



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**“DISEÑO DE UN PUENTE EN ARCO DE HORMIGÓN ARMADO SOBRE
EL RIO BURGAY UBICADO EN LA CALLE NELA MARTÍNEZ ESPINOZA
DE LA PARROQUIA BORRERO, CANTÓN AZOGUES, PROVINCIA DEL
CAÑAR”**

**TRABAJO DE GRADUACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO
CIVIL**

SEBASTIÁN EDUARDO LUNA VARGAS

ING. JUAN MEDARDO SOLÁ QUINTUÑA, MSc.

**CUENCA-ECUADOR
2018**

DECLARACIÓN

Yo, Sebastián Eduardo Luna Vargas, declaro bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

Sebastián Eduardo Luna Vargas
CI:0301671707

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Sebastián Eduardo Luna Vargas, bajo mi supervisión.

Ing. Juan Medardo Solá Quintuña, MSc
DIRECTOR

DEDICATORIA

Dedico con mucho amor este trabajo de titulación con el que culmino mis estudios universitarios a mi madre, a ella que nunca dejó de confiar en mí, siempre con su esfuerzo y apoyo necesario para seguir adelante con mi vida.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por su compañía y guía a lo largo de mi carrera universitaria, por darme fortaleza en la debilidad y por brindarme una vida llena de aprendizajes, experiencias y sobre todo felicidad.

A mi madre quien ha sido un apoyo incondicional en cada instante, por los valores que me ha infundido, y por haberme permitido tener una excelente educación. Y, sobre todo, por ser por ser el mejor ejemplo de vida a seguir.

A Noemi, por ser una parte muy importante de mi vida, por haberme apoyado y ayudado en todo momento, sobre todo por su amor incondicional.

Un agradecimiento infinito al Ing. Juan Solá, mi director de tesis, ya que ha sido un soporte fundamental para poder finalizar este trabajo, no solo durante la realización del mismo sino también con su apoyo como docente.

ÍNDICE GENERAL

DECLARACIÓN	2
CERTIFICACIÓN	3
DEDICATORIA	4
AGRADECIMIENTO	5
ÍNDICE GENERAL.....	6
LISTA DE TABLAS	7
LISTA DE FIGURAS	8
RESUMEN	11
ABSTRACT	12
CAPITULO 1	13
INTRODUCCIÓN.....	13
OBJETIVOS.....	15
Objetivo general	15
Objetivos específicos	15
CAPITULO 2.....	16
ESTUDIOS PRELIMINARES.....	16
2.1 Topografía y características físicas del relieve.....	16
2.2 Estudio Hidrológico e Hidráulico.....	18
2.3 Estudio Geotécnico	32
2.4 Estudios de Tráfico.....	43
CAPITULO 3.....	46
ANÁLISIS TÉCNICO Y DISEÑO ESTRUCTURAL.....	46
3.1 Fundamentos Teóricos.....	46
3.2 Fundamentos Técnicos	54
3.3 Diseño de la Estructura	73
3.4 Diseño de los elementos que componen la estructura.....	75
CAPITULO 4.....	150
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	150
Conclusiones.....	150
Recomendaciones.....	151
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	152
ANEXOS.....	153

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Rango de caudales máximos para distintos periodos de retorno. Estación Burgay AJ Déleg.	22
Tabla 2. Datos geométricos y de caudales de las dovelas.....	30
Tabla 3: Datos para el método de Lischtvan-Levediev	30
Tabla 4. Datos de entrada para el método Lischtvan-Levediev.....	31
Tabla 5. Características de los pozos y las muestras recolectadas para el análisis	34
Tabla 6. Clasificación de las muestras de suelo.....	37
Tabla 7. Valores para el cálculo de la carga admisible del suelo	40
Tabla 8. Parámetros elásticos para varios tipos de suelo.....	42
Tabla 9. Datos totales de conteo vehicular	44
Tabla 10. Promedios del conteo vehicular	44
Tabla 11. Descripción del camión de mayor carga por eje que circula por el puente	45
Tabla 12. Datos sobre el diseño de la estructura del puente	76
Tabla 13. Tabla de esfuerzos en el arco	97
Tabla 14. Tabla de esfuerzos máximos en la viga transversal	112
Tabla 15. Tabla de esfuerzos máximos en la viga rigidizadora	116
Tabla 16. Tabla de esfuerzos máximos en la columna.....	120
Tabla 17. Resistencia al corte de un neopreno en base a la dureza Shore	130
Tabla 18. Cargas móviles aplicadas en el apoyo	131
Tabla 19. Cargas por el peso propio aplicadas en el apoyo.....	131
Tabla 20. Análisis de momentos estabilizantes del muro	140
Tabla 21. Análisis de momentos provenientes de cargas sísmicas.....	143

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación del puente.	18
Figura 2. Datos de Caudales.	19
Figura 3. Datos de lluvias faltantes.	20
Figura 4. Periodo de datos para la modelación.	21
Figura 5. Caudales para crecidas para diferentes periodos de retorno (m ³ /s).	21
Figura 6. Vista en planta del ingreso de Información de secciones transversales para el tramo de río objeto de estudio.	23
Figura 7. Perfil transversal en la Abscisa 0+110.	23
Figura 8. Implantación de puente existente en HEC-RAS.	24
Figura 9. Tabla de datos numéricos correspondiente a la Abscisa 0+110.	25
Figura 10. Sección transversal con niveles de agua.	25
Figura 11. Sección transversal del puente.	26
Figura 12. Sección transversal del sitio de implantación del puente.	29
Figura 13. División del cauce del río en dovelas.	29
Figura 14. Socavación producida por el método Lischtvan-Levediev.	31
Figura 15. Ubicación de las perforaciones.	33
Figura 16. Calicata 1.	35
Figura 17. Calicata 2.	35
Figura 18. Resultado del ensayo de corte directo rápido en la falla.	38
Figura 19 : Elementos principales de un puente.	47
Figura 20. Partes de la infraestructura de un puente.	49
Figura 21. Aparatos de apoyo y juntas de dilatación.	50
Figura 22. Puentes en arco.	53
Figura 23. Puentes en arco de acuerdo a la posición del tablero.	53
Figura 24. Peso específico de diferentes materiales.	55
Figura 25. Predimensión de elementos estructurales.	56
Figura 26. Predimensionamiento de la acera.	56
Figura 27. Predimensionamiento de vigas.	57
Figura 28. Factor de presencia múltiple.	58
Figura 29. Camión de diseño.	59
Figura 30. Camión de diseño HS-MTOP.	60
Figura 31. Factor de impacto.	61
Figura 32. Carga de viento de acuerdo a una velocidad de 160 km/h. Fuente:	63
Figura 33. Mapa de zonas sísmicas en Ecuador.	65
Figura 34. Caracterización del peligro sísmico.	65
Figura 35. Caracterización del tipo de suelo para la generación del espectro sísmico.	66

Figura 36. Coeficiente de amplificación del suelo.....	66
Figura 37. Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico.....	67
Figura 38. Coeficiente del comportamiento no lineal de los suelos.	67
Figura 39. Espectro de diseño elástico.	68
Figura 40. Factores para las combinaciones de carga.	72
Figura 41. Factores máximos y mínimos para los tipos de carga.....	72
Figura 42: Tipo de superestructura según el rango de luz.....	74
Figura 43. Predimension de sección transversal del puente.	76
Figura 44. Modelamiento de la estructura del puente en el programa CSi Bridge.	78
Figura 45. Datos del hormigón de resistencia de 280 kg/cm ²	79
Figura 46. Modelamiento de las cargas propias de las barandas.	80
Figura 47. Modelamiento del peso propio de las aceras.....	81
Figura 48. Modelamiento del peso propio de la capa de rodadura.	82
Figura 49. Disposición de los ejes del camión HS-MOP.	82
Figura 50. Introducción de los valores de los ejes y espaciamientos del camión de diseño HS-MOP.	83
Figura 51. Disposición de los ejes del Tándem de diseño	83
Figura 52. Introducción de los valores de los ejes y espaciamientos del camión del Tándem de diseño.	84
Figura 53. Modelamiento de la carga de carril.	84
Figura 54. Modelamiento de la carga en el volado por acción de la carga viva.	85
Figura 55. Modelamiento del factor de impacto.	85
Figura 56. Modelamiento de la carga peatonal sobre las aceras.	86
Figura 57. Modelamiento de las cargas de frenado como cargas puntuales.	87
Figura 58. Denominación de la carga de frenado como Braking.	87
Figura 59. Definición de la carga de viento como carga de viento vehicular.	88
Figura 60. Modelamiento de la carga de viento sobre la carga móvil.	88
Figura 61. Modelamiento de la presión vertical del viento.	88
Figura 62. Espectro elástico para la ciudad de Azogues.....	90
Figura 63. Recubrimientos mínimos para estructuras de hormigón.....	92
Figura 64. Dobleces para barras longitudinales.	92
Figura 65. Dobleces para estribos.	93
Figura 66. Deformación del puente por carga de Servicio I.....	93
Figura 67. Diagrama de momentos negativos en la losa (Kg.m).	94
Figura 68. Diagrama de momentos positivos en la losa (Kg.m).	94
Figura 69. Sección de transversal de armado de la losa.....	96
Figura 70. Armado del arco con cuantía mínima para momentos positivos y negativos.	98
Figura 71. Armado definitivo del arco para momentos positivos y negativos con una cuantía mayor.	100

Figura 72. Diseño definitivo para el elemento arco.....	102
Figura 73. Predimension de la sección de la viga longitudinal con una cuantía mínima para momentos positivos.	103
Figura 74. Armado de la viga con nuevos aceros para momento positivo.....	105
Figura 75. Armado de la viga para momentos negativos en el primer tramo.	106
Figura 76. Armado de la viga para momentos negativos en el segundo tramo.	107
Figura 77. Armado de la viga para momentos negativos en el tercer tramo.	109
Figura 78. Diseño definitivo de la sección transversal de la viga longitudinal.....	111
Figura 79. Predimension con cuantía mínima para momentos positivos como para negativos.	113
Figura 80. Diseño definitivo para la viga transversal.....	115
Figura 81. Predimension con cuantía mínima para momentos positivos como negativos de la viga rigidizadora.	117
Figura 82. Diseño definitivo de la viga rigidizadora.	119
Figura 83. Predimensión de columnas con la cuantía mínima.....	119
Figura 84. Diagrama de interacción de una columna de $f'c=280 \text{ Kg/cm}^2$	121
Figura 85. Diseño definitivo de la columna.....	122
Figura 86. Aplicación de la fuerza de diseño para los postes.	124
Figura 87. Diseño definitivo del poste.	126
Figura 88. Aplicación de cargas para el diseño del pasamano.	126
Figura 89. Diseño definitivo de la sección transversal del pasamano.	127
Figura 90. Aplicación de cargas para el diseño de la acera.	128
Figura 91. Diseño definitivo de la sección de la acera.....	128
Figura 92. Esquema de las dimensiones de un neopreno.	130
Figura 93. Sección transversal de la viga longitudinal.	132
Figura 94. Diseño definitivo de la placa de neopreno	135
Figura 95. Sección longitudinal de la losa de aproximación.	136
Figura 96. Sección transversal de la losa de aproximación.....	136
Figura 97. Valores de predimensión para un estribo con contrafuertes.	137
Figura 98. Predimensión del estribo.	138
Figura 99. Diagrama de áreas y centros de gravedad para la evaluación de la estabilidad del estribo.	140
Figura 100. Diagrama de las fuerzas provenientes del empuje del suelo.....	141
Figura 101. Diagrama de fuerzas provenientes de cargas sísmicas.	143
Figura 102. Diseño definitivo del estribo con contrafuertes.	146
Figura 103. Diseño definitivo de la zapata del estribo.....	149
Figura 104. Emplazamiento actual del puente vista frontal.....	278
Figura 105. Estado deteriorado de las barandas, área de circulación peatonal como vehicular deficiente.....	278
Figura 106. Ubicación de los estribos actuales del puente.	279
Figura 107. Cauce del rio en el estribo izquierdo del puente.....	279

RESUMEN

El proyecto estructural ha sido ejecutado para satisfacer las necesidades de la parroquia Borrero cuyo objetivo fue diseñar un puente en arco de hormigón armado sobre el río Burgay ubicado en la calle Nela Martínez Espinoza de la parroquia Borrero, cantón Azogues, provincia del Cañar; para este fin, el programa de modelación estructural empleado fue el CSI Bridge utilizando las especificaciones de la Norma ASSHTO 2014 y ACI 318S-14. Los estudios preliminares realizados fueron: Estudio Topográfico; Estudio Hidrológico e Hidráulico; Estudio de Suelos; y, Estudio de Tráfico. Se presenta el diseño de un puente en arco de longitud 30 metros, construido en hormigón armado, con un ancho de calzada de 7,70 metros, 3,85 metros por cada carril, más un ancho de acera de 1,65 resultando un ancho total de 11 metros.

Palabras Clave: Puente en arco, CSI Bridge, ASSHTO 2014 y ACI 318S-14.

ABSTRACT

The structural project has been executed to meet the needs of the Borrero Parish whose objective was to design a reinforced concrete bridge over the Burgay river located on Nela Martínez Espinoza street in the Borrero parish, Azogues canton, Cañar province; for this purpose, the structural modeling program used was the CSi Bridge using the specifications of the Standard ASSHTO 2014 and ACI 318S-14. The preliminary studies carried out were: Topographic Study; Hydrological and Hydraulic Study; Soil Study; and, Traffic Study. It presents the design of an arch bridge of 30 meters length, built in reinforced concrete, with a roadway width of 7.70 meters, 3.85 meters for each lane, plus a sidewalk width of 1.65 resulting in a width total of 11 meters.

Keywords: Arch bridge, CSi Bridge, ASSHTO 2014 and ACI 318S-14.

CAPITULO 1

INTRODUCCIÓN

En términos generales, un puente es una obra de arte que sirve para atravesar a desnivel un accidente geográfico o un obstáculo. Existen diferentes tipos de puentes clasificados de acuerdo a su material, tipología estructural y a las acciones que soporta. Los puentes han progresado a lo largo de la historia siendo su época de mayor evolución el siglo XIX. Iniciando el siglo XX, el hormigón armado en grandes luces se encontraba más asociado con el tipo arco.

La construcción de puentes presenta grandes beneficios: apoyar un camino, carretera, vía férrea, transportar vehículos, peatones, líneas de distribución de energía o tuberías, recibiendo un nombre de acuerdo a la función que desempeñen así existen: acueductos, viaductos, y pasos elevados.

El tiempo de vida útil de un puente puede verse deteriorado por las socavaciones del río y por sus crecidas máximas lo que hace pertinente la inspección, análisis y una posible sustitución de dicho puente por uno más moderno.

En este sentido, actualmente el puente sobre el río Burgay ubicado en la calle Nela Martínez Espinoza de la parroquia Borrero, cantón Azogues, provincia del Cañar genera una estrechez en las márgenes del río. Además, se ha ocasionado una socavación debido a que los estribos del puente están prácticamente sumergidos en el cauce. Consecuentemente, esto ha ocasionado el deterioro de las protecciones de dichos estribos. Adicionalmente, el área de circulación peatonal es reducida y no cumple con las normas AASHTO 2014 que direcciona el diseño. En la ubicación actual del puente, existe una quebrada demasiado cerca del estribo y esta no tiene un cauce definido generando erosión en los estribos del puente.

Tomando en cuenta estas consideraciones, se diseñará un puente con una luz mayor que no genere una estrechez del cauce y las debidas protecciones para los estribos. El nuevo diseño en arco proveerá dimensiones suficientes para permitir el paso de los cuerpos flotantes mayores que arrastre el río(Torres, 2013).

La forma de arco permite además minimizar la flexión bajo el efecto combinado de las cargas permanentes y temporarias(AASHTO, 2014).

El material de elección en este diseño es el hormigón debido a sus beneficios entre los que destacan:

- Alta resistencia a la compresión por unidad de costo en comparación con otros materiales.
- Es el mejor material estructural existente para los casos donde el agua está presente.
- Las estructuras de hormigón armados son muy rígidas.
- Requiere poco mantenimiento.
- Vida larga de servicio.
- La resistencia del hormigón no disminuye con el tiempo, más bien aumenta con los años, debido al largo proceso de solidificación de la pasta de cemento (McCormac, 2011).

Por este motivo, este trabajo de titulación pretende diseñar un puente en arco de hormigón armado sobre el río Burgay en la ubicación antes mencionada. El estudio abarca la revisión bibliográfica y la ejecución de estudios previos (estudios topográficos, estudios hidrológicos e hidráulicos, estudios de suelos y aforo vehicular) necesarios que permita realizar los cálculos y el diseño en hormigón armado del puente en arco propuesto, así como sus accesos.

El diseño se realizará apegándose estrictamente a las normas ASSHTO 2014 y ACI318S-14 para garantizar la comodidad y seguridad de quienes transiten por el puente.

OBJETIVOS

Objetivo general

Diseñar un puente en arco de hormigón armado sobre el río Burgay ubicado en la Calle Nela Martínez Espinoza de la parroquia Borrero, cantón Azogues, provincia del Cañar.

Objetivos específicos

- Conocer estudios previos que intervengan en el diseño del puente.
- Realizar el aforo vehicular durante cinco días, 12 horas diarias, para estimar el camión de diseño que será utilizado para calcular los máximos efectos por carga móvil en la estructura.
- Realizar el levantamiento topográfico en la zona donde se va a localizar el puente.
- Revisar los estudios hidrológicos e hidráulicos proporcionados por el GAD Municipal de Azogues.
- Realizar el estudio de suelos en los sitios de cimentación de los estribos del puente.
- Calcular la socavación general del lecho del río en base a los estudios hidrológicos e hidráulicos y de suelos.
- Realizar los cálculos necesarios para la modelación correcta del puente utilizando el programa CSi Bridge apegados a la norma AASHTO 2014.
- Generar los diseños en base a los esfuerzos obtenidos en el programa citado y apegados a la norma ACI 318S-14.

CAPITULO 2

ESTUDIOS PRELIMINARES

2.1 Topografía y características físicas del relieve

En la ubicación del proyecto, los accidentes topográficos relevantes para la implantación del puente deben ser determinados por un levantamiento topográfico de precisión. Considerando aspectos sobresalientes que deben ser ubicados como las orillas del río y también el eje principal de la vía. Además, las curvas de nivel deben dibujarse para cada metro de diferencia(Torres, 2013).

Se necesitarán dos perfiles dispuestos en los extremos del puente lo cuales se utilizarán para la ubicación de los muros de ala. El nivel de la rasante del puente deberá estar por lo menos a cinco metros del nivel de crecida máxima del río, además de evitar curvas verticales en el sitio de implantación y la pendiente máxima del puente debe ser del 3%(Torres, 2013).

Se recomienda que el emplazamiento del eje del proyecto sea en lugares donde el cruce del río sea recto y forme una perpendicular con el puente, debiendo evitarse lugares donde el río tenga una curva pronunciada(Torres, 2013).

Deberán definirse previamente el tramo del río que se va a levantar, las secciones transversales necesarias para estudios posteriores y su espaciamiento. El levantamiento se realizará mediante el uso de una poligonal cerrada. Las secciones transversales serán levantadas de aguas abajo hacia aguas arriba. Se detallarán las restricciones y obstáculos en el flujo generando así un plano de localización general o planimétrico y las secciones transversales(Comunicaciones, 2003).

Los estudios topográficos tendrán como objetivos:

- Elaborar los planos topográficos de acuerdo a los trabajos de campo.
- Proveer información de base para los estudios de hidrología e hidráulica, geología, geotecnia, así como ecología y sus efectos en el medio ambiente.
- Facilitar la definición exacta de la ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales.
- Establecer puntos de referencia para el replanteo durante la construcción(Comunicaciones, 2003).

La topografía del sitio de implantación del puente muestra que las pendientes en los dos márgenes del río difieren considerablemente, en el margen izquierdo es una zona plana presentando el mayor relieve por la quebrada existente en la zona la cual se ubica en su cota más baja 6 metros por debajo de la rasante de la vía. En contraste con el margen derecho el cual presenta pendientes casi verticales en las cuales de dificultaría la implantación del nuevo puente. La cota del río en el sitio de implantación del puente se encuentra a 2427 m.s.n.m.

En el sitio de implantación del puente se observa que el río tiene una ligera curvatura con respecto a este, lo que debería ser analizado en estudios de socavación del estribo izquierdo y además en el diseño de protecciones del mismo.

Con la información obtenida en el levantamiento se procedió a realizar el plano de implantación del sector, las secciones transversales del río, la ubicación actual del puente y el eje de la vía.

2.1.1 Secciones transversales

Son elementos de gran importancia para la definición de la geometría del puente a diseñar y además son útiles para realizar un estudio hidrológico – hidráulico del cauce del río. Las secciones transversales deben tener una distancia de diez metros entre ellas y por lo menos deben existir diez secciones transversales para un correcto modelamiento del río.

2.1.2 Ubicación del proyecto

El puente a diseñar está ubicado en la calle Nela Martínez Espinoza de la parroquia Borrero, cantón Azogues, provincia del Cañar. Presenta una gran afluencia vehicular y peatonal debido a que es una zona de crecimiento poblacional y además está próximo a la Iglesia del Divino Niño. Tiene como coordenadas WGS84 ESTE: 739147,2808; NORTE: 9693602,79. Para el estudio topográfico se considerará 50m tanto aguas arriba como aguas abajo, además 50m en el eje de la vía existente.

La parroquia Borrero está ubicada al sur de la ciudad de Azogues, a una distancia aproximada de entre tres a seis kilómetros, es un valle de clima semi tropical lo que la convierte en una zona residencial y vacacional, actualmente cuenta con una población de 33980 habitantes. El puente a diseñar constituye uno de los principales accesos a la parroquia.

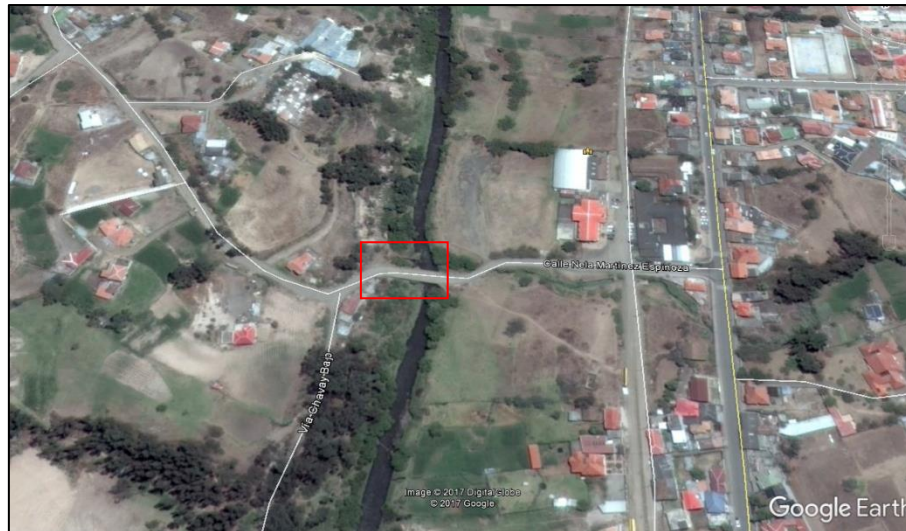


Figura 1. Ubicación del puente. Fuente: (Google Earth)

2.2 Estudio Hidrológico e Hidráulico

El objetivo de este estudio es establecer los rasgos hidrológicos de los regímenes de crecidas máximas y los factores hidráulicos que conducen a una interpretación adecuada del comportamiento del río, con lo cual se definen los requerimientos mínimos del puente y su correcta ubicación en consideración de la seguridad de su estructura y la de sus apoyos (Comunicaciones, 2003).

Las crecientes del río siempre conllevan el efecto de socavación en los apoyos del puente y los materiales de arrastre que este conduce pudiendo provocar que el área hidráulica desplazada por el río sea mayor que el área desplazada por el puente (Torres, 2013).

Para evitar estos inconvenientes, el puente debe mantener cierta distancia libre entre el punto más bajo de la superestructura y el nivel de crecientes máximas conocidas con el nombre de gálibo. En nuestro país, según la normativa esta distancia nunca debería ser menos 1.8 m (Torres, 2013).

Objetivos del estudio

- Ubicación adecuada del cruce.
- Caudal máximo de diseño hasta la ubicación del cruce.
- Comportamiento hidráulico del río en el tramo que comprende el cruce.
- Nivel máximo de crecida del río en la ubicación del puente.
- Nivel mínimo recomendable para el tablero del puente.

- Profundidad de socavación general.
- Profundidad mínima recomendable para la ubicación de la cimentación.
- Obras de protección necesarias(Comunicaciones, 2003).

2.2.1 Estudio Hidrológico

- **Metodología**

- **Recopilación de datos**

Existen dos redes hidrometeorológicas operando en las cercanías de la cuenca a analizar: la primera que pertenece al INAMHI (1975-1992) y la red de ETAPA (1997- actualidad). La red de INAMHI es la que provee mayor información, razón por la cual se efectuó el estudio utilizando estos datos. Los únicos datos de caudal se encuentran en la estación Burgay AJ Déleg (PAUTE, 2009).

- **Análisis de la calidad y cantidad de datos y generación de lluvia espacial**

El análisis de datos reveló que existe un gran faltante de los mismos sobre todo en el periodo 1978-1992 con un 54% de datos faltantes en contraste con el periodo 1985-1989 con solo un 3% de datos faltantes. Por lo que el resto del estudio se basó en estos últimos (Figura 2) (PAUTE, 2009).

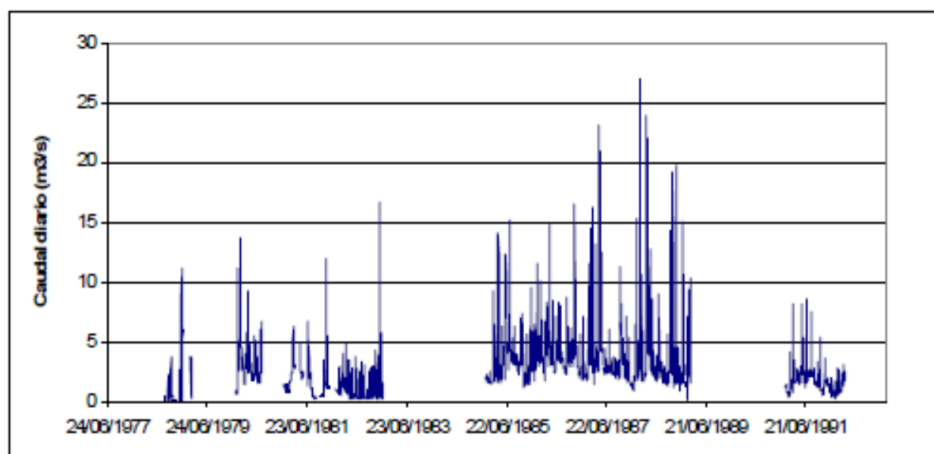


Figura 2. Datos de Caudales. Fuente: Estudio Hidrológico del río Burgay 2009

De igual manera existían datos incompletos de lluvias como se muestran en la Figura 3.

	AÑO																														
Estación	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93							
Biblian INECEL												4																			
Cuenca - Aeropuerto	6	0	6	2	2	4	0	1												1											
Chanin	5	8	3					5	1	1	4	5	1	1	1	2	2	1	1	0											
El Labrado	11												1	1	1	8	2														
Jacarin												4																			
Paute						1	1					1								9	5	3	2								
Ricaurte - Cuenca												1	1																		
Ucubamba							3												1	1	1	1									

Nota: Años con fondo gris indican años con datos completos. El número indica la cantidad de meses faltantes o incompletos.

Figura 3. Datos de lluvias faltantes. Fuente: Estudio Hidrológico del río Burgay

Para el análisis fue necesario rellenar los datos faltantes, utilizando estaciones con mejor correlación mensual. Posteriormente los datos mensuales se disgregaron en datos diarios de acuerdo a estaciones más cercanas y tomando en cuenta las subregiones de precipitaciones por Celleri (2007) para la cuenca del río Paute.

Estos datos fueron agregados para generar la serie de lluvia de la cuenca del río Burgay.

- **Determinación de los métodos de análisis**

Para la modelación hidrológica se eligió el llamado VHM que es un modelo probado en la zona (Willems, 2000). El modelo divide el caudal en diferentes subflujos que lo conforman y luego separa los volúmenes de acuerdo a eventos independientes de crecidas (PAUTE, 2009).

- **Resultados**

- **Modelación hidrológica con VHM**

Para la modelación se dividió los datos en 2 subperiodos (Figura 4) para la correcta validación del modelo matemático.

	Calibración	Validación
Inicio del período	20/1/1985	2/2/1987
Fin del período	1/2/1987	28/2/1989
Número de días	730	790
Días faltantes	18	27
Porcentaje de datos faltantes	2.5	3.4

Figura 4. Periodo de datos para la modelación. Fuente: Estudio Hidrológico del río Burgay

Con esta información, el modelo fue calibrado y validado. Sin embargo, de las estructuras de las cuales se obtuvieron resultados ninguna presenta datos confiables para este estudio ya que los caudales pico son sobre o subestimados, aunque estos pueden ser usados para planificación de recursos hídricos. Por esta razón los datos para caudales pico fueron obtenidos de la estación de caudales en la confluencia del río Burgay con el río Tomebamba (PAUTE, 2009).

○ **Información de caudales máximos**

Para la modelación hidráulica fueron tomados los valores obtenidos en base a diferentes periodos de retorno estimados en la confluencia con río Tomebamba y el río Déleg con el río Burgay. Utilizando los valores de la Figura 5 (cuarta columna) donde solo se analiza el caudal del río Burgay antes de la confluencia con el río Déleg para generar caudales con una mayor cantidad de periodos de retorno (PAUTE, 2009).

Período de retorno (T, años)	Burgay en confluencia con Tomebamba*	Deleg en confluencia con Burgay*	Burgay antes junta con Deleg
10	143.7	56.9	86.8
20	167.4	65.9	101.5
50	198.1	77.5	120.6

Figura 5. Caudales para crecidas para diferentes periodos de retorno (m^3/s). Fuente: ETAPA

Al ser estos datos tomados de un registro más amplio son de mayor confianza con lo cual se generó la información de caudales con varios periodos de retorno como se muestra en la Tabla 1.

Tabla 1. Rango de caudales máximos para distintos periodos de retorno. Estación Burgay AJ Déleg.

Periodos de retorno	Caudal máximo (m³/s).
1	38.5
5	72.3
10	86.7
25	106.1
50	120.3
100	135.2
150	143.7

Fuente: Estudio Hidrológico del río Burgay

2.2.2 Estudio Hidráulico

- **Selección del modelo hidrológico**

El cálculo de niveles de avenida de un río que contiene una geometría compleja hace necesario el uso de modelos matemáticos capaces de representar estas características.

La herramienta seleccionada para el cálculo es el modelo HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center-River Analysis System) del USACE (2008), es una de las herramientas más usadas en la actualidad debido a que es un software libre de uso gratuito, además de estar aprobado por la Agencia Federal para el manejo de Emergencias (FEMA) para el análisis de crecidas o inundaciones.

- **Parámetros hidráulicos y caracterización hidráulica del cauce**

El primer paso para la generación del modelo es dotar al programa con toda la información geométrica del cauce del río (Figura 6), ya sea pendientes, perfiles transversales (Figura 7) y estructuras (Figura 8), como puentes los cuales han sido obtenidos del levantamiento topográfico.

