	0.60	0.30	0.40	
Peso de los sólidos	<b>Ws</b>	1.20	1.00	0.70	0.90	
Contenido de humedad	<b>w%</b>	50.00	60.00	42.86	44.44	
Contenido de humedad promedio	<b>w%</b>	<b>49.33</b>				
<b>LIMITE LIQUIDO LI%</b>	<b>53.50</b>	<b>SERIES DE NUMERO DE GOLPES</b>				
<b>LIMITE PLASTICO Lp%</b>	<b>49.33</b>	X1	25	Y1	0	
<b>INDICE DE PLASTICIDAD Ip%</b>	<b>4.17</b>	X2	25	Y2	53.5	
		<b>SERIES DE VARIACION DE HUMEDAD</b>				
<b>CLASIFICACION AASHTO</b>	<b>A5</b>	X1	1	Y1	53.5	
<b>CLASIFICACION SUCS</b>	<b>MH</b>	X2	100	Y2	53.5	

## IDENTIFICACIÓN Y CLASIFICACIÓN DE SUELOS POR PERFORACIÓN

<b>NORMAS</b>	<b>NEC</b>	ASTM-D-2487 Clasificación de suelos para propósitos de Ingeniería
<b>PROYECTO:</b>		<b>PUENTE JATÚN - ATHAHUALPA</b>
<b>UBICACIÓN:</b>		PROVINCIA DE PASTAZA, CANTÓN SANTA CLARA
Ubicación de la muestra:		Indicada en Anexo 1

### SONDEO NUMERO 1

Muestra	Desde	Hasta	$\omega\%$	Estado de densidad	SUCS
P1-1	0.00	-1.00	51.93	BAJA	CH
P1-2	-1.00	-2.00		BAJA	
P1-3	-2.00	-3.00		BAJA	
P1-4	-3.00	-4.00		MEDIA	
P1-5	-4.00	-5.00		BAJA	
P1-6	-5.00	-6.00		BAJA	

### SONDEO NUMERO 2

Muestra	Desde	Hasta	$\omega\%$	Estado de densidad	SUCS
P2-1	0.00	-1.00	59.06	BAJA	CH
P2-2	-1.00	-2.00		BAJA	
P2-3	-2.00	-3.00		BAJA	
P2-4	-3.00	-4.00		BAJA	
P2-5	-4.00	-5.00		BAJA	
P2-6	-5.00	-6.00		MEDIA	

### SONDEO NUMERO 3

Muestra	Desde	Hasta	$\omega\%$	Estado de densidad	SUCS
P3-1	0.00	-1.00	218.96	MEDIA	MH
P3-2	-1.00	-2.00		MEDIA	
P3-3	-2.00	-3.00		ALTA	
P3-4	-3.00	-4.00		ALTA	
P3-5	-4.00	-5.00			
P3-6	-5.00	-6.00			

### SONDEO NUMERO 4

Muestra	Desde	Hasta	$\omega\%$	Estado de densidad	SUCS
P4-1	0.00	-1.00			
P4-2	-1.00	-2.00			
P4-3	-2.00	-3.00			
P4-4	-3.00	-4.00			
P4-5	-4.00	-5.00			
P4-6	-5.00	-6.00			

**SONDEOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA (SPD)**

NORMA: ASTM D 3441-86

Ensayo de campo para determinar la qc a la penetración dinámica para cimentaciones.

**PROYECTO:** PUENTE JATÚN ATHAHUALPA  
**UBICACIÓN:** CANTON SANTA CLARA, PROVINCIA DE PASTAZA  
**MUESTRAS:** 1A, 2A

**SONDEO DE PENETRACIÓN DINÁMICA NÚMERO 1**

	Desde	Hasta	Nspd	$\gamma_m$	$\emptyset$	C
Nspd-1	0.00	-1.00	8	1.121	3.51	0.78
Nspd-2	-1.00	-2.00	12	1.181	5.36	1.20
Nspd-3	-2.00	-3.00	13	1.196	5.83	1.30
Nspd-4	-3.00	-4.00	23	1.347	10.78	2.39
Nspd-5	-4.00	-5.00	12	1.181	5.36	1.20
Nspd-6	-5.00	-6.00	13	1.196	5.83	1.30
Nspd-7	-6.00	-7.00				
Nspd-8	-7.00	-8.00				

**SONDEO DE PENETRACIÓN DINÁMICA NÚMERO 2**

	Desde	Hasta	Nspd	$\gamma_m$	$\emptyset$	C
Nspd-1	0.00	-1.00	6	1.091	2.61	0.58
Nspd-2	-1.00	-2.00	8	1.121	3.51	0.78
Nspd-3	-2.00	-3.00	8	1.121	3.51	0.78
Nspd-4	-3.00	-4.00	13	1.196	5.83	1.30
Nspd-5	-4.00	-5.00	12	1.181	5.36	1.20
Nspd-6	-5.00	-6.00	26	1.393	12.34	2.74
Nspd-7	-6.00	-7.00				
Nspd-8	-7.00	-8.00				

**DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE LAS CIMENTACIONES**

SOLUCION DE TERZAGHI

PROYECTO:	PUENTE JATÚN ATHAHUALPA				
CANTON:	SANTA CLARA				
PROVINCIA:	PASTAZA				

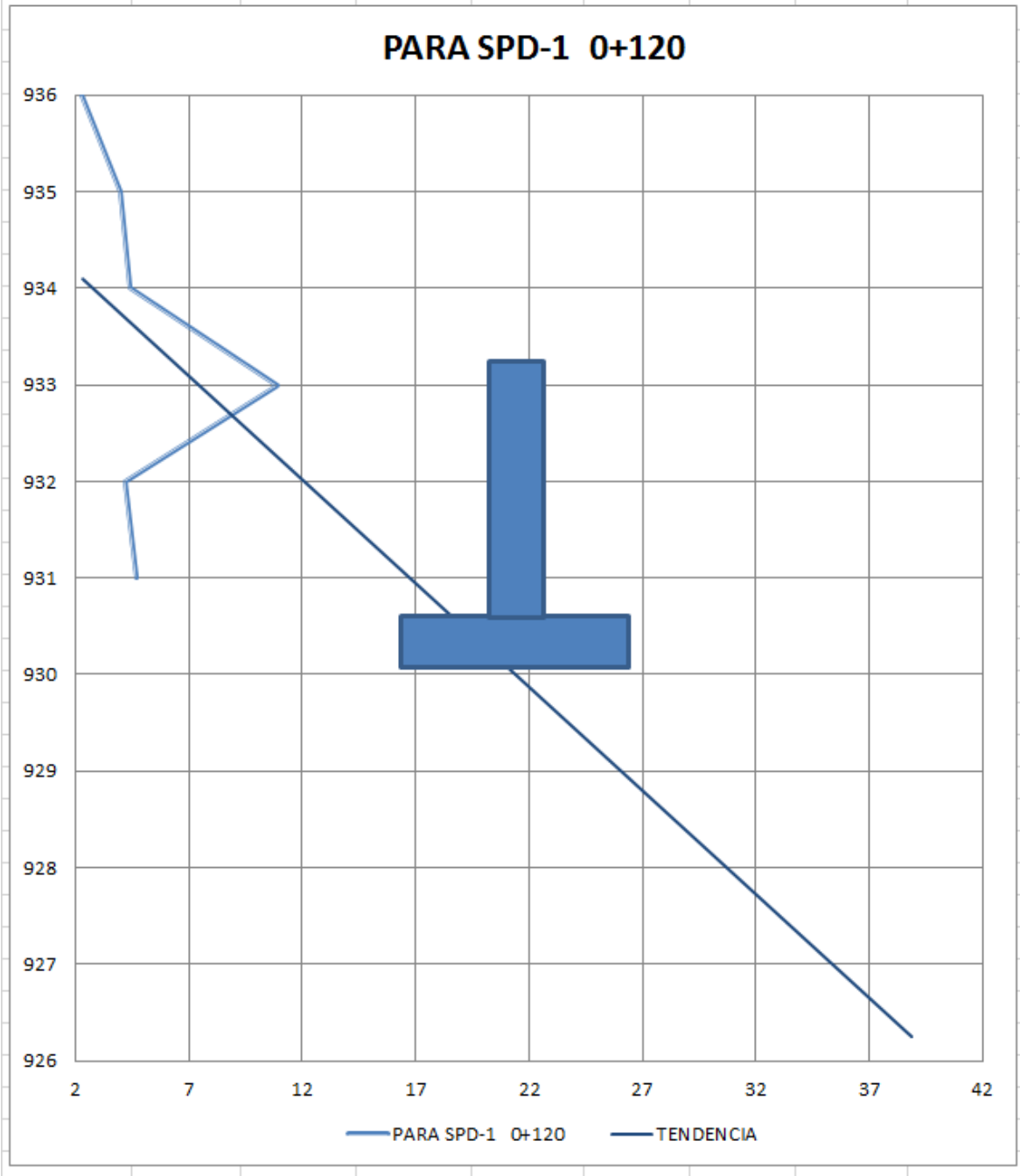
PARA SPD-1 0+120

Df	Altitud	Ø	Nc	Nq	Nγ	C	γm	B	q ad
metros	msnm	grados				Ton/m <sup>2</sup>	Ton/m <sup>2</sup>	metros	Ton/m <sup>2</sup>
1.00	936	3.51	6.40	1.40	0.2	0.78	1.121	2.0	2.3
2.00	935	5.36	7.20	1.60	0.2	1.20	1.181	2.0	4.0
3.00	934	5.83	7.30	1.80	0.2	1.30	1.196	2.0	4.4
4.00	933	10.78	9.70	3.30	0.4	2.39	1.347	2.0	10.9
5.00	932	5.36	7.20	1.60	0.2	1.20	1.181	2.0	4.2
6.00	931	5.83	7.30	1.80	0.2	1.30	1.196	2.0	4.7

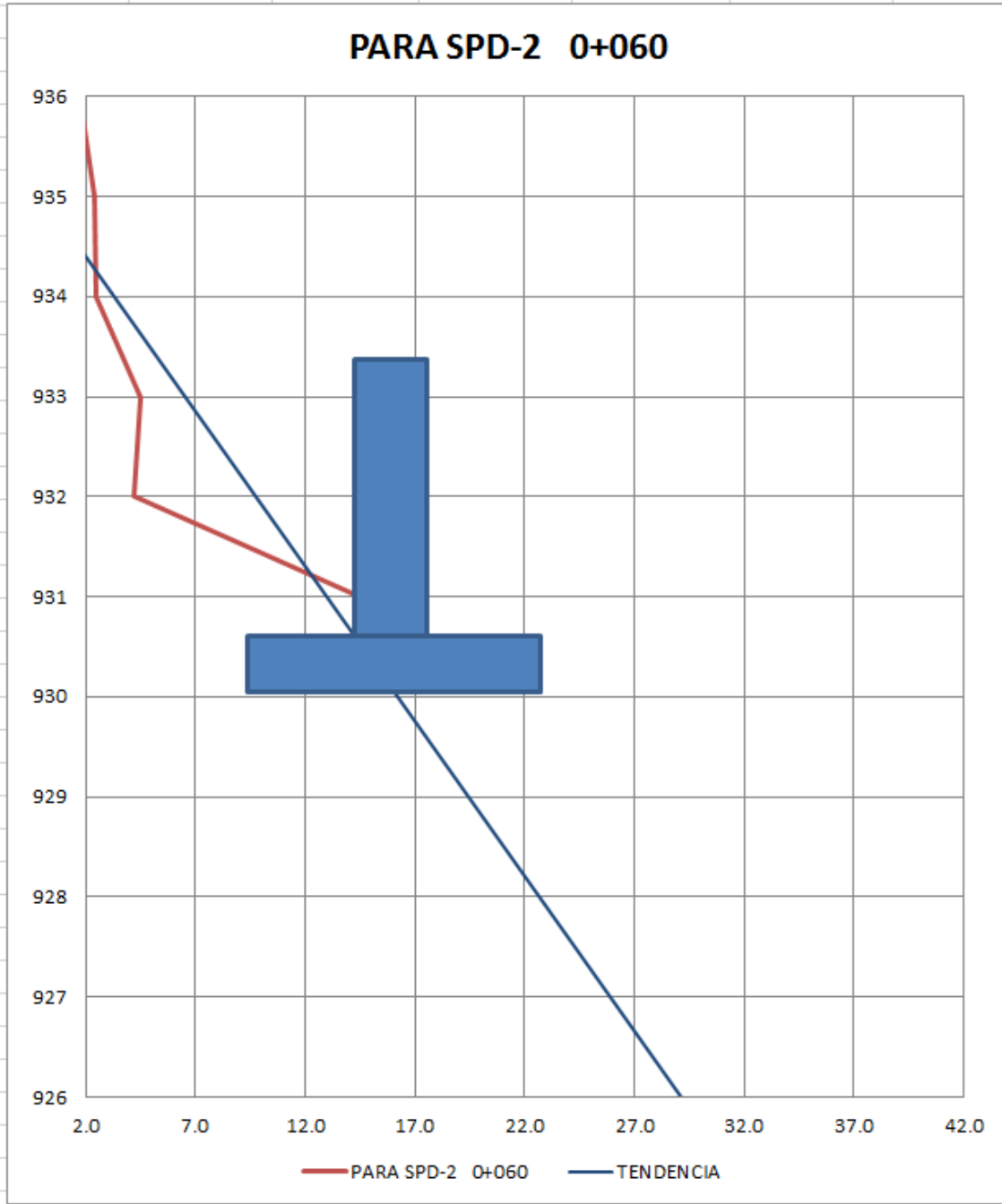
PARA SPD-2 0+060

Df	Altitud	Ø	Nc	Nq	Nγ	C	γm	B	q ad
metros	msnm	grados				Ton/m <sup>2</sup>	Ton/m <sup>2</sup>	metros	Ton/m <sup>2</sup>
1.00	936	2.61	6.30	1.10	0.20	0.58	1.091	2.0	1.7
2.00	935	3.51	6.40	1.40	0.2	0.78	1.121	2.0	2.4
3.00	934	3.51	6.40	1.40	0.2	0.78	1.121	2.0	2.4
4.00	933	5.83	7.30	1.80	0.2	1.30	1.196	2.0	4.5
5.00	932	5.36	7.20	1.60	0.2	1.20	1.181	2.0	4.2
6.00	931	12.34	10.60	3.80	0.6	2.74	1.393	2.0	14.5

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE (qad) vs PROFUNDIDAD DE  
CIMENTACIÓN (Df) en Ton/m<sup>2</sup>

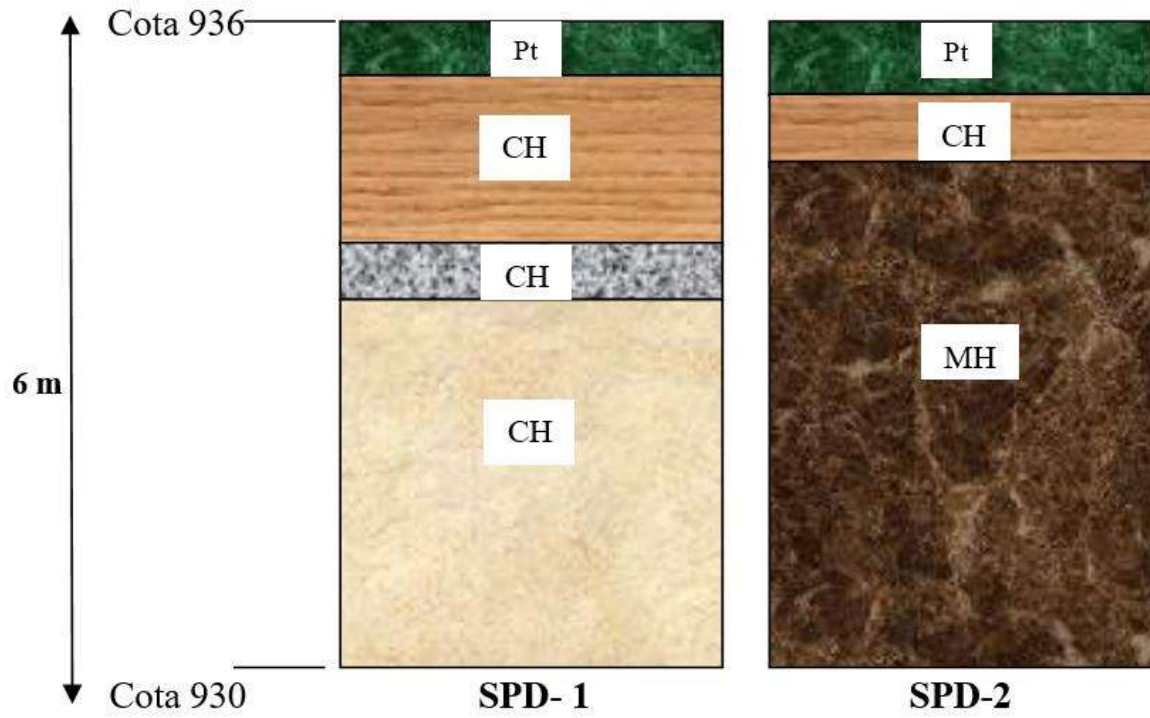


CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE (qad) vs PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN (Df) en Ton/m<sup>2</sup>



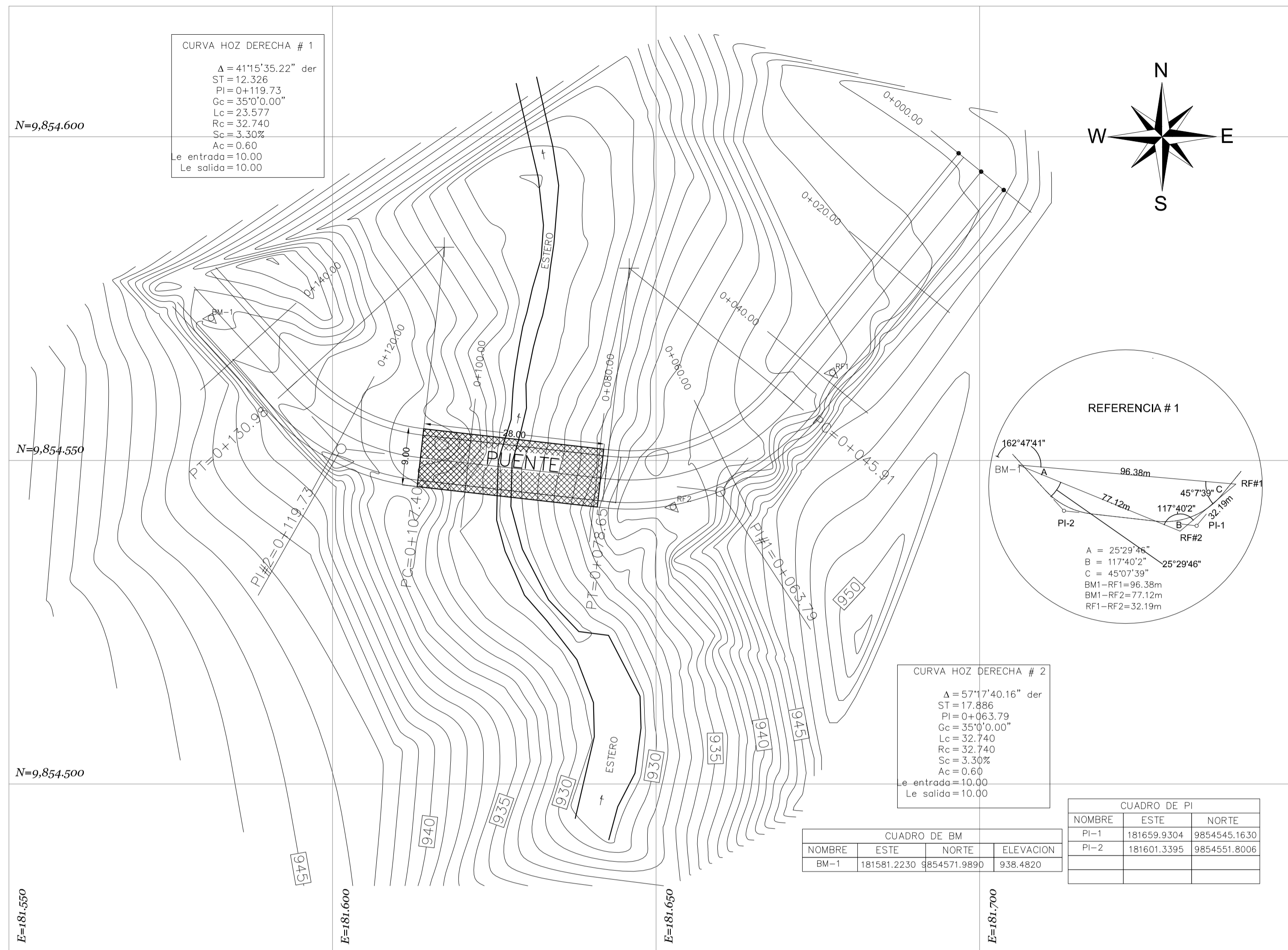


**ANEXO 7**



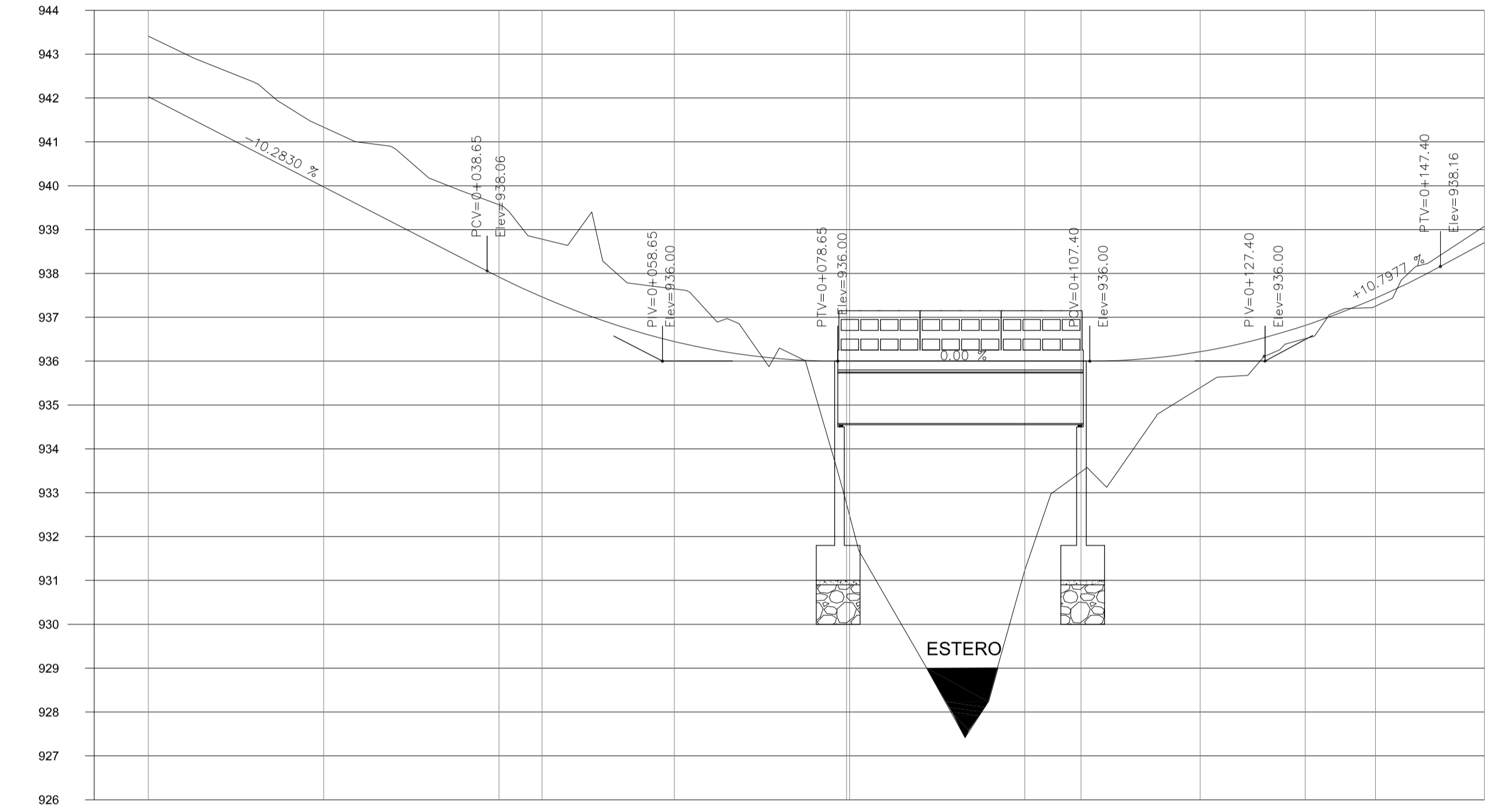
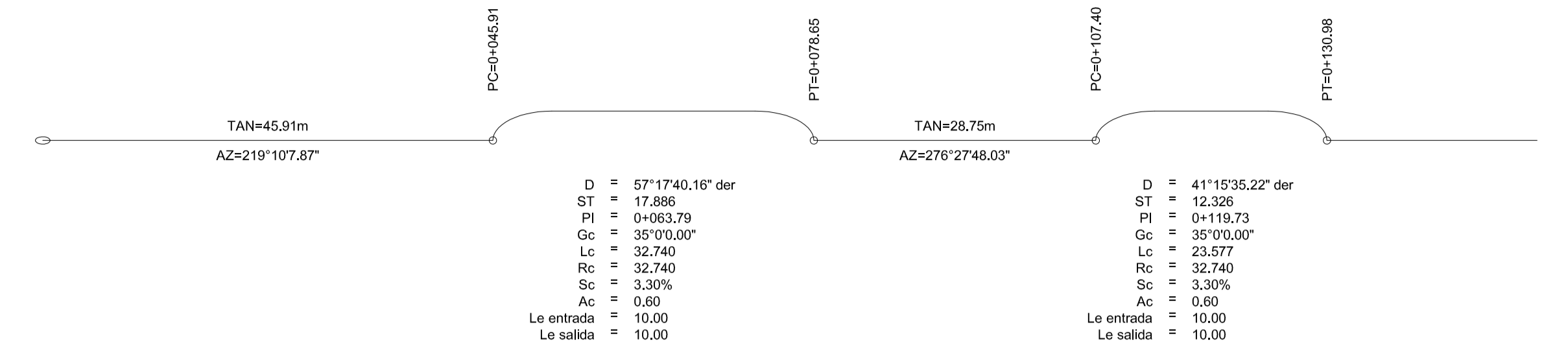
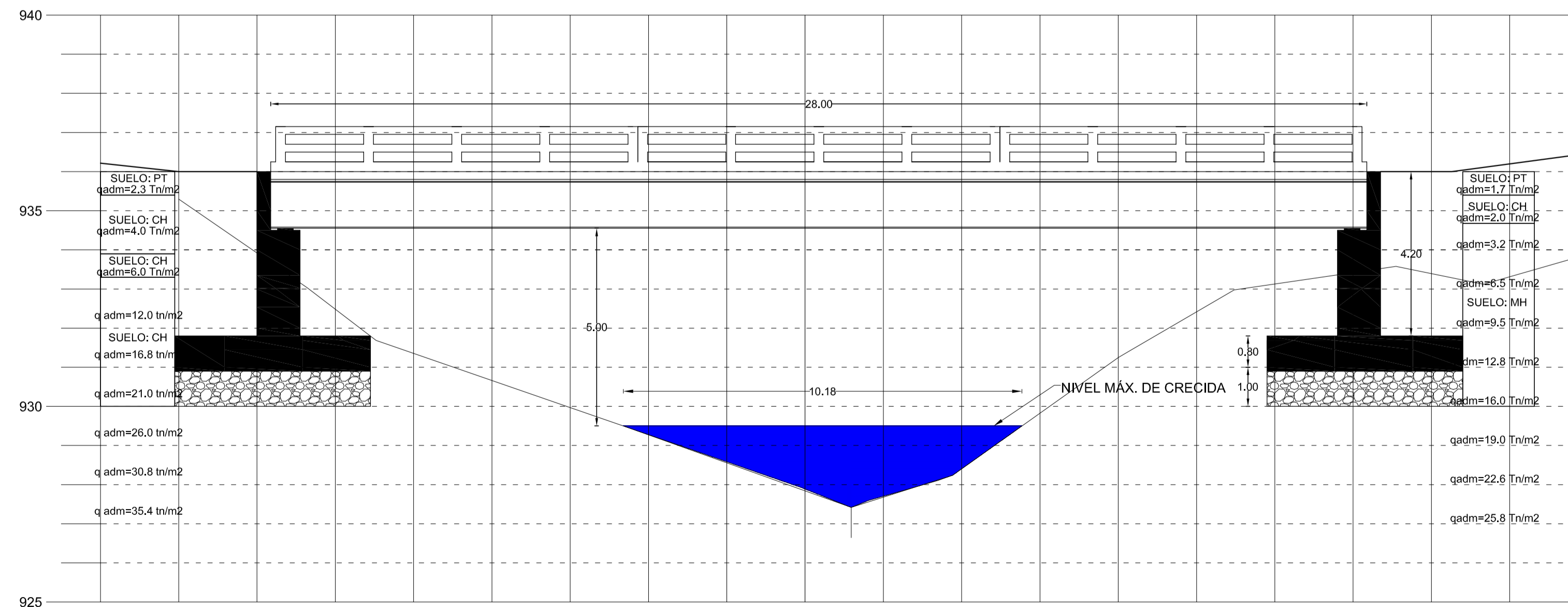
MSc. Lorena Pérez Maldonado  
**CONSULTORA DE SUELOS**

**PLANOS**



## LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO E IMPLANTACIÓN DEL PUENTE

ESC. 1:500



ORDENADAS DE LA CURVA MASA	10,000	10,517	11,307	11,535	12,200	12,354	12,342	10,925	10,635	10,468	10,491	10,599	10,200
VOLUMEN TERRAPLEN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	97.27	11.84	1,076.95	267.66	17.83	3.63	0.00	
VOLUMEN CORTE	0.00	516.68	55.17	228.46	183.37	18.40	0.00	0.00	0.00	0.96	35.74	32.07	1.20
ESPESOR TERRAPLEN						3.25	3.52	4.75	2.52	0.82	0.30	0.18	
ESPESOR CORTE	1.38	1.36	1.64	1.32	1.20								
ELEVACION SUBRASANTE	942.03	939.97	937.92	937.46	936.45	936.00	936.00	936.00	936.00	936.21	936.62	937.44	936.70
ELEVACION TERRENO	943.41	941.33	939.56	938.78	937.65	932.75	932.48	931.25	933.48	935.39	936.51	937.25	935.07