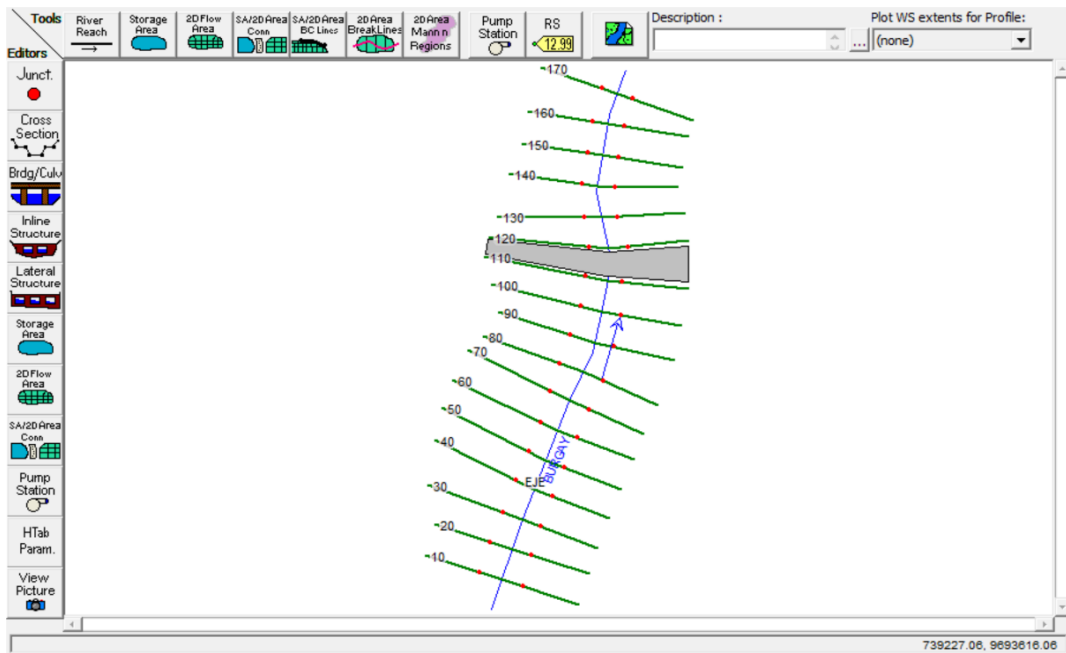


Figura 6. Vista en planta del ingreso de Información de secciones transversales para el tramo de río objeto de estudio. Fuente: Autor

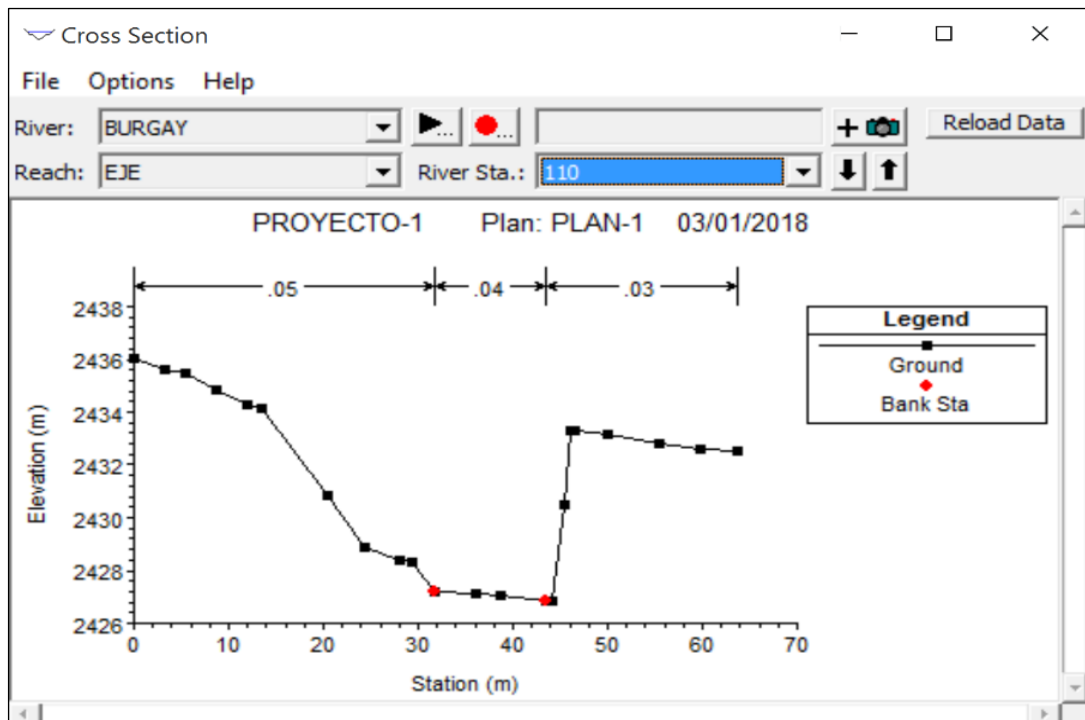


Figura 7. Perfil transversal en la Abscisa 0+110. Fuente: Autor

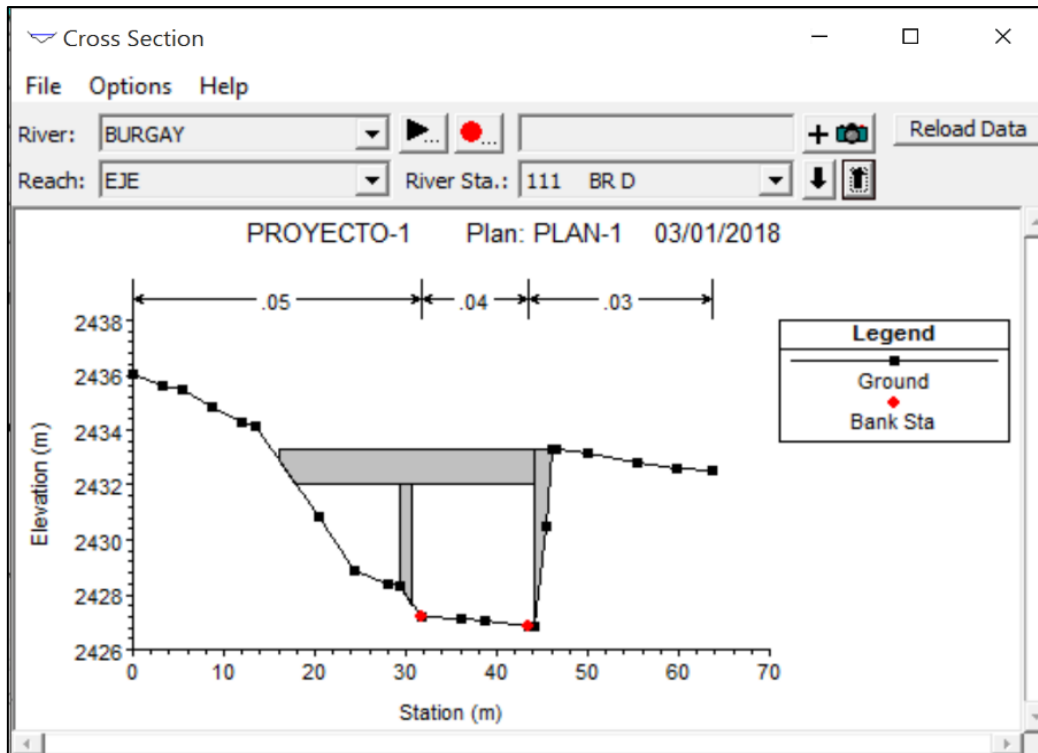


Figura 8. Implantación de puente existente en HEC-RAS. Fuente: Autor

Existen ciertos parámetros que hacen posible el modelamiento correcto en el programa HEC-RAS, por una parte, el número de Manning o coeficiente de rugosidad, la inspección en el río definió que es necesario tomar tres valores diferentes: uno de 0.4 para el lecho del río por la presencia de piedras grandes en el fondo. En su margen derecho aguas abajo se colocó un valor de 0.05 ya que existen árboles y arbustos, finalmente en el lado izquierdo un valor de 0.03 por presentar pasto corto sin la presencia de arbustos.

Los coeficientes de contracción y expansión definen la brusquedad entre la transición de los perfiles. El programa HEC-RAS presenta valores tanto para canales con sección homogénea como para ríos con secciones variables, en este caso se tomaron valores de 0.3 y de 0.1 para los coeficientes de contracción y expansión respectivamente.

Las condiciones de contorno para el río Burgay pueden ser definidas como un nivel de agua normal tanto aguas arriba como aguas abajo, se utilizó un valor de pendiente de 1.05% para el análisis del programa. Finalmente, el tipo de régimen que se utilizó fue el subcrítico para garantizar la seguridad en los niveles obtenidos.

- **Resultados**

Los resultados son para periodos de retorno de 5,50 y 100 años obtenidos para la abscisa 0+110 donde se efectuará la implantación del puente.

Los primeros resultados que se pueden visualizar son los numéricos en los cuales consta caudal total, elevación mínima y máxima del nivel de agua, elevación de la línea de energía, velocidad del cauce de agua, el área ocupada por el agua y finalmente el número de Froude (Figura 9).

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
EJE	110	ACTUAL	38.50	2426.86	2428.36		2428.61	0.005802	2.26	18.15	15.98	0.63
EJE	110	TR 5 AÑOS	72.30	2426.86	2428.74	2428.54	2429.23	0.008424	3.24	24.95	19.49	0.80
EJE	110	TR 50 AÑOS	120.60	2426.86	2428.82	2429.13	2430.05	0.019965	5.14	26.48	20.14	1.24
EJE	110	TR 100 AÑOS	135.20	2426.86	2428.92	2429.27	2430.26	0.020323	5.38	28.59	20.57	1.26

Figura 9. Tabla de datos numéricos correspondiente a la Abscisa 0+110. Fuente: Autor

En la sección transversal se puede observar tanto la línea de superficie de agua para un periodo de retorno de 100 años como para el caudal actual del río (Figura 10). Adicional a esto se utiliza el nivel de agua para un análisis de socavación.

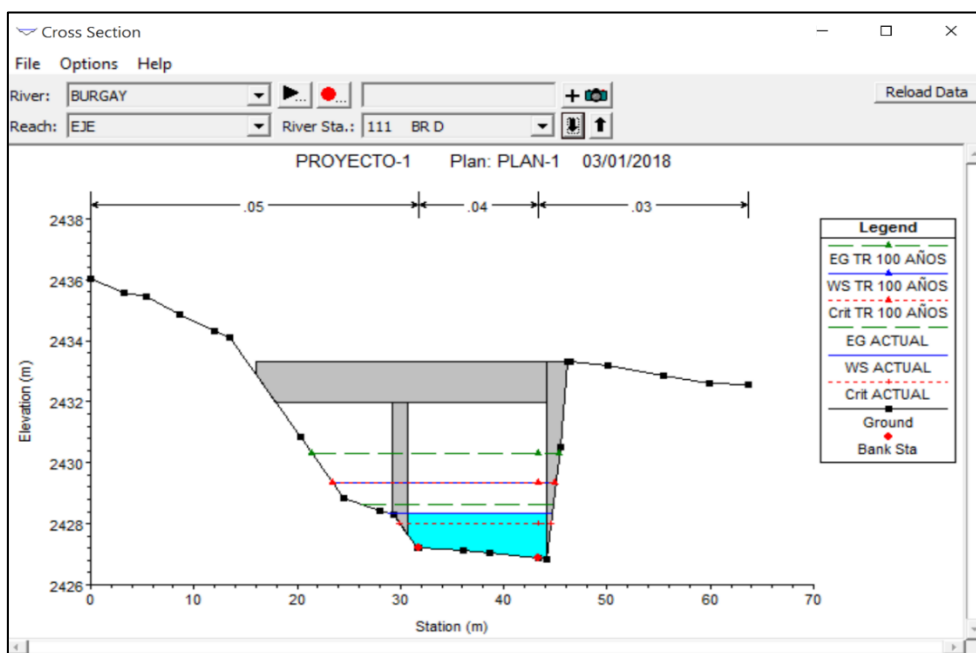


Figura 10. Sección transversal con niveles de agua. Fuente: Autor

2.2.3 Socavación General

Es la socavación que se produce en el lecho original del río en toda su extensión debido a la capacidad del flujo de agua de arrastrar sedimentos del lecho en suspensión en las crecientes, este hecho no precisamente se da por construcción de puentes u otras estructuras, más bien, suele presentarse por la contracción del cauce lo cual genera la remoción del material en el fondo del río(Elvira, 2016).

El método que se utilizó para la evaluación de la socavación en el sector del emplazamiento fue el método de Lischtván- Levediev(Elvira, 2016).

- **Método de Lischtván- Levediev.**

El método consiste en determinar el equilibrio entre la velocidad real de la corriente (V_r) y la velocidad requerida para erosionar el material del fondo (V_e). Permitiendo determinar la socavación independientemente de que exista un puente(Elvira, 2016).

El método asume que el caudal unitario corresponde a cada franja elemental en que se divide el cauce natural (Figura 11), permanece constante durante el proceso erosivo y puede aplicarse para casos de cauces definidos como para los que no, materiales de fondo cohesivos o friccionantes y para condiciones de distribución de los materiales del fondo del cauce homogénea o heterogénea(Elvira, 2016).

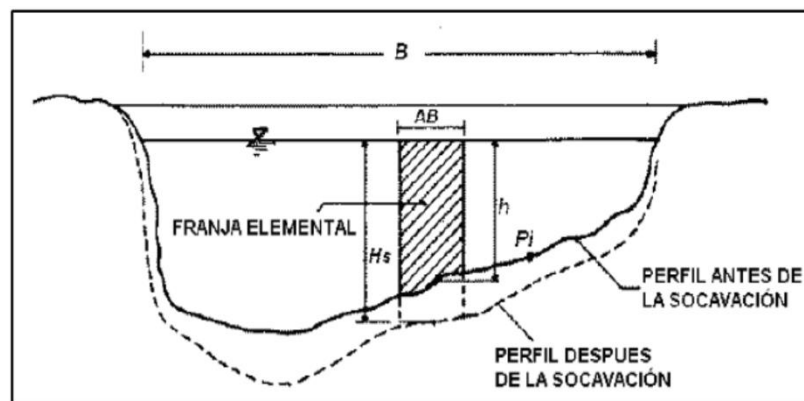


Figura 11. Sección transversal del puente. Fuente: Juárez Badillo E y Rico Rodríguez A. (1992)

- **Proceso de calculo**

- **Caudal de diseño (Robert Manning, 1889)**

$$Q_d = A * \frac{R^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

Donde:

Q_d = caudal de diseño (m^3/s)

S = pendiente hidráulica o pendiente media del río

n = coeficiente de rugosidad de Manning

$$\alpha = \frac{Q_d}{B_e h_m^{5/3}}$$

Donde

α = coeficiente de sección dependiente de las características hidráulicas

B_e = ancho efectivo del cauce

$$V_r = \frac{Q_d}{H_s * B_e}$$

Donde:

V_r = velocidad real del flujo

H_s = profundidad del agua después de ocurrida la socavación por contracción.

▪ **Velocidad erosiva**

Esta levanta y mantiene el material en movimiento, existen dos variantes para suelos cohesivos y otra para granulares, pero debido a que el río Burgay es de suelo granular solo se utiliza la siguiente expresión (Elvira, 2016).

$$V_e = 0.68\beta D_m^{0.28} H_s^z$$

$$\beta = 0.7929 + 0.0973 \log_{10} Tr$$

$$z = 0.394557 - 0.04136 \log_{10} D_m - 0.00891 (\log_{10} D_m)^2$$

Donde:

V_e = velocidad erosiva

β = coeficiente de frecuencia

D_m = diámetro medio (D_{50}) de las partículas del material granular (mm)

Z = exponente variable en función del diámetro medio de la partícula

▪ **Determinación de la profundidad de socavación**

Es necesario determinar la contracción del flujo ocasionada por estribos y pilas, también el peso específico del agua durante la creciente por lo que debe corregirse con coeficientes de contracción μ , al no haber obstáculos en la sección transversal se puede tomar el valor de 1 (Elvira, 2016).

Además, se debe considerar el peso específico del agua durante la creciente, para agua clara este es de $\Phi = 1$. Obteniéndose la siguiente ecuación para el cálculo (Elvira, 2016).

$$H_s = \left(\frac{\alpha h^{5/3}}{0.68 \phi \mu \beta D_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+z}}$$

Donde:

μ = factor de corrección por contracción del cauce

Φ = factor de corrección por forma de transporte de sedimentos

• **Cálculo de socavación**

Es necesario determinar ciertos parámetros que presenta el río, para ello mediante el uso del programa HER-RAS se obtuvieron secciones transversales en el sitio de implantación del puente. Se calculó el caudal máximo para un periodo de retorno de 100 años para determinar la altura del flujo de agua el resultando un valor de 135.2 m³/s.

En la topografía del río se obtuvo la pendiente de este con un valor de 1.05%. Adicionalmente, mediante el estudio de suelos se obtuvo que el D_{50} es de 4.75 mm. En la Figura 12 se muestra la sección transversal del sitio donde se va a calcular la socavación además se ilustra el nivel crítico de agua, la línea de energía y el calado que se consideró.

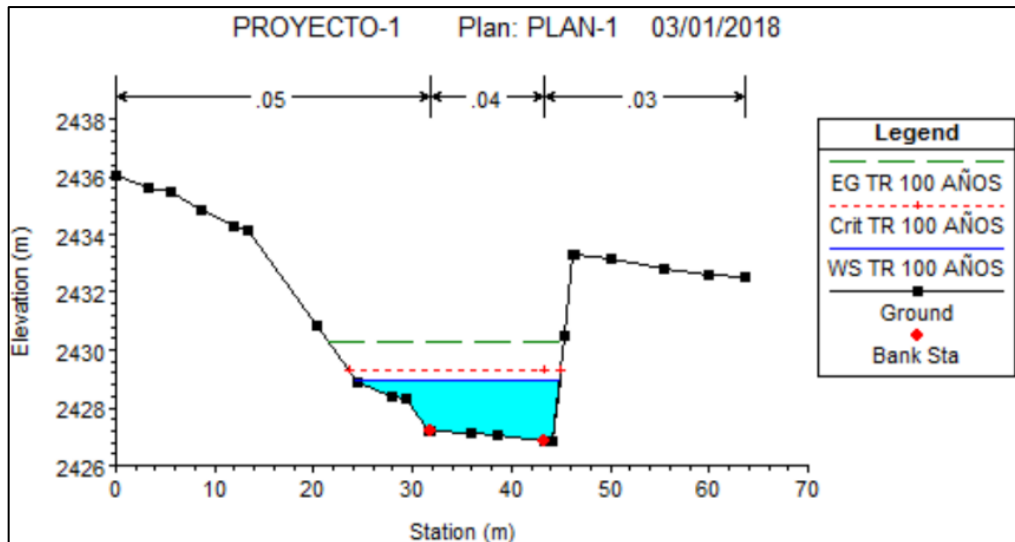


Figura 12. Sección transversal del sitio de implantación del puente.
Fuente: HEC-RAS

Mediante el uso del programa AUTOCAD se pudo dividir la sección transversal en dovelas (Figura 13) para establecer el área de cada sección, se determinó las abscisas y las cotas de cada trapecio.

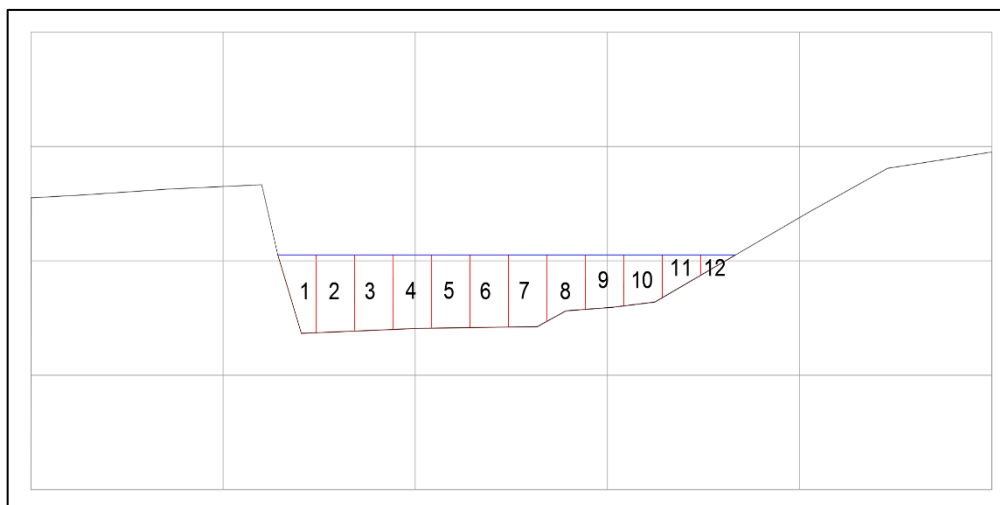


Figura 13. División del cauce del río en dovelas. Fuente: Autor

Con el tirante de agua, la rugosidad y geometría de cada dovela se calculó el perímetro mojado y con este valor se calculó la velocidad de flujo y el caudal de cada dovela, como se muestra:

Tabla 2. Datos geométricos y de caudales de las dovelas

FRANJA	ABSCISA	COTA DE FONDO	ANCHO (m)	CALADO MEDIO (m)	AREA (m ²)	PERIMETRO (m)	RADIO HIDRAULICO (m)	VELOCIDAD (m/s)	CAUDAL (m ³ /s)
1	13.85	2427.46	2	2.8	4.75	7.81	0.608	1.84	8.73
2	15.85	2426.89	2	3.37	6.72	8.73	0.770	2.15	14.46
3	17.85	2426.97	2	3.29	6.59	8.59	0.767	2.15	14.15
4	19.85	2427.04	2	3.22	6.45	8.46	0.762	2.14	13.79
5	21.85	2427.07	2	3.19	6.38	8.38	0.761	2.14	13.63
6	23.85	2427.09	2	3.17	6.33	8.33	0.760	2.13	13.50
7	25.85	2427.12	2	3.14	6.22	8.11	0.767	2.15	13.35
8	27.85	2427.82	2	2.44	5.09	7.39	0.689	2.00	10.17
9	29.85	2427.95	2	2.31	4.62	6.61	0.699	2.02	9.32
10	31.85	2428.14	2	2.12	4.22	6.16	0.685	1.99	8.40
11	33.85	2428.88	2	1.38	2.76	4.99	0.553	1.73	4.76
12	35.76	2429.81	1.82	0.45	0.81	291	0.003	0.05	0.04

Fuente: Autor

Tabla 3: Datos para el método de Lischtvan-Levediev

COEFICIENTES	VALORES
Tr	100
PENDIENTE	0.0105
n	0.04
D50	4.75
β	0.99
Z	0.36
φ	1
μ	1

Fuente: Autor

Tabla 4. Datos de entrada para el método Lischtván-Levediev

FRANJA	α	Hs	ds
1	0.785	2.87	0.07
2	0.954	4.15	0.78
3	0.972	4.09	0.80
4	0.982	4.01	0.79
5	0.986	3.98	0.79
6	0.987	3.95	0.78
7	0.991	3.92	0.78
8	1.150	3.21	0.77
9	1.155	3.01	0.70
10	1.201	2.79	0.67
11	1.393	1.84	0.46
12	0.085	0.06	0.39

Fuente: Autor

A partir de estos datos se obtuvo la profundidad de socavación (Figura 14) en base al perfil anterior del sitio de implantación del puente.

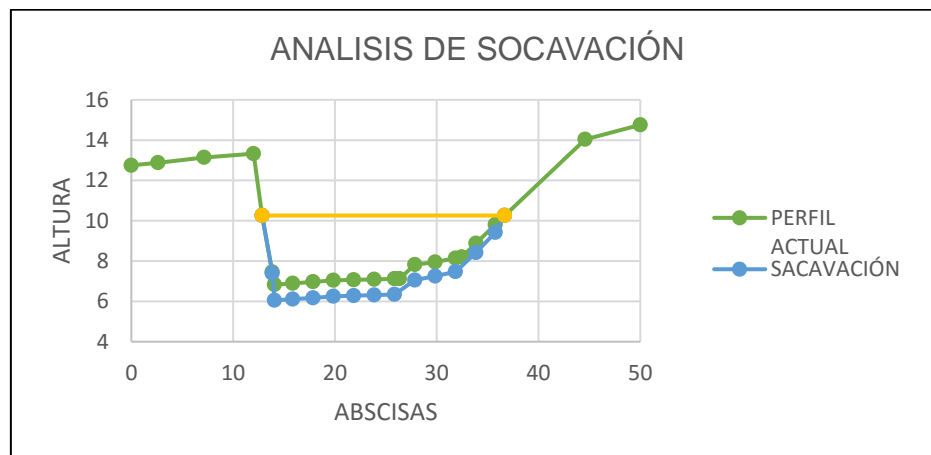


Figura 14. Socavación producida por el método Lischtván-Levediev.
Fuente: Autor

Se obtuvo como resultado que la mayor profundidad de socavación es de 80 cm que corresponde a una socavación moderada en el lecho del río.

2.3 Estudio Geotécnico

El objetivo principal del estudio geotécnico es establecer las características del subsuelo, es decir, la estratigrafía, capacidad de carga, niveles freáticos, posibles asentamientos del suelo debido a las cargas y finalmente recomendaciones constructivas para las cimentaciones del puente(Comunicaciones, 2003).

Los estudios deberán considerar exploraciones de campo y ensayos en laboratorio para determinar sus características físicas y mecánicas. La exploración del subsuelo se puede realizar por medio de tres métodos diferentes:

- Excavación a cielo abierto
- Perforaciones profundas
- Geofísica(Torres, 2013)

Cualquiera sea el método escogido para el estudio del subsuelo este deberá contener los siguientes elementos:

- Estratigrafía del subsuelo, permitiendo conocer los estratos constitutivos del mismo a diferentes niveles lo que hace posible tanto conocer la profundidad de cimentación como el tipo de cimentación recomendada.
- Nivel de cimentación y nivel freático, deberá definirse con exactitud el nivel de cimentación y la profundidad de la presencia de agua en el subsuelo.
- Parámetros para el diseño de la cimentación, principalmente el esfuerzo admisible del subsuelo y su factor de seguridad, posibles asentamientos y la influencia del nivel freático.
- Tipos de cimentación, deberá indicar el tipo de cimentación un aspecto importante para que no exista deficiencias en los parámetros de diseño (Torres, 2013)

Los sondajes deben tener en cuenta la magnitud del proyecto, así para puentes de hasta 100 metros se proyecta al menos un sondaje por cada componente. La profundidad de las perforaciones estará definida de acuerdo a un predimensionamiento de la cimentación(Comunicaciones, 2003).

2.3.1 Investigación De Campo

Generalidades

La exploración en el sitio consistió primero en el reconocimiento del terreno, además de esto se realizó una prospección geotécnica mediante la inspección del sitio de implantación del proyecto.

La exploración subterránea se realizó en dos puntos de muestreo con Pozos a Cielo Abierto (P.C.A) y la obtención de las muestras representativas de la estratigrafía de la subrasante, siendo la profundidad máxima de excavación de 6 metros, además de ello se procedió a realizar ensayos In Situ: Cono de Penetración Dinámico y Penetrómetro de bolsillo en las paredes y en el fondo de las excavaciones realizadas.

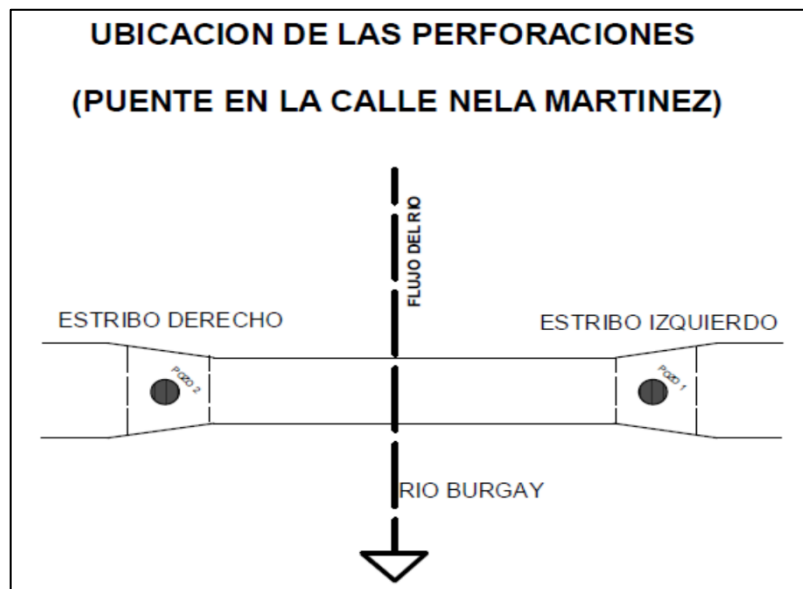


Figura 15. Ubicación de las perforaciones. Fuente: Autor

Como muestra la Figura 15 las perforaciones se identificarán como P.C.A No 1 (estribo izquierdo) y P.C.A No 2 (estribo derecho). La cota de las exploraciones corresponde al terreno natural del sitio estando el P.C.A No 1 a una altura de 2428 m.s.n.m. y el P.C.A No 2 a una altura de 2429 m.s.n.m.

Exploración

Los pozos para la extracción de muestras fueron realizados mediante el uso de maquinaria recomendada para este propósito (Retroexcavadora John Deere 710D), no fue necesario el recubrimiento de la parte superior de los

pozos debido a que el suelo presentaba la suficiente resistencia al desmoronamiento. Las muestras fueron tomadas en una cantidad de cuatro de acuerdo a los dos estratos definidos en el pozo, la Tabla 5 muestra características de cada uno de los pozos y de las muestras recolectadas para el análisis.

Tabla 5. Características de los pozos y las muestras recolectadas para el análisis

SONDEO	UBICACIÓN EN EL PROYECTO	COTA BOCA (m.s.n.m)	PROFUNDIAD (m)
P.C.A No 1	Apoyo margen izquierdo	2428	6
P.C.A No 2	Apoyo margen derecho	2429	6

Fuente: Autor

Estratigrafía del sitio

Los muestreos de suelo indican que los perfiles estratigráficos de las dos márgenes de río son bastante similares presentado los mismos estratos a profundidades semejantes, desde el punto de vista geotécnico se identifican dos estratos, primero un estrato de arenas limosas de color café que tiene una profundidad de aproximadamente tres metros presentando una gran cantidad de arena y limos después de ello un segundo estrato con una profundidad de tres a seis metros constituido por un suelo grueso de color gris en el cual predominan las gravas y piedras de grandes dimensiones al igual que el estrato más superficial contiene arena en un gran porcentaje (Figuras 16y 17). Indicando en este caso que ninguno de los dos estratos, en ninguna de las dos perforaciones, presenta plasticidad.

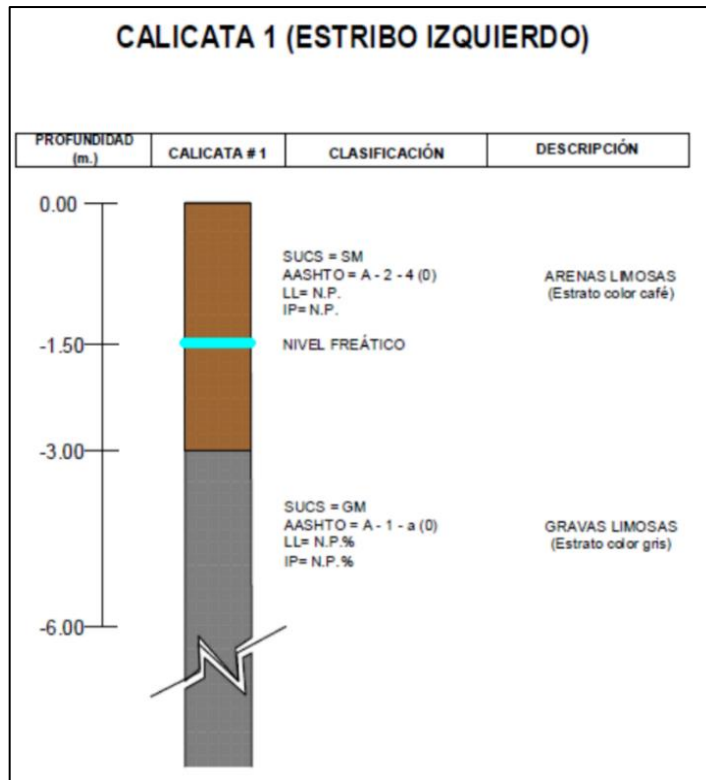


Figura 16. Calicata 1. Fuente: Autor

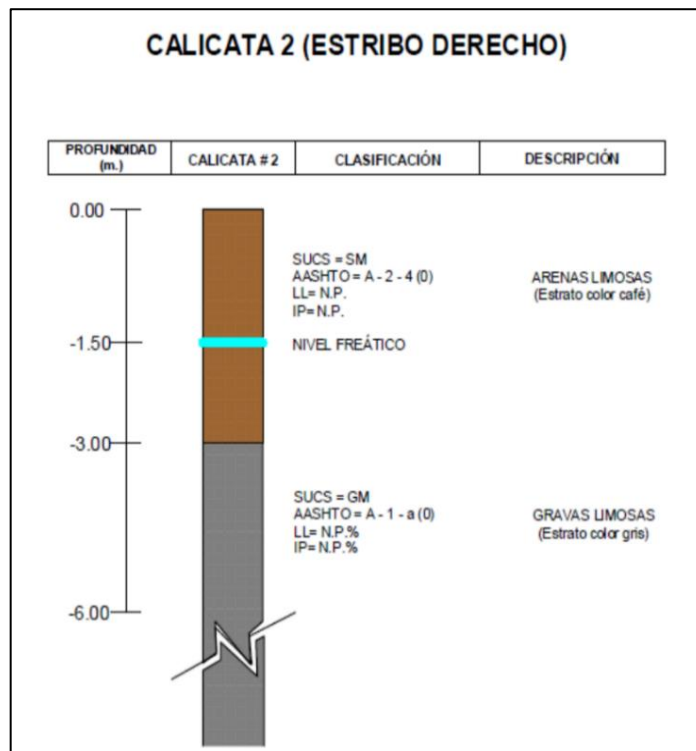


Figura 17. Calicata 2. Fuente: Autor

Las superficies de los dos estratos se encuentran cubiertas con una fina capa de material vegetal y contiene materiales como piedra y arena los cuales en gran parte del río son explotados para la construcción. Presentando una variación en el contenido de humedad siendo este mayor en el estrato superior teniendo un rango de variación entre los 7.62 hasta los 9.82%.

Niveles freáticos

El estudio realizado en el sitio de implantación del puente en el mes de noviembre del año 2017 demostró que en épocas de verano se ha presentado un nivel freático a una profundidad de 1.5 metros respecto tanto al margen derecho e izquierdo del río, además que el estrato sobre el nivel freático cuenta con una humedad mayor.

2.3.2 Investigación de Laboratorio

A las muestras obtenidas en las exploraciones se le realizaron ensayos normados con el objetivo de obtener las propiedades físico-mecánicas de los suelos. Los resultados de estos ensayos son tabulados y se muestran en el Anexo D.

Ensayos de clasificación

Se efectuaron diferentes ensayos a las muestras obtenidas con el fin de clasificarlas con el sistema de clasificación SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos), por ello se procedió a obtener los contenidos de humedad mediante la norma ASTM D-2216 además de esto se realizó el análisis de los límites de plasticidad en base a la norma ASTM D-423 y D-424, finalmente se obtuvo la distribución granulométrica por tamizado mecánico. Con estos datos se procedió a clasificar las muestras de suelo con el sistema antes mencionado cuyos valores se muestran en la Tabla 6.

Tabla 6. Clasificación de las muestras de suelo

Muestra	Profundidad (m)	% Humedad	Limite liquido	Limite plástico	Granulometría	Clasificación (SUCS)
P.C.A No 1	0 a 3	9.82	N.P.	N.P.	Grava: 12%	SM
					Arena: 59%	(Arenas limosas)
					Finos: 30%	
P.C.A No 1	3 a 6	7.62	N.P.	N.P.	Grava: 50%	GM
					Arena: 27%	(Gravas limosas)
					Finos: 23%	
P.C.A No 2	0 a 3	9.52	N.P.	N.P.	Grava: 11%	SM
					Arena: 58%	(Arenas limosas)
					Finos: 31%	
P.C.A No 2	3 a 6	7.80	N.P.	N.P.	Grava: 51%	GM
					Arena: 38%	(Gravas limosas)
					Finos: 11%	

Fuente: Autor

Ensayos de Corte Directo

Se realizó la determinación de este ensayo debido a que esta prueba es la más simple y económica para un suelo arenoso seco o saturado. El objetivo de los ensayos de corte, es la determinación de la resistencia de una muestra de suelo, sometida a condiciones fatiga y/o deformaciones que simulen las que existen o existirán en terreno como producto de la aplicación de una carga(DAS, 2013).

Luego de haber analizado mediante este método la muestra de suelo del sitio de implantación se ilustran los siguientes resultados en la Figura 18.