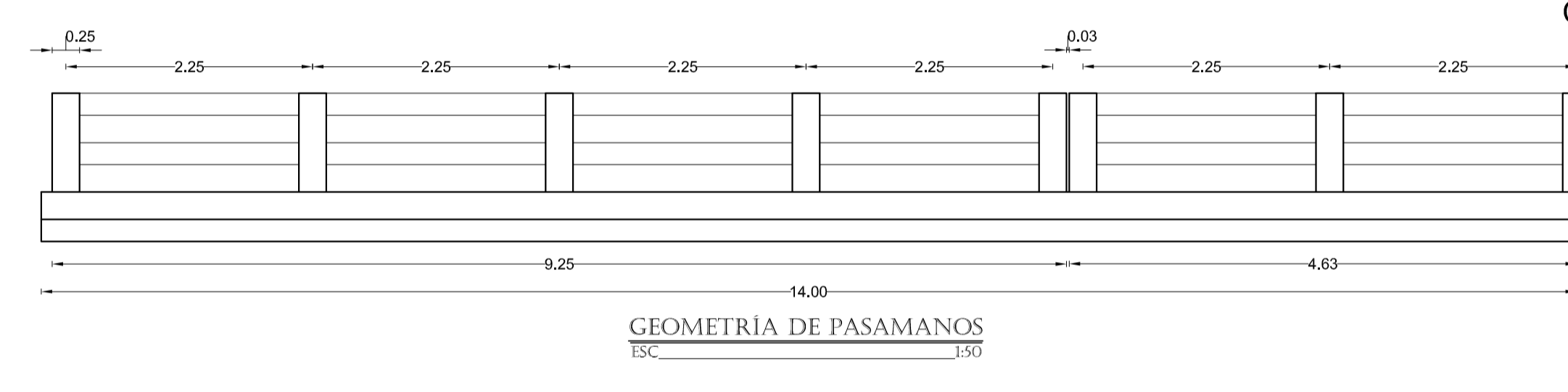
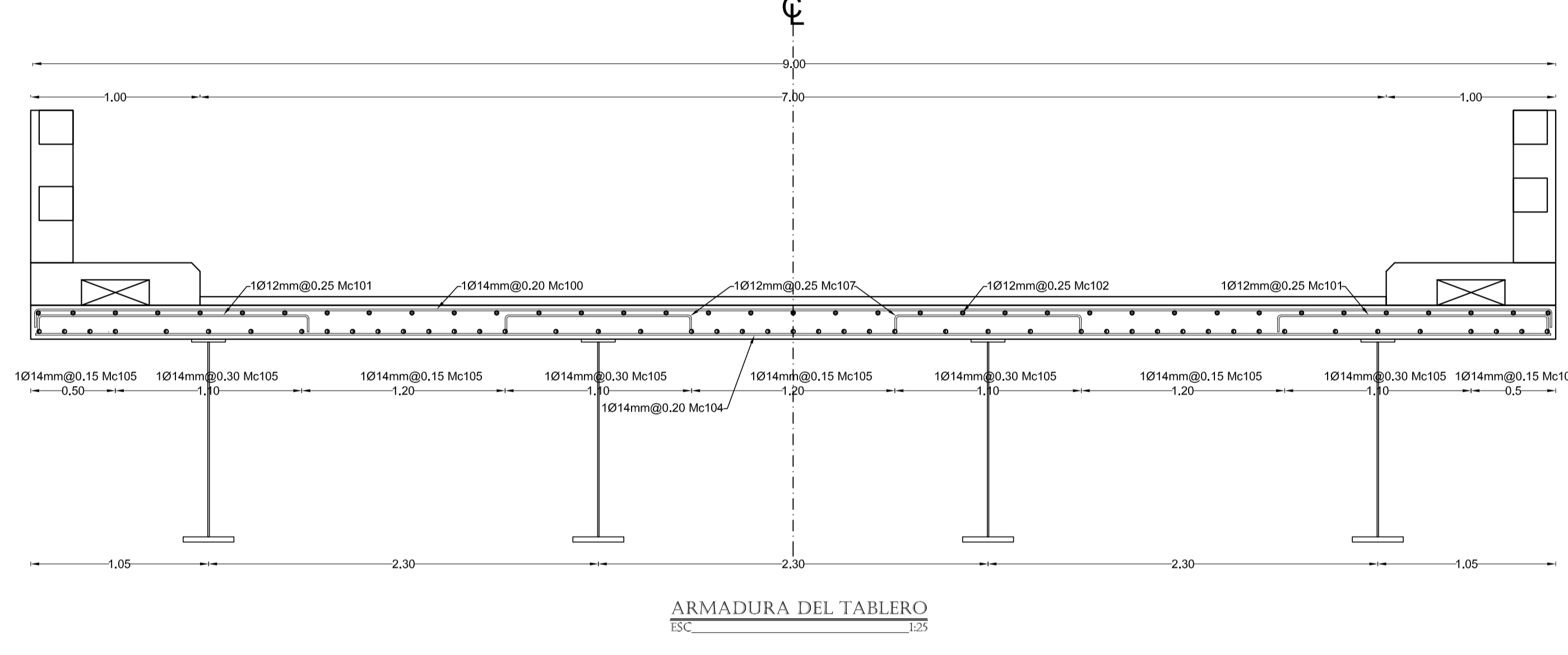
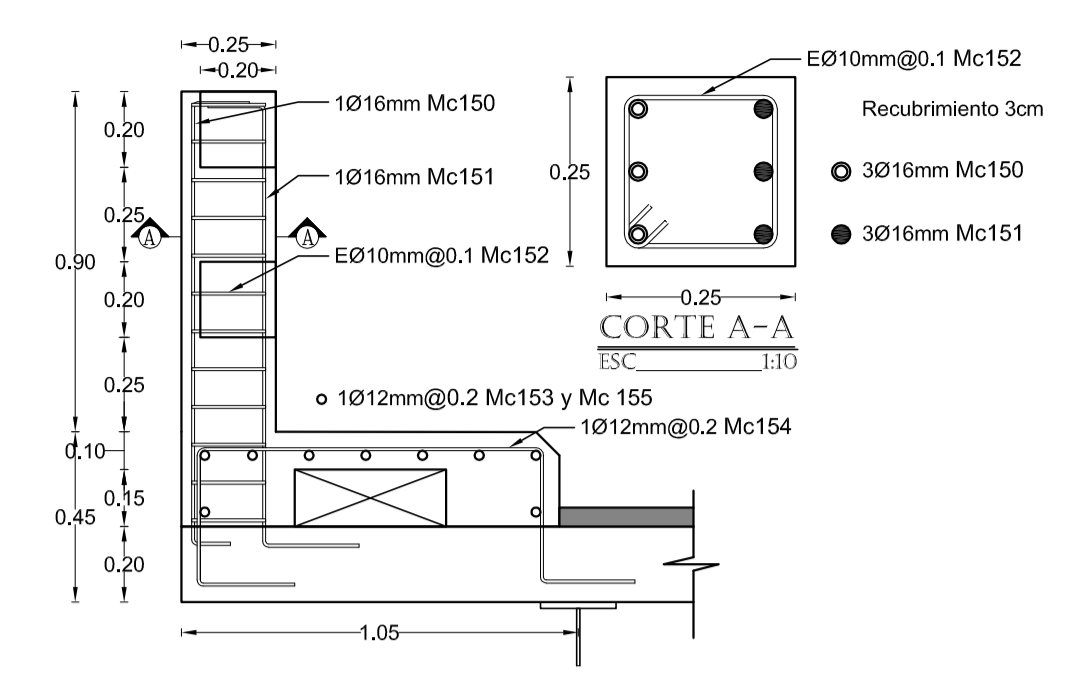
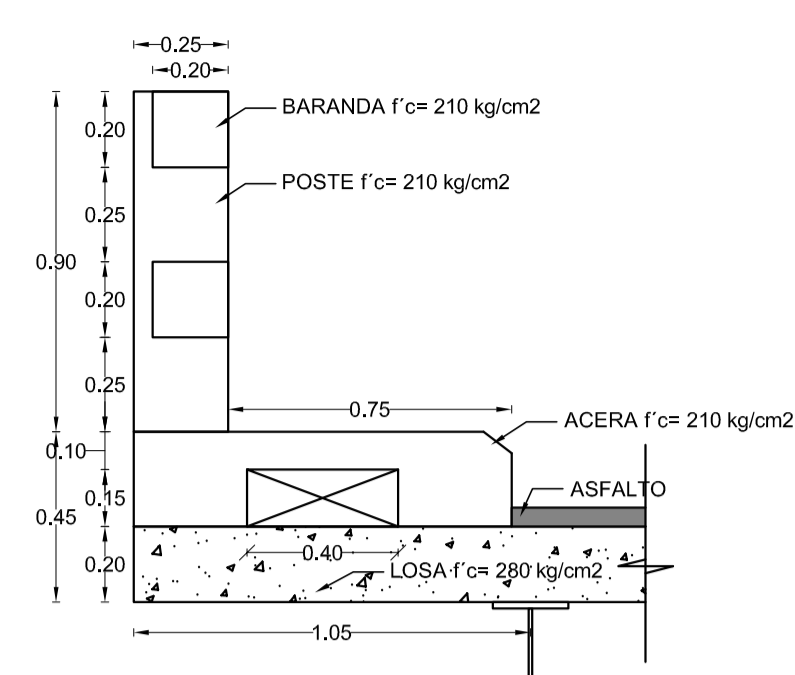
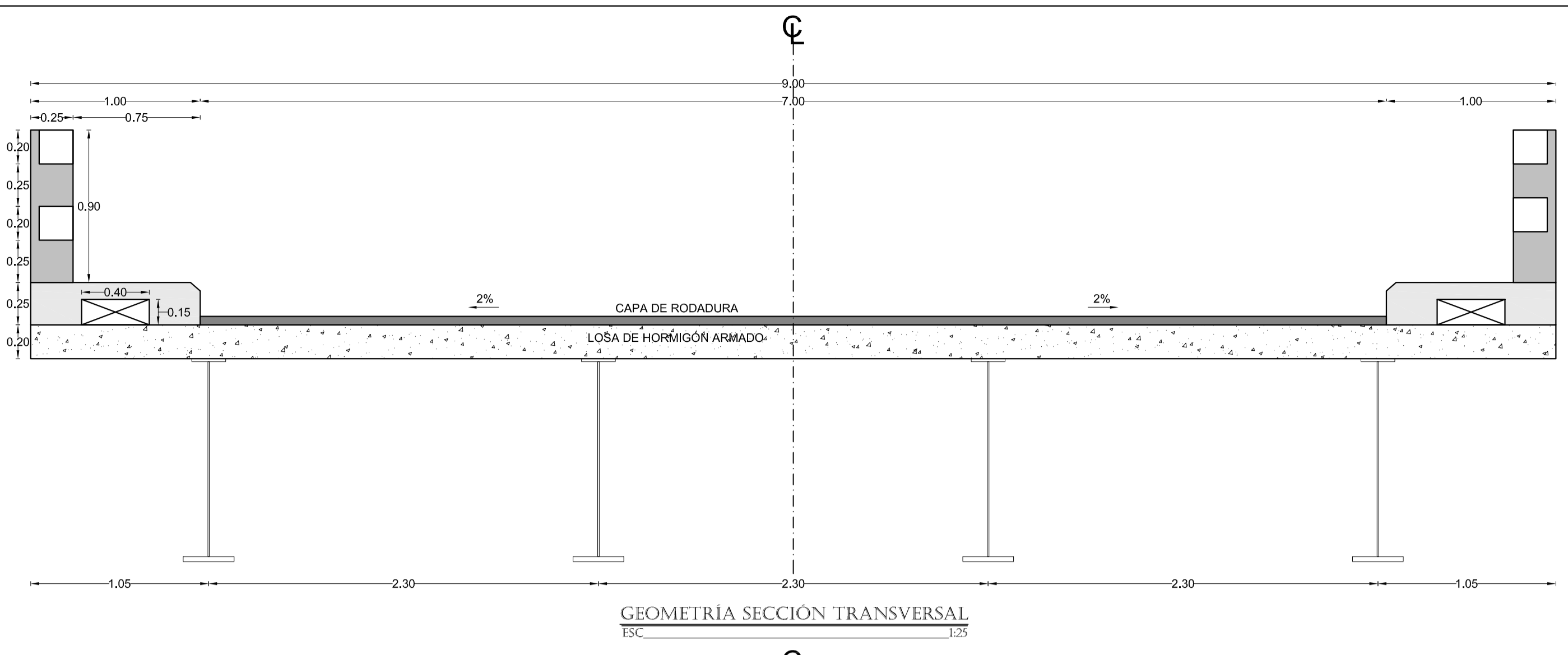
PERFIL EJE 1 - RÍO PUNÍN  
 ESCALA HORIZONTAL 1:500  
 ESCALA VERTICAL 1:H00

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO  
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RÍO PUNÍN  
 COMUNIDAD JATÚN ATAHUALPA - STA. CLARA - PASTAZA

CONTIENE: IMPLANTACIÓN DEL PUENTE

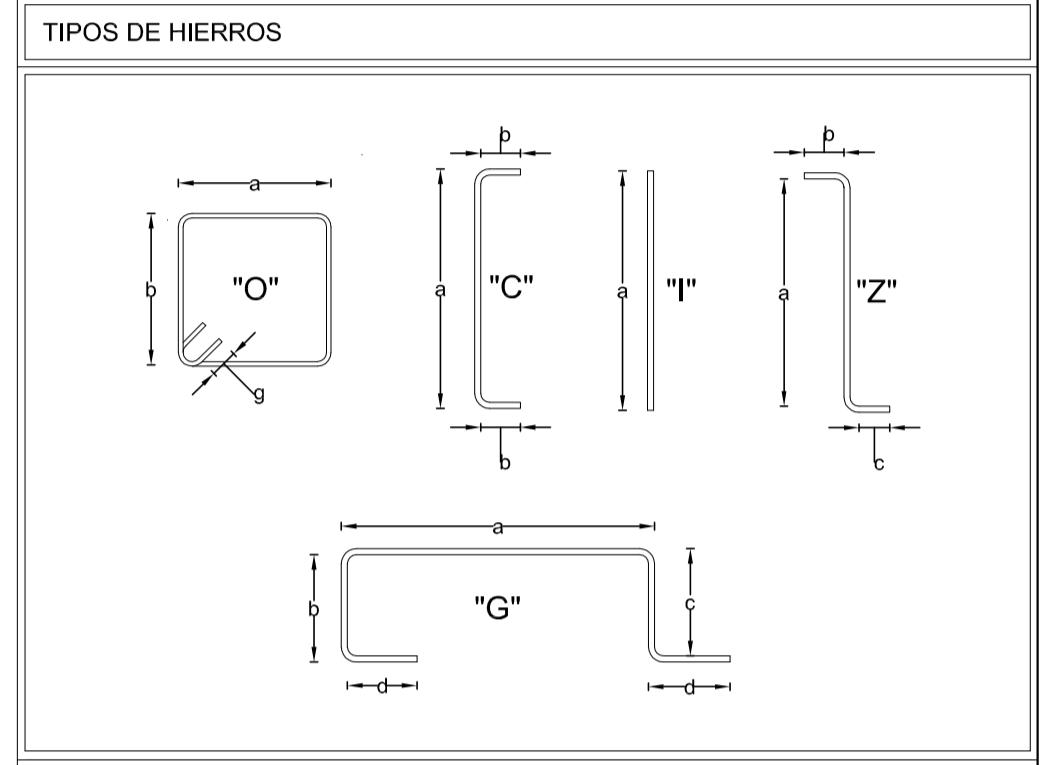
LÁMINA: 1/5  
 FECHA: DICIEMBRE / 2015  
 ESCALA: INDICADAS  
 DISEÑO: SR. ARTURO PAREDES  
 TUTOR: INC. MSC. MIGUEL MORA