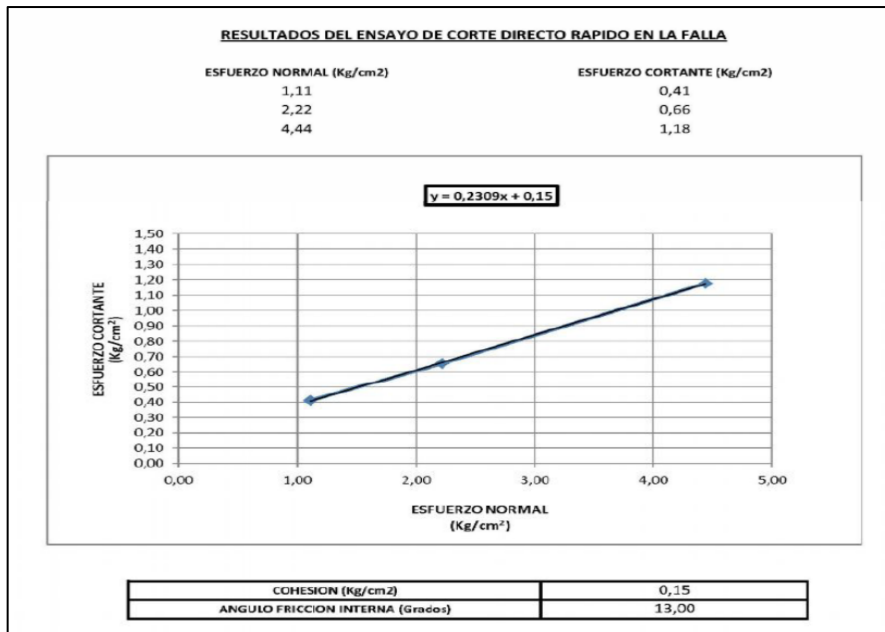


Figura 18. Resultado del ensayo de corte directo rápido en la falla. Fuente: Autor

Mostrando una cohesión de 0.15 Kg/cm² y un ángulo de fricción interna de 13°, resultados que serán necesarios para el análisis de la capacidad de carga admisible del suelo.

Capacidad de carga admisible del suelo

El estudio de suelos muestra que el suelo en estudio está constituido por uno de tipo grueso friccional para el diseño del puente. Las cargas que llegan a la cimentación serán soportadas por este estrato por tanto se determinará la carga admisible del suelo y también la profundidad recomendada de cimentación del mismo con un criterio de seguridad de tres. La capacidad de carga admisible (q_{adm}), para todo tipo de suelo se determina mediante la siguiente ecuación (DAS, 2013).

$$q_{adm} = \frac{q_u - q'}{F.S}$$

Donde:

q_u = Capacidad de carga última del suelo

q' = Sobrecarga efectiva

γ_1 = Peso específico del suelo por encima del nivel de solera

D_f = Profundidad de desplante

F.S. = Factor de seguridad

La sobrecarga efectiva se calcula dependiendo de la ubicación del nivel freático que en este caso se encuentra por sobre el nivel de cimentación de la estructura siendo necesario utilizar la siguiente fórmula (DAS, 2013):

$$q' = D_1\gamma + D_2(\gamma_{sat} - \gamma_w)$$

Donde:

D_1 = profundidad del nivel freático

D_2 = Distancia desde el nivel freático hasta el nivel de cimentación

γ_{sat} = peso unitario del suelo saturado

γ_w = peso unitario del agua

La capacidad de carga última se calcula mediante la Teoría de Meyerhof, esta se puede obtener de la siguiente fórmula (DAS, 2013).

$$q_u = c \cdot N_c \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + q \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + 0.5\gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i}$$

Donde:

q_u = Capacidad de carga última del suelo (resistente).

c = Cohesión del suelo, existente por debajo del nivel de solera.

Φ = Angulo de fricción interna del suelo

q = Sobrecarga circundante ($q = \gamma_1 D_f$).

γ_2 = Peso específico del suelo por debajo del nivel de solera.

B = Lado menor del cimiento (diámetro para un cimiento circular).

D_f = Profundidad de desplante.

N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga.

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = Factores de forma.

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = Factores de profundidad.

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ = Factores de inclinación de la carga.

Para la utilización de la teoría de Meyerhof, se toman los valores de los factores de capacidad de carga, forma y profundidad, del libro: "Principios de Ingeniería de Cimentaciones", de Braja M. Das, tabla 16.3, página 485.

Tabla 7. Valores para el cálculo de la carga admisible del suelo

Coeficiente	Valor	Unidad
γ_1	1944	Kgf/m ³
B	3	m
D_f	5	m
N_c	9.81	
N_q	3.26	
N_γ	1.97	
F_{cs}	1.33	
F_{qs}	1.23	
F_{γs}	0.6	
F_{cd}	1.38	
F_{qd}	1.26	
F_{ci} = F_{qi} = F_{γi}	1	
F.S.	3	

Fuente: Autor

Entonces la capacidad admisible del suelo será de:

$$q_{adm} = 2.54 \text{ kg/cm}^2.$$

Cálculo del asentamiento elástico en el centro de la cimentación

El asentamiento inmediato o elástico bajo una cimentación depende de la rigidez de esta. El cálculo del mismo se basa en la aplicación de la teoría de la elasticidad, que

considera que el medio sobre el cual se aplica el cimiento es elástico, isótropo y homogéneo.

Para la condición de un cimiento completamente flexible con profundidad de desplante $D_f = 0$ m. y profundidad del estrato incompresible, $H =$ infinito, Harr (1966) da la siguiente expresión del asentamiento elástico en el centro del cimiento flexible (Sec):

$$\alpha = \frac{1}{\pi} \left[\ln \left(\frac{\sqrt{1 + m_1^2} + m_1}{\sqrt{1 + m_1^2} - m_1} \right) + m_1 \ln \left(\frac{\sqrt{1 + m_1^2} + 1}{\sqrt{1 + m_1^2} - 1} \right) \right]$$

$$m_1 = \frac{L}{B} \qquad \delta_{EC} = \frac{B \cdot q}{E_C} (1 - u_s^2) \alpha$$

Donde:

E_s = Módulo de elasticidad del suelo.

u_s = Relación de Poisson.

q = Carga uniformemente distribuida, transmitida por el cimiento flexible. Asumiendo como carga uniformemente distribuida q sobre cimiento flexible, la obtenida como q_{adm} en el criterio de estabilidad por fallo de la base

B = Lado menor del cimiento.

L = Lado mayor del cimiento.

N = Carga vertical total que baja por la columna a nivel del terreno

Para el presente caso se asumieron los siguientes datos (Tabla 8) de módulo de elasticidad del suelo y de la relación de Poisson del libro Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (DAS, 2013), considerando que se está en presencia de una Grava mal graduada:

Tabla 8.Parámetros elásticos para varios tipos de suelo

Tipo de suelo	Módulo de elasticidad, Es (MN/m ²)	Coefficiente de Poisson, us
Arena Suelta	10-25	0.20-0.40
Arena Semi-densa	15-30	0.25-0.40
Arena Densa	35-55	0.3-0.45
Arena Limosa	10-20	0.2-0.40
Arena y grava	70-170	0.15-0.35
Arcilla blanda	4-20	
Arcilla media	20-40	0.20-0.50
Arcilla dura	40-100	

Fuente: (DAS, 2013)

Tomando como valores para el cálculo los siguientes:

$$E_s = 1000 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$u_s = 0.50$$

Resultando un valor se asentamiento en el centro de la zapata de:

$$S_{ec} = 6.41 \text{ mm.}$$

2.3.3 Recomendaciones del Estudio

Criterio de cimentación

La cimentación debe cumplir con dos criterios muy importantes, el primero de ellos es el que la carga transmitida por la estructura debe ser menor que la capacidad admisible del suelo que lo sostiene, además de ello los asentamientos producidos por la cimentación deben estar dentro de los límites admitidos.

Cimentación de la estructura

El suelo donde será implantado el puente se compone de un suelo “friccional” por lo cual se recomienda cimentar el puente mediante zapatas corridas ($B \ll L$) una en cada estribo del puente, aisladamente, a una profundidad D_f igual a 5.00m por debajo del nivel del agua del río, asentadas en el estrato inferior clasificada como GM (Gravas Limosas) para evitar socavación en sus estribos.

2.4 Estudios de Tráfico

Estos estudios se realizan de acuerdo a la envergadura del proyecto, siendo necesario estimar volúmenes de tránsito y su respectiva clasificación, con el propósito de conocer las cargas que serán aplicadas a la superestructura y subestructura del puente (Comunicaciones, 2003).

Los pasos que se escogieron para realizar este estudio de tráfico se detallan a continuación:

- **Criterios del conteo de tráfico**

Se colocó una estación de conteo con buena visibilidad hacia el puente ya que solo se contarían y clasificarían los vehículos que circulaban por dicha estructura. Los formatos de aforos vehiculares utilizados en el conteo están establecidos en el Anexo E. El conteo se realizó durante seis días de lunes a sábado doce horas diarias empezando desde las seis de la mañana hasta las seis de la tarde. Los vehículos fueron clasificados en tres grupos: vehículos livianos, camiones de dos ejes y motos, esta clasificación se realizó de acuerdo con una inspección previa del sitio donde se determinó que estos vehículos serían los más representativos para obtener cargas de diseño y características especiales del diseño de la estructura.

- **Clasificación y tabulación de la información**

Los cuadros de conteo y clasificación vehicular se detallan en la Tabla 9

Tabla 9. Datos totales de conteo vehicular

Tipo de vehículo	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado
Liviano	473	480	480	516	427
Camión de dos ejes (2DB)	117	117	112	86	31
Motos	16	28	27	23	14

Fuente: Autor

- **Análisis de la información**

Para realizar el análisis de la información obtenida en el conteo es necesario obtener promedios de vehículos livianos con relación a los totales y sobre todo cuantificar el peso máximo que soporta actualmente el puente debido a la circulación vehicular de camiones de dos ejes.

Tabla 10. Promedios del conteo vehicular

Tipo de vehículo	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado	Promedio Total
Liviano	78.05%	76.80%	77.54%	82.56%	90.47%	81.08%
Camión de dos ejes (2DB)	19.31%	18.72%	18.10%	13.76%	6.56%	15.29%
Motos	2.64%	4.48%	4.36%	3.68%	2.97%	3.63%

Fuente: Autor

Se puede observar que con un 81.08% los vehículos livianos son los más representativos en el conteo lo cual verifica que la zona de implantación del puente es una zona altamente residencial y con una creciente expansión demográfica dando las pautas para considerar al puente de gran importancia para la zona. Debido a esto también se puede aseverar que al ser una zona

residencial existe un gran flujo de transeúntes siendo necesario que el puente disponga de la seguridad adecuada para la circulación peatonal.

También al analizar el segundo grupo más representativo se encontró que los camiones de dos ejes con un porcentaje de 15.29% son los vehículos con mayor carga por eje que circulan por la estructura obteniendo de la tabla nacional de pesos y dimensiones las características de los camiones 2DB que circulan por el puente.

Tabla 11. Descripción del camión de mayor carga por eje que circula por el puente

Tipo	Distribución máxima de carga por eje	Descripción	Peso máximo permitido (Ton.)	Longitudes máximas permitidas (metros)		
				Largo	Ancho	Alto
2DB		Camión de 2 ejes grandes	18	12.20	2.60	4.1

Fuente: Tabla nacional de pesos y dimensiones

Este análisis de determinación de la carga por eje más grande que soporta el puente es necesario para el uso de camiones de diseño apropiados para obtener los mayores esfuerzos en los elementos que componen la estructura del puente, resultando de esto que la carga por eje aplicada es de 7 Ton. En el eje delantero y 11 Ton. En el eje trasero. Por consiguiente, se determinó que el camión de diseño apropiado para el cálculo de esfuerzos no debería contener cargas por eje menores a las determinadas por este estudio.

CAPITULO 3

ANÁLISIS TÉCNICO Y DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1 Fundamentos Teóricos

3.1.1 Definición

Según Herrera (1993) un puente es una obra que se construye para librar un obstáculo ya sea este un río, un barranco, estrechos, desfiladeros u otro, de tipo natural o artificial, dando continuidad a un camino; además un puente está formado por un material resistente (acero, hormigón, piedra o madera) ordenado de una determinada manera (tipología estructural), es decir sirve para resistir el efecto de una acción determinada.

La norma de diseño ASSHTO 2014 indica que para que sea considerado puente tiene que tener una abertura mínima de 6100mm y que forme parte de una carretera.

3.1.2 Elementos constitutivos de un puente

Los elementos estructurales con los que cuenta un puente se agrupan en: (Torres, 2013):

- La infraestructura
- La superestructura

En la siguiente figura se muestran los elementos constitutivos de la infraestructura como también de la superestructura del puente.

La superestructura

Los elementos de la superestructura son aquellos concebidos para salvar el obstáculo y facilitar el cálculo, generalmente son los determinantes de la clasificación del puente, estos elementos en conjunto reciben las cargas del tráfico vehicular, dentro de este grupo se distinguen:

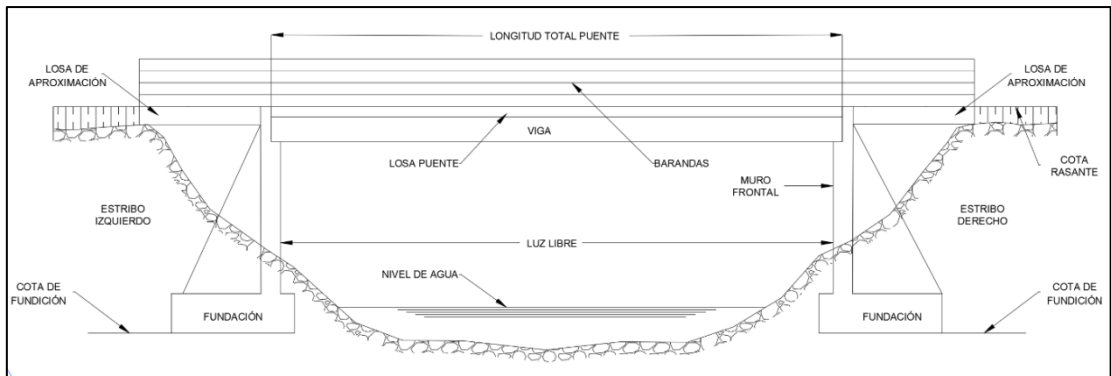


Figura 19 : Elementos principales de un puente. Fuente: Bellido de Luna J. “Manual de diseño de puentes”

- **El tablero**

Es el elemento estructural que recibe directamente las cargas del tráfico vehicular, en la mayoría de los casos debe estar formado por una losa de hormigón armado, por un conjunto de vigas o por la combinación de ambas(Torres, 2013).

Por otra parte, el tablero puede estar soportado por otros elementos como: arcos, cerchas, pórticos y cables en puentes colgantes.

El tablero define el ancho total del puente y el espacio de circulación, se debe considerar que este está expuesto al medio ambiente y al desgaste de los vehículos razón por la cual su construcción debe ser realizada con un material que provea resistencia(Torres, 2013).

- **El pavimento**

La pavimentación de la superficie superior del puente y accesos deberá ser realizada mediante el uso de pavimentos rígidos o flexibles. Si el pavimento es flexible no constituye un elemento estructural, por el contrario si el pavimento es rígido se funde como una sobrelosa y en este caso si interviene con la resistencia de la losa del tablero(Comunicaciones, 2003).

- **La losa**

Es la parte superior del tablero sobre la que se ubica el pavimento, este elemento transmite las cargas ya sea a las vigas o directamente a los estribos, si el puente no posee vigas.

- **Las vigas longitudinales**

Son elementos que soportan la losa y transmiten la carga a los estribos. Existen elementos con los que se forman un entramado horizontal, se denominan diafragmas los cuales resisten las fuerzas transversales que actúan en la superestructura y ayudan a aumentar la rigidez transversal y una mejor distribución de cargas(Torres, 2013).

- **Los parapetos y barandas**

Los parapetos deben ser diseñados con altura, capacidad resistente y perfil interno adecuados. En puentes con dos vías de tráfico, puede colocarse un separador entre las dos vías, en cambio en vías urbanas se admiten barreras más estética pero con gran resistencia(Comunicaciones, 2003).

Las barandas deben ser especificadas de manera que ofrezcan seguridad y estética. Las soluciones mixtas entre metal y concreto satisfacen esta necesidad(Comunicaciones, 2003). La baranda para peatones deberá ser de 1060 mm a partir de la cara superior de la acera, si se considera baranda para ciclistas la altura no debe ser menor de 1370 mm(AASHTO, 2014).

- **La losa de aproximación**

Las losas de transición tendrán un espesor mínimo de 0.2 m y una longitud límite justificada dentro de la geometría del puente y los accesos. Estarán unidas a la estructura o al estribo por medio de articulaciones de concreto, sin conectores y apoyadas en un terraplén de acceso(Comunicaciones, 2003).

- **Las juntas de dilatación**

Elemento estructural que permite la libertad de las deformaciones y que al mismo tiempo impide la formación de una zona de falla por la presencia de un espacio libre(Torres, 2013).

Las juntas de dilatación de acuerdo a la norma deben colocarse de manera obligatoria en los extremos del puente y en estructuras de longitudes considerables. Los materiales empleados pueden ser acero estructural, bandas de policloruro de vinilo (PVC) o caucho sintético(Torres, 2013).

- **Sistemas de drenaje**

El tablero al estar expuesto a la lluvia requiere un sistema de drenaje, el cual es generado por el bombeo lateral de la sección transversal, este se crea con pendientes transversales que no deben ser menores al 1% ni mayores al 2%(Torres, 2013).

En los extremos de estas pendientes deben ir tubos de 10 cm de diámetro cada 5 m, estos deben tener una longitud mayor al tablero con el objeto de que el agua no afecte a la estructura(Torres, 2013).

La subestructura

Comprende los elementos del puente que se encargan de transmitir las cargas exteriores hacia el suelo de cimentación(Torres, 2013).

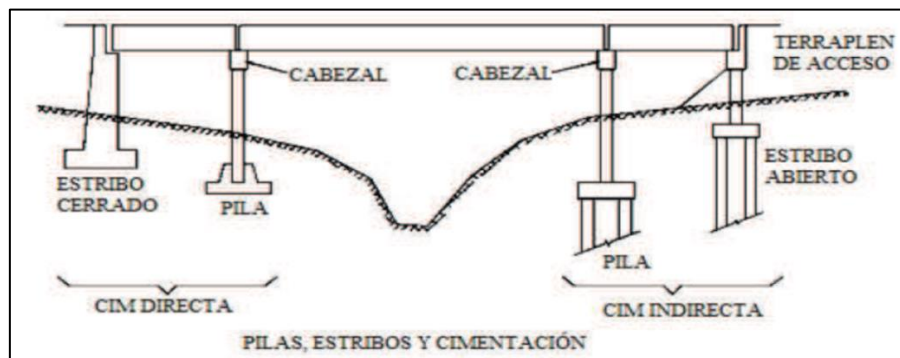


Figura 20. Partes de la infraestructura de un puente. Fuente: Bellido de Luna J. "Manual de diseño de puentes"

Los elementos que constituyen la subestructura son:

- **Los estribos**

Son los elementos de apoyo, cumplen una doble finalidad, contener los rellenos de acceso y servir como apoyo de la superestructura. Estos pueden ser concebidos tanto como muros en gravedad, en voladizos o en contrafuertes, además, la gran mayoría de estas estructuras son construidas en hormigón armado(Torres, 2013).

- **Muros de ala**

Son elementos auxiliares de los estribos que sirven para confinar los taludes de los rellenos de acceso, son diseñados para soportar solo la acción de las cargas provenientes de los empujes del relleno de los

accesos. Su inclinación más común está comprendida entre los 45° a 90°(Torres, 2013).

- **Los aparatos de apoyo**

Son elementos que transmiten directamente las cargas provenientes de la superestructura a la infraestructura (Figura 21). Estos definen la característica estructural del puente ya que el apoyo puede permitir el libre giro, la libertad de deformación y centrar la carga para que no se modifique la luz del cálculo(Torres, 2013).

- **Sistemas de drenaje de los estribos**

Este elemento componente de los estribos impide la sobre saturación del relleno de acceso y seguido a esto el incremento de los empujes normales del relleno. Está formado por una capa permeable colocada dentro del muro y tubos de drenes que facilitan el escape del agua a través de la capa permeable(Torres, 2013).

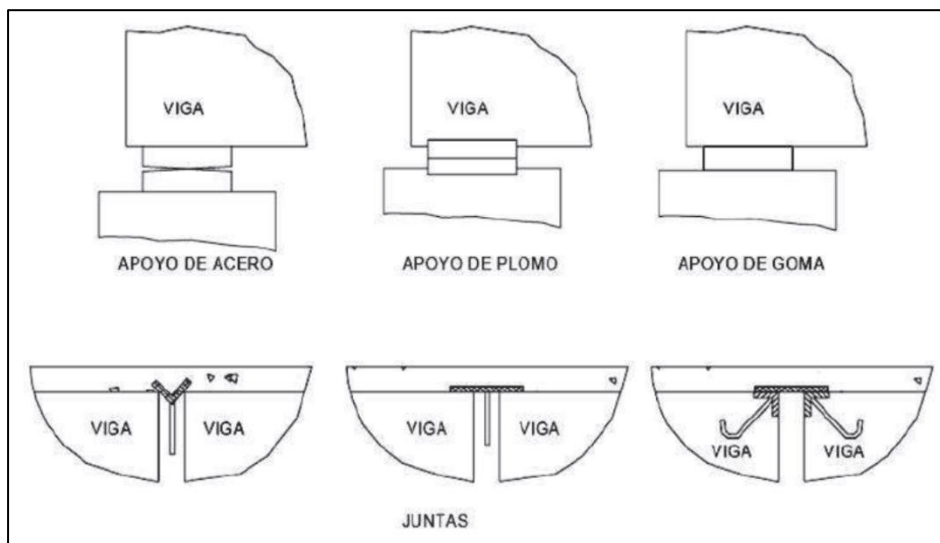


Figura 21. Aparatos de apoyo y juntas de dilatación. Fuente: Bellido de Luna J. "Manual de diseño de puentes"

- **Trabas antisísmicas**

Son elementos monolíticos que restringen el movimiento o desplazamiento total de la superestructura, deben ser colocadas de tal manera que eviten el movimiento tanto longitudinal como transversal(Torres, 2013).

- **Las fundaciones de estribos**

Son estructuras que transmiten la carga hacia el terreno y estas pueden ser directas o indirectas, la primera se utiliza cuando el estrato resistente se encuentra a poca profundidad y la socavación no llega hasta ese nivel por su parte la cimentación indirecta es en la que se utilizan pilotes de hormigón(Comunicaciones, 2003).

3.1.3 Clasificación general de los puentes

De acuerdo a las variables de: resistencia de material, tipología estructural y acciones los puentes se clasifican en(Herrera, 1996):

- Por su material constructivo
 - Hormigón armado
 - Hormigón preesforzado
 - Metálicos
 - Mixtos
 - Madera
- Por su comportamiento estructural
 - Puentes simplemente apoyados
 - Puentes continuos
 - Puentes en arco
 - Puentes en pórtico
 - Puentes empotrados
 - Puentes en voladizos sucesivos
 - Puentes atirantados
 - Puentes colgantes
- Por su longitud de obra
 - Menores de 10 m, alcantarillas o montículos
 - Entre 10 y 20 m, puentes de claros pequeños
 - Entre 21 y 70 m, puentes de claros medios
 - Mayor que 70 m, puentes de claros grandes

- Por su tipo de servicio
 - Puentes vehiculares
 - Puentes peatonales
 - Acueductos
 - Oleoductos

3.1.4 Principales tipos de puentes de hormigón

Los puentes de hormigón se pueden clasificar en:

- **Puentes de Hormigón Armado**

El hormigón armado es la unión de acero y hormigón, soporta esfuerzos de flexión, cada uno de los elementos soporta un esfuerzo diferente ya sea el hormigón resiste compresiones, así como el acero resiste tracciones, debido a esto las barras de acero deben ser ubicadas en lugares donde existan tracciones.

Los puentes pueden usar este material de dos formas ya sea en hormigón precolado fabricado en una planta y llevados al sitio de implantación o el hormigón colado en sitio. En este caso se definirá el tipo de puente en hormigón armado que se utilizará en el diseño.

Puentes losa: son puentes que contiene un refuerzo paralelo a la circulación vehicular, este diseño requiere mayor cantidad de acero, así como también de hormigón, pero el encofrado es menor y más económico. Estos puentes resultan especialmente económicos en longitudes simplemente soportadas de 9 metros y en vanos continuos de hasta 12 metros.

Puentes Arco: Los arcos han tenido gran relevancia a lo largo de la historia desde los arcos romanos hasta los modernos arcos de concreto y que cuentan con luces de hasta de más de 300 m(Simon, 2010).

En un arco (Figura 22) teóricamente solo actúan fuerzas de compresión en el centroide de cada elemento del arco. La forma real de un arco es el inverso del que se forma cuando se tiene dos puntos de apoyo y se cuelga una cuerda, la cual corresponde a una curva catenaria(Simon, 2010).

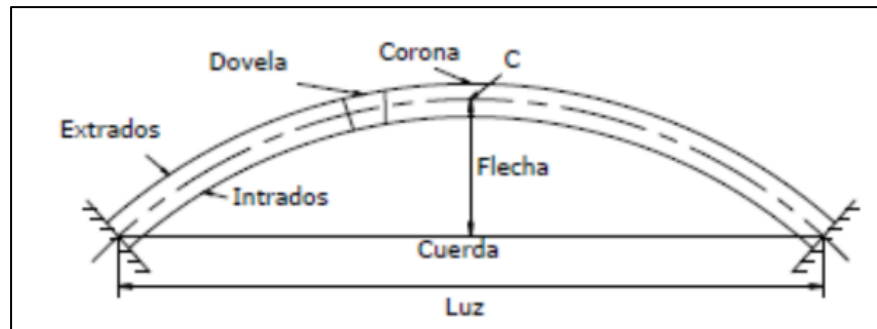


Figura 22. Puentes en arco. Fuente: Bellido de Luna J. “Manual de diseño de puentes”

Un puente en arco está sometido a cargas tanto muertas como vivas las mismas que producen flexiones estas a su vez tienen magnitudes pequeñas en comparación a la fuerza axial. Los arcos se clasifican de acuerdo a sus articulaciones pudiendo ser estos: articulados, biarticulados, triarticulados y empotrados. De acuerdo a la posición del tablero (Figura 23) serán: de tablero inferior, interior y superior (Simon, 2010).

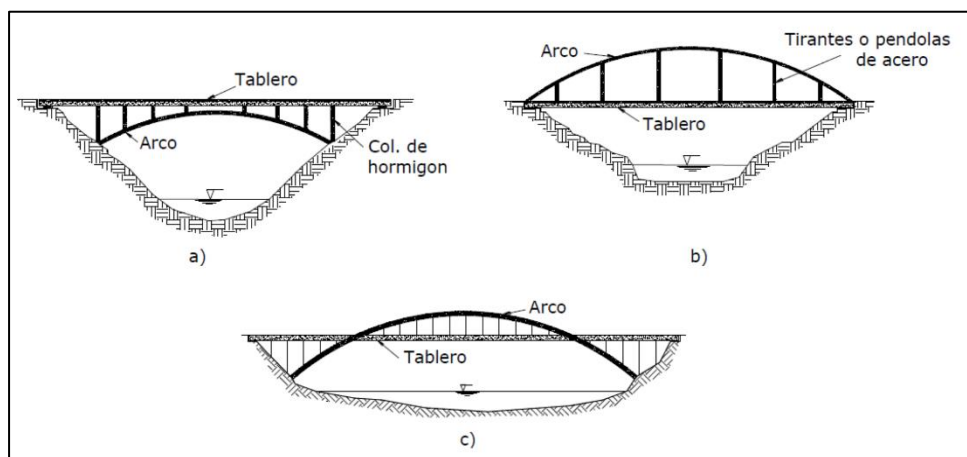


Figura 23. Puentes en arco de acuerdo a la posición del tablero. Fuente: Bellido de Luna J. “Manual de diseño de puentes”

La relación de un puente en arco entre su luz y su flecha siempre está entre 1:4.5 a 1:6. Para sostener el tablero, se debe utilizar ya sean columnas de hormigón que trabajan a compresión o pendolones de cables que trabajan a tensión. Un aspecto importante a ser revisado en el diseño es el pandeo ya que está sujeto a grandes cargas axiales (Simon, 2010).

- **Puentes de hormigón pretensado o postensado**

Se conoce como hormigón pretensado al que antes de someterlo a esfuerzos se le introducen refuerzos utilizando cables o alambres de acero. Esto se lo

puede realizar de dos maneras diferentes, mediante armaduras pretensas utilizadas en prefabricados o mediante armaduras postensadas mayormente usado en fundiciones en sitio.

El pre-esfuerzo se genera por cables de acero que se traccionan y seguido a esto se anclan. Los torones deben ser capaces de pre-comprimir el hormigón mediante placas de anclaje. Al existir enormes esfuerzos en el hormigón este debe de ser de alta resistencia para soportar tales esfuerzos.

3.2 Fundamentos Técnicos

3.2.1 Cargas y Denominación de cargas

- **Cargas Permanentes**

- DD: Fricción negativa
- DC: Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales
- DW: Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos
- EH: Empuje horizontal del suelo
- EL: Tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo las fuerzas secundarias del postensado
- ES: Sobrecarga del suelo
- EV: Presión vertical del peso propio del suelo de relleno

- **Cargas Transitorias**

- BR: Fuerzas de frenado de los vehículos
- CE: Fuerza centrífuga de los vehículos
- CR: Fluencia lenta
- CT: Fuerza de colisión de un vehículo
- CV: Fuerza de colisión de una embarcación
- EQ: Sismo
- FR: Fricción
- IC: Carga de hielo
- IM: Incremento por carga vehicular dinámica
- LL: Sobrecarga Vehicular
- LS: Sobrecarga viva

- PL: Sobrecarga 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 sobrecarga
- WS: Viento sobre la estructura.

3.2.2 Cargas verticales

- **Carga Muerta (D)**

Es una carga permanente que considera todos los elementos que componen la estructura del puente (Figura 24) e incluso pueden incluir también componentes no estructurales como: veredas, superficies de rodadura, barandas, postes y tuberías(Comunicaciones, 2003).

Material		Densidad (kg/m ³)
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

Figura 24. Peso específico de diferentes materiales. Fuente: AASHTO 2014

El peso de cada componente se tendrá que calcular en base a su volumen multiplicado por su correspondiente peso específico (Figura 25). En el caso de la carpeta asfáltica se recomienda que tenga un espesor de 0.05 m, pero cuando el puente ofrece un servicio sin carpeta asfáltica se debe de dejar un

espesor de hormigón adicional de 0.007 m como superficie de desgaste(Herrera, 1996).

Para el dimensionamiento de los componentes tanto de vereda como de barandas se consideran las recomendaciones de la ASSHTO 2014 las cuales brindan medidas de normativas para estos elementos. Se indica que las barandas para peatones deben tener una altura mínima de 1060 mm y el espaciamiento entre componente horizontales de la misma no deben exceder de 150 mm.

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1.2(S + 3000)}{30}$	$\frac{S + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	0,070 L	0,065 L
	Vigas cajón	0,060 L	0,055 L
	Vigas de estructuras peatonales	0,035 L	0,033 L
Hormigón Pretensado	Losas	$0,030 L \geq 165 \text{ mm}$	$0,027 L \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas cajón coladas in situ	0,045 L	0,040 L
	Vigas doble T prefabricadas	0,045 L	0,040 L
	Vigas de estructuras peatonales	0,033 L	0,030 L
	Vigas cajón adyacentes	0,030 L	0,025 L
Acero	Profundidad total de una viga doble T compuesta	0,040 L	0,032 L
	Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta	0,033 L	0,027 L
	Cerchas	0,100 L	0,100 L

Figura 25. Predimensión de elementos estructurales. Fuente: ASSHTO 2014

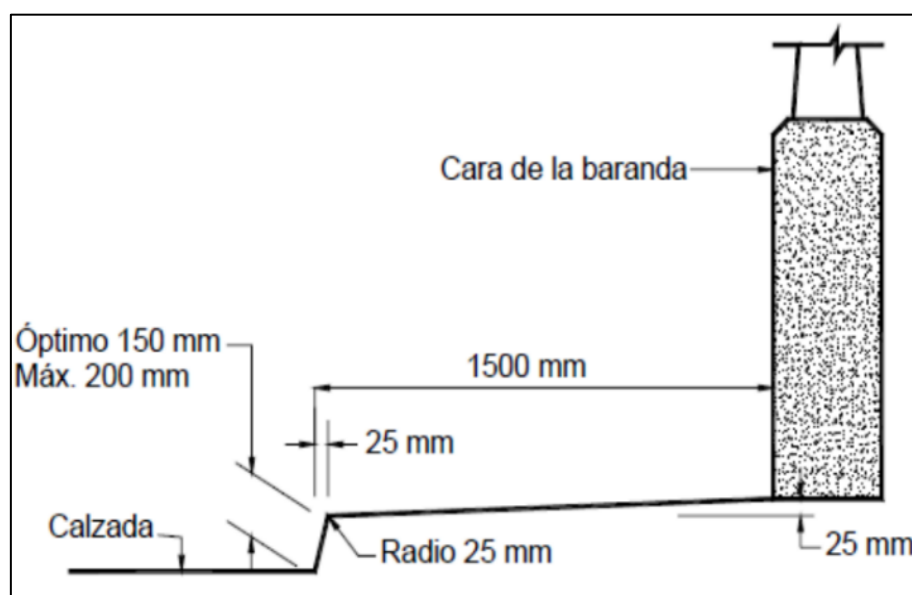


Figura 26. Predimensionamiento de la acera. Fuente: AASHTO 2014

Para la predimensión de la sección transversal de los elementos principales del puente, así como de la losa se tomó como referencia la AASHTO 2014, así como también las indicaciones del ACI-318-14.

Condición de apoyo	h mínimo ⁽¹⁾
Simplemente apoyadas	$l/20$
Un extremo continuo	$l/24$
Ambos extremos continuos	$l/28$
En voladizo	$l/10$

Figura 27. Predimensionamiento de vigas. Fuente: ACI 318-14

Según Herrera el ancho óptimo para la circulación vehicular como mínimo debería de ser 3.05 m, pero como ancho optimo se utilizó un ancho de 3.65 m para velocidades normales.