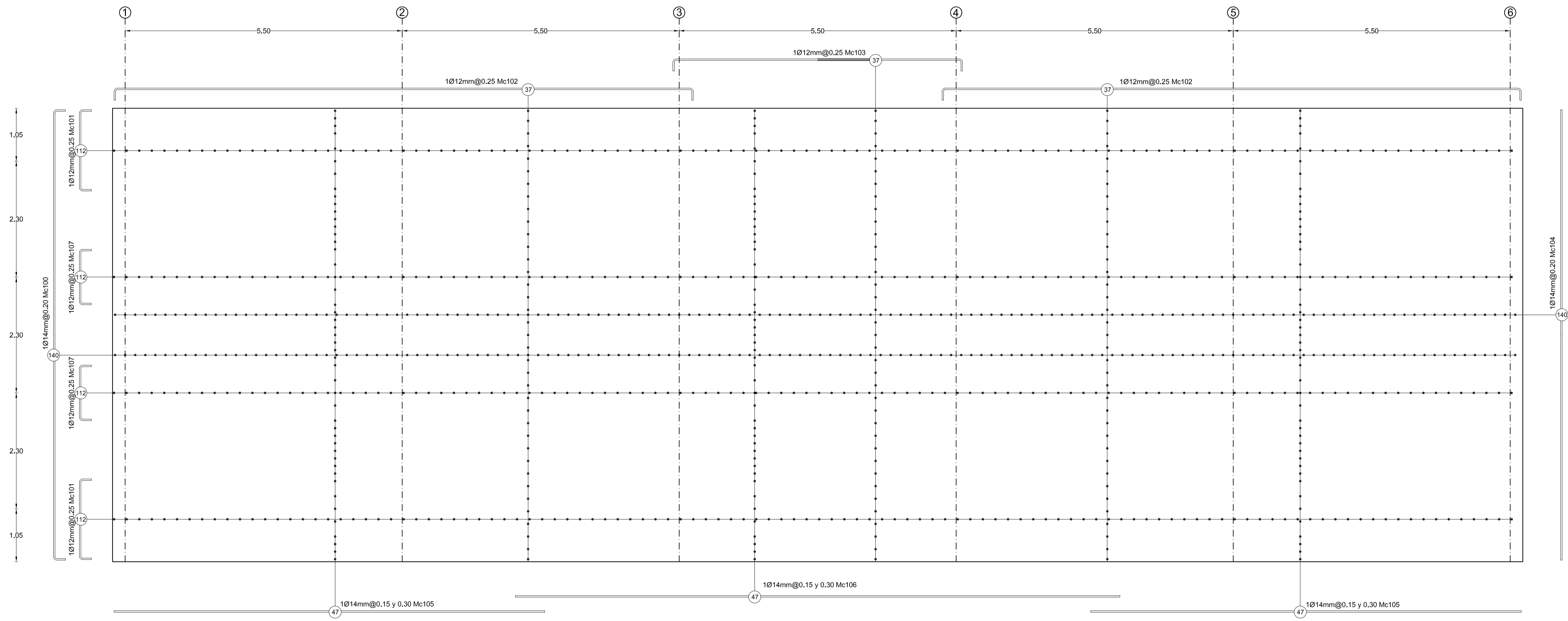
PLANILLA DE ACEROS											
Mc	Tipo	Ø (mm)	N°	DIMENSIONES (m)					Long. Total(m)	Long. Total(m)	Peso (kg)
				a	b	c	d	g			
TABLERO											
100	C	14	140	8.90	0.1x2				9.10	1274.00	1541.54
101	C	12	224	1.60	0.1x2				1.80	403.20	358.85
102	C	12	74	11.50	0.1x2				11.70	865.80	770.56
103	C	12	37	5.75	0.1x2				5.95	220.15	195.93
104	I	14	140	8.90					8.90	1246.00	1507.66
105	I	14	94	8.60					8.60	808.40	978.16
106	I	14	47	12.00					12.00	564.00	682.44
107	C	12	224	1.10	0.1x2				1.3	291.2	259.17

ACERA Y POSTES											
150	C	16	90	1.20	0.15				1.50	135.00	213.3
151	Z	16	90	1.20	0.15	0.35			1.70	153.00	241.74
152	O	10	360	0.19	0.19		0.05x2		0.86	309.60	191.952
153	I	12	36	8.55					8.55	307.80	273.942
154	G	12	278	0.90	0.40	0.40	0.25		2.20	611.60	544.324
155	I	12	18	12.00					12.00	216.00	192.24

RESUMEN DE MATERIALES											
ELEMENTO	VOL. HORMIGÓN (m³)	PESOS DE ACEROS $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$				PESO TOTAL (Kg)	TOTAL (Kg)				
LOSA	50.40	10	12	14	16	6294.32					
ACERAS Y POSTES	12.32	191.95	1010.51		455.04	1657.50	8737.67				
PASAMANOS	3.84	392.83	393.02			785.86					
<b>TOTAL</b>	<b>66.56</b>					<b>8737.67</b>					



**ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GENERALES**  
 EL DISEÑO EN HORMIGÓN ARMADO CON LAS ESPECIFICACIONES DEL CÓDIGO AASHTO PARA PUENTES, LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN Y EL CÓDIGO ACI. LOS DETALLES QUE AQUÍ NO CONSTAN SE DEBERÁN REGISTAR POR DICHO CÓDIGO.  
 1. EL HORMIGÓN DEBERÁ TENER UN ESFUERZO UNITARIO ÚLTIMO A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS DE EDAD ( $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$  (TABLERO)).  
 2. EL ACERO DEBERÁ TENER UN ESFUERZO UNITARIO A LA FLUENCIA ( $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ).  
 3. LOS RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS SERÁN LOS INDICADOS EN CADA SECCIÓN.  
 4. CUALQUIER CAMBIO O MODIFICACIÓN SERÁ CONSULTADO CON EL CALCULISTA.

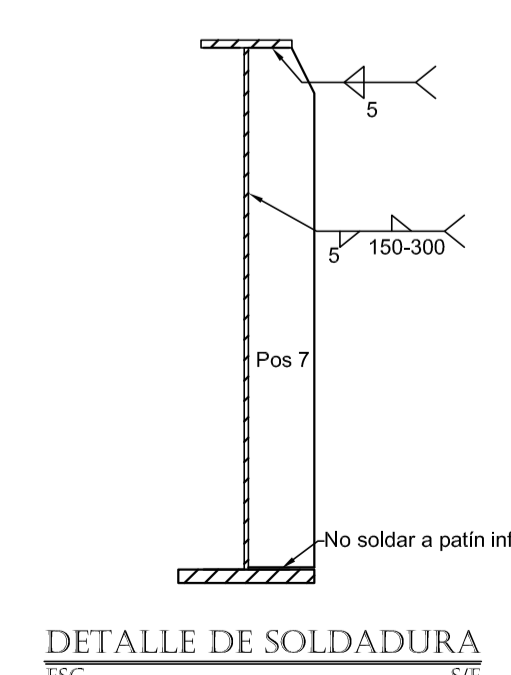
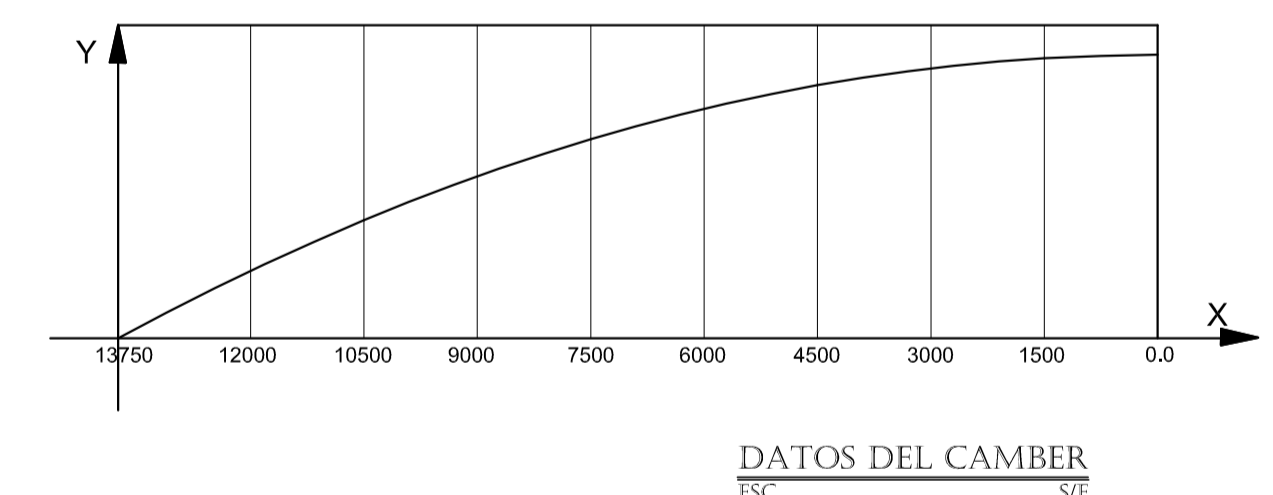
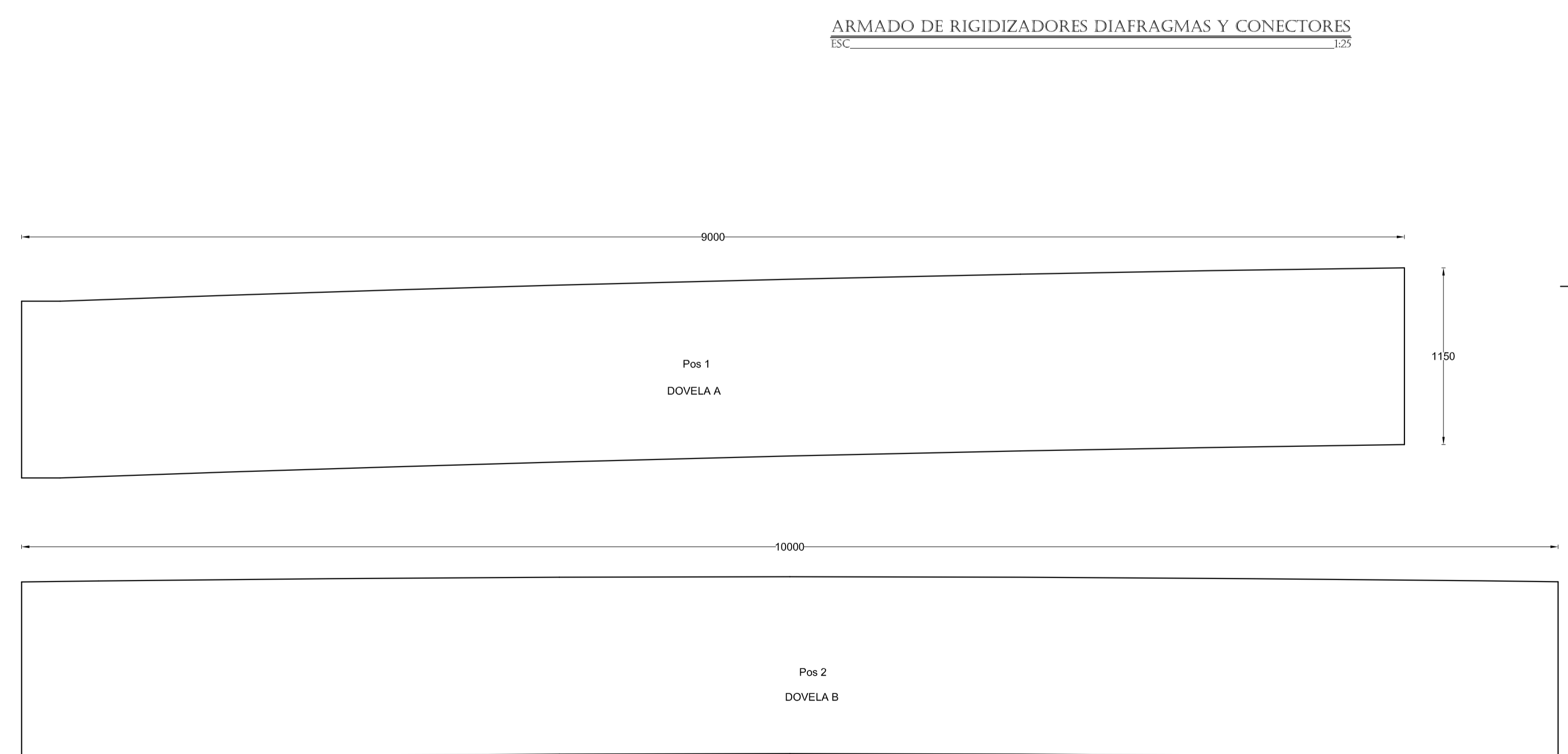
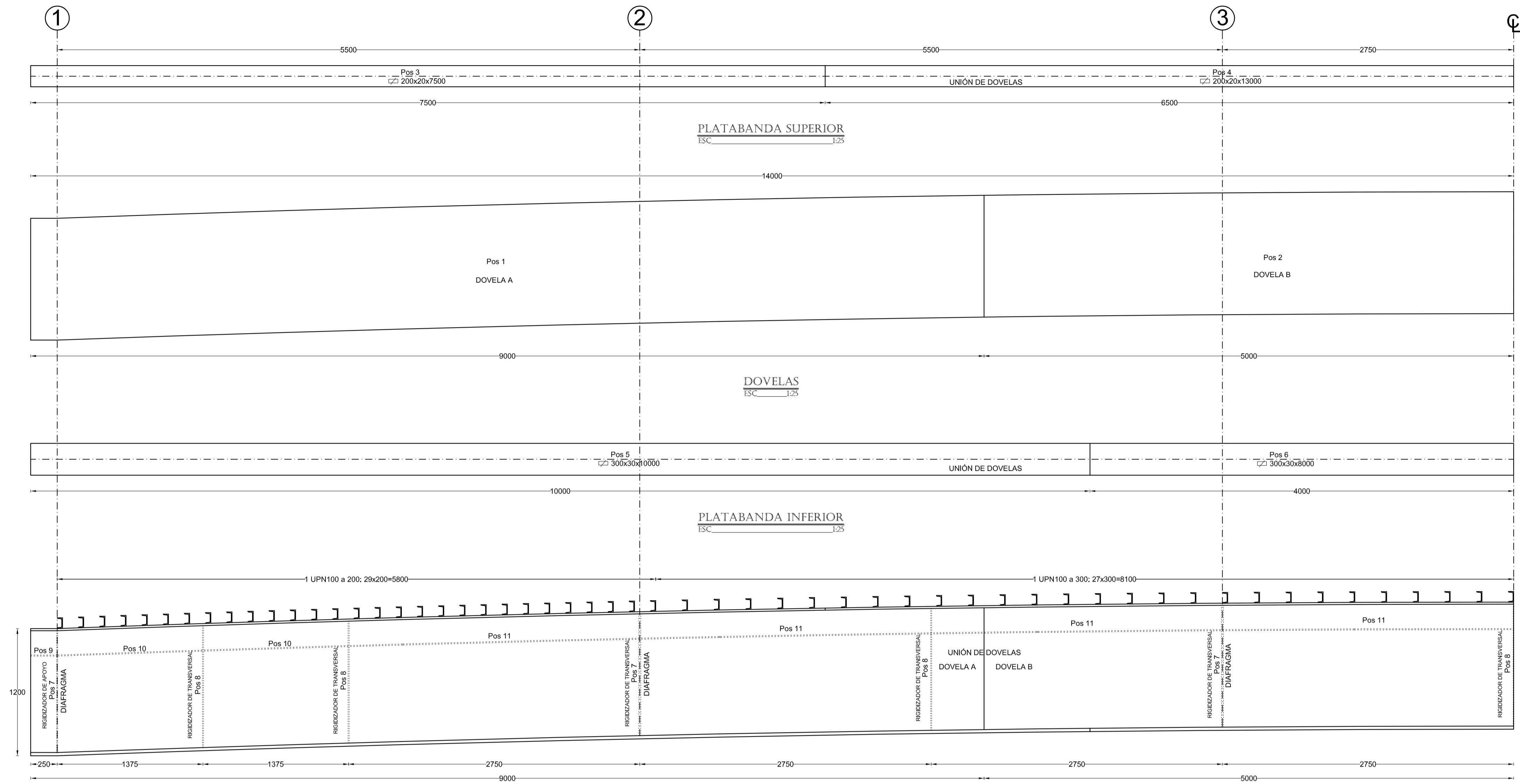


UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO  
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA  
 FICM

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RÍO PUNÍN  
 COMUNIDAD JATÚN ATAHUALPA - STA. CLARA - PASTAZA

CONTIENE: TABLERO, POSTES, PASAMANOS, ACERAS, LOSA  
 Y RESUMEN DE MATERIALES

LÁMINA: 2/5  
 FECHA: JUNIO / 2016  
 ESCALA: INDICADAS  
 DISEÑO: SR. ARTURO PAREDES  
 TUTOR: INC. MSC. MIGUEL MORA



PLACAS VIGAS ACERO: ASTM A - 709						
POSICIÓN	Número	Longitud	Alto/Ancho	Espesor	Peso	Peso
		mm	mm	mm	Kg/m <sup>3</sup>	Kg
1	8	9000	1150	10	7850	6499.80
2	4	10000	1150	10	7850	3611.00
3	8	7500	200	20	7850	1884.00
4	4	13000	200	20	7850	1632.80
5	8	10000	300	30	7850	5652.00
6	4	8000	300	30	7850	2260.80
7	48	1150	145	10	7850	628.31
8	56	1150	90	10	7850	454.99
9	8	245	100	10	7850	15.39
10	16	1365	100	10	7850	171.44
11	32	2740	100	10	7850	688.29
						23498.82

PLACAS ACERO: ASTM A - 709						
POSICIÓN	Número	Longitud	Alto/Ancho	Espesor	Peso	Peso
		mm	mm	mm	Kg/m <sup>3</sup>	Kg
20	60	300	150	10	7850	211.95
						211.95

PLACAS ACERO: ASTM A - 36						
POSICIÓN	Número	Longitud	Alto/Ancho	Espesor	Peso	Peso
		mm	mm	mm	Kg/m <sup>3</sup>	Kg
21	36	150	100	12	7850	50.87
22	18	300	200	12	7850	101.74
						152.60

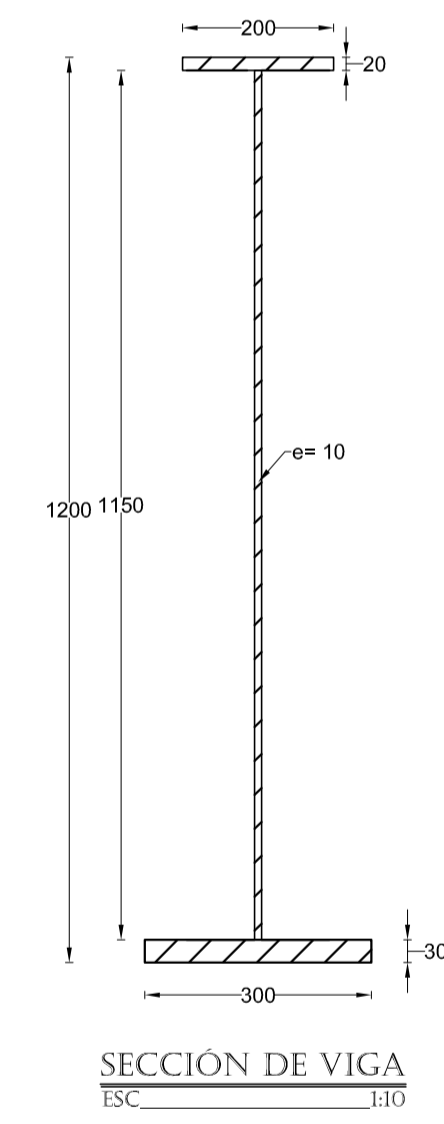
PERFILES LACERO: ASTM A - 36					
POSICIÓN	NÚMERO	LONGITUD	PESO	PESO	
		mm	Kg/m	mm	Kg
30	30	5000	8.76	1314.00	
31	72	2250	8.76	1419.12	
32	36	2350	8.76	741.10	
					3474.22

CONECTORES DE CORTE: ASTM A - 36					
POSICIÓN	NÚMERO	LONGITUD	PESO	PESO TOTAL	
		mm	Kg/m	mm	Kg
1UPN	444	150	10.6	705.96	

RESUMEN DE MATERIALES	
Acero ASTM A-709 (kg)	23710.77
Acero ASTM A-36 (kg)	4332.78

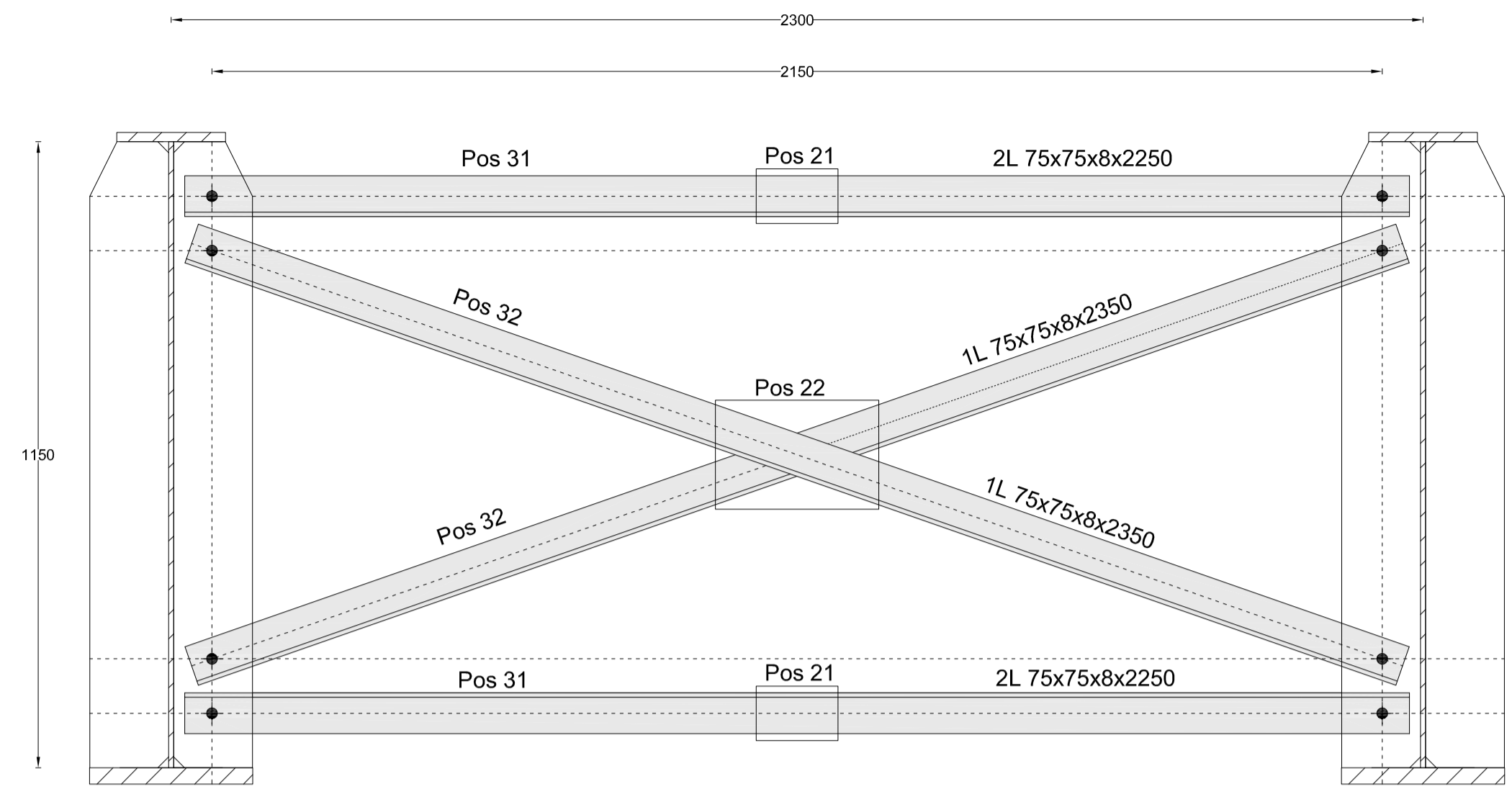


UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

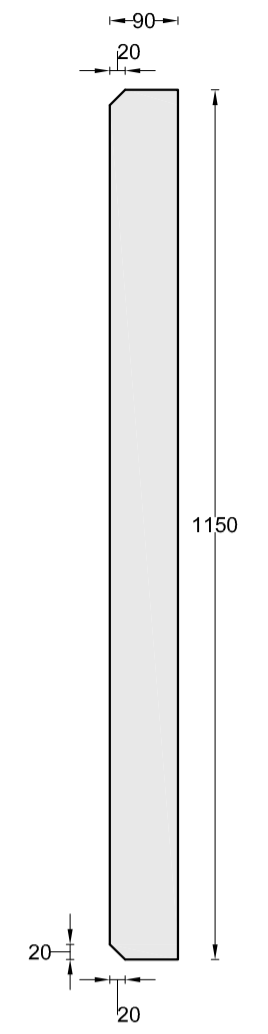
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RÍO PUNÍN  
COMUNIDAD JATÚN ATAHUALPA - STA. CLARA - PASTAZA

CONTIENE: ESTRUCTURA METÁLICA, DETALLE DE DOVELA DE VIGAS, RIGIDIZADORES, CAMBER, SOLDADURA Y CONECTORES DE CORTE.

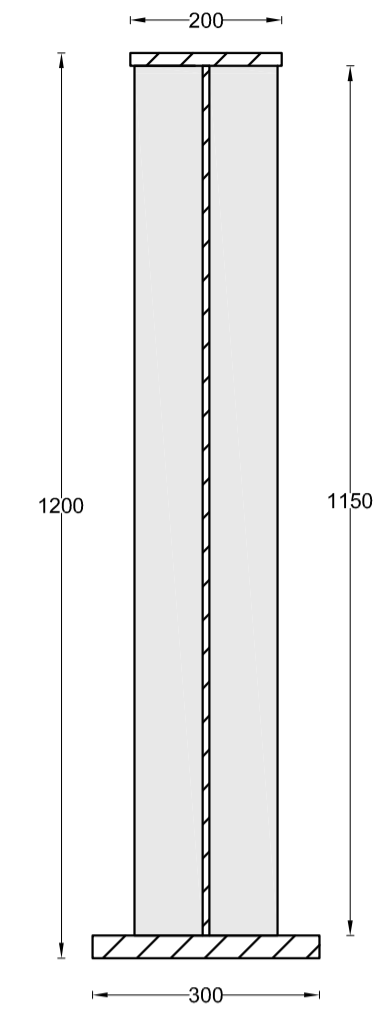
LÁMINA: 3/5  
FECHA: JUNIO / 2016  
DISEÑO: SR. ARTURO PAREDES  
TUTOR: INC. MSC. MIGUEL MORA



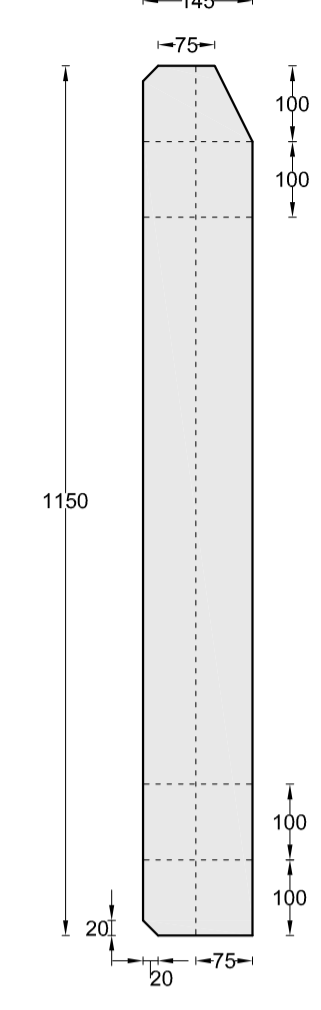
DETALLE DE DIAFRAGMA  
ISC 1:10



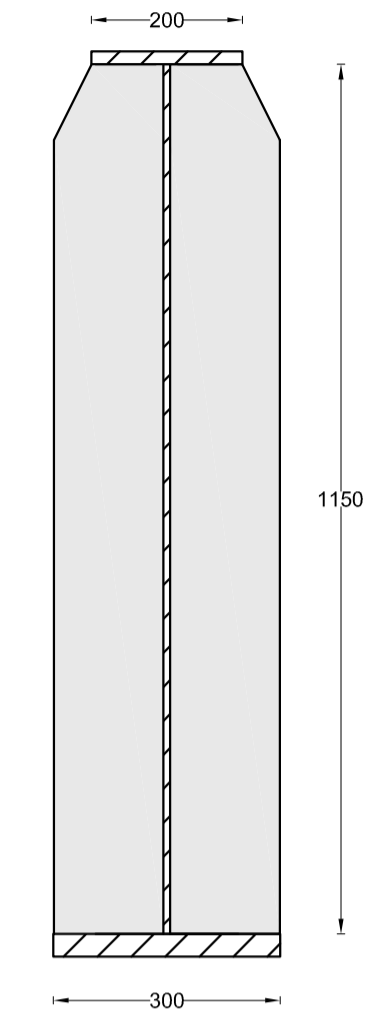
Pos 8  
1150x10x90



SECCIÓN DE VIGA



Pos 7  
1150x10x145



SECCIÓN DE VIGA

PLACAS VIGAS ACERO: ASTM A - 709						
POSICIÓN	Número	Longitud	Alto/Ancho	Espesor	Peso	Peso
		mm	mm	mm	Kg/m <sup>3</sup>	Kg
1	8	9000	1150	10	7850	6499.80
2	4	10000	1150	10	7850	3611.00
3	8	7500	200	20	7850	1884.00
4	4	13000	200	20	7850	1632.80
5	8	10000	300	30	7850	5652.00
6	4	8000	300	30	7850	2260.80
7	48	1150	145	10	7850	628.31
8	56	1150	90	10	7850	454.99
9	8	245	100	10	7850	15.39
10	16	1365	100	10	7850	171.44
11	32	2740	100	10	7850	688.29
						23498.82