La Norma AASHTO clasifica las cargas permanentes en dos categorías para su combinación de cargas:

- DC: peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales
- DW: peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.

Para este diseño se usó el programa CSi Bridge que corresponde a una extensión del SAP 2000 para la modelación de puentes, se fundamenta en el trabajo con elementos finitos y el diseño lo realiza mediante la resistencia última de acuerdo a las combinaciones de carga dispuestas en la AASHTO 2014.

Al crear un modelo computacional, el programa de diseño de puentes genera el peso propio de los elementos estructurales que componen el puente ya sean estas vigas, losas y componentes como arcos o diafragmas, en cambio para componentes no estructurales como barandas, peso propio de aceras y peso propio del pavimento se debe colocar con carga en área y cargas lineales en toda la longitud estimada del puente, es importante considerar que el pavimento y las aceras pertenecen a una superficie de desgaste en cambio todos los otros elementos corresponden a cargas muertas permanentes.

- **Carga Viva (L)**

Para la carga viva se consideran los pesos propios de los elementos que circulan por la estructura, este tipo de carga produce efectos dinámicos en la estructura. Al existir una gran cantidad de vehículos que pueden circular por el puente la norma establece un camión de diseño que representa la realidad de cargas que circulan por la misma (Torres, 2013).

La norma AASHTO establece dos condiciones de cargas vivas para el modelamiento del puente, detalladas a continuación (AASHTO, 2014):

- **LL: sobrecarga vehicular**

- **Número de carriles de diseño.**

La primera consideración sobre la sobrecarga vehicular es la definición de los carriles de diseño que se tendrán en el puente, se obtienen en base a la formula dada por la AASHTO:

$$\text{Carril de diseño} = \frac{w}{3600}$$

Donde w es el ancho libre de la calzada entre cordones o barreras, los anchos de calzada comprendidos entre los 6000 y 7200 mm se deberán tener dos carriles de diseño (AASHTO, 2014).

- **Presencia de múltiples sobrecargas**

La solicitud extrema correspondiente a sobrecarga se deberá determinar cada una de las posibles combinaciones de número de carriles cargados por un factor de presencia múltiple (Figura 27) para tener presente la posibilidad de que los carriles estén ocupados por la sobrecarga de diseño HL-93.

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

Figura 28. Factor de presencia múltiple.
Fuente: ASSHTO 2014

- **Sobrecarga vehicular de diseño**

La sobrecarga considerada deberá ser según la AASHTO la designada como HL-93 la cual es una combinación de: Camión de diseño o Tándem de diseño y una carga de carril de diseño, cada carril deberá estar ocupado ya sea por el camión de diseño o el tándem en coincidencia con la carga de diseño y estas ocuparán un ancho de 3000 mm transversalmente dentro de un carril de diseño(AASHTO, 2014).

- **Camión de diseño**

El camión de diseño (Figura 28) consta de un camión de tres ejes el primer eje con una carga de 35 KN separado una distancia de 4300 mm y los dos ejes posteriores con una carga de 145 KN con una separación que fluctúa entre los 4300 mm a 9000 mm, la cual varía para producir las solicitaciones extremas en la estructura(AASHTO, 2014).

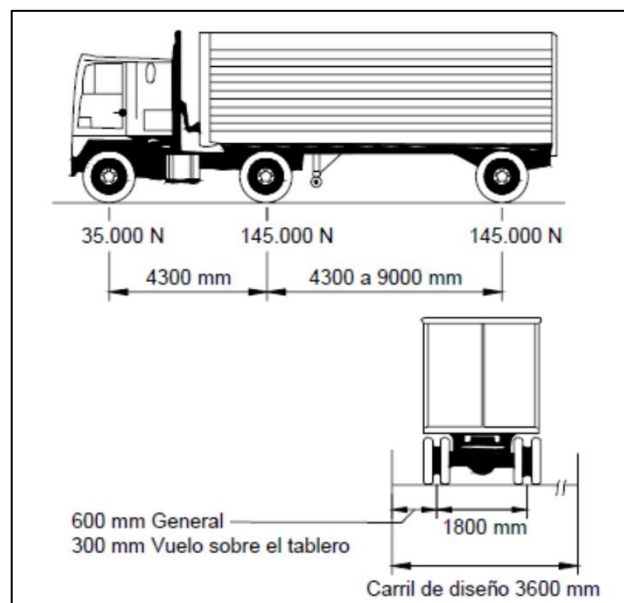


Figura 29. Camión de diseño. Fuente: ASSHTO 2014

- **Camión de diseño HS-MOP**

El ministerio de Obras Públicas del Ecuador ha determinado como norma de diseño dentro del país, un camión de 3 ejes que es un 35% mayor que el HS20-44 de AASHTO, con un peso total de 45 Ton. cuyas cargas de rueda en los ejes posteriores son de 10 Ton. y el eje delantero de 2.5 Ton. (Figura 29).

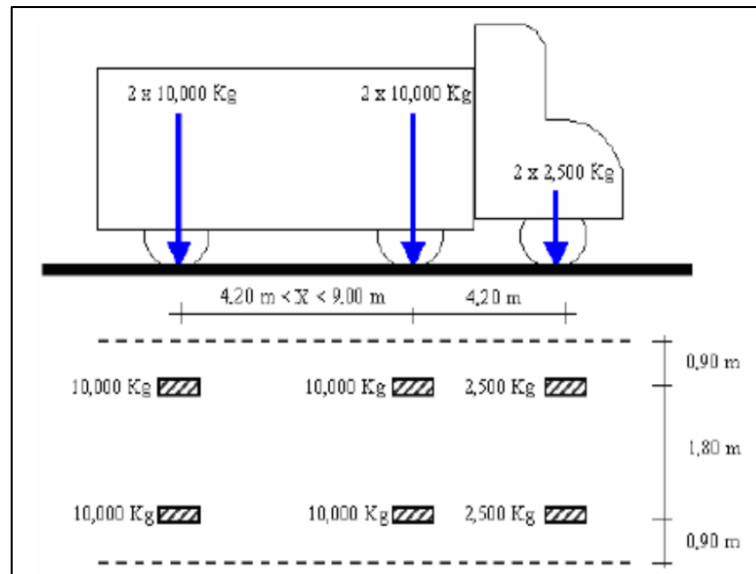


Figura 30. Camión de diseño HS-MTOP. Fuente: Diseño de puentes y viaductos. Msc. Marcelo Romo Proaño

- **Tándem de diseño**
Consiste en un par de ejes de 11 KN con una separación de 1200 mm. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1800 mm y también deberá ser incrementado por el factor de carga dinámica(AASHTO, 2014).
- **Carga de carril de diseño**
Consiste en una carga de 9.5 N/mm uniformemente distribuida en dirección longitudinal transversalmente en un ancho de 3000 mm. Esta carga no está sometida a un incremento por carga dinámica(AASHTO, 2014).
- **Cargas para el vuelo del Tablero**
Si la distancia entre el eje de la viga exterior y la cara interna de una baranda de hormigón es menor que 1800 mm la fila exterior de cargas de ruedas se puede reemplazar por una carga lineal uniforme de 14.6 N/mm ubicada a 300 mm de la cara de la baranda(AASHTO, 2014).
- **Incremento por carga dinámica: IM**
Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño se deberán mayorar aplicando los porcentajes de incremento por carga dinámica, como se muestra en la figura 30. Con la excepción de las fuerzas centrifugas y de frenado.

$$I\% = \frac{1 + IM}{100}$$

Este incremento por carga dinámica no se aplicará a las cargas peatonales ni a la carga de carril de diseño.

Componente	IM
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%

Figura 31. Factor de impacto. Fuente: Autor

Las solicitaciones extremas en la estructura se deberán obtener en base a las siguientes consideraciones:

- La solicitación debida al tándem de diseño combinada con la carga del carril de diseño.
- La solicitación debida a un camión de diseño con la separación variable entre los ejes posteriores combinada con la carga de carril de diseño.
- Para momentos negativos se tomará el 90% de la solicitación de dos camiones de diseño separados como un mínimo de 15000 mm entre el eje delantero de un camión y el eje trasero del otro, la cual combina con una carga de carril de diseño, finalmente la distancia entre los ejes posteriores se deberá tomar como 4300 mm.
- **PL: Sobrecarga Peatonal**
Se deberá aplicar una carga peatonal de 3.6×10^{-3} Mpa en todas las aceras de más de 600 mm de ancho y esta carga peatonal se deberá considerar al mismo tiempo que la sobrecarga vehicular de diseño.
Los puentes exclusivamente para el tráfico peatonal y/o ciclista se deberán diseñar para una sobrecarga de 4.1×10^{-3} Mpa.
La carga se deberá colocar sobre una o las dos aceras para obtener los efectos desfavorables sobre la estructura del puente.

3.2.3 Cargas longitudinales

Fuerzas de frenado (BR)

Cuando un vehículo frena sobre un puente se produce una fuerza longitudinal que particularmente afecta a los elementos de anclaje o sistemas de apoyo del puente (Torres, 2013).

La detención simultánea de todo el tren de vehículos es improbable, debido a esto las normas especifican un porcentaje del tren de cargas como la fuerza de frenado(Herrera, 1996).

Según la normativa AASHTO la carga de frenado se deberá tomar como la mayor de las siguientes combinaciones:

- 25% de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño.
- 5% del camión de diseño más la carga del carril o 5% del tándem de diseño más la carga de carril.

La carga de frenado se deberá ubicar en todos los carriles de diseño que se consideran cargados. Se asumirá que las fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1.8 m sobre la superficie de rodadura.

- **Fuerzas de contracción y retracción (SH)**

Los cambios de temperatura, acortamiento elástico y de retracción del concreto producen en los elementos del puente variaciones en sus dimensiones, generando así fuerzas internas de gran magnitud cuando los apoyos están restringidos(Herrera, 1996).

Para evitar aquello, la teoría sugiere que se deben de colocar apoyos móviles en la estructura, cuando este tipo de solución no es posible es necesario considerar estas variaciones en la temperatura, los efectos elástico y plástico y la retracción de los materiales(Herrera, 1996).

El coeficiente de dilatación térmica tanto para el concreto como para el acero tiene un valor de 0.000012 por grado centígrado y el coeficiente de retracción de fraguado para concretos normales es de 0.0002 por unidad de longitud.

El código establece que las fuerzas de temperatura deben ser calculadas basándose en un coeficiente cuyo valor numérico se indica:

$$\Delta L = \alpha * L * \Delta T$$

Donde ΔT es el cambio de temperatura que depende de la región en la cual se ubique la estructura. En términos generales, en el país se tiene como gradiente de diseño de $\Delta T = \pm 20\%$.(Torres, 2013)

- **Presión de viento (WL Y WS)**

La carga de viento sobre la estructura de un puente muestra gran variabilidad que afecta la aplicación de esta carga y al tratarse de una carga dinámica

adquiere mayor importancia. Teniendo entre las principales razones las siguientes(Torres, 2013):

- La forma y el tamaño del puente como también de los elementos estructurales que soportan estas cargas.
- Los ángulos de aplicación de la carga con referencia al eje del puente.
- La estimación real de la velocidad del viento la cual depende del lugar donde se implante el puente y de las condiciones del clima.

Las cargas especificadas por la norma AASHTO se basan en velocidades de viento de 160 Km/h. Se asumirá que estas cargas están uniformemente repartidas sobre la superficie en contacto al viento(AASHTO, 2014).

- **Presión de viento sobre estructuras: WS**

Se asumirá que la dirección del viento es horizontal a menos que las condiciones del lugar especifiquen lo contrario. En la figura 31 se indican los valores de viento a Barlovento y Sotavento que actúan sobre la estructura de acuerdo a su configuración estructural. Se utilizarán estos valores si la carga de viento es normal a la estructura(AASHTO, 2014).

COMPONENTE DE LA SUPERESTRUCTURA	CARGA A BARLOVENTO, MPa	CARGA A SOTAVENTO, MPa
Reticulados, columnas y arcos	0,0024	0,0012
Vigas	0,0024	NA
Grandes superficies planas	0,0019	NA

Figura 32. Carga de viento de acuerdo a una velocidad de 160 km/h. Fuente: ASSHTO 2014

- **Presión de viento sobre vehículos: WL**

Los vehículos que circulen sobre la estructura también soportan la presión del viento, esta carga se debe asumir como una fuerza interrumpible y móvil de 1.46 N/mm actuando normal a la calzada y a una altura de 1800 mm de la misma, dichos esfuerzos se deberán transmitir a la estructura. Estos valores se deben considerar solo si el viento es normal a la estructura.

- **Presión vertical del viento**

Se tendrá que considerar una fuerza de viento vertical ascendente de 9.6×10^{-4} MPa por el ancho del tablero incluyendo las aceras y las barandas como una carga lineal longitudinal. Dicha carga deberá ser aplicada a un cuarto del ancho del tablero a barlovento juntamente con las cargas de viento especificadas anteriormente.

- **Fuerzas de viento aplicadas a la Subestructura**

Las fuerzas transversales y longitudinales se deberán calcular en base a una presión del viento de 0.0019 MPa. Si las fuerzas actúan de forma oblicua sobre la estructura esta deberá dividirse en componentes verticales perpendiculares a la estructura tanto en su cara frontal como en su elevación posterior. La fuerza aplicada en la cara frontal se deberá aplicar simultáneamente con las cargas de viento de la superestructura(AASHTO, 2014).

- **Fuerzas Sísmicas (EQ)**

La fuerza sísmica es una sollicitación que se puede dar en cualquiera de los dos sentidos ortogonales de la estructura y la cual se produce ante la vibración del suelo de cimentación(Torres, 2013).

La aplicación de estas fuerzas sobre la estructura se realizará de acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) en su apartado de peligro sísmico con un apoyo de normas extranjeras reconocidas. El primer paso la generación del espectro sísmico de diseño es conocer la ubicación del proyecto en cuanto a la zonificación sísmica lo cual conlleva a obtener el factor Z siendo este factor la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad. El Ecuador consta con seis zonas sísmicas que van diferenciadas por el factor Z como se indica en la figura 32. La norma establece que se deben aplicar consideraciones adicionales especiales que complementen los requisitos mínimos que constan en el presente documento, como, por ejemplo, niveles de frecuencia y amenaza sísmica. Para la generación de curvas de peligro sísmico es necesario conocer los coeficientes de aceleración sísmica de cada sector del país las cuales vienen dadas en el mapa de zona sísmica del Ecuador (NEC-SE-DS,2015).

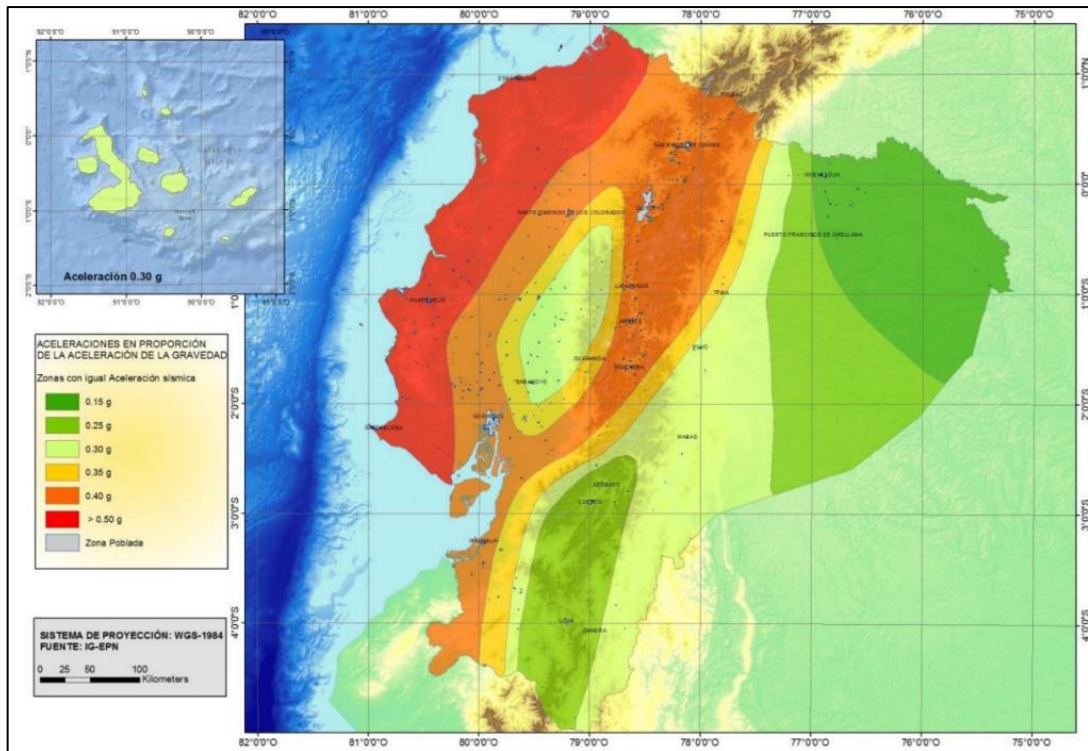


Figura 33. Mapa de zonas sísmicas en Ecuador. Fuente: NEC

Una vez obtenida la ubicación donde se implantará la estructura y obtenido el valor Z de la zona, la NEC establece una categorización (Figura 33) donde se indica la caracterización del peligro sísmico de la zona.

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

Figura 34. Caracterización del peligro sísmico. Fuente: NEC

Un actor importante en la determinación del espectro sísmico (figura 34) es la geología local, la cual de acuerdo a la norma se puede clasificar en cinco diferentes grupos (A, B, C, D y E) para los 30 m superiores del estrato de suelo, para los perfiles de tipo F, la respuesta del suelo no debe limitarse a los 30 m superiores del perfil de suelo (MIDUVI, 2014).

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

Figura 35. Caracterización del tipo de suelo para la generación del espectro sísmico. Fuente: NEC

Para la generación del espectro elástico de diseño es necesario considerar los coeficientes de amplificación del suelo F_a , F_d y F_s , en este sentido, la norma proporciona tablas; sin embargo, es necesario conocer el valor de zona sísmica Z y el tipo de suelo en el sitio de emplazamiento de la estructura (MIDUVI, 2014).

- F_a : coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto. El coeficiente que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio (MIDUVI, 2014).

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4					

Figura 36. Coeficiente de amplificación del suelo. Fuente: NEC

- F_d : amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca(MIDUVI, 2014).

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D	1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Figura 37. Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico. Fuente: NEC

- F_s : comportamiento no lineal de los suelos. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación (MIDUVI, 2014).

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D	1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Figura 38. Coeficiente del comportamiento no lineal de los suelos. Fuente: NEC

Siendo el espectro de diseño una gráfica (Figura 38) que considera varios puntos que dependen del periodo de vibración y varios factores como los coeficientes de ampliación del suelo(MIDUVI, 2014).

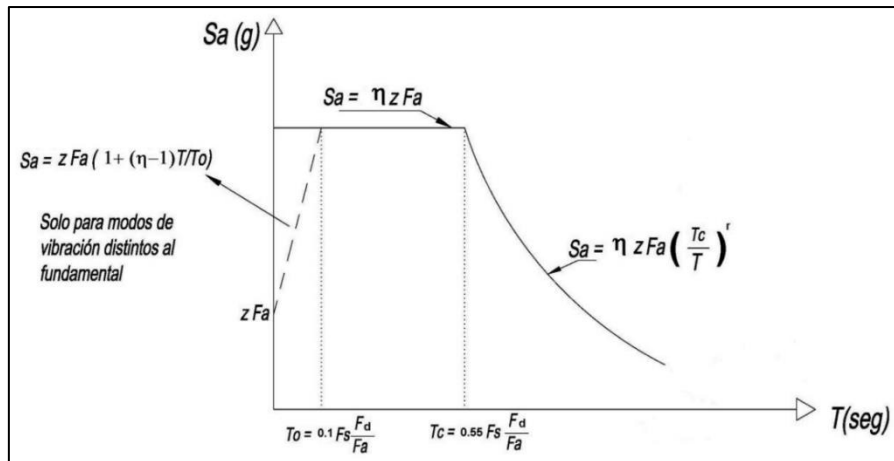


Figura 39. Espectro de diseño elástico. Fuente: NEC

Uno de los coeficientes que interviene en el gráfico del espectro de diseño es la razón entre la aceleración espectral S_a y la aceleración sísmica máxima en el terreno (PGA) para el periodo de retorno seleccionado, el cual varía depende de la provincia en la que se encuentra la estructura (MIDUVI, 2014).

- $\eta = 1.8$: Provincia de la Costa (excepto Esmeraldas)
- $\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2.60$: Provincias del Oriente

Otro de los factores que afectan el espectro de diseño y que resulta de importancia es el periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño y están determinados para la siguiente fórmula((NEC-SE-DS,2015).

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

$$T_0 = 0.1 F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

Donde:

F_a : Coeficiente de amplificación del suelo.

F_d : Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico.

F_s : Coeficiente del comportamiento no lineal de los suelos.

T_0 : Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

T_c : Periodo fundamental de vibración aproximado en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

Finalmente, el último valor que es necesario para el espectro de diseño es el factor que depende del tipo de geología en el que está implantado el proyecto el cual viene dado por los siguientes valores (MIDUVI, 2014):

- $r = 1$ para todos los suelos excepto el suelo tipo E
- $r = 1.5$ para suelos tipo E

Donde:

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

Las solicitaciones sísmicas elásticas para los ejes principales de la estructura obtenidas mediante el análisis se deberán combinar de la siguiente manera para lograr dos casos de carga (AASHTO, 2014):

- 100% del valor absoluto de las solicitaciones en una de las direcciones perpendiculares combinado con 30% del valor absoluto de las solicitaciones en la segunda dirección perpendicular.
- 100% del valor absoluto de las solicitaciones en la segunda dirección perpendicular combinada con el 30% del valor absoluto de las solicitaciones en la primera dirección.

- **Fuerzas en las protecciones laterales o bordillos**

Se especifica que los bordillos tienen que diseñarse para soportar una carga lateral de 745 Kg/m.l aplicada en la parte superior del bordillo o a una altura de 0.25 m si el bordillo tiene más de 0.25 m de altura (Herrera, 1996).

- **Empuje de los rellenos (EH)**

Los rellenos de acceso al puente producen efectos de empujes longitudinales sobre los estribos de este dependiendo directamente del material que se emplee para el relleno y de su altura (Torres, 2013).

El código de diseño estipula que el empuje debe ser calculado por la fórmula de Rankine siempre y cuando la presión que resulte de este análisis no sea menor que 480 Kg/m³, este empuje se modifica por dos factores importantes: (Torres, 2013):

- La presencia del nivel freático

- La carga viva del relleno

Si la carga viva llega a estar a una distancia horizontal al borde superior interior del estribo es igual o menor a la mitad de su altura, el empuje de tierras debe incrementarse teniendo en cuenta un relleno adicional de 0.61 m El empuje de tierras cuando existe la presencia de carga viva es igual a (Herrera, 1996):

$$E = \frac{1}{2} * \gamma * K_a * h * (h + 2h') \quad \text{donde } h' = 0.61$$

Aplicado a una altura de

$$Z = \frac{h}{3} * \frac{h + 3h'}{h + 2h'}$$

Donde:

γ = Peso unitario del material usado para el relleno

K_a = Coeficiente de presión activa de Rankine $K_a = \tan\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$

φ = Angulo de fricción interna de la tierra

Cuando el valor de la sobrecarga no existe el valor del empuje es:

$$E = \frac{1}{2} * \gamma * K_a * h^2$$

Aplicado a una altura de

$$Z = \frac{h}{3}$$

3.2.4 Factores de carga y combinaciones de carga

Las solicitaciones mayoradas de las cargas aplicadas en la estructura resultan de la siguiente formula dada en la norma AASHTO.

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$$

Dónde:

η_i : modificador de las cargas, depende con la ductilidad, la redundancia y la importancia operativa que vaya a tener la estructura.

Q_i : solicitaciones de las cargas especificadas en la sección de cargas longitudinales como cargas verticales.

γ_i : factores de carga que varían de acuerdo a la sollicitación que se busque en la estructura.

- **Estados limites**

- Resistencia I: se emplea para uso vehicular normal del puente, pero sin aplicación de la carga de viento.
- Resistencia II: Utilizado para obtener los esfuerzos en el puente para vehículos especiales o de circulación restringida igualmente sin la aplicación de la carga de viento.
- Resistencia III: Combinaciones de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 Km/h
- Resistencia IV: Representa relaciones muy elevadas entre los esfuerzos causados por cargas permanentes y las provocadas por sobrecargas
- Resistencia V: Combinación de cargas que representa el uso del puente con vehículos normales con velocidades de viento de 90 Km/h
- Evento Extremo I: Combinación de cargas que incluye sismos
- Evento Extremo II: Combinación de cargas que incluye cargas de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos.
- Servicio I: Representa la operación normal del puente con un viento de 90 Km/h, todas las cargas con valores nominales, se utiliza para el control de las deflexiones y para la estabilidad de los taludes
- Servicio II: controlar fluencia de estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la carga vehicular
- Servicio III: Combinaciones de carga relacionadas con tracción en superestructuras de hormigón pretensado
- Servicio IV: Combinaciones de carga relacionadas con tracción en subestructuras de hormigón pretensado

En la Figura 40 se especifican los factores de carga que se utilizarán para generar las combinaciones de carga de diseño. Los factores deberán seleccionar de tal forma que produzcan las mayores sollicitaciones en la estructura y se deberá investigar tanto los valores extremos positivos como los valores extremos negativos(AASHTO, 2014).

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 Límite														
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
EVENO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-	-
EVENO EXTREMO II	γ_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	γ_{TG}	γ_{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	γ_{TG}	γ_{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	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Figura 40. Factores para las combinaciones de carga. Fuente: ASSHTO

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1,25	0,90
DD: Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
EH: Empuje horizontal del suelo		
• Activo	1,50	0,90
• En reposo	1,35	0,90
EL: Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
EV: 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
ES: Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

Figura 41. Factores máximos y mínimos para los tipos de carga. Fuente: ASSHTO

Los factores de carga que representa el peso de la estructura nunca deben tomar valores menores que 1.25, y para los efectos dinámicos no debe ser menor de 1.5 y también para las cargas de viento no debe ser inferior a 1.25(AASHTO, 2014).

3.3 Diseño de la Estructura

3.3.1 Propuesta de diseño

Después de haber analizado los fundamentos teóricos y los estudios previos se plantea la propuesta para el diseño del puente sobre el río Burgay en la Parroquia Borrero, Cantón Azogues.

Esta propuesta está constituida de una superestructura de hormigón armado dividida en 8 tramos de dimensiones variadas y una subestructura que consta de un arco de hormigón armado que soportara el tablero, la solución fue planteada de acuerdo a diferentes puntos de factibilidad como la situación económica de la población, la solución vial que se puede ofrecer al sector así como también al aspecto estético que brinda un puente en arco para sectores de la ciudad donde el crecimiento poblacional es elevado.

3.3.2 Determinación de la longitud del puente

Se diseñó un puente con una longitud de 30 m., se tomó en cuenta diferentes factores de seguridad para la implantación de la estructura en mención de acuerdo a la Topografía (Anexo A), los estudios hidráulicos brindaron la información necesaria sobre crecidas máximas que ocurren en el río, por otra parte, los resultados del estudio de suelos permitieron determinar la mejor ubicación de los estribos según la capacidad portante del suelo. El nuevo puente fue proyectado tanto en planta como en sección transversal de acuerdo a los parámetros antes mencionados considerando además la ubicación actual de la vía y la cota de la superficie de rodadura de la misma.

3.3.3 Determinación de la orientación del puente y el nivel de cimentación

La orientación en planta del puente se determinó en base a la configuración geométrica actual de la vía y la futura ampliación y modificación de eje de la misma.

En el pasado, se consideró que la vía está ubicada en una zona rural y la capa de rodadura es de lastre, así, el puente actualmente ubicado en el sector se planificó para una baja velocidad de circulación vehicular, al ser un puente de una luz de 13 metros y sus estribos al no estar en la ubicación correcta se sometieron a la socavación causada por el río. Por esta razón este nuevo

proyecto fue diseñado para proveer un puente definitivo para el sector para ello se implantó un modelo como se observa en el Anexo A, considerando que la vía tendrá una ampliación y por consiguiente un cambio en la superficie de rodadura lo cual conllevará a mayores velocidades de circulación.

La profundidad de cimentación fue establecida de acuerdo a los estudios geotécnicos recomendando la cimentación a una profundidad de 5 metros desde la cota en la cual fueron tomadas las muestras de suelo.

3.3.4 Determinación del tipo de superestructura

La selección del tipo de superestructura se realizó de acuerdo a la luz planificada para el puente (figura 41), en este caso puntual se dividió la luz total en ocho tramos siendo los mismos de valores diferentes de acuerdo a la disposición estructural.

PUENTES DE HORMIGÓN	
PUENTE LOSA.	9-12 m.
VIGA T.	12-18 m.
PUENTES DE HORMIGÓN PRETENSADO.	
LOSA HUECA.	6-15 m.
VIGA I.	15-36 m.
VIGA CAJÓN.	> 30 m.
PUENTES DE ACERO.	
SECCIÓN W NO COMPUESTA.	0-25 m.
SECCIÓN W COMPUESTA.	16-37 m.
SECCIÓN I (Trabe) DE ALMA LLENA.	25-46 m.
ARMADURA SIMPLE.	46-190 m.
ARMADURA CONTINUA.	76-245 m.
ARCO DE ACERO.	30-550 m.
COLGANTE.	120-3050 m.

Figura 42: Tipo de superestructura según el rango de luz. Fuente: CHEN W F. y DUAN L.: "Bridge Engineering Handbook"

De acuerdo con la figura anterior y considerando que el valor de luz utilizado para este diseño es inferior a los nueve metros se dedujo que conviene utilizar un puente tipo losa de tramos continuos, esta alternativa muestra ventaja debido a los costos de encofrado que son más simples. Sin embargo, debido a los requerimientos de deflexión se hizo necesario el uso de vigas en forma de T las cuales serán predimensionadas en base a los criterios de la AASHTO

2014. Además, el sitio de emplazamiento es de difícil acceso con grandes pendientes, dicho inconveniente afecta además la movilización de maquinaria especial, por ejemplo, para el izado de vigas pretensadas o vigas de acero.

3.4 Diseño de los elementos que componen la estructura

Se presenta a continuación la elaboración de los diseños de cada uno de los elementos componentes del puente, estos diseños están basados en las normas ecuatorianas, especificaciones de la American Concrete Institute (A.C.I.) y las especificaciones de American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).

3.4.1 Datos y bases de diseño

Para definir las bases de diseño se tomaron en cuenta aspectos como: acceso al sitio de implantación no es adecuado, el puente será diseñado para dos carriles y finalmente la obra deberá ser económica y funcional.