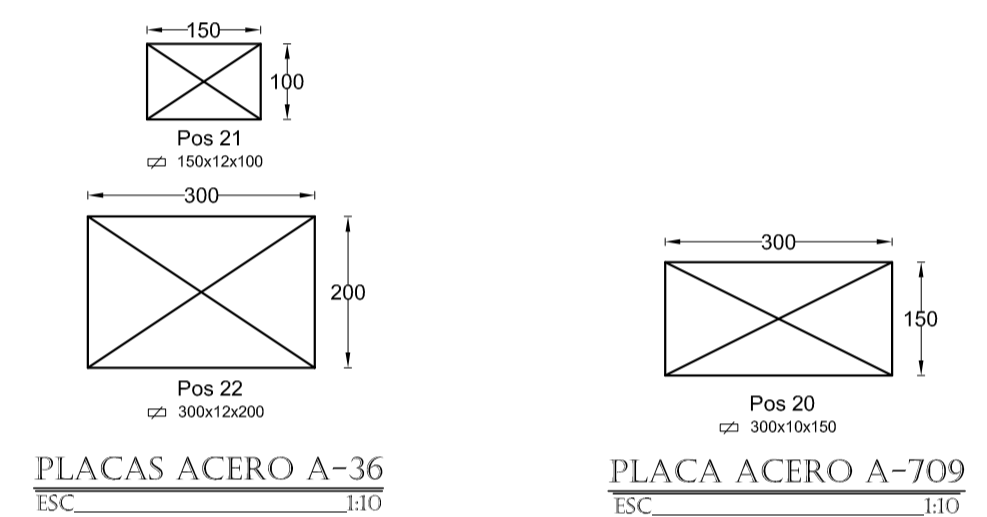
PLACAS ACERO: ASTM A - 709						
POSICIÓN	Número	Longitud	Alto/Ancho	Espesor	Peso	Peso
		mm	mm	mm	Kg/m <sup>3</sup>	Kg
20	60	300	150	10	7850	211.95
						211.95

PLACAS ACERO: ASTM A - 36						
POSICIÓN	Número	Longitud	Alto/Ancho	Espesor	Peso	Peso
		mm	mm	mm	Kg/m <sup>3</sup>	Kg
21	36	150	100	12	7850	50.87
22	18	300	200	12	7850	101.74
						152.60

PERFILES L ACERO: ASTM A - 36					
POSICIÓN	NÚMERO	LONGITUD	PESO	PESO	
		mm	Kg/m	Kg	
30	30	5000	8.76	1314.00	
31	72	2250	8.76	1419.12	
32	36	2350	8.76	741.10	
				3474.22	

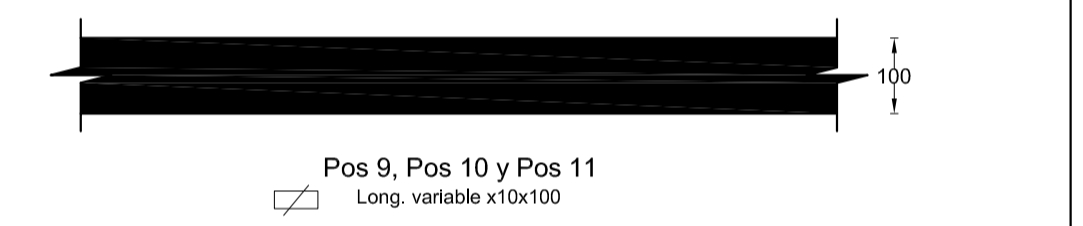
CONECTORES DE CORTE: ASTM A - 36					
POSICIÓN	NÚMERO	LONGITUD	PESO	PESO TOTAL	
		mm	Kg/m	Kg	
1LPN	444	150	10.6	705.96	

RESUMEN DE MATERIALES		
Acero ASTM A-709 (kg)		23710.77
Acero ASTM A-36 (kg)		4332.78

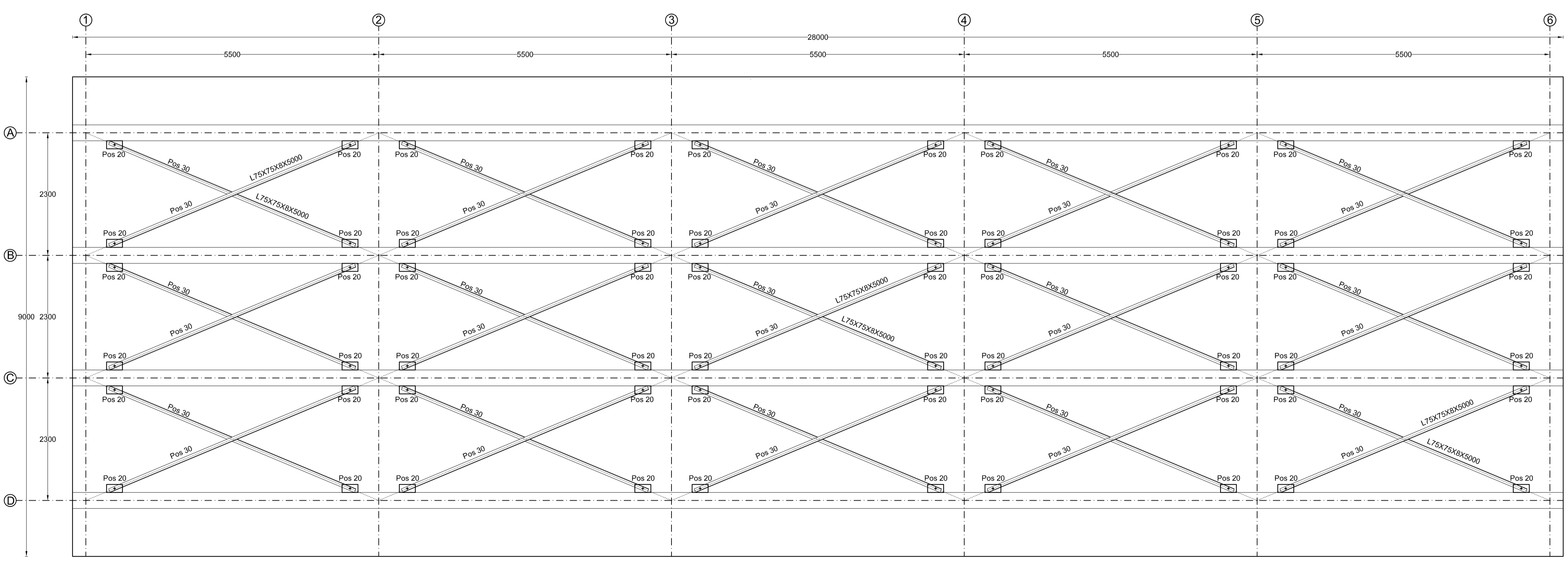


PLACAS ACERO A-36  
ISC 1:10

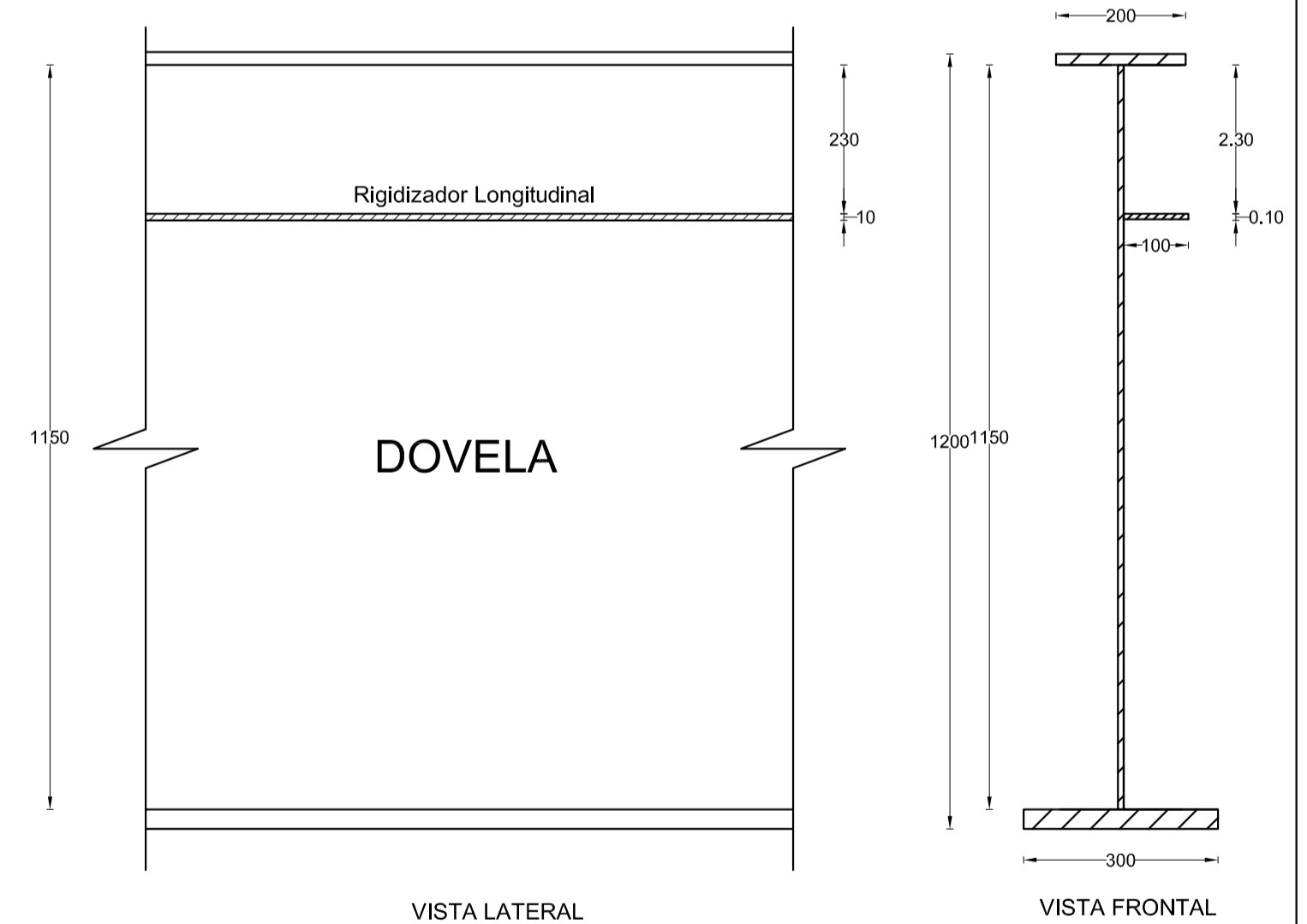
PLACA ACERO A-709  
ISC 1:10



Pos 9, Pos 10 y Pos 11  
Long. variable x10x100



ARRIOTRAMIENTO INFERIOR  
ISC 1:50



VISTA LATERAL  
VISTA FRONTAL  
RIGIDIZADOR LONGITUDINAL  
ISC 1:10



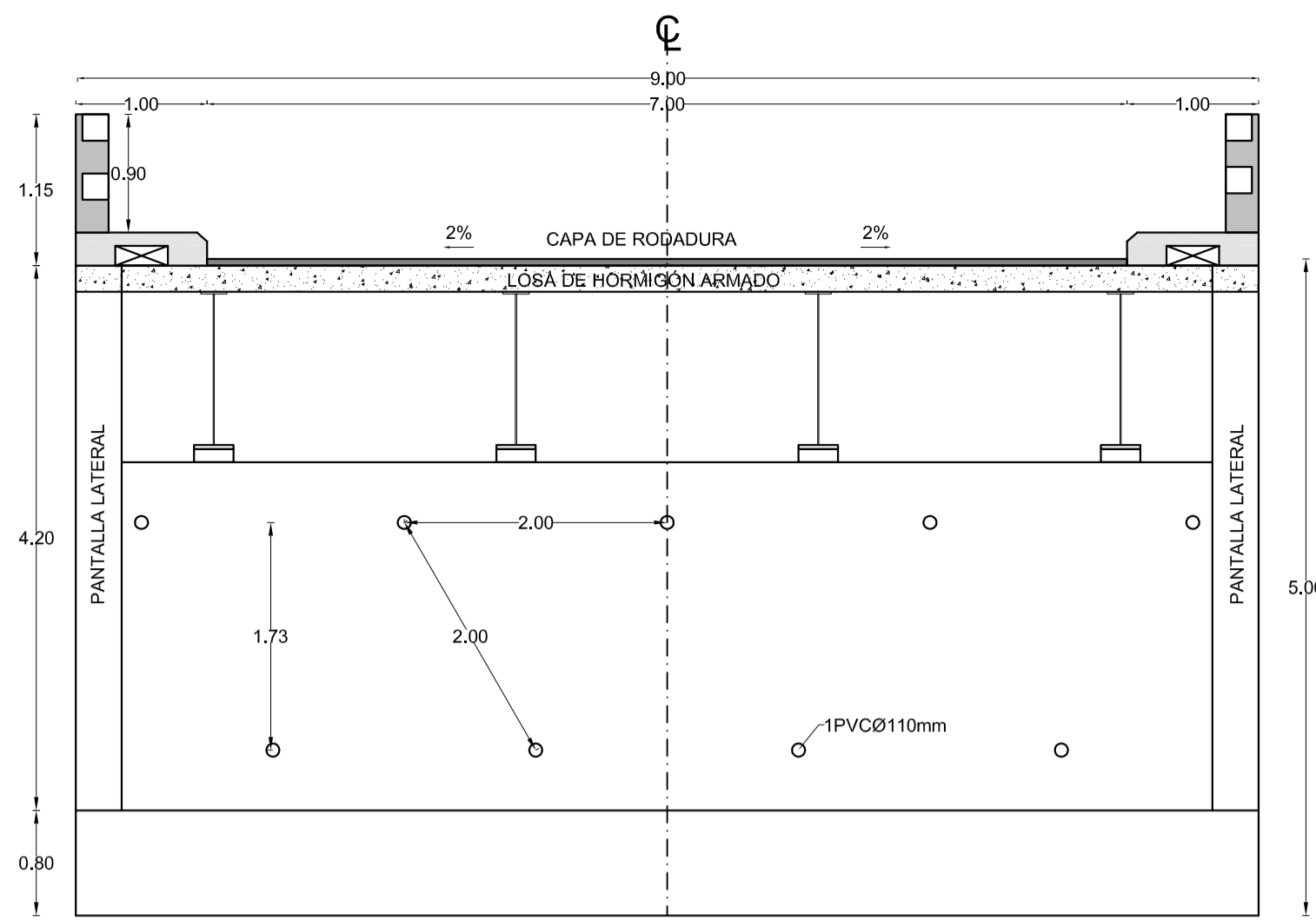
UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA



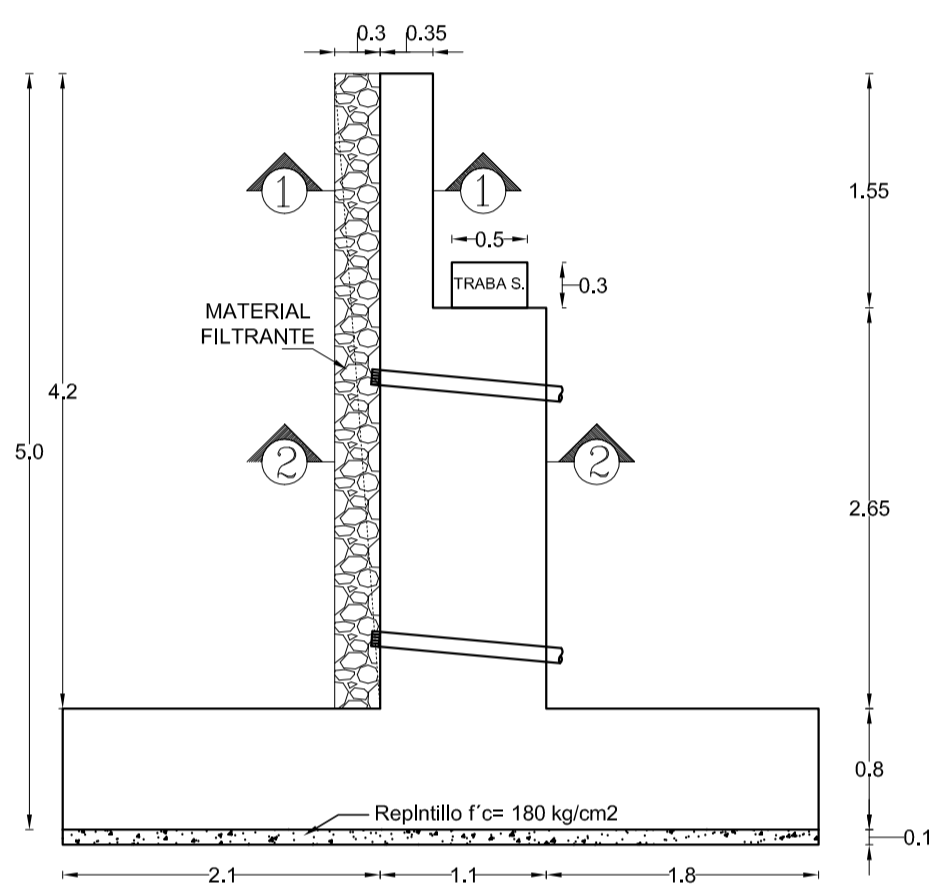
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RÍO PUNÍN  
COMUNIDAD JATÚN ATAHUALPA - STA. CLARA - PASTAZA

CONTIENE: ESTRUCTURA METÁLICA, DIAFRAGMAS, RIGIDIZADORES, ARRIOTRAMIENTO INFERIOR.