Los diseños de las barandas se realizaron de acuerdo con la AASHTO (sección disposiciones de dimensiones para barandas peatonales), dichas normas también indican predimensión para la acera que deberá ubicarse en el puente. La predimensión del ancho de calzada se realizó de acuerdo con lo estipulado en el libro de Herrera donde manifiesta que el ancho óptimo para cada carril es de 3.65 m, sin embargo, debido a requerimientos de la entidad solicitante del diseño (GAD Azogues) se dispuso que el ancho de la calzada se amplíe en 0.2 m en cada carril, quedando los valores de la predimensión del puente como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 12. Datos sobre el diseño de la estructura del puente

DATOS	VALOR
Ancho útil	7.7 metros - 3.85 metros c/carril
Ancho de Aceras	3.3 metros – 1.65 metros c/acera
Luz del Puente	30 metros
Resistencia del hormigón	$f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
Resistencia del acero	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
Peso específico del hormigón	$\gamma = 2.32 \text{ ton/m}^3$
Capacidad de soporte del suelo	25.4 Ton/m^2
Sobrecarga	Camión HS – MTOP

Fuente: Autor

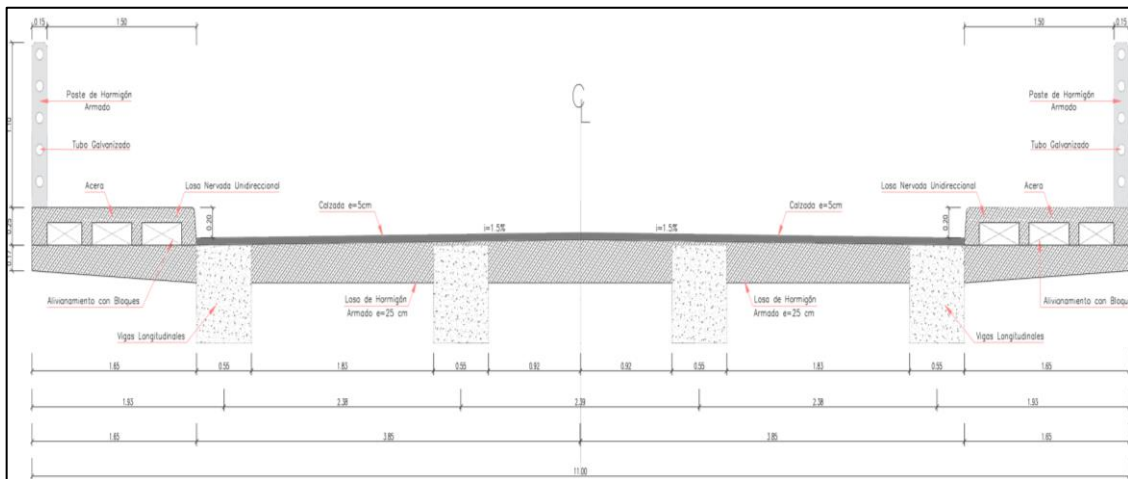


Figura 43. Predimensión de sección transversal del puente. Fuente: Autor

3.4.2 Prediseño

- **Numero de vigas**

En este caso el número de vigas que soportará las cargas del tablero y las transmitirá a la infraestructura, vendrá dado por la siguiente formula:

$$\# \text{ de vigas} = \# \text{ de carriles} + 2 = 2 + 2 = 4 \text{ vigas} = 4 \text{ arcos}$$

- **Separación entre vigas (S)**

$$S = \frac{\text{Ancho total de la calzada}}{\# \text{ de vigas}} = \frac{7.7}{4} = 1.93m$$

- **Predimensionamiento de las vigas**

Según recomendaciones de la AASHTO para vigas T de tramos continuos se toma el siguiente criterio para la predimensión de las mismas:

$$h = 0.065 * L = 0.065 * 5 = 0.325 = 0.35m$$

$$b = \frac{2}{3} * h = \frac{2}{3} * 0.35 = 0.23 = 0.25m$$

- **Espaciamiento libre entre vigas**

$$S' = S - b = 1.93 - 0.25 = 1.68m$$

- **Espesor de la losa**

El espesor mínimo para la losa de un puente tipo losa viene definido por la formula indicada por la AASHTO.

$$t_{min} = \frac{S + 3000}{30} = \frac{1680 + 3000}{30} = 156mm > 165 mm$$

Entonces por facilidades constructivas se adopta como un espesor mínimo el valor de:

$$t_{min} = 0.20m$$

- **Predimensionamiento del arco**

El predimensionamiento del arco se realizó en base a la fórmula de que dice en la bibliografía de Francisco Arellanos que de acuerdo al tipo de arco que se va a diseñar se presenta la fórmula tanto para la obtención de la flecha del arco como para el peralte del mismo:

$$f = 0.018 - 0.22L = 0.018 - 0.22 * 30 = 6.42 m = 6 m$$

$$t = 0.015 - 0.018L = 0.015 - 0.018 * 30 = 0.525 = 0.55 m$$

Con los datos del predimensionamiento de la estructura se procedió a su modelación en el programa CSi Bridge para obtener los esfuerzos que actúan en la estructura, como se ilustra:

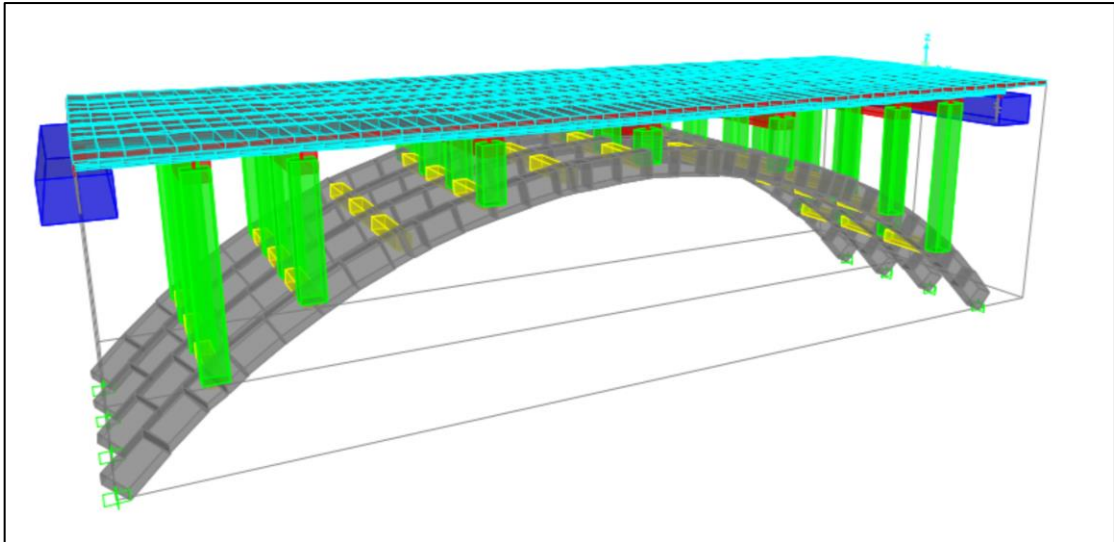


Figura 44. Modelamiento de la estructura del puente en el programa CSI Bridge.
Fuente: Autor.

3.4.3 Cargas aplicadas al puente

Se analizaron solamente las cargas que se aplican al puente debido a que según la literatura especializada existen otras cargas que de acuerdo a la ubicación y características de este diseño no ameritan ser calculadas como por ejemplo colisión de embarcaciones o cargas de hielo.

- **Cargas Permanentes**

- DC: Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.
- DW: Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.
- EH: Empuje horizontal del suelo.

- **Cargas Transitorias**

- BR: Fuerzas de frenado de los vehículos
- EQ: Sismo
- FR: Fricción
- IM: Incremento por carga vehicular dinámica
- LL: Sobrecarga Vehicular
- PL: Sobrecarga peatonal
- SH: Contracción

- WL: Viento sobre la sobrecarga
- WS: Viento sobre la estructura.

Las cargas que actúan en el puente se evaluaron de acuerdo a lo expuesto con anterioridad y con referencia a la AASHTO 2014, las magnitudes de dichas cargas se analizan a continuación para su posterior inclusión en el programa CSi Bridge.

- **Peso propio de elementos estructurales (DC)**

El cálculo del peso propio de los elementos que constituyen el puente el programa CSi Bridge los realizó internamente, analizando los materiales de construcción que se introdujeron en el mismo especificando el peso de cada uno por metro y su respectivo módulo de elasticidad y resistencia a la compresión ($f'c$) de acuerdo con las consideraciones presentadas en la AASHTO en la sección de Estructuras de Hormigón Armado, así para un hormigón de 280 Kg/cm^2 se ingresaron los siguientes datos:

Figura 45. Datos del hormigón de resistencia de 280 kg/cm^2 . Fuente: Autor

El cálculo del módulo de elasticidad del hormigón fue realizado de acuerdo con la consideración de que el hormigón tiene un peso

específico de 2320 Kg/m³ lo cual hace necesario el uso de la siguiente formula:

$$E_c = 4800\sqrt{f'_c} = 4800\sqrt{280} = 80319.36 \text{ Kg/cm}^2$$

Para el coeficiente de Poisson la Norma AASHTO recomienda tomar el valor de 0.2. El coeficiente de expansión térmica se toma de acuerdo a la densidad del hormigón, misma que se define como normal y corresponde a un valor de valor de $10.8 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$.(AASHTO, 2014)

- **Peso propio de las barandas**

Las barandas fueron diseñadas de acuerdo con las normas especificadas en la AASHTO 2014 que indican una altura mínima de 1.06 m para barandas exclusivamente peatonales. Estas constan de postes de hormigón de 15x10 cm de sección transversal y tubos de 3" de diámetro ubicadas a un espaciamiento de 14 cm. Se calculó el peso por metro de la brandas para ser expresadas en el programa CSi Bridge como carga lineal resultando un valor de 68.72 Kg/m, así:

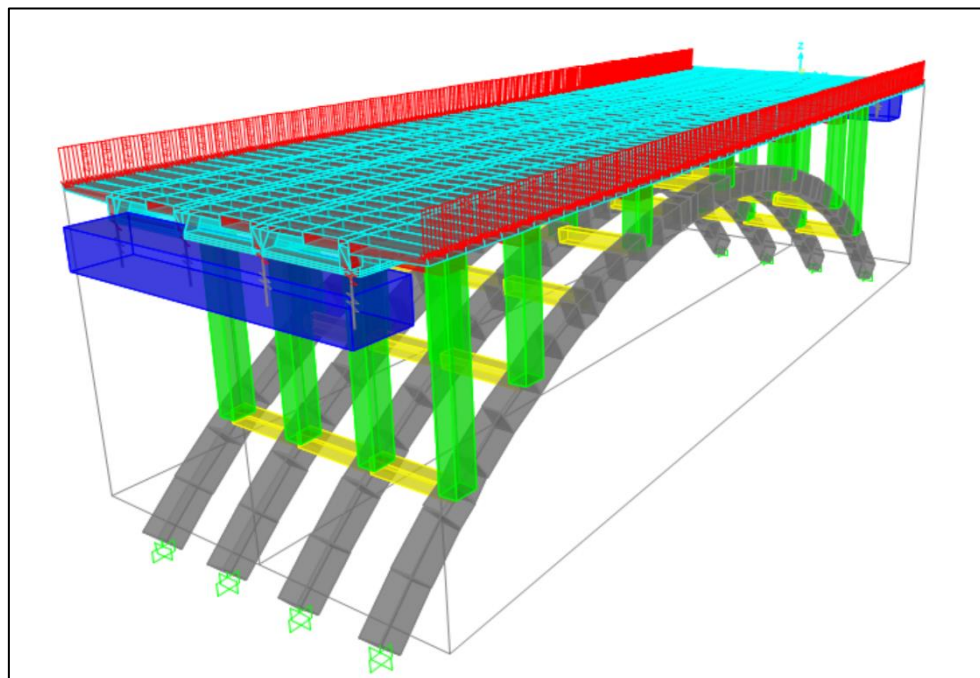


Figura 46. Modelamiento de las cargas propias de las barandas.
Fuente: Autor.

- **Peso propio de las aceras (DW)**

El peso propio de las aceras se calculó de acuerdo con las recomendaciones de la AASHTO que sugiere que un ancho adecuado para una acera es de 1.5 m desde la cara interna de la acera hasta el

carril de circulación. La acera se diseñó como una losa aligerada para aligerar el peso y para que los esfuerzos en el volado sean menores. El área transversal de la acera es de 0.81 m^2 la misma que al ser aligerada por 3 bloques se reduce en 0.18 m^2 resultando un área de 0.23 m^2 que multiplicada por el peso específico del hormigón armado da un valor de 534 Kg/m .

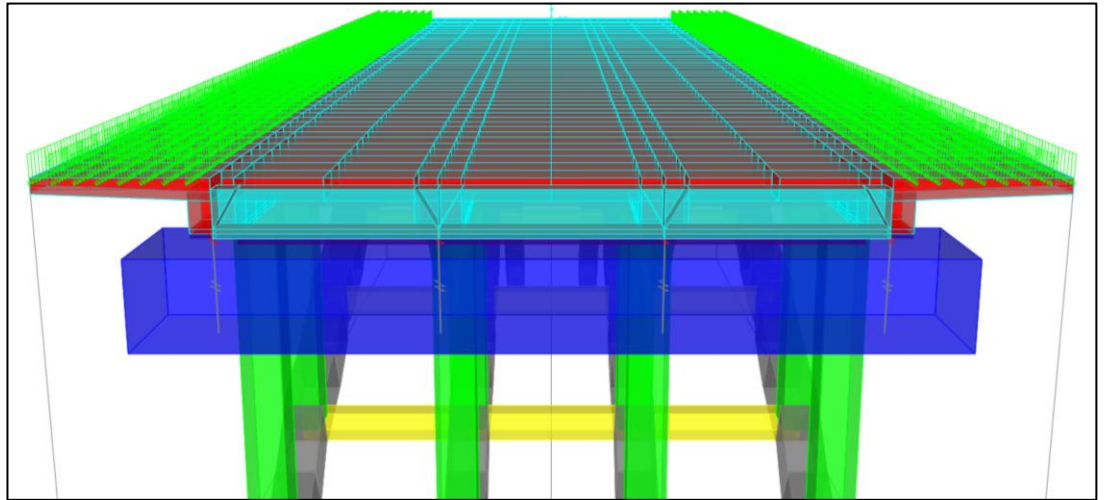


Figura 47. Modelamiento del peso propio de las aceras. Fuente: Autor

- **Peso propio de superficies de rodamiento (DW)**

El peso propio del pavimento se calculó en base al espesor que se dispuso para el tráfico vehicular, en este caso y según recomendaciones de Herrera (1993) se adoptó un espesor de pavimento de 5 cm. Este espesor se mantendrá en el ancho de los 7.7 m de calzada (dos carriles de 3.85 m) resultando un área de 0.38 m^2 dicho valor se multiplicó por el peso específico que indicado en la AASHTO 2014 el cual es de 2250 Kg/m^3 consecuentemente el peso por metro del pavimento es de 855 Kg/m . Este valor se colocó en el programa CSi Bridge como una carga de área distribuida en el ancho total de la calzada.

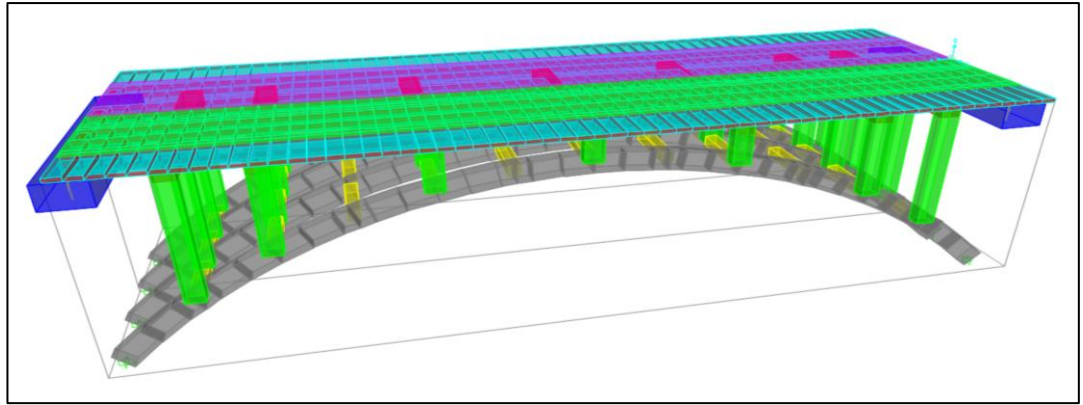


Figura 48. Modelamiento del peso propio de la capa de rodadura.

Fuente: Autor

- **Sobrecarga vehicular (LL)**

La sobrecarga vehicular que se adoptó para este puente se basa en recomendaciones dadas por la AASHTO y también en la norma ecuatoriana en su disposición de considerar el camión de diseño HS-MOP para determinar los máximos esfuerzo en la estructura.

- **Camión de diseño HS-MOP**

El camión de diseño como se determinó anteriormente es un camión de 3 ejes de 45 Ton. Este camión se definió para el uso del programa modificando valores de un camión ya preestablecido.

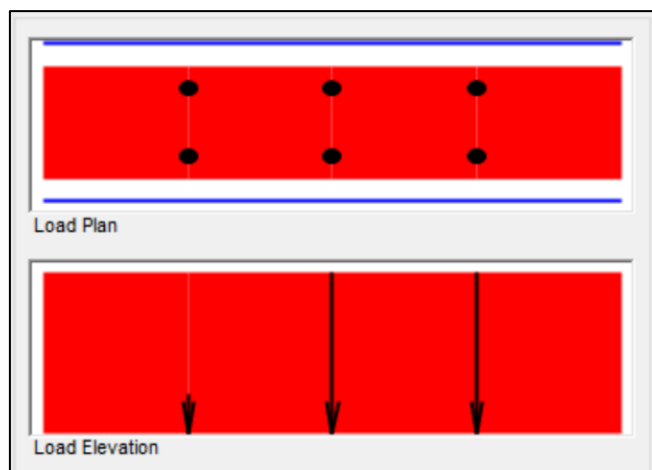


Figura 49. Disposición de los ejes del camión HS-MOP.

Fuente: Autor

Loads

Uniform Load Scale Factor: 1 Axle Load Scale Factor: 1.33

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		9.524	Fixed Width	304.8	5000.	Two Points	182.88
Leading Load	infinite		9.524	Fixed Width	304.8	5000.	Two Points	182.88
Fixed Length	420.		9.524	Fixed Width	304.8	20000.	Two Points	182.88
Variable Length	420.	900.	9.524	Fixed Width	304.8	20000.	Two Points	182.88
Trailing Load	Infinite		9.524	Fixed Width	304.8			

Add Insert Modify Delete

Figura 50. Introducción de los valores de los ejes y espaciamientos del camión de diseño HS-MOP. Fuente: Autor

○ **Tándem de diseño**

El tándem de diseño fue escogido de acuerdo a las normas AASHTO las cuales indican un camión de carga de dos ejes de 11 Ton. con una separación de 1.2 m.

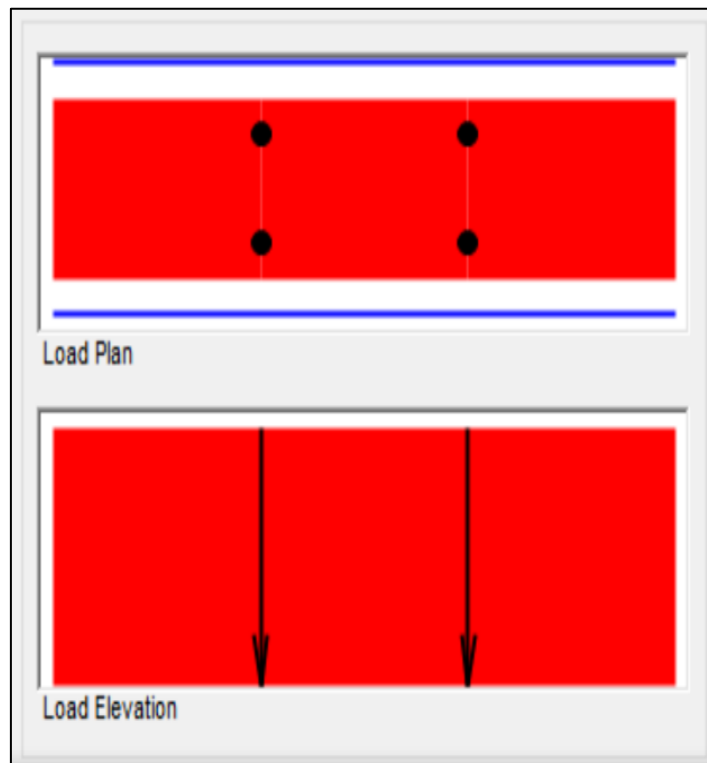


Figura 51. Disposición de los ejes del Tándem de diseño. Fuente: Autor

Loads

Uniform Load Scale Factor: 1 Axle Load Scale Factor: 1.33

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		9.5242	Fixed Width	304.8	11339.81	Two Points	182.88
Leading Load	Infinite		9.5242	Fixed Width	304.8	11339.81	Two Points	182.88
Fixed Length	121.92		9.5242	Fixed Width	304.8	11339.81	Two Points	182.88
Trailing Load	Infinite		9.5242	Fixed Width	304.8			

Add Insert Modify Delete

Figura 52. Introducción de los valores de los ejes y espaciamentos del camión del Tándem de diseño. Fuente: Autor

○ **Carga de carril de diseño**

La carga de carril del diseño que se empleó en la modelación del puente es el valor indicado en la norma AASHTO 2014 considerado como 9.5 N/mm. Esta se introduce en el programa conjuntamente con el camión de diseño o el tándem.

Loads

Uniform Load Scale Factor: 1 Axle Load Scale Factor: 1.33

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		9.524	Fixed Width	304.8	5000.	Two Points	182.88
Leading Load	Infinite		9.524	Fixed Width	304.8	5000.	Two Points	182.88
Fixed Length	420.		9.524	Fixed Width	304.8	20000.	Two Points	182.88
Variable Length	420.	900.	9.524	Fixed Width	304.8	20000.	Two Points	182.88
Trailing Load	Infinite		9.524	Fixed Width	304.8			

Add Insert Modify Delete

Figura 53. Modelamiento de la carga de carril. Fuente: Autor

○ **Cargas de vuelo de tablero** Esta carga se dispone en la estructura debido a que la acera no consta de una dimensión mayor a 1.8m. El valor de la carga que se colocó linealmente en la estructura es de 14.6 N/mm.

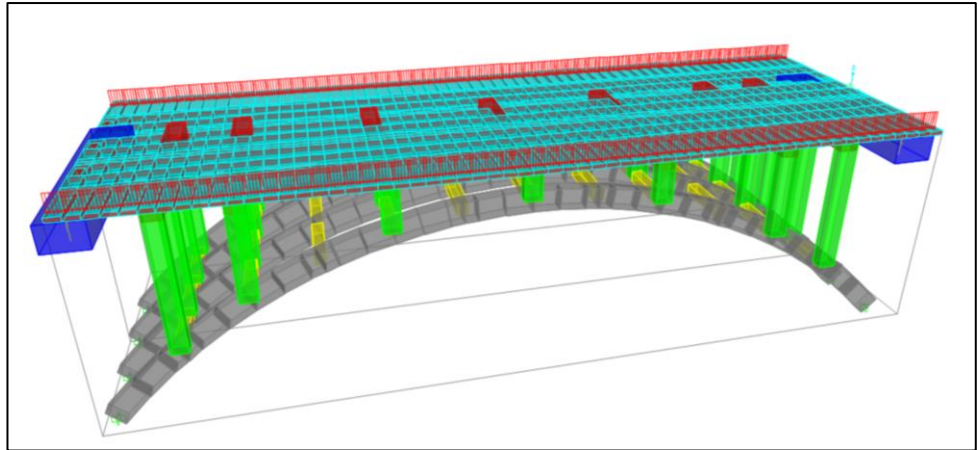


Figura 54. Modelamiento de la carga en el volado por acción de la carga viva. Fuente: Autor

- **Incremento por carga dinámica**

El incremento por carga dinámica en este caso se realizó tomando en consideración todos los estados límites de los componentes de la estructura, así se toma un valor de 33%, el factor de impacto se calculó de acuerdo con la ecuación recomendada por la AASHTO:

$$I = \frac{1 + IM}{100} = 1 + \frac{33}{100} = 1.33$$

Este valor se adjuntó también en el programa en el apartado de modelación del tándem y el camión de diseño, este factor no afectará a cargas del carril de diseño.

Loads

Uniform Load Scale Factor: 1

Axle Load Scale Factor: 1.33

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		9.524	Fixed Width	304.8	5000.	Two Points	182.88
Fixed Length	420.		9.524	Fixed Width	304.8	20000.	Two Points	182.88
Variable Length	420.	900.	9.524	Fixed Width	304.8	20000.	Two Points	182.88
Trailing Load	Infinite		9.524	Fixed Width	304.8			

Add Insert Modify Delete

Figura 55. Modelamiento del factor de impacto. Fuente: Autor

- **Sobrecarga peatonal (PL)**

La carga peatonal de esta estructura se aplicó de acuerdo a las consideraciones de la AASHTO y se procedió a ubicar en el ancho de

las aceras como una carga distribuida por área. Esta carga tiene un valor de 360 Kg/m².

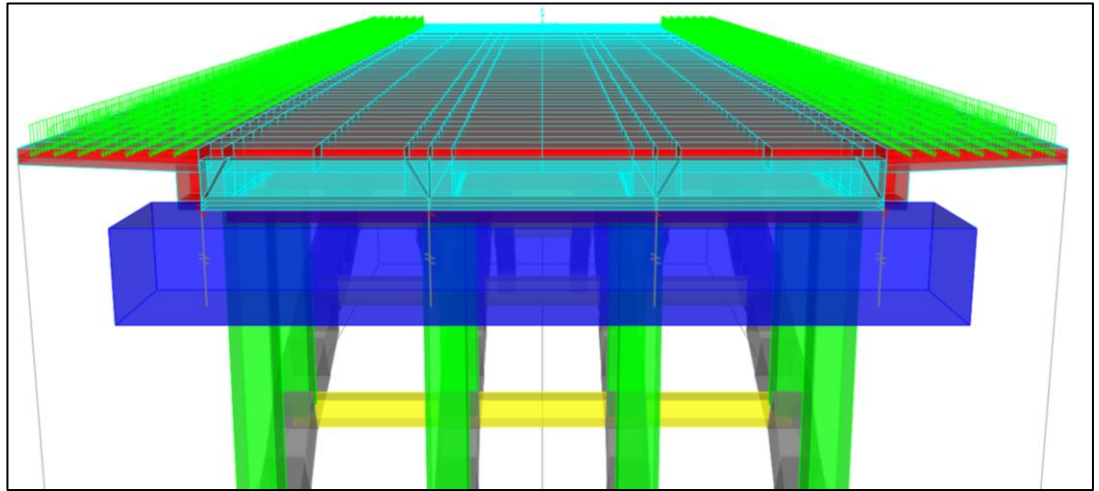


Figura 56. Modelamiento de la carga peatonal sobre las aceras. Fuente: Autor

- **Fuerzas de frenado**

Las fuerzas de frenado se calcularon de acuerdo con las consideraciones de la norma y se escogió el mayor valor para luego ser multiplicado por el factor de presencia múltiple. El valor que se colocó en la estructura se lo obtuvo de las siguientes ecuaciones:

- 25% del camión de diseño

$$BR = 0.25(5000 + 20000 + 20000) = 11250$$

- 25% del tándem de diseño

$$BR = 0.25(11000 + 11000) = 5500$$

- 5% del camión de diseño

$$BR = 0.05(5000 + 20000 + 20000 + (30 * 954)) = 3681$$

- 5% del tándem de diseño

$$BR = 0.05(11000 + 11000 + (30 * 954)) = 2531$$

Posterior al cálculo se procedió a multiplicar el mayor valor por el factor de presencia múltiple y por el número de carriles del puente.

$$BR_T = 11250 * 2 * 1 = 22500$$

Esta carga se aplicó a una distancia de 5m en la ubicación de los apoyos del tablero y de las vigas, dichos apoyos son los que reciben el esfuerzo del frenado. El programa permite la aplicación de esta carga a una altura 1.8 m sobre la calzada cuando se define la carga como carga de frenado (Braking)

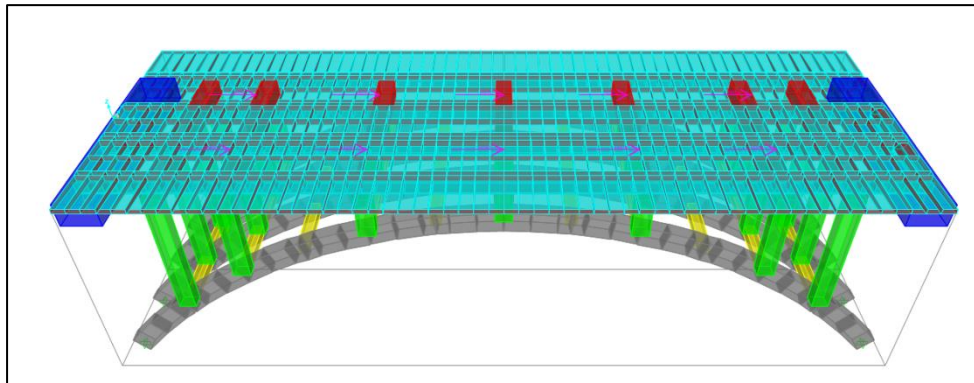


Figura 57. Modelamiento de las cargas de frenado como cargas puntuales. Fuente: Autor

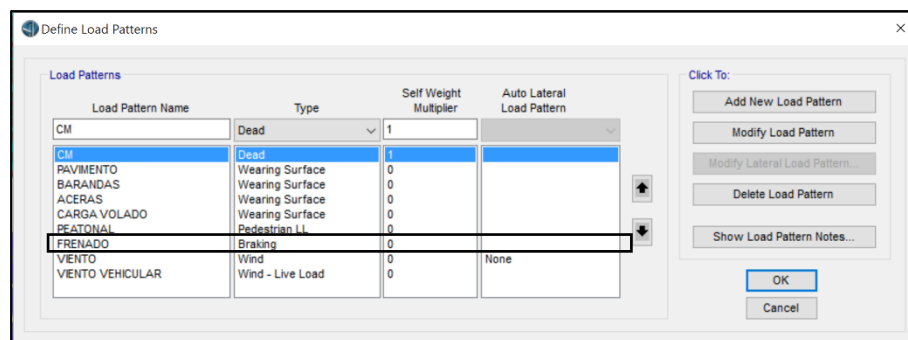


Figura 58. Denominación de la carga de frenado como Braking. Fuente: Autor

- **Presión de viento sobre la estructura (WS)**

La presión de viento actúa únicamente sobre elementos que están expuestos a sus acciones, en este caso sobre los arcos y columnas con un valor a Barlovento de 240 Kg/m y una carga a Sotavento de 120 Kg/m.

- **Presión de viento sobre vehículos (WL)**

La acción del viento sobre la carga vehicular se tomó como un valor de 146 Kg/m dispuesta a una altura de 1.8 m sobre la superficie de rodamiento actuando en los dos carriles de carga. El programa coloca automáticamente la carga a la altura correspondiente cuando en la asignación de cargas se la coloca como Wind-Live Load

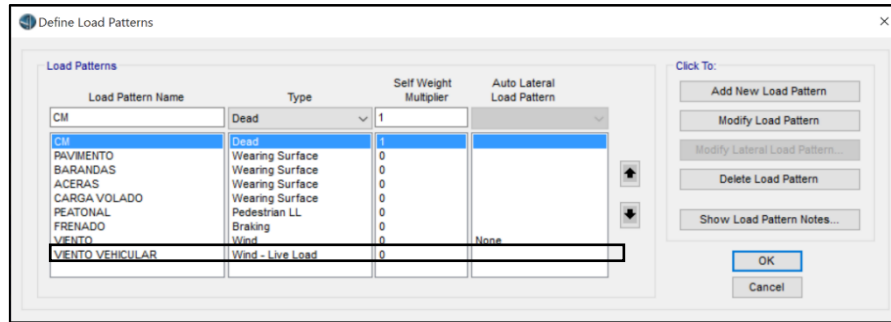


Figura 59. Definición de la carga de viento como carga de viento vehicular. Fuente: Autor

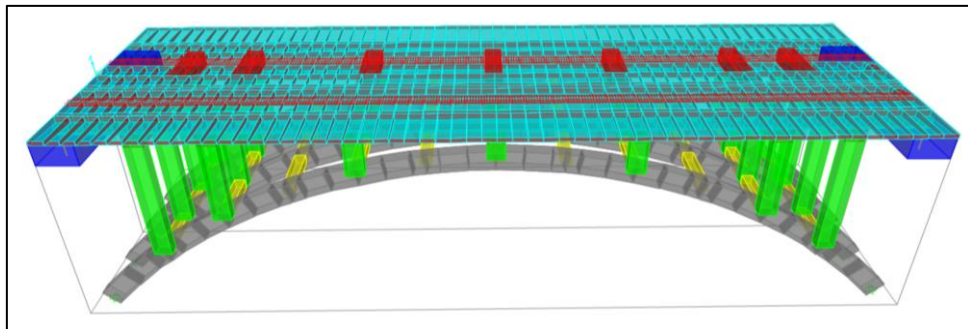


Figura 60. Modelamiento de la carga de viento sobre la carga móvil. Fuente: Autor

- **Presión de viento vertical**

La presión vertical del viento se aplica a un cuarto del ancho de tablero en este caso será de 2.75m desde el lado del puente que se somete a la acción del viento a Barlovento. La carga tendrá una magnitud de 96 Kg/m multiplicada por el ancho de tablero resultando un valor de 1056 Kg/m.

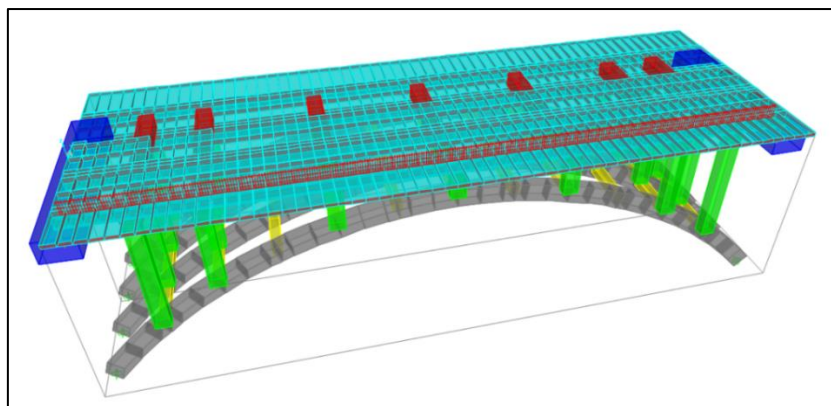


Figura 61. Modelamiento de la presión vertical del viento. Fuente: Autor

- **Fuerza sísmica**

La generación del espectro sísmico para esta estructura se realizó de acuerdo a lo dictado por la NEC para la cual es fundamental conocer ciertos parámetros para comenzar con la definición de la curva del espectro:

- El sitio de implantación del proyecto, ayudará a obtener el factor Z , en este caso, para la Ciudad de Azogues toma un valor de 0.25 de acuerdo al mapa de riesgo sísmico del Ecuador, este valor permite saber que la caracterización del peligro sísmico es Alta encontrándose en la zona sísmica II.
- Uno de los aspectos fundamentales es conocer la calidad de suelo, en este proyecto, según el estudio de suelos realizado, el sitio de implantación se caracteriza como un suelo de tipo A.

Con estos valores se puede encontrar los coeficientes de amplificación de suelo dados por la NEC de acuerdo al factor Z y al tipo de suelo que se encuentra en la zona del proyecto resultando:

$$F_a = 0.9$$

$$F_d = 0.9$$

$$F_s = 0.75$$

Donde:

F_a : Coeficiente de amplificación del suelo.

F_d : Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico.

F_s : Coeficiente del comportamiento no lineal de los suelos.

T_o : Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

T_c : Periodo fundamental de vibración aproximado en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

Estos valores permiten encontrar dos puntos de la curva de espectro sísmico, por una parte, el periodo límite de vibración del espectro sísmico que viene dados por las siguientes ecuaciones:

$$T_c = 0.55F_s * \frac{F_d}{F_a} = 0.55 * 0.75 * \frac{0.9}{0.9} = 0.42$$

$$T_0 = 0.1F_s * \frac{F_d}{F_a} = 0.1 * 0.75 * \frac{0.9}{0.9} = 0.075$$

Para la ecuación que determina la curvatura del espectro sísmico hacen falta dos valores, uno que es la razón entre la aceleración espectral y la aceleración sísmica máxima en el terreno (PGA) que depende de la provincia, para provincia del Cañar este valor se toma de $\eta = 2.48$.

Un valor final que depende del tipo de geología de la zona, es el factor r que en este caso por tratarse de un suelo tipo A es de $r = 1$. Estos valores son colocados en la ecuación que define el espectro de diseño:

$$S_a = \eta * z * F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r = 2.48 * 0.25 * 0.9 * \left(\frac{0.42}{T}\right)^1$$

Esta ecuación varía de acuerdo al valor del periodo que se le otorgue, esto genera una curva que se debe ser ingresada en el programa para el análisis de la estructura bajo la acción de cargas sísmicas:

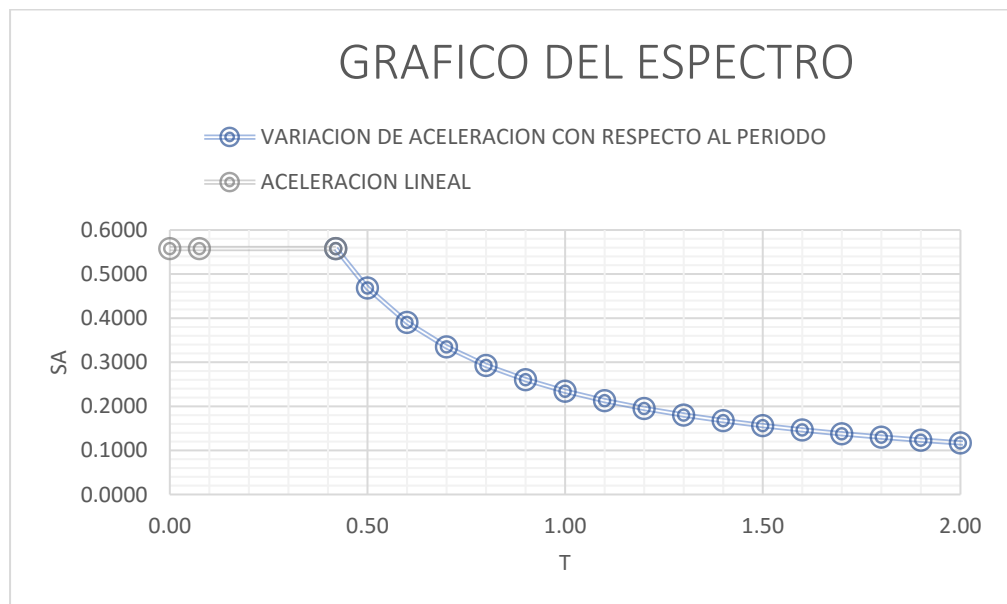


Figura 62. Espectro elástico para la ciudad de Azogues. Fuente: Autor

- **Combinaciones de Carga**

Las combinaciones de carga se escogen de acuerdo al tipo de estructura, el lugar de emplazamiento de la misma, los efectos por eventos extremos a los que puede estar propensa la misma y a las máximas deflexiones que permite la norma ecuatoriana. El puente se analizó con las siguientes combinaciones de carga:

- Resistencia I: Se escogió esta combinación de cargas debido a que presentaba las máximas solicitaciones en el puente por una circulación vehicular normal lo cual iba en contraposición al análisis de las otras combinaciones con viento.
- Evento Extremo I: Se eligió esta combinación de carga debido a que se requiere analizar el efecto que produce el sismo en la estructura tanto sus desplazamientos como las deformaciones, no se analiza con la otra combinación debido a que esta analiza eventos que no ocurren en el sitio de emplazamiento como cargas de hielo.
- Servicio I: La combinación de servicio escogida permite evaluar la deflexión en la estructura, la cual trabaja con valores nominales, las demás combinaciones de servicio no aplican debido a que ya sea que controlan la fluencia en estructuras de acero o tratan de hormigones pretensados no aplicables a este caso.

3.4.4 Diseño de la superestructura del puente

El diseño de la superestructura del puente se realizó en base a las consideraciones dadas en el ACI 318-14 en cuanto a resistencia última, así como también en recubrimientos mínimos para los diferentes elementos de la estructura, en los dobleces para las varillas longitudinales y para los estribos (Figura 63, Figura 64).

Exposición del concreto	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento especificado, mm
Construido contra el suelo y permanentemente en contacto con él	Todos	Todos	75
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	Todos	Barras No. 19 a No. 57	50
		Barra No. 16, alambre MW200 ó MD200, y menores	40
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	Barras No. 43 y No. 57	40
		Barra No. 36 y menores	20
	Vigas, columnas, pedestales y amarres a tracción	Armadura principal, estribos, espirales y estribos cerrados para confinamiento	40

Figura 63. Recubrimientos mínimos para estructuras de hormigón. Fuente: ACI 318S-14

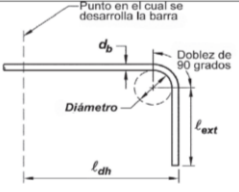

Tipo de gancho estándar	Diámetro de la barra	Diámetro interior mínimo de doblado, mm	Extensión recta ⁽¹⁾ ℓ_{ext} , mm	Tipo de gancho estándar
Gancho de 90 grados	No. 10 a No. 25	$6d_b$	$12d_b$	
	No. 29 a No. 36	$8d_b$		
	No. 43 y No. 57	$10d_b$		
Gancho de 180 grados	No. 10 a No. 25	$6d_b$	Mayor de $4d_b$ y 65 mm	
	No. 29 a No. 36	$8d_b$		
	No. 43 y No. 57	$10d_b$		

Figura 64. Dobleces para barras longitudinales. Fuente: ACI 318S-14

Para los ganchos de los estribos se tomarán en cuenta las siguientes consideraciones mostradas en la figura 65 para el doblado de los mismos en un ángulo de 130°.

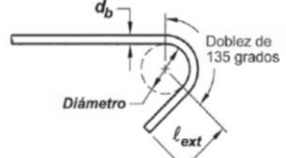
Gancho de 135 grados	No. 10 a No. 16	$4d_b$	Mayor de $6d_b$ y 75 mm	
	No. 19 a No. 25	$6d_b$		

Figura 65. Dobleces para estribos. Fuente: ACI 318S-14

- **Análisis de las deformaciones del puente**

Las deformaciones máximas que el puente puede generar están controladas por la ASSHTO 2014 donde se manifiesta que la máxima deformación para cargas vehiculares y/o peatonales es de la longitud del puente dividido entre 1000 quedando para este caso puntual una máxima deformación de 3 cm. Dicha deformación se evaluó con la combinación de servicio ya que es lo que se indica en la norma.

Con el predimensionamiento del puente en base a los criterios tanto de la ASSHTO como del ACI la deflexión máxima del puente excedía los 3 cm para lo cual fue necesario un nuevo predimensionamiento de los elementos quedando los mismos con la sección que se detalla en el apartado del diseño, así la deflexión máxima que se obtuvo es de 2.7 cm (Figura 66) lo cual está dentro de las normas indicadas. La deformación de la viga longitudinal comparte la deformación de toda la estructura al ser de 2.72 cm.

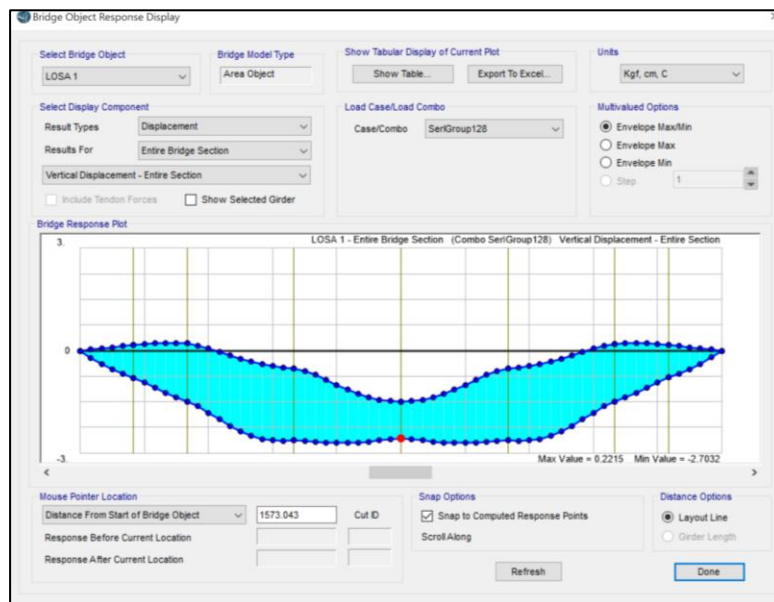


Figura 66. Deformación del puente por carga de Servicio I. Fuente: Autor

Posterior a la modelación del puente en el programa CSi Bridge se procedió a obtener los mayores esfuerzos que actúan en la estructura para así continuar a diseñar el acero de refuerzo que contendrá cada elemento tanto para flexión

como para esfuerzos cortantes. Se detalla a continuación el diseño en base a las normas de ACI 318S-14 de cada elemento del puente:

- **Diseño de la losa**

El diseño de la losa se realizó con el acero principal perpendicular a la circulación del tráfico, los momentos y cortantes para el diseño se obtuvieron en el programa CSi Bridge.

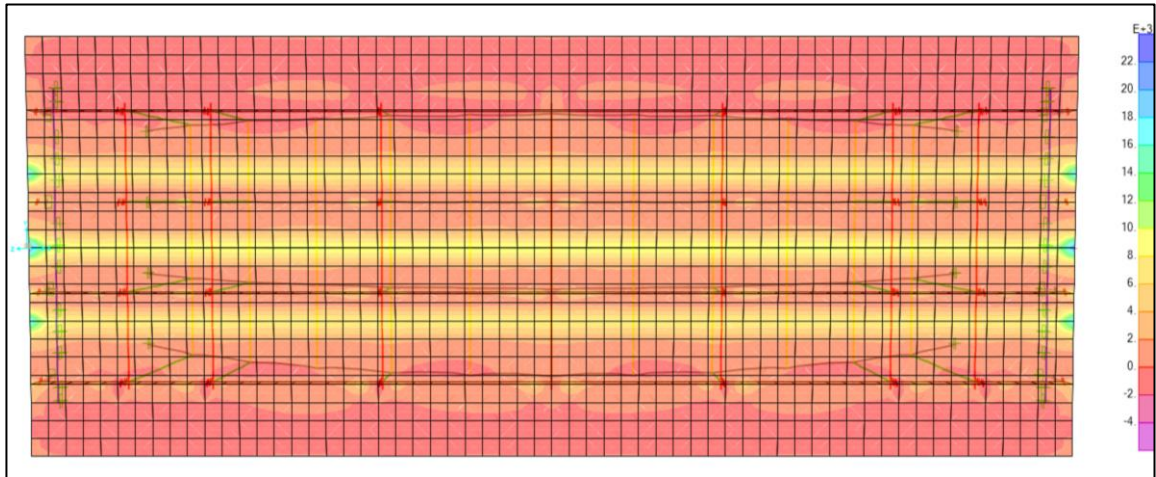


Figura 67. Diagrama de momentos negativos en la losa (Kg.m). Fuente: Autor

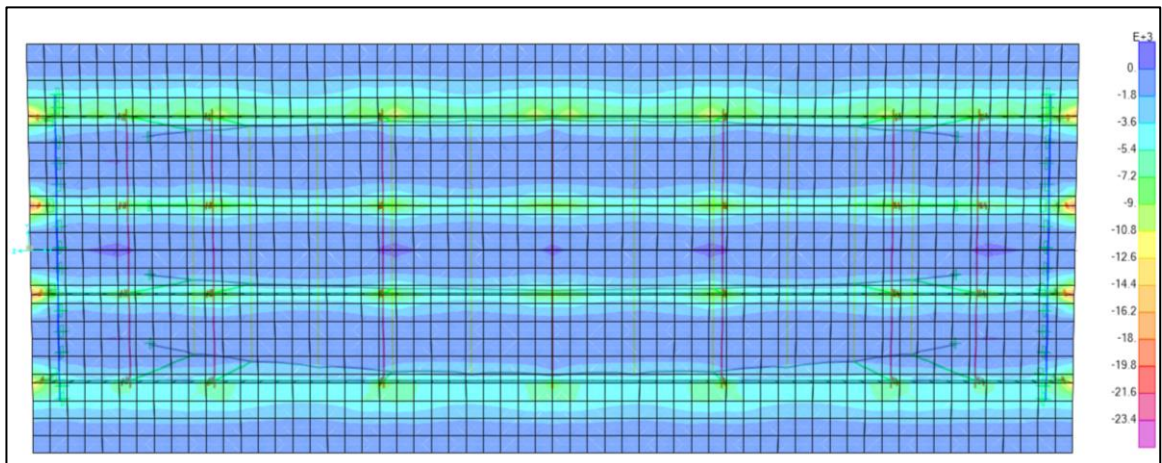


Figura 68. Diagrama de momentos positivos en la losa (Kg.m). Fuente: Autor

El mayor momento positivo (Figura 68) obtenido en base al programa es de 21689.75 Kg.cm y el máximo momento negativo (Figura 67) es de 24256.03 con estos valores se procedió a calcular la cuantía de aceros, tomando como sección transversal de un metro de base por una altura de 25 cm con un recubrimiento de 5cm. Se tomó como cuantía asumida

para la sección el mínimo $\rho_{min} = \frac{14}{f_y} = 0.00333$ resultado un área de acero de $A_s = 0.00333 * 100 * 21 = 6.99 \text{ cm}^2$ que se dispondrá con de 1 Φ de 12 mm cada 15 cm. La losa será diseñada con un $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$.

$$Mn = \rho f_y b d^2 (1 - 0.59 * \frac{\rho f_y}{f'c})$$

$$Mn = 0.0033 * 4200 * 100 * 21^2 * (1 - 0.59 * \frac{0.00333 * 4200}{280})$$

$$Mn = 598605.71 \text{ kg.cm}$$

$$M_{resistente} = 0.9 * 598605.71 = 538745.14 \text{ kg.cm}$$

Por lo tanto, la cuantía mínima cumple la flexión para los momentos positivos como para los momentos negativos.

$$21689.75 \text{ kg.cm} < 538745.14 \text{ kg.cm} \quad \text{Cumple momento positivo}$$

$$24256.03 \text{ kg.cm} < 538745.14 \text{ kg.cm} \quad \text{Cumple momento negativo}$$

La siguiente ecuación muestra la revisión del cortante en la sección del arco aplicando las recomendaciones de Resistencia Última del ACI 318-14:

$$\phi V_n \geq V_u \quad \phi = 0.75$$

$$V_n \geq V_c + V_s$$

Donde:

V_c = resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto

V_s = resistencia nominal al cortante proporcionada por el acero de refuerzo a corte

$$V_c = 0.53 \lambda \sqrt{f'c} b_w d$$

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

Se calcula el cortante que soportará la sección solamente de concreto:

$$V_c = 0.53 * 0.85 \sqrt{280} * 100 * 21 = 15830.44 \text{ Kg}$$

Se comprueba con los valores obtenidos con el programa CSi Bridge, indicando que se cumple con los efectos a cortante

15830.44 Kg > 503.40 Kg

Cumple a cortante

Una vez analizado este apartado, es necesario también la colocación de acero para resistir cambios de temperatura y retracción de fraguado en la losa que en base a lo que sugiere la bibliografía de Marcelo Romo la cuantía mínima es de $\rho_{min} = 0.0018$, resultando así un $A_s = 0.0018 * 100 * 21 = 3.78 \text{ cm}^2$ para ello se dispondrá una malla electro soldada R385 con varillas longitudinales y transversales de 7mm con un separación de 10 cm, quedando determinada de la siguiente manera:

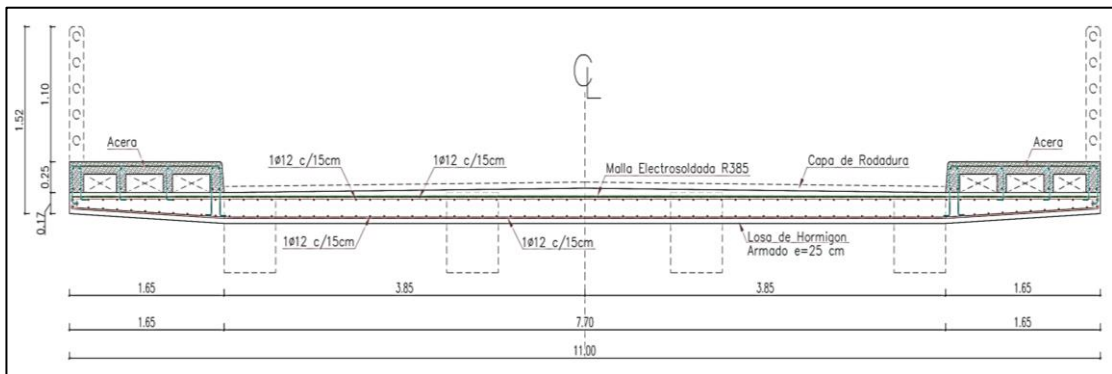


Figura 69. Sección de transversal de armado de la losa. Fuente: Autor

- **Diseño del arco**

En base a las cargas tanto permanentes como móviles y a sus respectivas combinaciones se obtuvieron esfuerzos que se resumieron en los valores máximos que actúan en los elementos tal como se indica en la siguiente tabla:

Tabla 13. Tabla de esfuerzos en el arco

	P	V2	V3	T	M2	M3
Esfuerzo	-37153.04	36256.25	27137.94	371091.36	1272503.42	7418616.2
Combinación	Res. 1	Res. 1	Res. 1	Res. 1	Res. 1	Res. 1
Elemento	36	131	166	50	166	36
Esfuerzo	-360804.03	-49387.94	-29458.82	-331895.47	-1370479.59	-6878857.88
Combinación	Res. 1	Res. 1	Res. 1	Res. 1	Res. 1	Res. 1
Elemento	131	225	165	166	226	131

Fuente: Autor

Se procedió a diseñar el elemento en arco en base a la condición de última resistencia dada por el ACI, se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones iniciales para el diseño:

- $F'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
- $E = 80319.36 \text{ Kg.cm}^2$
- $Fy = 4200 \text{ Kg.cm}^2$
- $\beta_1 = 0.85$

La sección de pre diseño se definió de acuerdo con las normas establecidas en el ACI 318-14 para la cuantía mínima que debe contener la sección, la cual es de $\rho_{min} = \frac{14}{fy} = 0.00333$ con el que se calcula un

área de acero tanto para momentos positivos como negativos de: $A_s = 0.00333 * 55 * 75 = 13.75 \text{ cm}^2$ resultando la sección de la siguiente manera:

- **Viga de arco:**

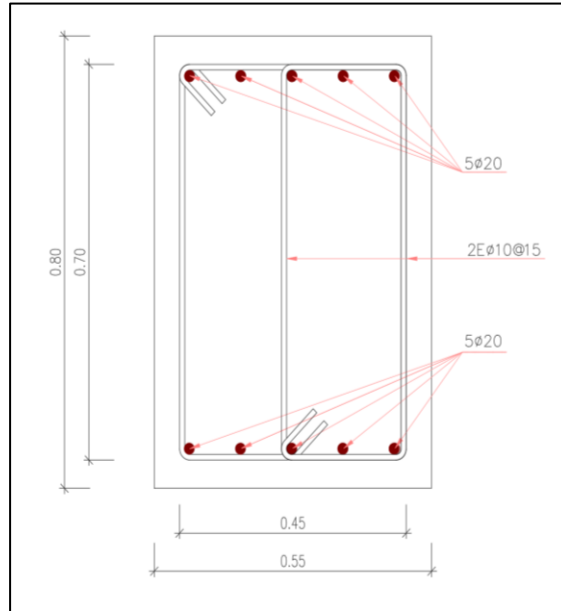


Figura 70. Armado del arco con cuantía mínima para momentos positivos y negativos. Fuente: Autor

$$\phi Mn \geq Mu$$

$$C = T$$

$$\rho_b f_y b d = 0.85 \beta_1 f'_c * b * c$$

$$Mn = \rho f_y b d^2 \left(1 - 0.59 * \frac{\rho f_y}{f'_c} \right)$$

$$\phi = 0.9$$

Según el ACI 318S-14 la cuantía máxima en una sección de acero viene dada por la siguiente fórmula:

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_{bal}$$

$$\rho_{bal} = \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{6120}{6120 + f_y} \right)$$

Estas ecuaciones se evaluaron para los datos iniciales para el diseño resultando los siguientes valores:

$$\rho_{max} = 0.02143$$

$$\rho_{bal} = 0.02856$$

Además, se utilizó la cuantía mínima la cual es de $\rho_{min} = 0.00333$ para el uso en la cuantía asumida tanto para acero positivo como negativo en la sección de viga de arco. Se determinó el momento resistente de la sección que fue calculado con la siguiente ecuación:

$$Mn = \rho f_y b d^2 \left(1 - 0.59 * \frac{\rho f_y}{f'_c}\right)$$

$$Mn = 0.0033 * 4200 * 55 * 75^2 * \left(1 - 0.59 * \frac{0.00333 * 4200}{280}\right)$$

$$Mn = 4199402.29 \text{ kg.cm}$$

$$M_{resistente} = 0.9 * 4199402.29 = 3779462.06 \text{ kg.cm}$$

Por lo tanto, la cuantía mínima no cumple a flexión para los momentos positivos ni para los momentos negativos.

7 418616.2 kg.cm > 3 779462.06 kg.cm No Cumple momento positivo

-6 878857.88 kg.cm > 3 779462.06 kg.cm No Cumple momento negativo

Por esta razón se procedió, en base a los momentos tanto negativos como positivos a disponer de manera diferente los aceros tanto superiores como inferiores quedando como cuantía asumida la siguiente:

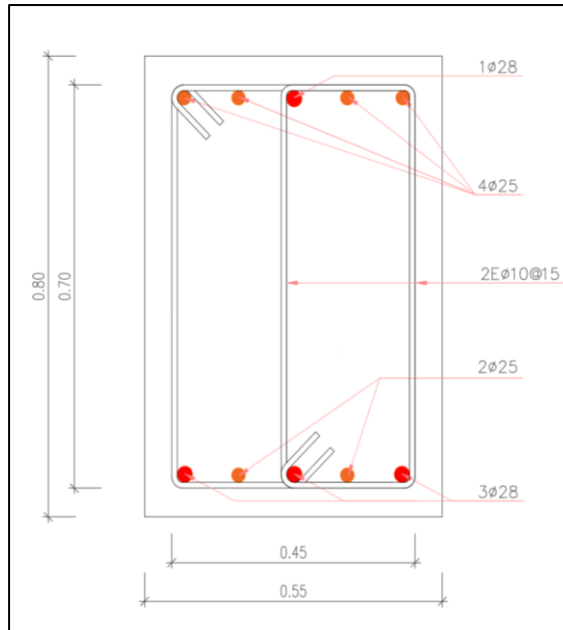


Figura 71. Armado definitivo del arco para momentos positivos y negativos con una cuantía mayor. Fuente: Autor

Para momento positivo el acero dispuesto es de 2 Φ de 25 mm más 3 Φ de 28 mm generando una cuantía asumida de:

$$\rho_{asumido} = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{28.29}{55 \cdot 75} = 0.006859$$

Se comprueba ahora si esta cuantía cumple con los momentos resistentes de la estructura:

$$M_n = \rho f_y b d^2 \left(1 - 0.59 \cdot \frac{\rho f_y}{f'_c}\right)$$

$$M_n = 0.006859 \cdot 4200 \cdot 55 \cdot 75^2 \cdot \left(1 - 0.59 \cdot \frac{0.006859 \cdot 4200}{280}\right)$$

$$M_n = 8\,371\,410.49 \text{ kg.cm}$$

$$M_{resistente} = 0.9 \cdot 8\,371\,410.49 = 7\,534\,269.44 \text{ kg.cm}$$

Cumpliendo así con la cuantía para momentos positivos

7 418616.2 kg.cm < 7 534269.44 kg.cm Cumple momento positivo

Por otra parte, para momentos negativos se dispone el acero con 4 Φ de 25 más 1 Φ de 28 quedando la cuantía asumida como:

$$\rho_{asumido} = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{25.79}{55 \cdot 75} = 0.006253$$

Comprobando así el momento negativo para la sección con el momento resistente:

$$Mn = \rho f_y b d^2 \left(1 - 0.59 * \frac{\rho f_y}{f'_c}\right)$$

$$Mn = 0.006253 * 4200 * 55 * 75^2 * \left(1 - 0.59 * \frac{0.006253 * 4200}{280}\right)$$

$$Mn = 7675362.54 \text{ kg.cm}$$

$$M_{resistente} = 0.9 * 7675362.54 = 6\ 907\ 826.29 \text{ kg.cm}$$

Cumpliendo de esta manera con esta cuantía para momentos negativos.

-6 878857.88 kg.cm < 6 907826.29 kg.cm Cumple momento negativo

La revisión del cortante en la sección del arco se realizó aplicando las recomendaciones de Resistencia Última del ACI 318-14:

$$\phi V_n \geq V_u \quad \phi = 0.75$$

$$V_n \geq V_c + V_s$$

Donde:

V_c = resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto

V_s = resistencia nominal al cortante proporcionada por el acero de refuerzo a corte

$$V_c = 0.53 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

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

Se calcula el cortante que soportará la sección solamente de concreto:

$$V_c = 0.53 * 0.85 \sqrt{280} * 55 * 75 = 31095.52$$

Se comprueba con los valores obtenidos con el programa CSi Bridge cumpliendo con los efectos a cortante.

V2 = 49387.94 > 31095.52 No cumple a cortante

El hormigón por sí mismo no podría soportar el esfuerzo cortante por lo tanto se aumentó esta resistencia generando estribos con una disposición de 2 Φ de 10 cada quince centímetros.

$$A_v = 4 * 0.785 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$V_s = \frac{3.14 * 4200 * 75}{15} = 65940 \text{ kg}$$

$$V_n = V_c + V_s = 31095.52 + 65940 = 97035.52 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 0.75 * 97035.52 = 72776.64 \text{ kg}$$

V2 = 49387.94 < 72776.64 Kg Si cumple a cortante

La viga se analiza tanto para las cortantes en las direcciones de V3 como para los momentos en la dirección M2 y la viga arco queda determinada de la siguiente manera:

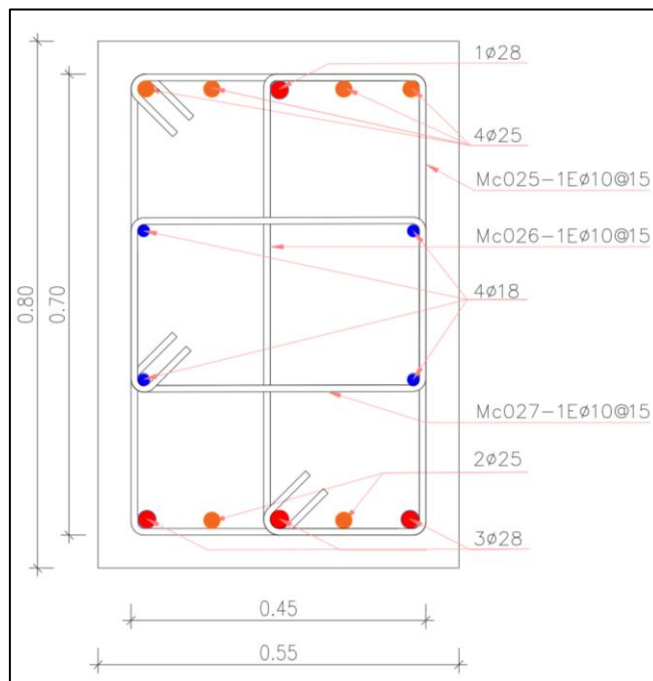


Figura 72. Diseño definitivo para el elemento arco. Fuente: Autor

- **Diseño de la viga longitudinal**

Para el diseño de las vigas longitudinales se tomaron los momentos máximos positivos como negativos en puntos donde se encuentra apoyada, ya que las variaciones de los momentos negativos son de gran magnitud, la viga se diseñó con momentos extremos tanto vigas

interiores como exteriores y se hará un solo armado para las cuatro vigas en el puente.

Para el diseño de los momentos positivos se tomó el mayor valor para la determinación de la cuantía máxima siendo este momento de $M_n = 5\,553\,285.10 \text{ Kg.m}$ para dicho momento se asumió la cuantía mínima $\rho_{min} = \frac{14}{f_y} = 0.00333$ para un predimensionamiento y se obtuvo el área de acero que va en la sección $A_s = 0.00333 * 55 * 60 = 10.98 \text{ cm}^2$ quedando la sección transversal de siguiente manera:

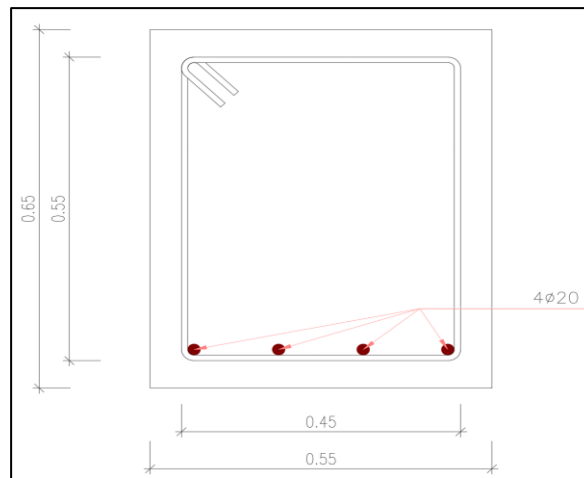


Figura 73. Predimension de la sección de la viga longitudinal con una cuantía mínima para momentos positivos. Fuente: Autor

Se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones iniciales para el diseño.

- $F'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
- $E = 80319.36 \text{ Kg.cm}^2$
- $F_y = 4200 \text{ Kg.cm}^2$
- $\beta_1 = 0.85$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$C = T$$

$$\rho_b f_y b d = 0.85 \beta_1 f' c * b * c$$

$$M_n = \rho f_y b d^2 \left(1 - 0.59 * \frac{\rho f_y}{f' c} \right)$$

$$\phi = 0.9$$

Según el ACI la cuantía máxima en una sección de acero viene dada por la siguiente formula:

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_{bal}$$

$$\rho_{bal} = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{6120}{6120 + f_y} \right)$$

Estas ecuaciones se evaluaron para los datos iniciales para el diseño resultando los siguientes valores:

$$\rho_{max} = 0.02143$$

$$\rho_{bal} = 0.02856$$

También se utilizó la cuantía mínima la cual es de $\rho_{min} = 0.00333$ para el uso en la cuantía asumida para acero positivo en la sección de la viga longitudinal. Se determinó el momento resistente de la sección el cual se calculó con la siguiente ecuación:

$$Mn = \rho f_y b d^2 \left(1 - 0.59 * \frac{\rho f_y}{f'_c} \right)$$

$$Mn = 0.0033 * 4200 * 55 * 60^2 * \left(1 - 0.59 * \frac{0.00333 * 4200}{280} \right)$$

$$Mn = 2\,687\,617.47 \text{ kg.cm}$$

$$M_{resistente} = 0.9 * 2\,687\,617.47 = 2\,418\,855.72 \text{ kg.cm}$$

Por lo tanto, la cuantía mínima no cumple a flexión para los momentos positivos.

5 553285.10 kg.cm > 2 418855.72 kg.cm No cumple momento positivo

Por lo cual se procederá en base al momento positivo a disponer de manera diferente los aceros inferiores resultando como cuantía asumida la siguiente.

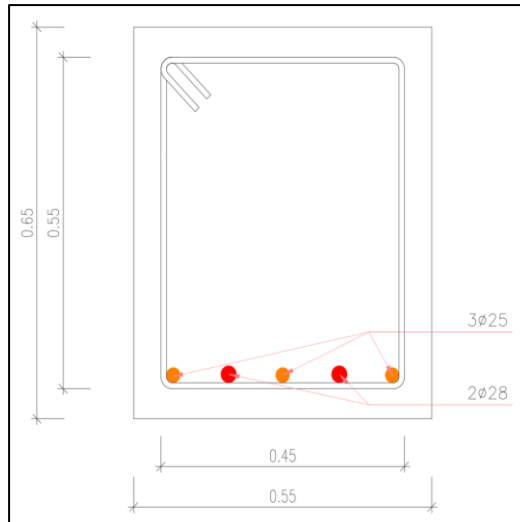


Figura 74. Armado de la viga con nuevos aceros para momento positivo. Fuente: Autor

Para momento positivo el acero dispuesto será de 3 Φ de 25 mm más 2 Φ de 28, determinando una cuantía asumida de:

$$\rho_{asumido} = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{27.04}{55 * 60} = 0.008195$$

Se comprueba ahora si esta cuantía cumple con los momentos resistentes de la estructura:

$$M_n = \rho f_y b d^2 \left(1 - 0.59 * \frac{\rho f_y}{f'_c}\right)$$

$$M_n = 0.008195 * 4200 * 55 * 60^2 * \left(1 - 0.59 * \frac{0.008195 * 4200}{280}\right)$$

$$M_n = 6\,320\,701.77 \text{ kg.cm}$$

$$M_{resistente} = 0.9 * 6\,320\,701.77 = 5\,688\,631.59 \text{ kg.cm}$$

Cumpliendo así con la cuantía para momentos positivos

5 553285.10 kg.cm < 5 688631.59 kg.cm Cumple momento positivo

Para los momentos negativos, se analizó y se armó de manera simétrica con respecto al eje central que se encuentra ubicado a 15 m de la longitud del puente, se generaron tres armados uno para los dos

primeros apoyos, el siguiente para el tramo a los diez metros y finalmente uno para el tramo a los quince metros.

El primero que se va a diseñar es el tramo para los dos primeros apoyos tomando un valor de momento negativo de -7628131.26 para el cual se asumió un área de acero conformada por 4 Φ de 28 mm más 3 Φ de 25 mm, los momentos negativos quedaron dispuestos de la siguiente manera.