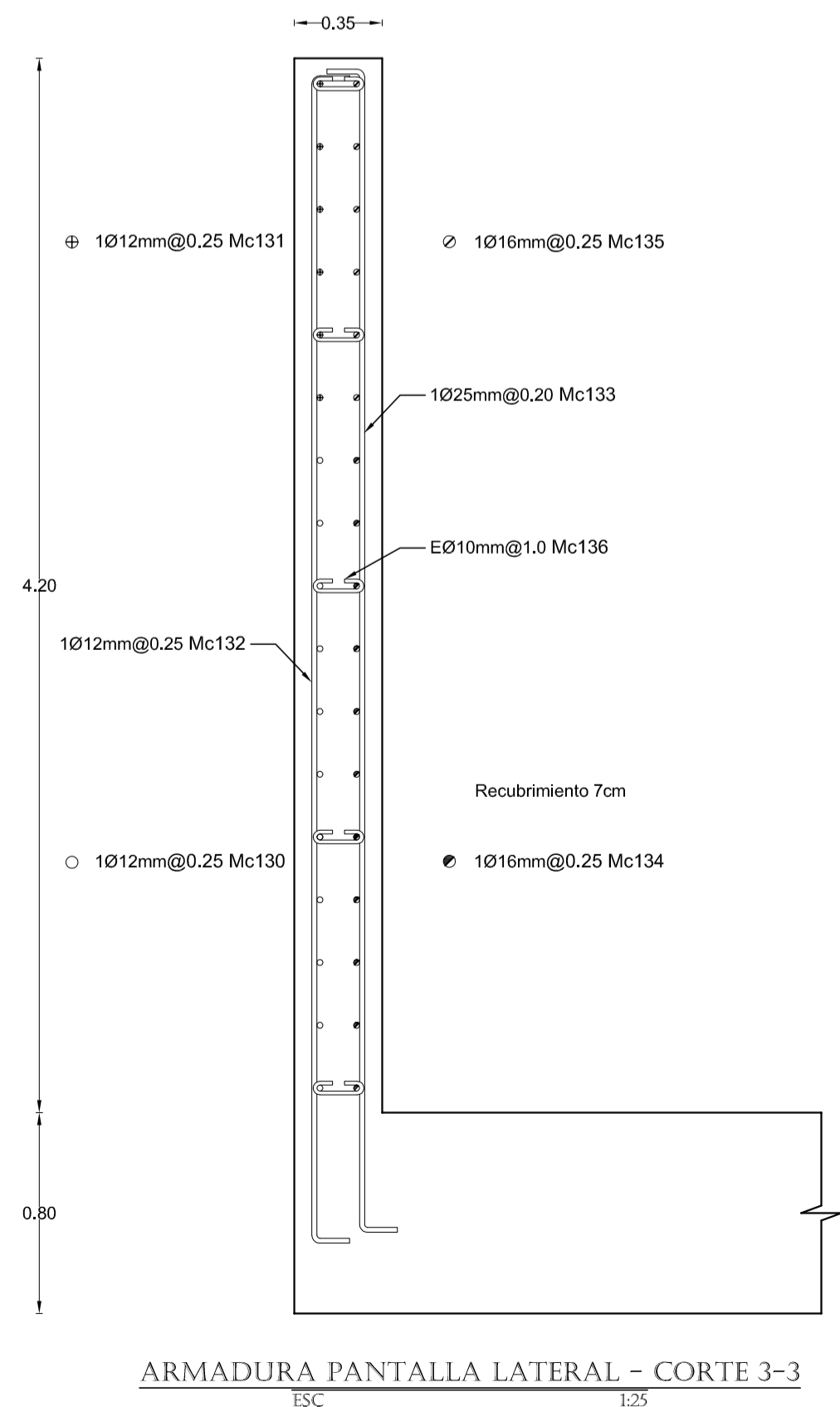
LÁMINA: <b>4/5</b>	FECHA: JUNIO / 2016	DISERNO: SR. ARTURO PAREDES	TUTOR: ING. MSC. MIGUEL MORA
-----------------------	------------------------	--------------------------------	---------------------------------