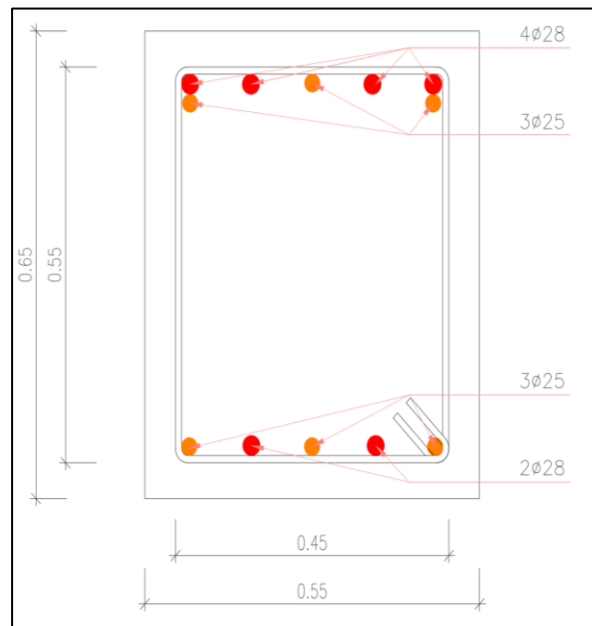


Figura 75. Armado de la viga para momentos negativos en el primer tramo. Fuente: Autor

Según el ACI la cuantía máxima en una sección de acero viene dada por la siguiente formula:

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_{bal}$$

$$\rho_{bal} = \frac{0.85\beta_1 f'c}{f_y} \left(\frac{6120}{6120 + f_y} \right)$$

Estas ecuaciones se evaluaron para los datos iniciales para el diseño resultando los siguientes valores:

$$\rho_{max} = 0.02143$$

$$\rho_{bal} = 0.02856$$

Se utilizó la cuantía proveniente del acero que se colocó en la sección, esta es de $\rho = 0.011927$ para momento negativo en la sección de la viga longitudinal. Se determinó el momento resistente de la sección el cual se calculó con la siguiente ecuación:

$$Mn = \rho f_y b d^2 \left(1 - 0.59 * \frac{\rho f_y}{f'_c}\right)$$

$$Mn = 0.011927 * 4200 * 55 * 60^2 * \left(1 - 0.59 * \frac{0.011927 * 4200}{280}\right)$$

$$Mn = 8\,871\,557.07 \text{ kg.cm}$$

$$M_{resistente} = 0.9 * 8\,871\,557.07 = 7\,984\,401.36 \text{ kg.cm}$$

Por lo tanto, la cuantía mínima cumple a flexión para los momentos positivos como para los momentos negativos.

-7628131.26 kg.cm < 7 984401.36 kg.cm Cumple momento negativo

El siguiente tramo a diseñar está ubicado a diez metros, cuenta con un momento negativo de -9071035.78 para el cual la sección transversal se armó de la siguiente manera: 7 Φ de 28 mm más 2 Φ de 25 mm

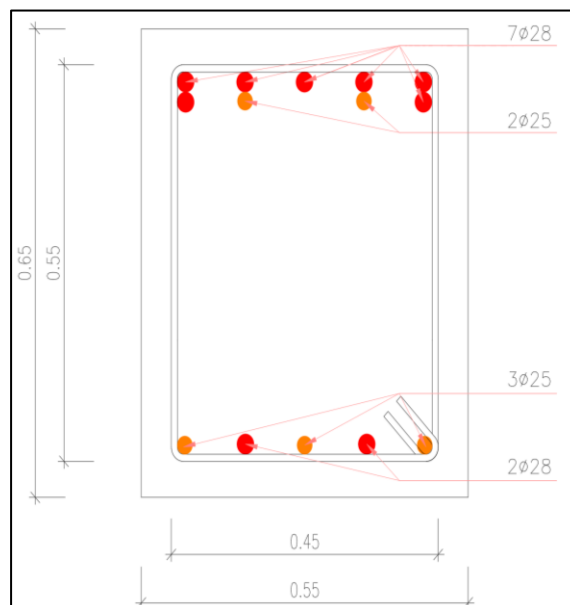


Figura 76. Armado de la viga para momentos negativos en el segundo tramo. Fuente: Autor

Según el ACI la cuantía máxima en una sección de acero viene dada por la siguiente formula:

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_{bal}$$

$$\rho_{bal} = \frac{0.85\beta_1 f'c}{f_y} \left(\frac{6120}{6120 + f_y} \right)$$

Estas ecuaciones se evaluaron para los datos iniciales para el diseño resultando los siguientes valores:

$$\rho_{max} = 0.02143$$

$$\rho_{bal} = 0.02856$$

Se utilizó la cuantía proveniente del acero que se colocó en la sección que es de $\rho = 0.016$ para momento negativo en la sección de la viga longitudinal. Se determinó el momento resistente de la sección que fue calculado con la siguiente ecuación:

$$Mn = \rho f_y b d^2 \left(1 - 0.59 * \frac{\rho f_y}{f'c} \right)$$

$$Mn = 0.016 * 4200 * 55 * 60^2 * \left(1 - 0.59 * \frac{0.016 * 4200}{280} \right)$$

$$Mn = 11\,421\,527.04 \text{ kg.cm}$$

$$M_{resistente} = 0.9 * 11\,421\,527 = 10\,279\,374 \text{ kg.cm}$$

Por lo tanto, la cuantía mínima cumple a flexión para los momentos positivos como para los momentos negativos.

$$\mathbf{-9071035.78 \text{ kg.cm} < 10\,279\,374 \text{ kg.cm} \quad \mathbf{Cumple momento negativo}}$$

Finalmente, el último tramo que se diseñó está ubicado al centro del puente, cuenta con un momento negativo de -5047527.46 para el cual el acero que se dispuso queda de la siguiente manera: 7 Φ de 28 mm más 2 Φ de 25 mm

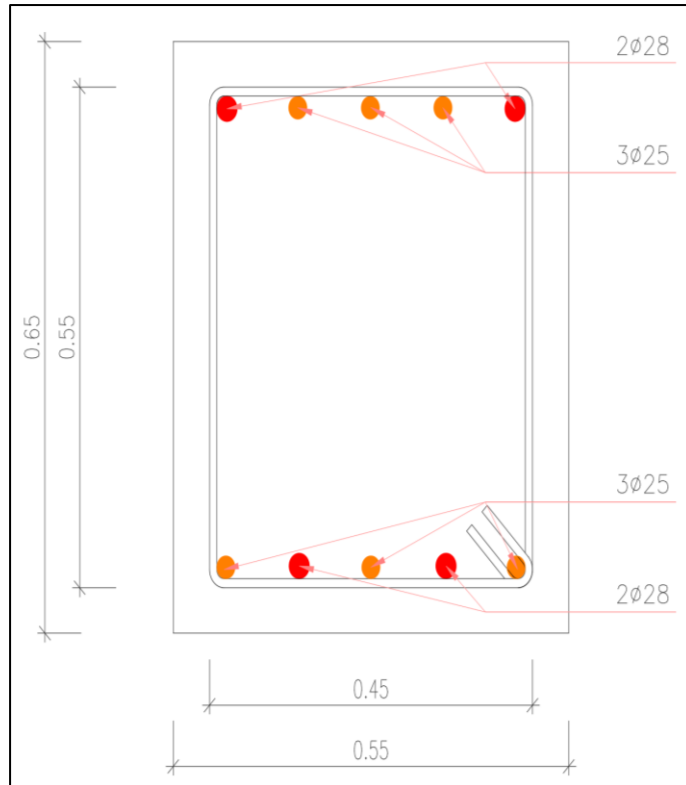


Figura 77. Armado de la viga para momentos negativos en el tercer tramo. Fuente: Autor

Según el ACI la cuantía máxima en una sección de acero viene dada por la siguiente formula:

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_{bal}$$

$$\rho_{bal} = \frac{0.85\beta_1 f'c}{f_y} \left(\frac{6120}{6120 + f_y} \right)$$

Estas ecuaciones se evaluaron para los datos iniciales para el diseño resultando los siguientes valores:

$$\rho_{max} = 0.02143$$

$$\rho_{bal} = 0.02856$$

Se utilizó la cuantía proveniente del acero que se colocó en la sección la cual es de $\rho = 0.0082$ para momento negativo en la sección de la viga longitudinal. Se determinó el momento resistente de la sección que fue calculado con la siguiente ecuación:

$$M_n = \rho f_y b d^2 \left(1 - 0.59 * \frac{\rho f_y}{f'c} \right)$$

$$M_n = 0.0082 * 4200 * 55 * 60^2 * (1 - 0.59 * \frac{0.0082 * 4200}{280})$$

$$M_n = 6\,324\,256.46 \text{ kg.cm}$$

$$M_{resistente} = 0.9 * 6\,324\,256.46 = 5\,691\,830 \text{ kg.cm}$$

Por lo tanto, la cuantía mínima cumple a flexión para los momentos positivos como para los momentos negativos.

-5047527.46 kg.cm < 5 691830 kg.cm Cumple momento negativo

Como acero de confinamiento se dispuso 2 Φ de 28 mm a lo largo de toda la viga para facilitar el amarre de los estribos en secciones donde no existe acero exclusivamente para momento negativo.

Se procede al análisis del corte en la sección transversal de la viga para la cual se tomó el mayor valor siendo este de 71774.15 en el sentido de V2 para evaluar el cortante se define una sección de acero de 2 Φ 12 cada quince.

Se calcula el cortante que soportará la sección solamente de concreto la cual es de:

$$V_c = 0.53 * 0.85\sqrt{280} * 55 * 60 = 24876.41 \text{ kg}$$

Se comprueba con los valores obtenidos con el programa CSi Bridge lo cual indica que no cumple con los efectos a cortante

V2 = 71774.15 > 24876.41 No cumple a cortante

Una vez analizado este apartado, el hormigón por sí mismo no podría soportar el esfuerzo cortante debido a esto se aumentará esta resistencia generando estribos con una disposición de 2 Φ de 12 cada 15 centímetros.

$$A_v = 4 * 1.131 = 4.524 \text{ cm}^2$$

$$V_s = \frac{4.524 * 4200 * 60}{15} = 76003.2 \text{ kg}$$

$$V_n = V_c + V_s = 24876.41 + 76003.2 = 100849.61 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 0.75 * 100849.61 = 75637.21 \text{ kg}$$

$$V2 = 71774.15 > 75637.21$$

Si cumple a cortante

La viga se analiza tanto para las cortantes en las direcciones de V3 como para los momentos en la dirección M2 y la viga longitudinal queda determinada de la siguiente manera:

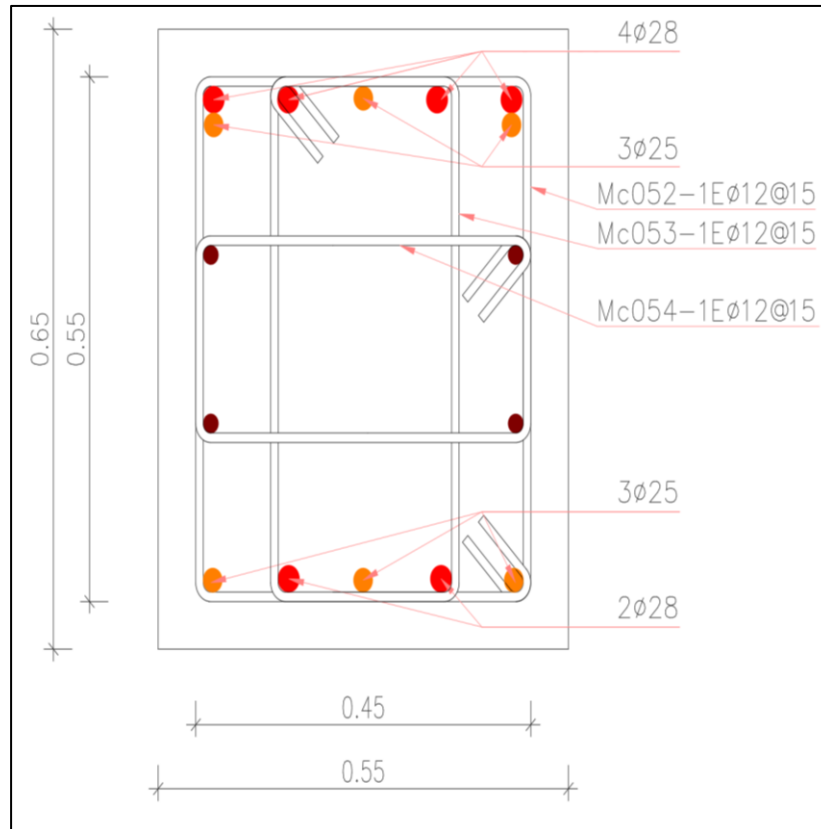


Figura 78. Diseño definitivo de la sección transversal de la viga longitudinal. Fuente: Autor

- **Diseño de la viga transversal**

La viga transversal se analizó por las cargas tanto permanentes como cargas móviles que actúan sobre el puente, con respecto a las mismas se generó un referente (Tabla 14) con los esfuerzos máximos que actúan sobre la viga.

Tabla 14. Tabla de esfuerzos máximos en la viga transversal

	P	V2	V3	T	M2	M3
Esfuerzo	17242.38	80594.91	82319.16	5252462.05	443138	1537909.9
Combinación	Res. 1	Res. 1	Res. 1	Res. 1	Res. 1	Res. 1
Elemento	5	19	20	19	19	14
Esfuerzo	-35924.93	-80594.6	-82319.16	-5252465.43	-442618.03	-1621229.5
Combinación	Res. 1	Res. 1	Res. 1	Res. 1	Res. 1	Res. 1
Elemento	14	20	20	19	14	14

Fuente: Autor

Se procedió a diseñar la viga transversal en base a la condición de última resistencia dada por el ACI, se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones iniciales para el diseño.

- $F'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
- $E = 80319.36 \text{ Kg.cm}^2$
- $Fy = 4200 \text{ Kg.cm}^2$
- $\beta_1 = 0.85$

La sección de pre diseño se definió de acuerdo a las normas establecidas en el ACI 318-14 para la cuantía mínima que debe contener la sección esta es de $\rho_{min} = \frac{14}{fy} = 0.00333$ con el que se calculó un área

de acero tanto para momentos positivos como negativos de $A_s = 0.00333 * 65 * 60 = 12.99 \text{ cm}^2$ resultando la sección de la siguiente manera.

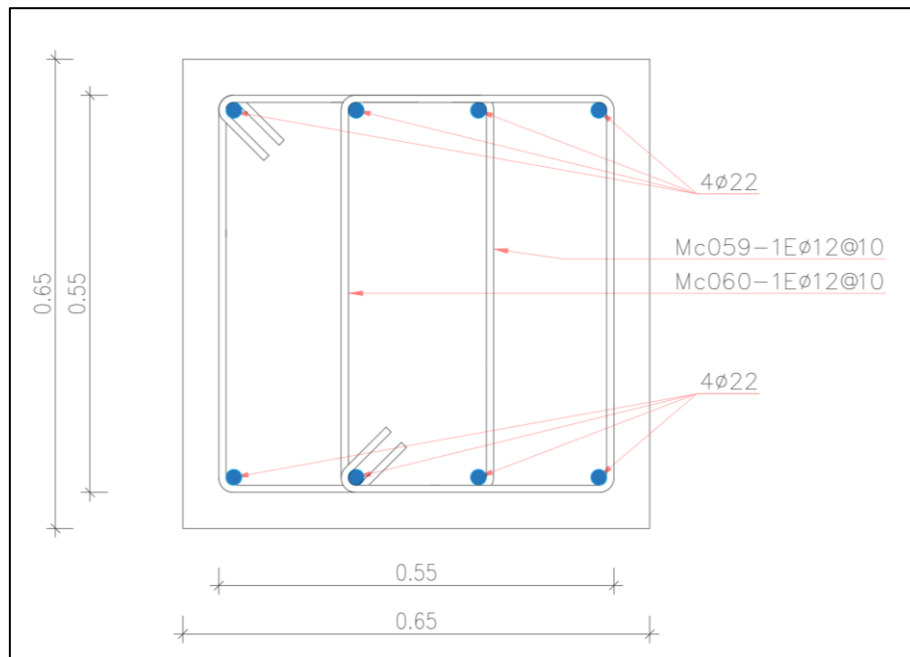


Figura 79. Predimension con cuantía mínima para momentos positivos como para negativos. Fuente: Autor

Según el ACI la cuantía máxima en una sección de acero viene dada por la siguiente formula:

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_{bal}$$

$$\rho_{bal} = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{6120}{6120 + f_y} \right)$$

Estas ecuaciones se evaluaron para los datos iniciales para el diseño mostrando los siguientes valores:

$$\rho_{max} = 0.02143$$

$$\rho_{bal} = 0.02856$$

Además, se utilizó la cuantía mínima, la cual es de $\rho_{min} = 0.00333$ para el uso en la cuantía asumida tanto para acero positivo como negativo en la sección de la viga rigidizadora. Se determinó el momento resistente de la sección este se calculó con la siguiente ecuación:

$$Mn = \rho f_y b d^2 \left(1 - 0.59 * \frac{\rho f_y}{f'_c}\right)$$

$$Mn = 0.0033 * 4200 * 65 * 60^2 * \left(1 - 0.59 * \frac{0.00333 * 4200}{280}\right)$$

$$Mn = 3\,176\,275.19 \text{ kg.cm}$$

$$M_{resistente} = 0.9 * 3\,176\,275.19 = 2\,858\,647.67 \text{ kg.cm}$$

Por lo tanto, la cuantía mínima cumple la flexión para los momentos positivos como para los momentos negativos.

1537909.9 kg.cm < 2 858647.67 kg.cm Cumple momento positivo

-1621229.5 kg.cm < 2 858647.67 kg.cm Cumple momento negativo

De esta manera se estableció esta disposición de armado para los momentos positivos y negativos en la sección transversal, para verificar el corte de la misma se tomaron valores con 2 Φ de 10 cada quince centímetros. Se calcula el cortante que soportará la sección solamente de concreto la cual es de:

$$V_c = 0.53 * 0.85 \sqrt{280} * 65 * 60 = 29399.4 \text{ kg}$$

Se comprueba con los valores de obtenidos con el programa CSi Bridge demostrándose que no cumple con los efectos a cortante

$$V_2 = 80594.91 < 29399.4$$

No cumple a cortante

Una vez analizado este apartado, el hormigón por sí mismo no podría soportar el esfuerzo cortante, debido a esto se aumentó esta resistencia generando estribos con una disposición de 2 Φ de 12 cada 10 centímetros.

$$A_v = 4 * 1.131 = 4.524 \text{ cm}^2$$

$$V_s = \frac{4.524 * 4200 * 60}{10} = 114004.8 \text{ kg}$$

$$V_n = V_c + V_s = 29399.4 + 114004.8 = 143404.2 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 0.75 * 143404.2 = 107553.15 \text{ kg}$$

$$V_2 = 80594.91 < 107553.15 \text{ Kg Si cumple a cortante}$$

La viga se analizó tanto para las cortantes en las direcciones de V3 como para los momentos en la dirección M3 y la viga transversal se determina de la siguiente manera:

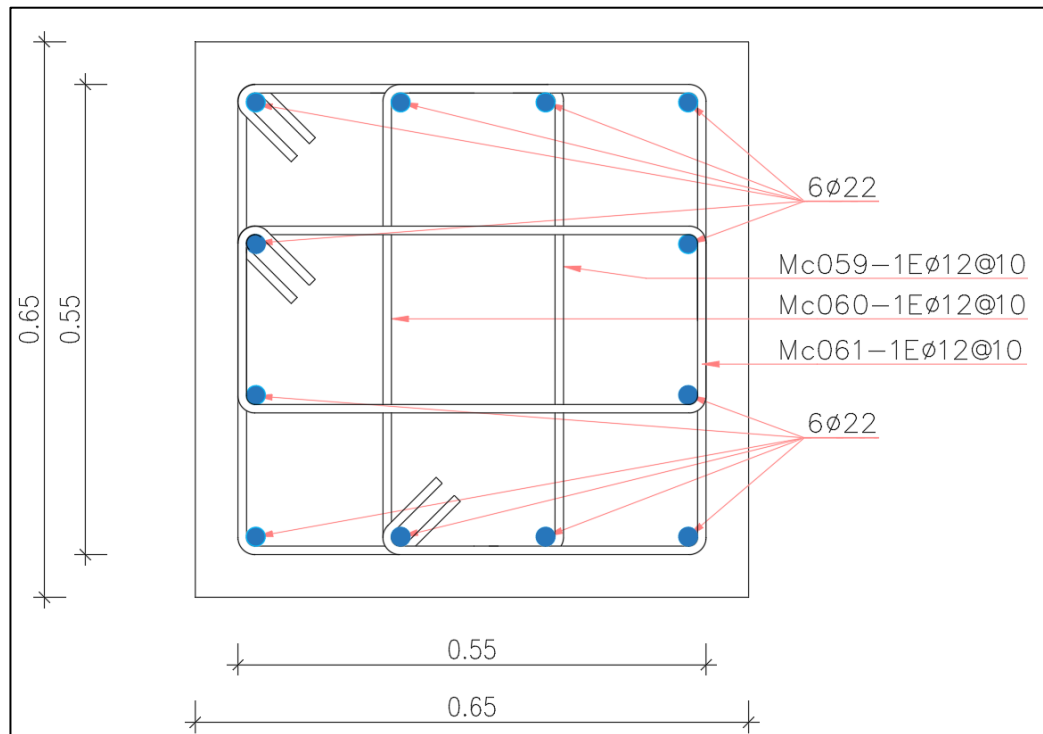


Figura 80. Diseño definitivo para la viga transversal. Fuente: Autor

- **Diseño de la viga rigidizadora**

Se analizaron los esfuerzos máximos que ocurren en la viga que brinda rigidez al arco, estos son resultados de las cargas móviles y de las cargas permanentes, se representan en la siguiente tabla:

Tabla 15. Tabla de esfuerzos máximos en la viga rigidizadora

	P	V2	V3	T	M2	M3
Esfuerzo	3166.96	3504.64	3371	60762.98	408544.21	347457.07
Combinación	Res. 1	Res. 1	Res. 1	Res. 1	Res. 1	Res. 1
Elemento	75	77	174	174	174	77
Esfuerzo	-20605	-3504.63	-3371.82	-60763.12	-417888.36	-372870.19
Combinación	Res. 1	Res. 1	Res. 1	Res. 1	Res. 1	Res. 1
Elemento	75	79	174	174	174	77

Fuente: Autor

Se procedió a diseñar la viga rigidizadora en base a la condición de última resistencia dada por el ACI, se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones iniciales para el diseño.

- $F'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
- $E = 80319.36 \text{ Kg.cm}^2$
- $Fy = 4200 \text{ Kg.cm}^2$
- $\beta_1 = 0.85$

La sección de pre diseño se definió de acuerdo a las normas establecidas en el ACI 318-14 para la cuantía mínima que debe contener la sección, esta es de $\rho_{min} = \frac{14}{fy} = 0.00333$ con el que se calcula un área

de acero tanto para momentos positivos como negativos de $A_s = 0.00333 * 40 * 35 = 4.66 \text{ cm}^2$ resultando la sección de la siguiente manera.

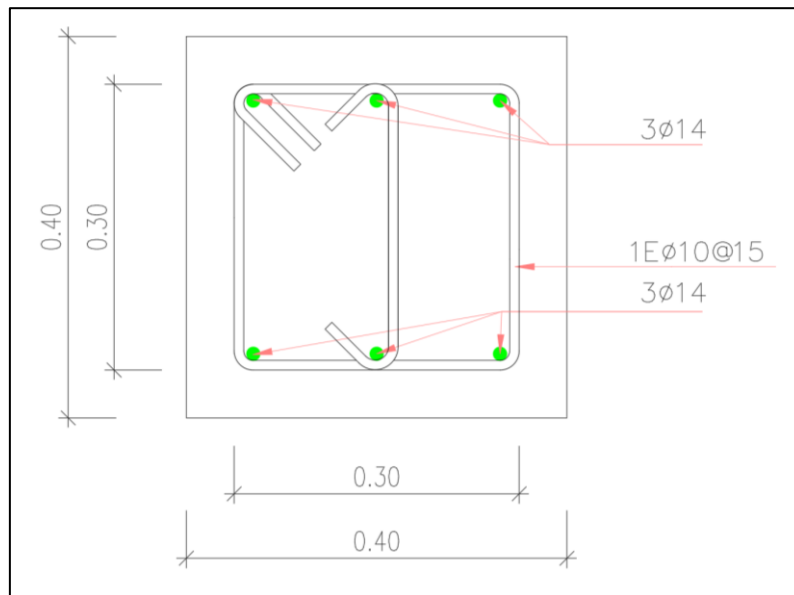


Figura 81. Predimension con cuantía mínima para momentos positivos como negativos de la viga rigidizadora. Fuente: Autor

Según el ACI la cuantía máxima en una sección de acero viene dada por la siguiente formula:

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_{bal}$$

$$\rho_{bal} = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{6120}{6120 + f_y} \right)$$

Estas ecuaciones se evaluaron para los datos iniciales para el diseño obteniendo los siguientes valores:

$$\rho_{max} = 0.02143$$

$$\rho_{bal} = 0.02856$$

Además, se utilizó la cuantía mínima, esta es de $\rho_{min} = 0.00333$ para el uso en la cuantía asumida tanto para acero positivo como negativo en la sección de la viga rigidizadora. Se determinó el momento resistente de la sección que fue calculado con la siguiente ecuación:

$$M_n = \rho f_y b d^2 \left(1 - 0.59 * \frac{\rho f_y}{f'_c} \right)$$

$$M_n = 0.0033 * 4200 * 40 * 35^2 * (1 - 0.59 * \frac{0.00333 * 4200}{280})$$

$$M_n = 665117.45 \text{ kg.cm}$$

$$M_{resistente} = 0.9 * 665117.45 = 598605.71 \text{ kg.cm}$$

Por lo tanto, la cuantía mínima cumple a flexión para los momentos positivos como para los momentos negativos.

408544.21 kg.cm < 598605 kg.cm Cumple momento positivo

-417888.36kg.cm < 598605 kg.cm Cumple momento negativo

De esta manera se estableció esta disposición de armado para los momentos positivos y negativos en la sección transversal, para la verificación del corte de la misma se contó con valores: 1 Φ de 10 cada quince centímetros. Se calculó el cortante que soportará la sección solamente de concreto:

$$V_c = 0.53 * 0.85\sqrt{280} * 40 * 35 = 10553.63$$

Se comprueba con los valores obtenidos con el programa CSi Bridge mostrando que no cumple con los efectos a cortante.

V2 = 3504.63 < 10553.63 Cumple a cortante

En este caso, el hormigón por sí mismo podría soportar el esfuerzo cortante sin embargo debido a que debe contener un acero mínimo a corte se aumentó esta resistencia generando estribos con una disposición de 1 Φ de 10 cada quince centímetros.

$$A_v = 2 * 0.785 = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$V_s = \frac{1.57 * 4200 * 35}{15} = 15386 \text{ kg}$$

$$V_n = V_c + V_s = 10553.63 + 15386 = 25939.63 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 0.75 * 25939.63 = 19454.72 \text{ kg}$$

V2 = 3504.63 < 19454.72 Kg Si cumple a cortante

La viga se analizó tanto para las cortantes en las direcciones de V3 como para los momentos en la dirección M3 y la viga rigidizadora se establece de la siguiente manera:

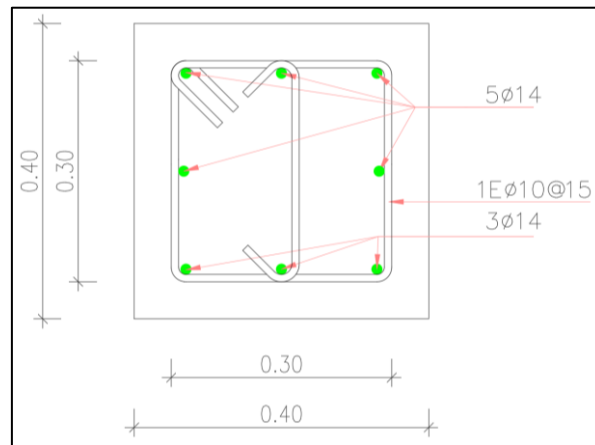


Figura 82. Diseño definitivo de la viga rigidizadora. Fuente: Autor

- **Diseño de las columnas**

Para el diseño de las columnas del puente se tomaron en cuenta las consideraciones específicas por Marcelo Romo (2006) donde establece que la cuantía mínima para columnas es de 0.01 resultando así un $A_s = 0.01 * 55 * 60 = 33 \text{ cm}^2$ lo que lleva a indicar un armado inicial de la columna de la siguiente manera:

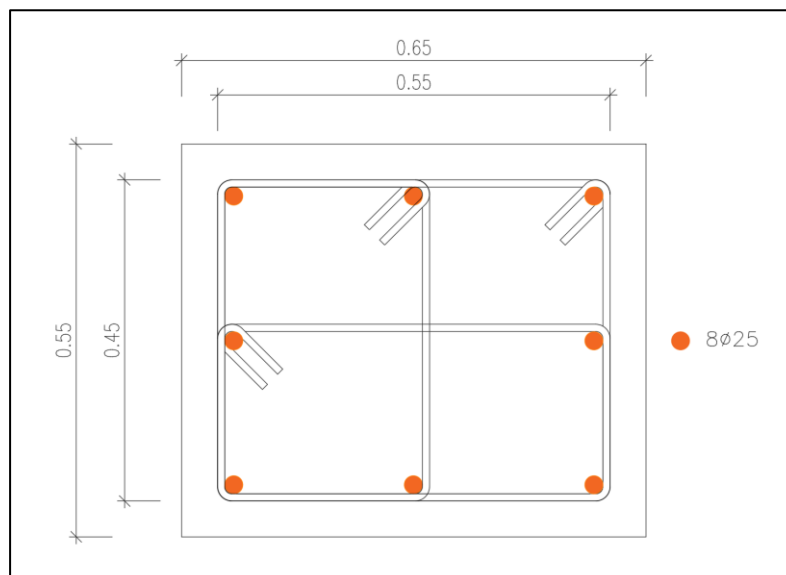


Figura 83. Predimensión de columnas con la cuantía mínima. Fuente:

Autor

Al igual que en los anteriores elementos estructurales se obtuvo una referencia (Tabla 16) de esfuerzos máximos que provienen del análisis de cargas tanto permanentes como móviles:

Tabla 16. Tabla de esfuerzos máximos en la columna.

	P	V2	V3	T	M2	M3
Esfuerzo	-3761.38	17242.2	82857.8	233233.42	5693531.46	652677.33
Combinación	Res. 1	Res. 1	Res. 1	Res. 1	Res. 1	Res. 1
Elemento	5	19	20	19	19	14
Esfuerzo	-82434.56	-4940.71	-82852.22	-233320.47	-7632162.86	-908422.34
Combinación	Res. 1	Res. 1	Res. 1	Res. 1	Res. 1	Res. 1
Elemento	14	20	20	19	14	14

Fuente: Autor

Para el análisis a flexión de la columna se tomó en cuenta los diagramas de interacción indicados en la bibliografía de Marcelo Romo para los cuales es necesario obtener el momento flector último (M_u) y la carga axial última (P_u) dichos factores intervienen en los diagramas de interacción para obtener un punto que indicará una cuantía exacta para la sección.

$$x = \frac{M_u}{f'_c * b * t^2} \quad y = \frac{P_u}{f'_c * b * t}$$

$$x = \frac{7632162.86}{280 \cdot 55 \cdot 65^2} = 0.011 \quad y = \frac{82434.56}{280 \cdot 55 \cdot 65} = 0.08$$

Además, es necesario calcular el factor de dimensión del núcleo en la dirección de acción del momento flector.

$$g = \frac{50}{65} = 0.8$$

Una vez obtenidos todos estos datos más los datos iniciales de diseño que se muestran a continuación se escoge el diagrama de interacción que se utilizará para este caso:

- $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
- $E = 80319.36 \text{ Kg/cm}^2$
- $Fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

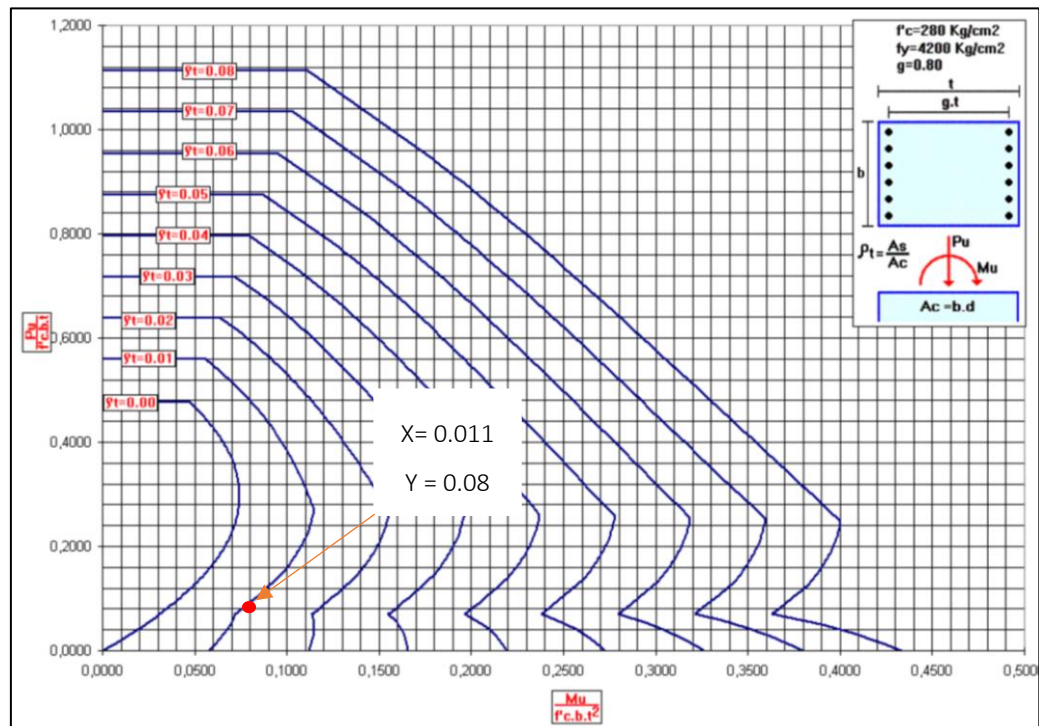


Figura 84. Diagrama de interacción de una columna de $f'c=280 \text{ Kg/cm}^2$. Fuente: Marcelo Romo.

Con la ubicación del punto por las coordenadas obtenidas anteriormente, resulta una cuantía de $\rho = 0.02$ con la que se calcula un área de acero para flexión de $A_s = 0.02 \cdot 55 \cdot 60 = 66 \text{ cm}^2$ este acero se dispondrá en las cuatro caras de la columna de la siguiente manera 16 Φ de 25.