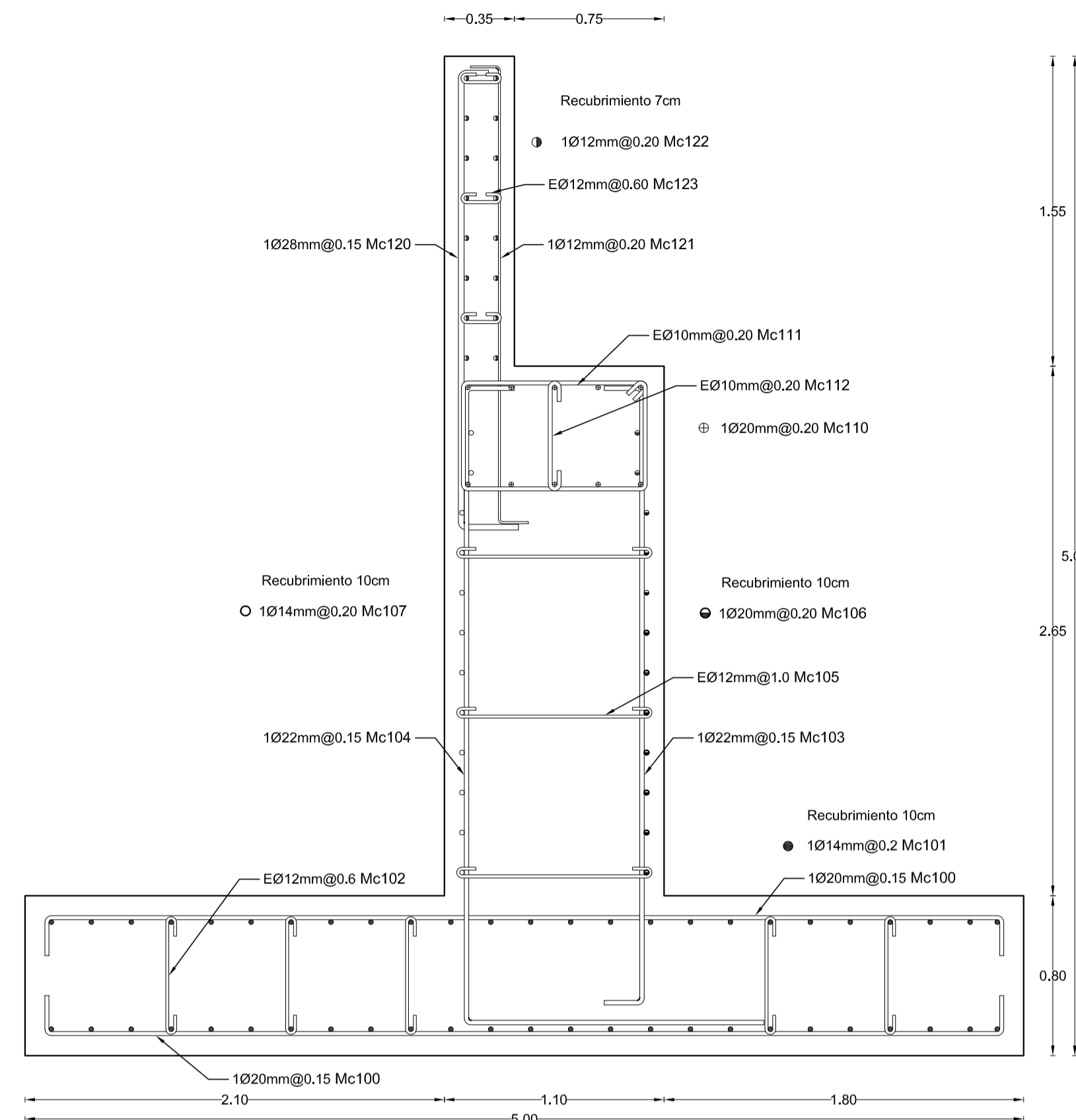
ESTRIBO - VISTA FRONTAL  
ESCA 1:50



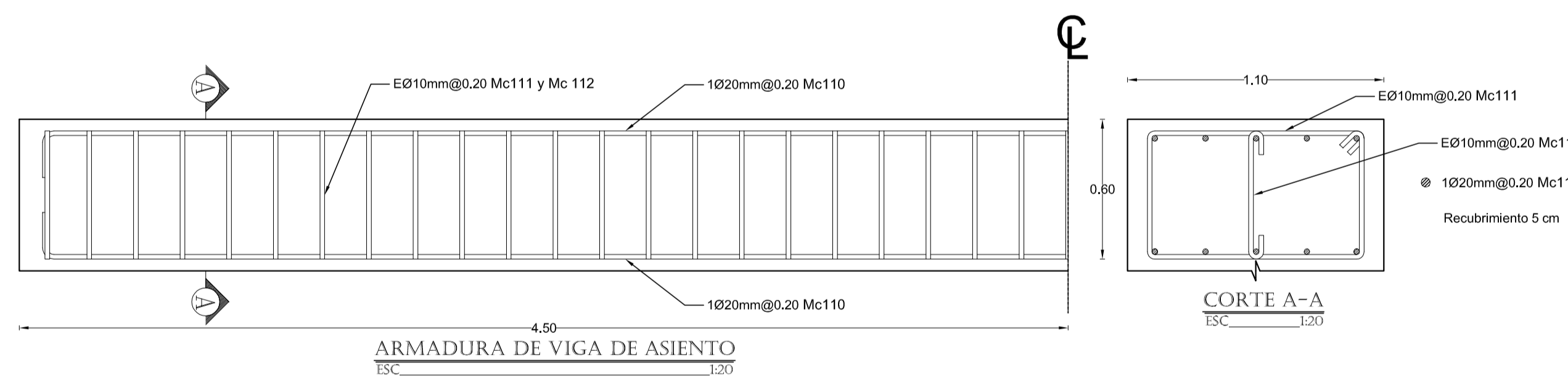
GEOMETRÍA DEL ESTRIBO - VISTA LATERAL  
ESCA 1:50



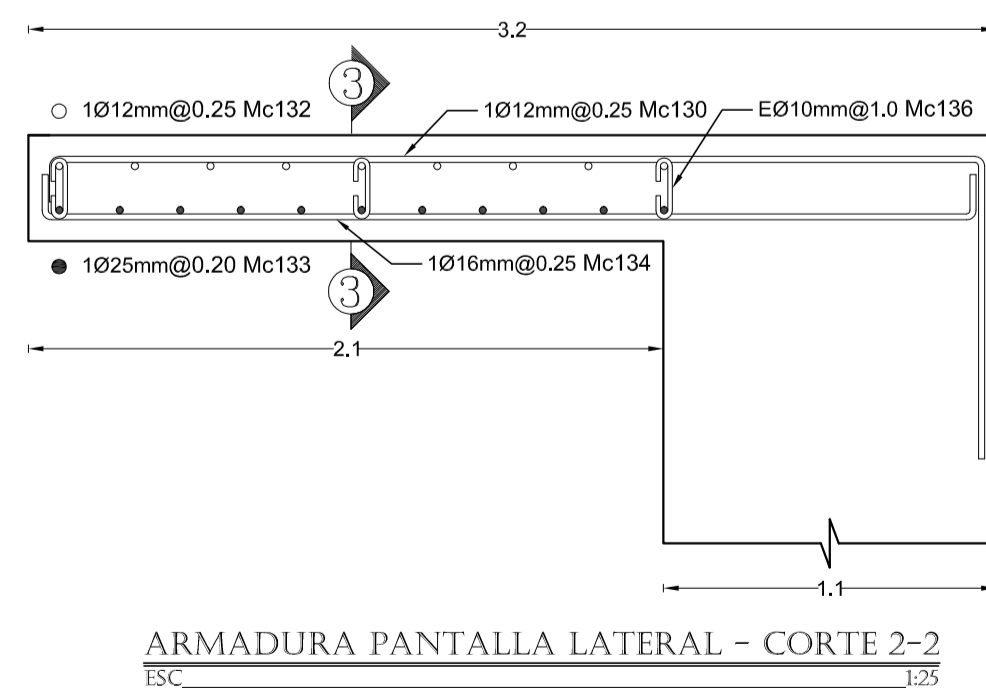
ARMADURA PANTALLA LATERAL - CORTE 3-3  
ESCA 1:25



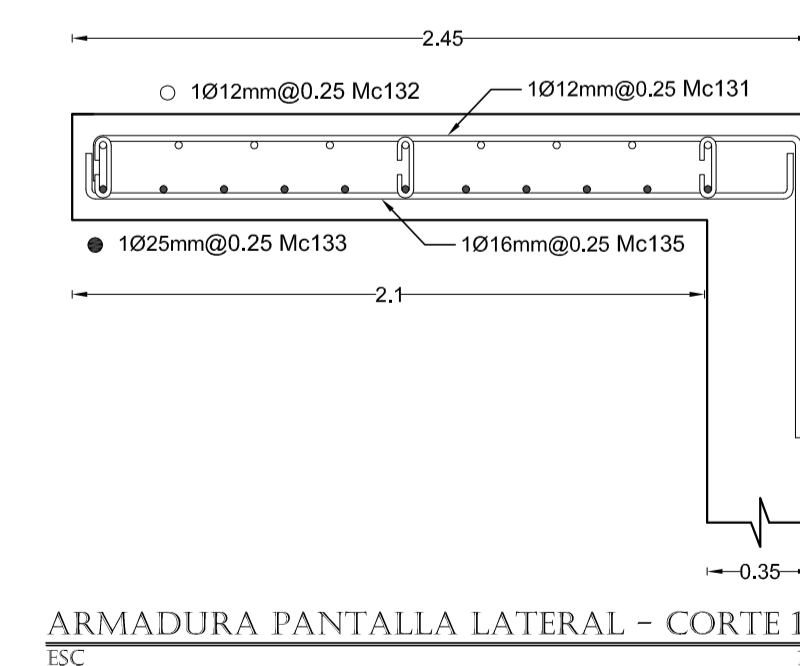
ARMADO DEL ESTRIBO  
ESCA 1:25



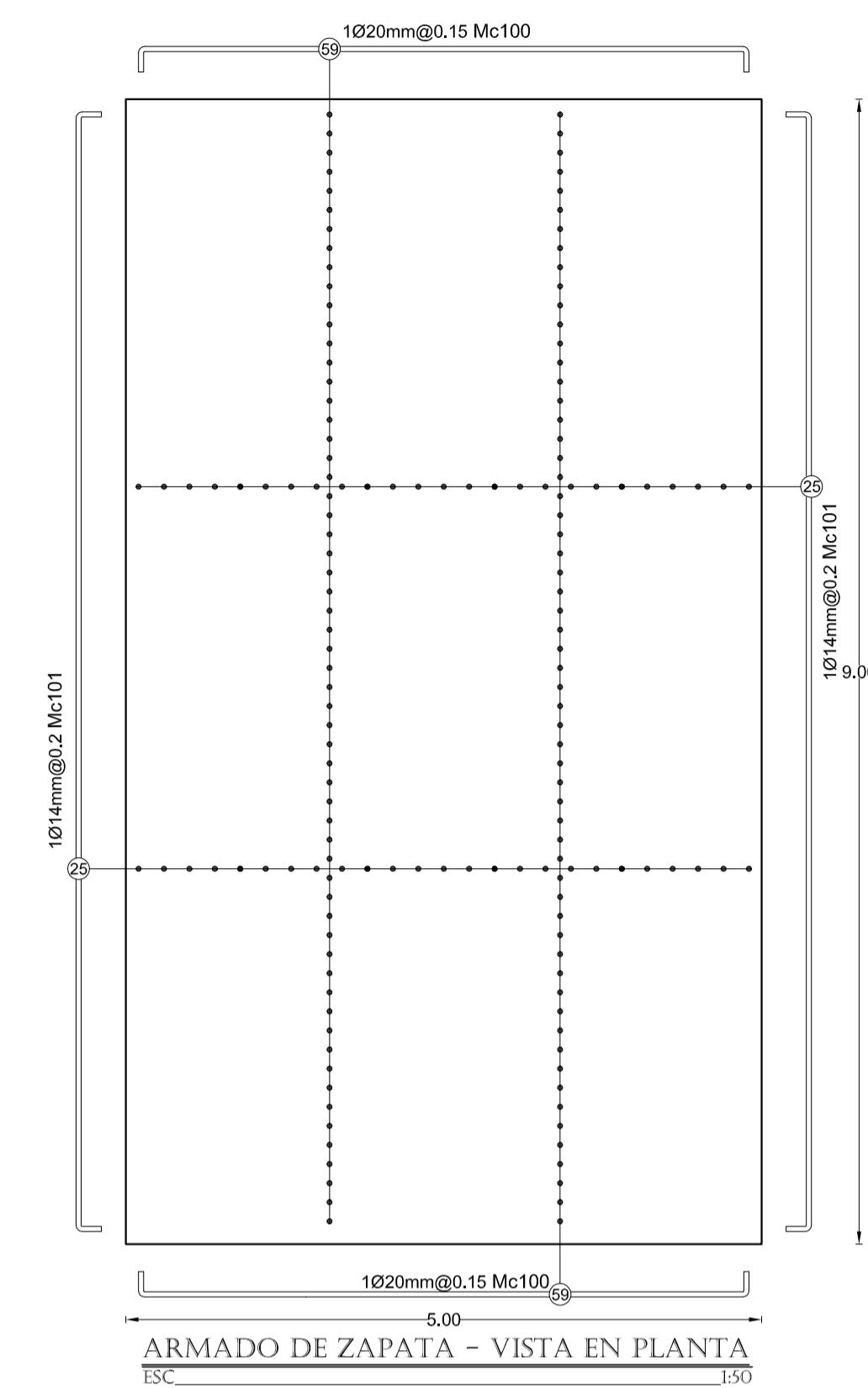
ARMADURA DE VIGA DE ASIENTO  
ESCA 1:20



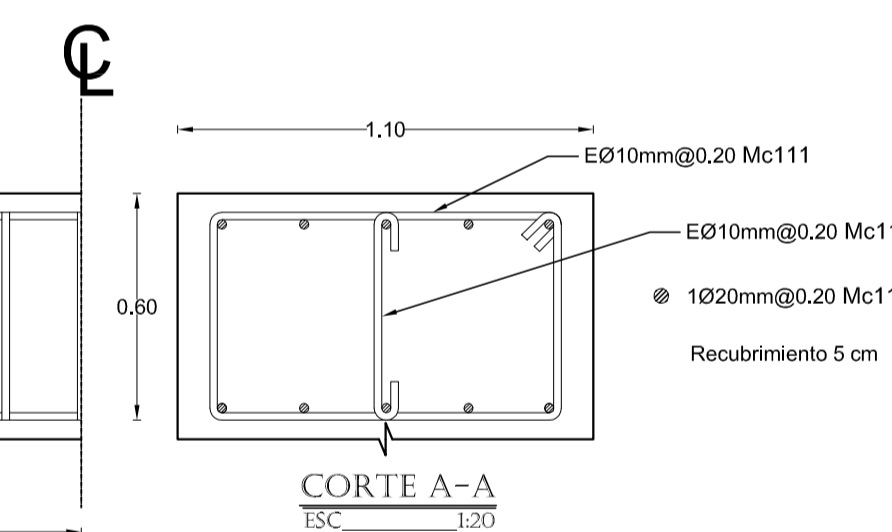
ARMADURA PANTALLA LATERAL - CORTE 2-2  
ESCA 1:25



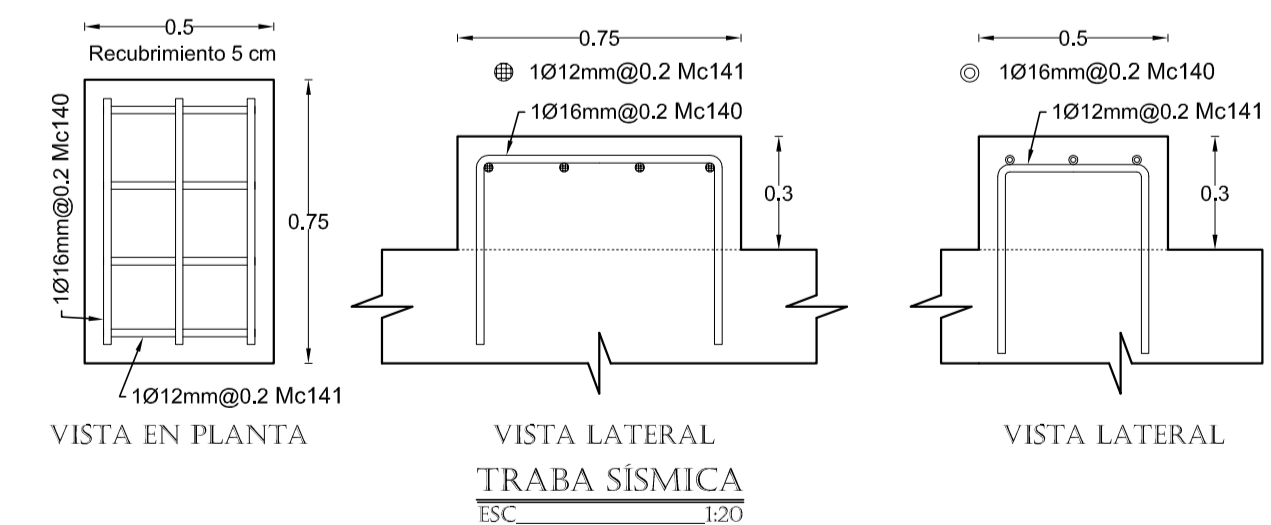
ARMADURA PANTALLA LATERAL - CORTE 1-1  
ESCA 1:25



ARMADO DE ZAPATA - VISTA EN PLANTA  
ESCA 1:50



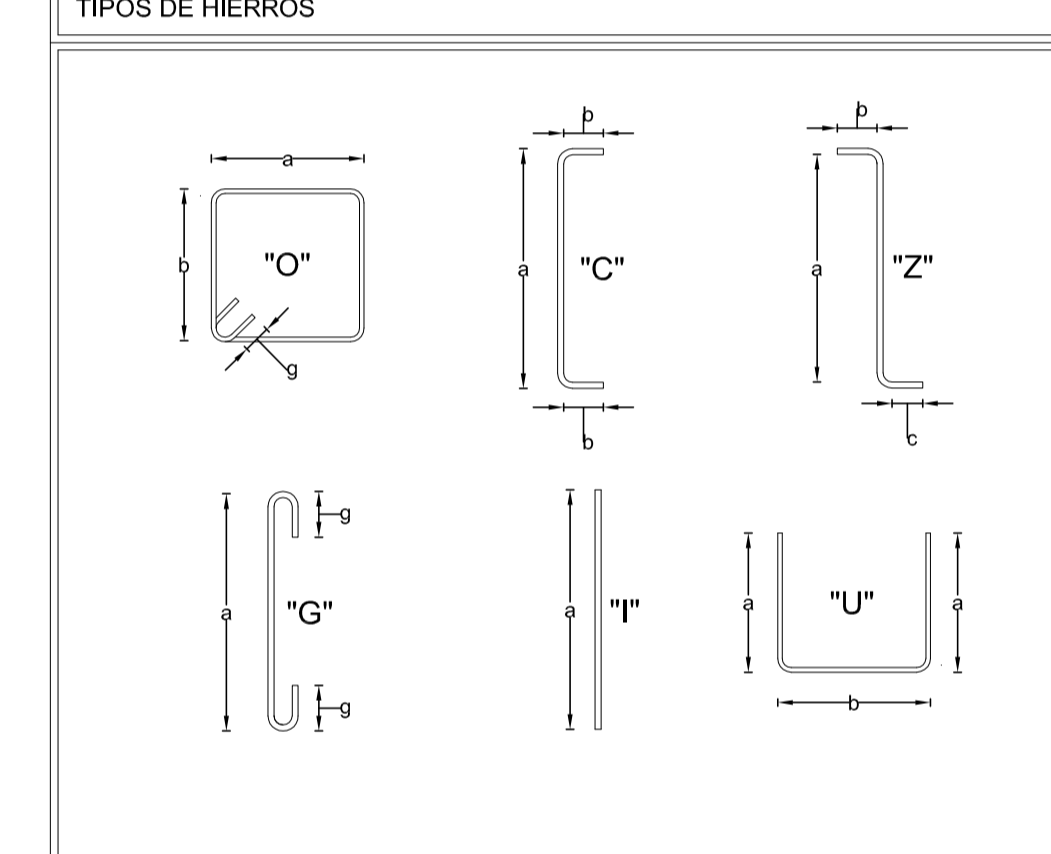
CORTE A-A  
ESCA 1:20



VISTA LATERAL TRABA SISMICA  
ESCA 1:20

PLANILLA DE ACEROS													
Mc	Tipo	Ø (mm)	N°	DIMENSIONES (m)					Long. Parcial (m)	Long. Total(m)	Peso (kg)		
				a	b	c	d	g					
ZAPATA													
100	C	20	118	4.80	0.35x2				5.50	649.00	1603.03		
101	C	14	50	8.80	0.35x2				9.50	475.00	574.75		
102	G	12	75	0.60				C.1x2	0.80	60.00	53.40		
CUERPO													
103	C	22	59	3.10	0.2x2				3.50	206.50	615.37		
104	Z	22	59	3.20	0.25	1.50			4.95	292.05	870.31		
105	G	12	30	0.90				C.1x2	1.10	33.00	29.37		
106	I	20	12	8.80					8.80	105.60	260.83		
107	I	14	12	8.80					8.80	105.60	127.78		
VIGA DE ASIENTO													
110	C	20	10	8.80	0.2x2				9.20	92.00	227.24		
111	C	10	45	0.90	0.55			C.1x2	3.10	139.50	86.49		
112	G	10	45	0.55				C.1x2	0.75	33.75	20.99		
PANTALLA FRONTAL													
120	Z	28	59	2.30	0.15	0.30			2.75	162.25	783.67		
121	Z	12	45	2.30	0.15	0.15			2.60	117.00	104.13		
122	I	12	16	8.80					8.80	140.80	125.31		
123	G	12	30	0.20				C.1x2	0.40	12.00	10.68		
PANTALLA LATERAL													
130	Z	12	22	3.05	0.20	1.00			4.25	93.50	83.22		
131	Z	12	12	2.30	0.20	1.00			3.50	42.00	37.38		
132	C	12	18	4.70	0.2x2				5.10	91.80	81.70		
133	Z	25	22	4.70	0.20	0.20			5.10	112.20	431.97		
134	C	16	22	3.05	0.2x2				3.45	75.90	119.92		
135	C	16	12	2.30	0.2x2				2.70	32.40	51.19		
136	G	10	30	0.20				C.100	0.40	12.00	7.44		
TRABAS SISMICAS													
140	U	6	12	0.80	0.65				2.25	27.00	42.66		
141	U	8	16	0.80	0.40				2.00	32.00	28.48		
RESUMEN DE ACEROS Fy = 4200 Kg/cm²													
				10	12	14	16	20	22	25	28	TOTAL	TOTAL
Longitud (m)	185.25	622.10	580.60	335.30	846.60	498.55	112.20	362.25	3142.85				
Peso (kg)	114.86	553.67	702.53	213.77	2091.10	1485.68	431.97	783.67	6377.24				6377.24
TOTAL PARA LOS DOS ESTRIBOS (kg)											12754.49		

RESUMEN DE MATERIALES			
Acero de Refuerzo Fy = 4200 Kg/cm²	12754.49	kg.	(2 Estribos)
Hormigón Estructural f'c = 240 Kg/cm²	147.57	m³.	(2 Estribos)
Hormigón de Replanteo f'c = 180 Kg/cm³	3.00	m³.	(2 Estribos)
Neopreno de dureza Shore 70 (30x40x5cm)	8.00	u.	(2 Estribos)



**ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GENERALES**  
 EL DISEÑO EN HORMIGÓN ARMADO CON LAS ESPECIFICACIONES DEL CÓDIGO AASHTO PARA PUENTES, LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN Y EL CÓDIGO ACI. LOS DETALLES QUE AQUÍ NO CONSTAN SE DEBERÁN REGIR POR DICHO CÓDIGO.  
 1. EL HORMIGÓN DEBERÁ TENER UN ESFUERZO UNITARIO ÚLTIMO A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS DE EDAD (f'c = 240 kg/cm²).  
 2. EL ACERO DEBERÁ TENER UN ESFUERZO UNITARIO A LA FLENCIA (fy = 4200 kg/cm²).  
 3. LOS RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS SERÁN LOS INDICADOS EN CADA SECCIÓN.  
 4. EL ESFUERZO DEL SUELO ASUMIDO EN EL NIVEL DE CIMENTACIÓN PARA EL CÁLCULO ES DE 15 T/m².  
 5. EL CAMIÓN DE DISEÑO UTILIZADO PARA LA CARGA VIVA ES EL HL-93.  
 6. CUALQUIER CAMBIO O MODIFICACIÓN SERÁ CONSULTADO CON EL CALCULISTA.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO  
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA  
 PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RÍO PUNÍN  
 COMUNIDAD JATÚN ATAHUALPA - STA. CLARA - PASTAZA  
 CONTIENE: INFRAESTRUCTURA, ARMADO DEL ESTRIBO, Y RESUMEN DE MATERIALES  
 LÁMINA: 5/5  
 FECHA: JUNIO / 2016  
 ESCALA: INDICADAS  
 DISEÑO: SR. ARTURO PAREDES  
 TUTOR: INC. MSC. MIGUEL MORA