Se procede a verificar el corte de la misma la cual cuenta con 3 Φ de 14 cada quince centímetros. Se calculó el cortante que soportará la sección solamente de concreto:

$$V_c = 0.53 * 0.85\sqrt{280} * 55 * 60 = 24876.41$$

Se comprueba con los valores obtenidos con el programa CSi Bridge que indica que no cumple con los efectos a cortante:

$$V_3 = 82857.8 > 24876.41 \quad \text{No cumple a cortante}$$

El hormigón por sí mismo no podría soportar el esfuerzo cortante por lo cual se debe disponer de un acero a corte que aumentará esta resistencia generando estribos con una disposición de 3 Φ de 14 cada 15 centímetros.

$$A_v = 4 * 1.539 = 6.16 \text{ cm}^2$$

$$V_s = \frac{6.16 * 4200 * 60}{15} = 103420.8 \text{ kg}$$

$$V_n = V_c + V_s = 24876.41 + 103420.8 = 128297.21 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 0.75 * 128297.21 = 96222.91 \text{ kg}$$

$$V_3 = 82857.8 < 96222.91 \text{ Kg} \quad \text{Si cumple a cortante}$$

La columna se analizó tanto para las cortantes en las direcciones de V2 como para los momentos en la dirección M3 y sección de la columna se determinó de la siguiente manera:

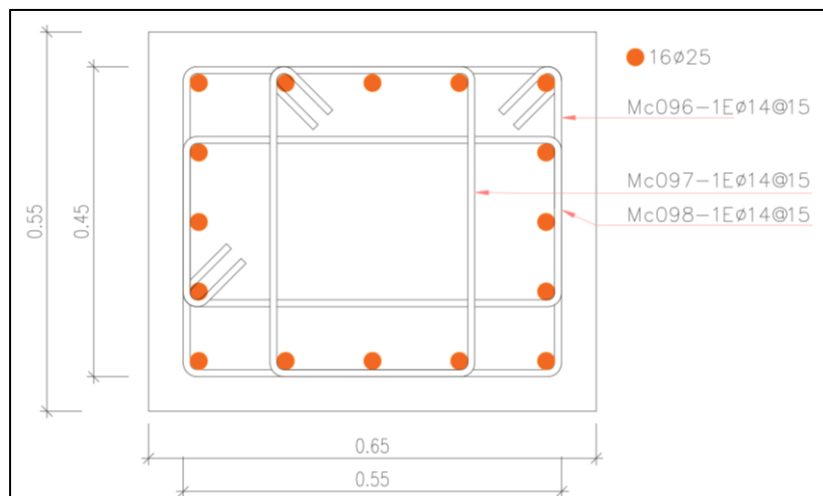


Figura 85. Diseño definitivo de la columna. Fuente: Autor

Se realiza el análisis de la capacidad máxima a compresión de la columna una vez ya armado los aceros longitudinales, para ello se requiere conocer el área neta de hormigón que es de 3575cm², el área de aceros longitudinales en la sección (78.544 cm²) y finalmente el área neta de hormigón (3496.46 cm²). Con estos valores se determina la carga de rotura máxima en base a lo establecido en Marcelo Romo:

$$P_u = 0.8\phi(0.85f'_c.A_c + A_s.F_y)$$

$$P_u = 0.8 * 0.7(0.85 * 280 * 3496.46 + 78.544 * 4200)$$

$$P_u = 697215.29 \text{ Kg} = 697.22 \text{ Ton} > 82.56 \text{ Ton}$$

Demostrándose así que la columna cumple con la resistencia a la compresión. Una vez obtenido este valor se procede a verificar la columna por pandeo determinado por la ecuación de Euler:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2.E.I}{(k.l)^2}$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * 80319.36 * 901197.92}{(0.5 * 578)^2} = 8553.51 \text{ Ton} > 82.56 \text{ Ton}$$

Se observa que el valor de la carga que actúa en la sección es bastante inferior a la carga de pandeo lo cual indica que no existe pandeo en la sección.

- **Diseño de las barandas**

El diseño de las barandas se realizó de acuerdo con lo especificado en el libro de Torres (2013) y en base al predimensión de las secciones realizadas con anterioridad para la obtención del peso propio de las mismas. Siendo en estas el material predominante el hormigón y el acero galvanizado para las barandas. La carga para el diseño es de W = 74.6 Kg/m esta, para cada elemento actúa de diferente forma como se expresa a continuación:

- Pasamanos: actuará como carga uniforme tanto en el sentido transversal como en el sentido longitudinal.
- Postes: se usará como una carga puntual de W*L siendo L el espaciamiento que existe entre poste y poste. La carga será

aplicada en el pasamano superior si es que la altura de la baranda no supera 1.52 m.

Una vez que se obtuvo el valor de la carga y su ubicación se procedió a diseñar los aceros longitudinales y transversales que contendrá la sección del poste. El poste estará perfectamente empotrado en la losa (figura 86) así el mayor efecto resultante será el momento negativo en el empotramiento.

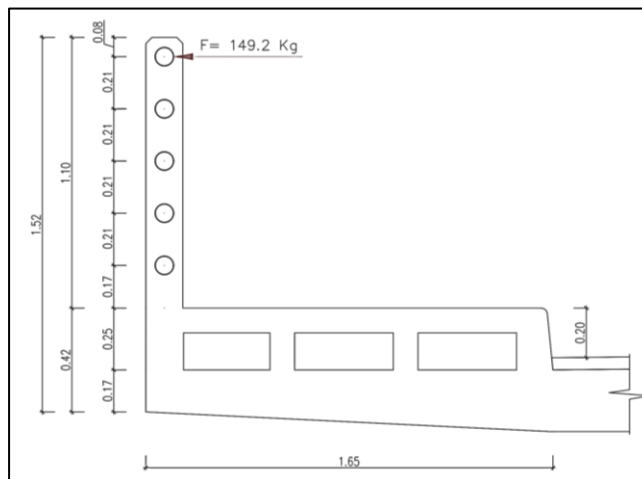


Figura 86. Aplicación de la fuerza de diseño para los postes. Fuente: Autor

Se predimensionará la sección del poste con la cuantía mínima $\rho_{min} = \frac{14}{f_y} = 0.00333$ con el que se calcula un área de acero para momentos negativos de $A_s = 0.00333 * 10 * 13 = 0.4329 \text{ cm}^2$. Según el ACI la cuantía máxima en una sección de acero viene dada por la siguiente formula:

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_{bal}$$

$$\rho_{bal} = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{6120}{6120 + f_y} \right)$$

Estas ecuaciones se evaluaron para los datos iniciales para el diseño resultando los siguientes valores:

$$\rho_{max} = 0.0161$$

$$\rho_{bal} = 0.02142$$

Además, se utilizó la cuantía mínima de $\rho_{min} = 0.00333$ como la cuantía asumida del momento negativo en la sección del poste. Se determinó el momento resistente de la sección que fue calculado con la siguiente ecuación:

$$Mn = \rho f_y b d^2 (1 - 0.59 * \frac{\rho f_y}{f'_c})$$

$$Mn = 0.0033 * 4200 * 10 * 13^2 * (1 - 0.59 * \frac{0.00333 * 4200}{210})$$

$$Mn = 22707.57 \text{ kg.cm}$$

$$M_{resistente} = 0.9 * 22707.57 = 20436.82 \text{ kg.cm}$$

Por lo tanto, la cuantía mínima cumple a flexión para los momentos negativos.

149200 kg.cm < 20436.82 kg.cm Cumple momento positivo

Se procede a verificar el corte de la misma la cual cuenta con 1 Φ de 8 cada quince centímetros. Se calculó el cortante que soportará la sección solamente de concreto:

$$V_c = 0.53 * 0.85 \sqrt{210} * 10 * 13 = 848.69 \text{ Kg}$$

Se comprueba con los valores obtenidos en el cálculo de cortantes que cumple con los efectos a cortante.

150 kg < 848.69 kg Cumple a cortante

Una vez analizado este apartado, el hormigón por sí mismo podría soportar el esfuerzo cortante pero debido a que debe contener un acero mínimo a corte se aumentó esta resistencia generando estribos con una disposición de 1 Φ de 8 cada quince centímetros.

$$Av = 2 * 0.503 = 1.006 \text{ cm}^2$$

$$V_s = \frac{1.006 * 4200 * 13}{15} = 3661.84 \text{ kg}$$

$$V_n = V_c + V_s = 848.69 + 3661.84 = 4510.53 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 0.75 * 4510.53 = 3382.9 \text{ kg}$$

V2 = 3504.63 < 19454.72 Kg Si cumple a cortante

Posterior a análisis tanto de momentos como cortantes actuantes en el poste queda determinado de la siguiente manera:

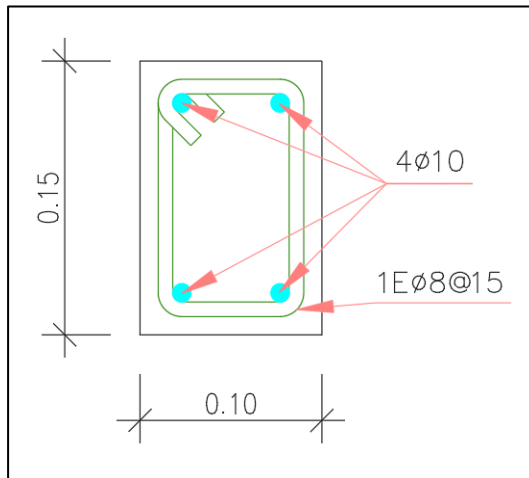


Figura 87. Diseño definitivo del poste. Fuente: Autor

Para el diseño de los pasamanos se utiliza un tubo de 3" de diámetro modelado en base a las cargas mencionadas con anterioridad estableciéndose el sistema de cargas de siguiente manera:

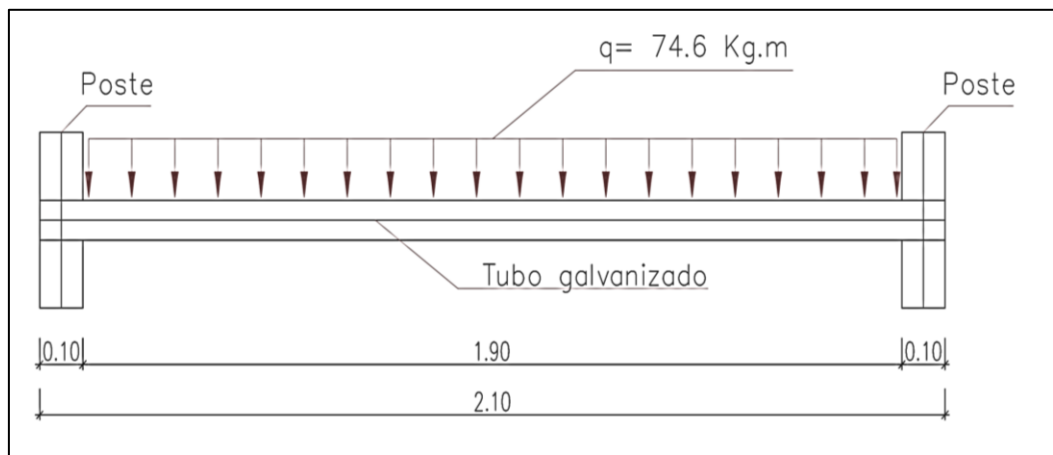


Figura 88. Aplicación de cargas para el diseño del pasamano. Fuente: Autor

De esta manera se obtuvo el máximo momento en el pasamanos (3730.00 Kg.cm), mediante el uso de la siguiente fórmula tomada del libro de Singer de Resistencia de Materiales se obtuvo la sección requerida.

$$\sigma_{max} = \frac{M}{S}$$

$$S = \frac{M}{\sigma_{max}} = \frac{3730}{3250 * 0.6} = 1.91$$

El acero que se utiliza para el tubo es un ASTM A 500 con un esfuerzo de fluencia de 3250 Kg/cm². Resultado así un módulo de resistencia de la sección de 1.91, por lo tanto, el tubo que se colocó para la predimensión de los elementos cumple con el módulo de resistencia definiéndose la sección de la siguiente manera:

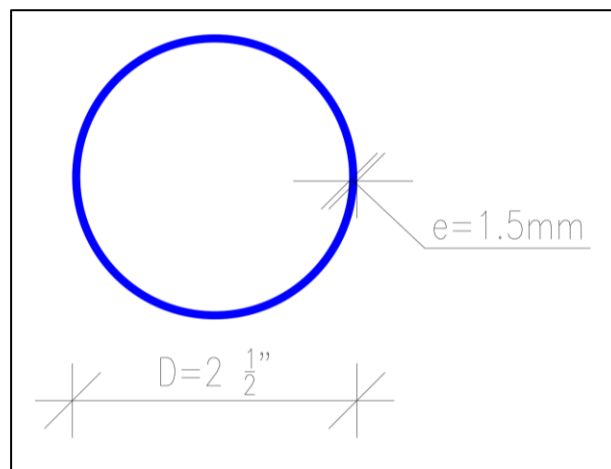


Figura 89. Diseño definitivo de la sección transversal del pasamano.

Fuente: Autor

- **Diseño de las aceras**

El diseño de las aceras se realizó de acuerdo al apartado del libro de Torres (2013) que señala: la acera se diseñará con una carga de 126.5 Kg/m² sin incremento por cargas dinámicas. El bordillo se diseña para soportar una carga de 744 Kg aplicada en la parte superior de este, si no se excede los 25 cm de altura. La concepción estructural de la acera fue el de una losa unidireccional alivianada con el diseño de los aceros principales paralelos al lado corto de la acera (Figura 90).

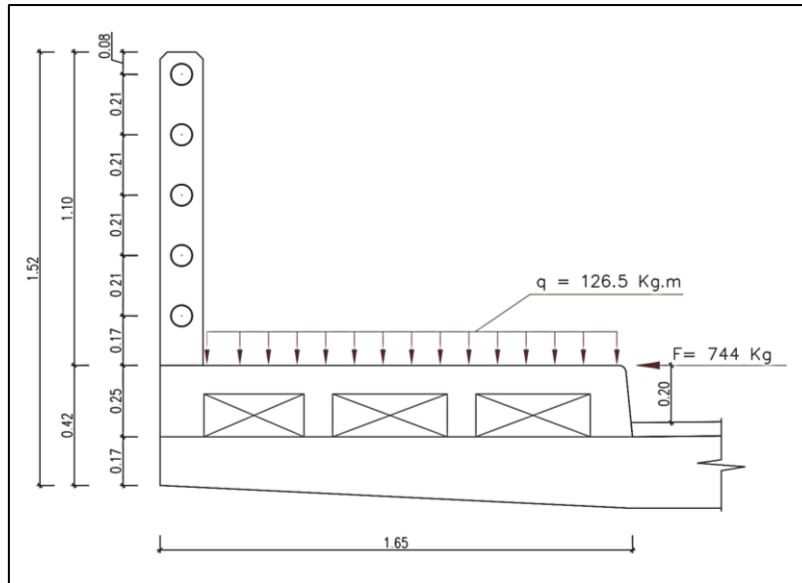


Figura 90. Aplicación de cargas para el diseño de la acera. Fuente: Autor

Una vez dispuestas las cargas para la acera se procedió al diseño con el cálculo de momentos y cortantes en la misma estableciéndose el armado de la estructura de la siguiente manera:

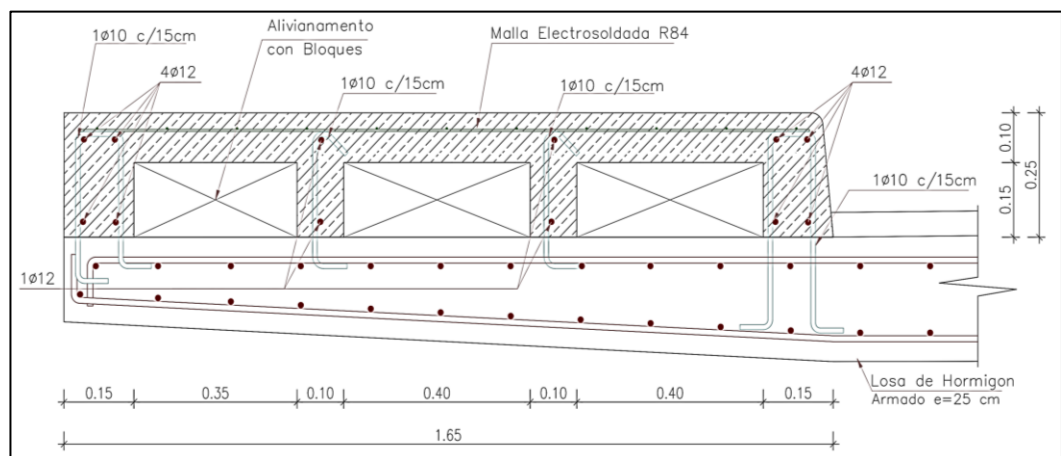


Figura 91. Diseño definitivo de la sección de la acera. Fuente: Autor

- **Diseño de los apoyos elastoméricos**

Los apoyos elastoméricos se emplean para distribuir las cargas sobre el área de soporte de la superestructura del puente, a la vez que nivelan las irregularidades de la superficie de esta o de los apoyos (Vallecilla, 2006).

El comportamiento de estos apoyos depende de sus capacidades de deformación bajo ciertas cargas de servicio (Vallecilla, 2006).

El material de este tipo de elementos es el caucho sintético conocidos como neopreno, estos reciben la carga de la superestructura y en base a sus deformaciones permiten los desplazamientos o giros de la misma. Los neoprenos bien pueden ser una sola placa de caucho o además pueden ser contruidos por capas intercaladas por laminas delgadas de acero de 1 a 3mm de espesor las cuales constituyen un solo conjunto y así resiste las cargas (Torres, 2013).

Las ventajas que presentan estos apoyos son: economía, facilidad de construcción, resistencia al envejecimiento y a las condiciones atmosféricas. En este diseño se utilizan apoyos elastoméricos debido a que la luz del puente no excede los 70 m (Torres, 2013).

Una de las cualidades más significativas del neopreno es que puede aceptar una deformación de hasta 2/3 de su espesor, su diseño se basa en establecer las propiedades del neopreno, el área para absorber los esfuerzos y la determinación del espesor del mismo.

Las principales propiedades físicas del neopreno son:

- Dureza: Resistencia a la penetración que va desde 50 a 70. La dureza del neopreno depende de la temperatura si esta disminuye la resistencia aumenta.
- Fluencia del neopreno: Bajo la acción de una carga no instantánea presenta el fenómeno de fluencia o deformación lenta durante los primeros días ya que luego se vuelve constante.
- Durabilidad: la durabilidad del neopreno es superior a la del hule natural, su vida útil es de 40 años, sin embargo, necesita mantenimiento a los 35 años.
- Módulo de elasticidad: Es un valor que depende de la forma de la placa (Figura 92), un factor a considerar es la relación entre el área comprimida y el área lateral de la placa:

$$\text{Factor de Forma} = \frac{a * b}{2 * (a + b)t}$$

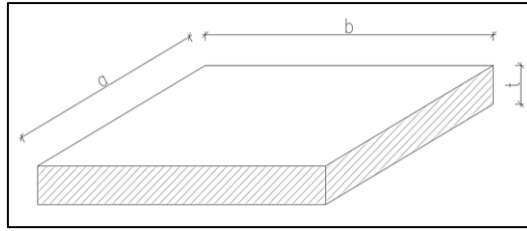


Figura 92. Esquema de las dimensiones de un neopreno. Fuente: (Torres, 2013)

- Módulo de ruptura: Se lo denomina por GN mide la deformabilidad bajo acciones de tensión corte, depende de la dureza del material y de la temperatura. Se tienen los siguientes módulos de corte bajo una temperatura de 20°C:

Tabla 17. Resistencia al corte de un neopreno en base a la dureza Shore

DUREZA SHORE	50	60	70
GN	8	11	15

Fuente: (Torres, 2013)

Las especificaciones generales de diseño según recomendaciones de la bibliografía de Torres son las siguientes:

- Las placas de neopreno pueden ser simples o laminares, estas últimas no deben ser utilizadas con un neopreno de dureza 70.
- La placa de neopreno debe estar perfectamente anclada a la infraestructura y no debe exceder el ancho de la viga.
- Las deformaciones verticales de apoyo del neopreno no deben exceder el 15% del espesor inicial del mismo.
- El área de neopreno debe ser comprobada bajo dos tipos de solicitaciones: una determinada bajo carga muerta con un esfuerzo admisible de $\sigma_{adm} = 35 \text{ Kg/cm}^2$ y otra determinada bajo la acción de la carga viva más la carga muerta con un esfuerzo admisible de $\sigma_{adm} = 56 \text{ Kg/cm}^2$
- El movimiento de origen térmico total de diseño para un apoyo elastomérico, el cual no se desplazará durante el montaje se determina en base a la siguiente ecuación:

$$\Delta = 1.3 \alpha * L(T_{Max.Diseño} - T_{Min.Diseño})$$

Dónde:

L = longitud de expansión (mm)

α = coeficiente de expansión térmica (mm/mm/°C)

Las deformaciones totales por cambios de temperatura no deben exceder el 50% de la altura del neopreno.

Con estas consideraciones y considerando los esfuerzos obtenidos del programa CSi Bridge de las reacciones por carga muerta y carga viva se procede a predimensionar la sección de la placa de neopreno como se muestra a continuación:

Tabla 18. Cargas móviles aplicadas en el apoyo

APOYO	TIPO DE CARGA	REACCION EN Z
58	Carga Móvil	21939.84
58	Carga Móvil	-2462.72
59	Carga Móvil	19838.25
59	Carga Móvil	-2749.23

Fuente: Autor

Tabla 19. Cargas por el peso propio aplicadas en el apoyo

APOYO	TIPO DE CARGA	REACCION EN Z
58	Peso Propio	4782.82
59	Peso Propio	4596.8

Fuente: Autor

Los datos iniciales para el diseño de los apoyos elastoméricos son los siguientes:

- Reacciones en el apoyo:

Por carga muerta: 4.8 ton
 Por carga viva: 21.9 ton
 Reacción de diseño: 26.7 ton

- Dimensiones de la viga:

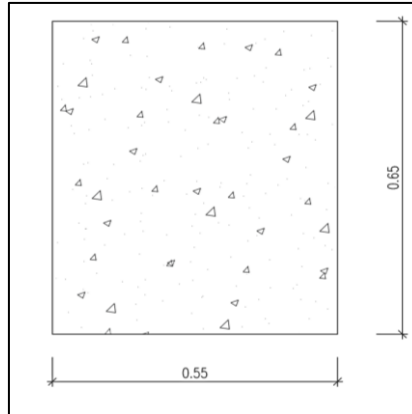


Figura 93. Sección transversal de la viga longitudinal. Fuente: Autor

Se procede al diseño de los apoyos elastoméricos considerando lo estipulado en la bibliografía de Vallecilla (2006).

- Variación de temperatura: se realizará esto en base a la norma ASSHTO que establece el aumento de un 30% el desplazamiento para tener en cuenta otras deformaciones como el flujo plástico.

$$\Delta T(+)=1.3 * 0.0000108 * 20 * 30m = 0.008424m$$

$$\Delta T(-)=1.3 * 0.0000108 * 20 * 30m = 0.008424m$$

$$\Delta T = 1.68 \text{ cm}$$

- Deformación debido a la retracción del fraguado: se establece que esta deformación equivale al 10% de la deformación esperada en el concreto $\epsilon = 0.003$.

$$\begin{aligned} \epsilon_{ret.fraguado} &= 0.1 * 0.003 = 0.0003 * 30 = 0.009m = 0.9 \text{ cm} * 1.3 \\ &= 1.17 \text{ cm} \end{aligned}$$

Por lo tanto, el movimiento total del apoyo es de:

$$\Delta = 1.68 + 1.17 = 2.85 \text{ cm}$$

- Evaluación de la altura del apoyo elastomérico:

$$h = 2 * 2.85 = 5.7 \text{ cm}$$

Se determina finalmente que el espesor del apoyo elastomérico es de 6.6 cm con 6 capas de acero de 1 mm de espesor, con cinco capas internas de 1 cm y dos capas externas de 0.5 cm.

- Evaluación del esfuerzo a compresión: El esfuerzo a compresión en un elastómero debe cumplir la siguiente ecuación:

$$\sigma_c = \frac{GN * S}{\beta}$$

Dónde:

β = Es igual a 1 para apoyos reforzados internamente

δ_c = tiene que ser menor a 70 Kg/cm² para apoyos reforzados con acero.

Por lo tanto, se utiliza un apoyo elastomérico de dureza Shore 60 el cual tiene un módulo de cortante de 11 Kg/cm², el factor de forma S queda definido de la siguiente forma:

$$S = \frac{\beta * \sigma_c}{GN} = \frac{1 * 70}{11} = 6.36$$

Una vez obtenido el factor de forma del elastomérico y suponiendo la distancia L = 45cm e obtiene la dimensión de W:

$$Factor\ de\ Forma = \frac{w * L}{2 * (w + L)t}$$

$$6.36 = \frac{w * 45}{2 * (w + 45) 6.6}$$

$$w = 45\ cm$$

De este modo, las dimensiones propuestas para el diseño del elastomérico son las siguientes:

- W = 45 cm
 - L = 45 cm
 - H = 6.6 cm
- Esfuerzo efectivo a compresión sobre el apoyo elastomérico:

$$\sigma = \frac{26700}{45 * 45} = 13.18 \frac{Kg}{cm^2} < 56\ Kg/cm^2$$

- Evaluación de la deflexión instantánea de compresión: Debe asegurarse para el correcto funcionamiento del puente, la carga

viva y muerta deben controlarse por separado y viene representada por la siguiente ecuación.

$$\Delta_c = \sum \epsilon_{ci} * h$$

De los gráficos de esfuerzo- deformación en base a la dureza Shore 60 se obtiene la deformación para un factor de forma de 6.36 resultando 1.3% o una deformación de $\epsilon = 0.013$

$$\Delta_c = 2 * 0.013 * 5 + 5 * 0.013 * 10 = 0.78 \text{ mm}$$

- Evaluación de la rotación del apoyo elastomérico: la rotación de la placa del elastómero se determina siguiendo la ecuación:

$$\theta_z = \frac{2\Delta_c}{L} = \frac{2 * 0.78}{45} = 0.035 \text{ rad}$$

- Rotación del apoyo debida a la carga muerta: se conoce que la rotación en el apoyo de una viga viene dada por la siguiente ecuación:

$$\theta = \frac{q * L^3}{24EI}$$

El área de la viga es de: $A = 0.38 \text{ m}^2$

La inercia de la sección transversal es de: $I = 0.013 \text{ m}^4$

El módulo de elasticidad del concreto es de: $E = 2 * 10^6 \text{ t/m}^2$

La carga muerta producida por el peso de la viga es de: 0.83 t/m

$$\theta = \frac{0.83 * 30^3}{24 * 2 * 10^6 * 0.013} = 0.036$$

$$0.036 \approx 0.035 \text{ Cumple}$$

- Verificaciones

Estabilidad: Para asegurar la estabilidad del elemento debe cumplir con los siguientes requerimientos para apoyos reforzados:

$$L/3 = 45/3 = 15 \text{ cm} > 6.6 \text{ cm Cumple}$$

$$W/3 = 45/3 = 15 \text{ cm} > 6.6 \text{ cm Cumple}$$

De esta manera (Figura 94) se diseñó el apoyo elastomérico que se va a utilizar para la transferencia de carga hacia la infraestructura.

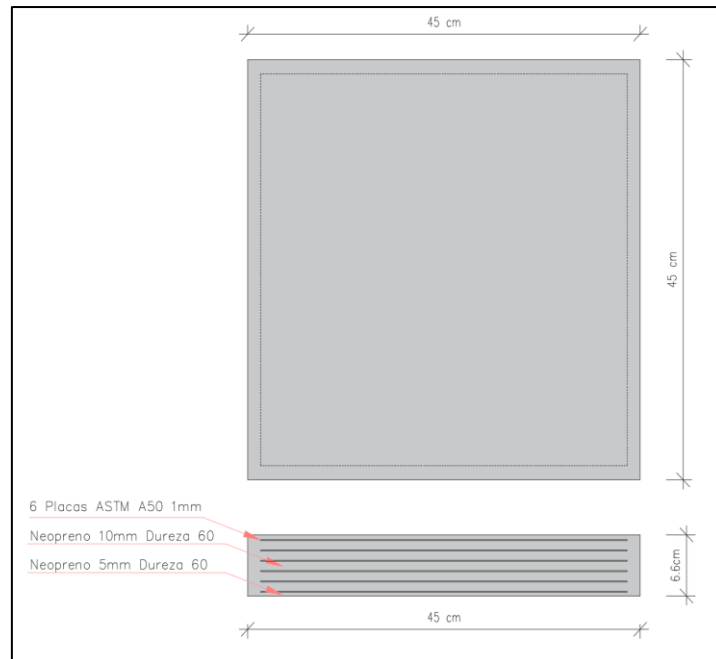


Figura 94. Diseño definitivo de la placa de neopreno. Fuente: Autor

- **Diseño de losas de aproximación**

La losa de aproximación es un elemento de transición entre el terraplén y el puente cuya función es evitar el cambio brusco entre el material deformable del terraplén y la estructura rígida del puente. Las longitudes recomendadas de losas de aproximación son de 3 a 5 metros las cuales están apoyadas en los estribos y en el suelo.

Los datos para el pre diseño de la losa de aproximación son los siguientes:

- $L = 3\text{m}$
- Ancho = 11 m
- Altura de la losa = 30 cm
- $r = 8\text{ cm}$
- $d = 22\text{ cm}$
- $f'c = 280\text{ Kg/cm}^2$

Para el diseño de los aceros en la losa se hizo un análisis de momentos en base a lo estipulado en la bibliografía de Vallecilla mediante la ecuación:

$$M_{max} = 0.9 * \frac{PL}{8} = 0.9 * \frac{10 * 11}{8} = 12.38\text{ ton.m}$$

Considerando este momento se diseñó los aceros que van en la estructura tomando un metro de sección. Se dispuso con de 1 Φ de 14 mm cada 10 cm quedando con una cuantía asumida de 0.0073

$$Mn = \rho f_y b d^2 \left(1 - 0.59 * \frac{\rho f_y}{f'_c}\right)$$

$$Mn = 0.0073 * 4200 * 100 * 22^2 * \left(1 - 0.59 * \frac{0.0073 * 4200}{280}\right)$$

$$Mn = 1\ 388\ 073.8\ kg.cm$$

$$M_{resistente} = 0.9 * 1\ 388\ 073.8 = 1\ 249\ 266.42\ kg.cm$$

Por lo tanto, la cuantía mínima cumple a flexión para los momentos positivos

$$1\ 238\ 000.00\ kg.cm < 1\ 249\ 266.42\ kg.cm \quad \text{Cumple momento positivo}$$

Se diseño también en el sentido opuesto a la losa con las mismas consideraciones iniciales con lo cual la losa de aproximación queda determinada de la siguiente manera:

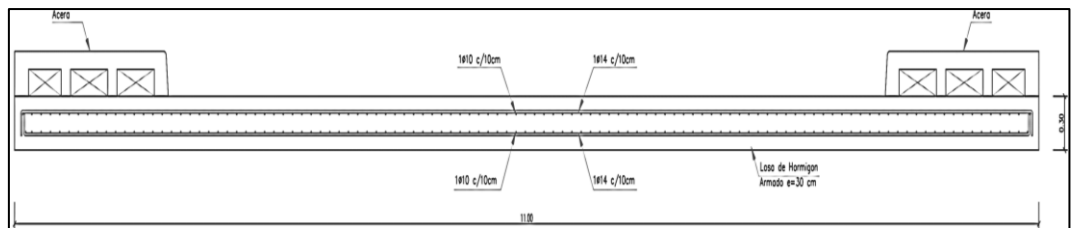


Figura 95. Sección longitudinal de la losa de aproximación.

Fuente: Autor

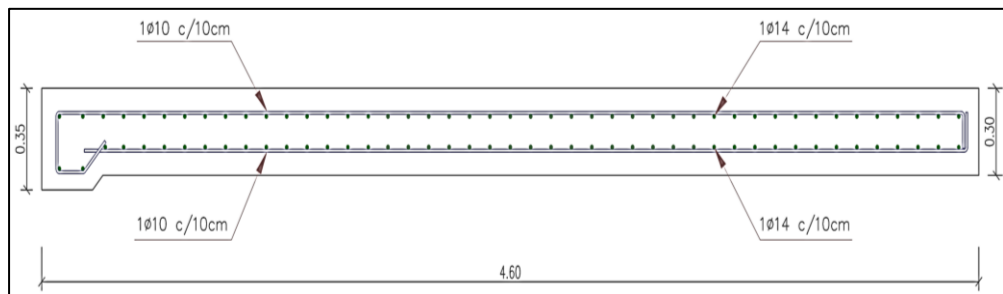


Figura 96. Sección transversal de la losa de aproximación.

Fuente: Autor

3.4.5 Diseño de la subestructura del puente

- **Diseño de los estribos**

Para la predimensión de los estribos se tomó en cuenta las consideraciones establecidas en el libro “Diseño de puentes” (Rodríguez, 2016) que menciona que un estribo además de soportar las cargas que provienen del puente cumple funciones de contención para terraplenes de acceso de la vía. Existen diferentes tipos de estribos como: de gravedad, en voladizo y con pantalla y contrafuerte que se utilizan de acuerdo a la altura. En el caso de este puente, el estribo tendrá una altura de 13 m, desde la cota de cimentación hasta la rasante de la vía, tomando en cuenta las consideraciones de altura el estribo se diseñará con contrafuertes.

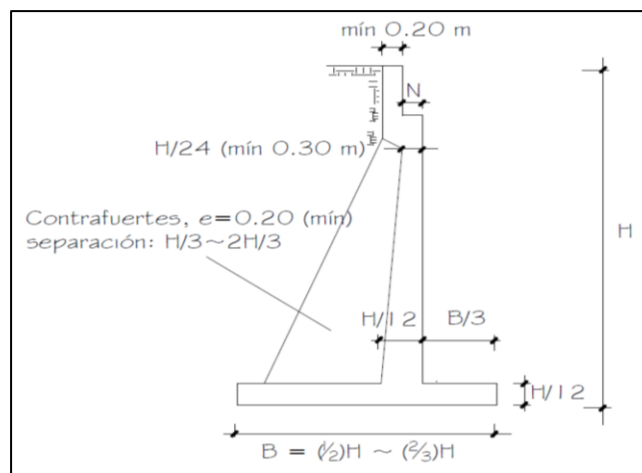


Figura 97. Valores de predimensión para un estribo con contrafuertes.
Fuente: (Rodríguez, 2016)

En primer lugar, se evalúa la estabilidad del estribo (volcamiento, asentamiento y deslizamiento) y posteriormente para el diseño de la armadura principal y de confinamiento. La sección de pre diseño del estribo queda establecida:

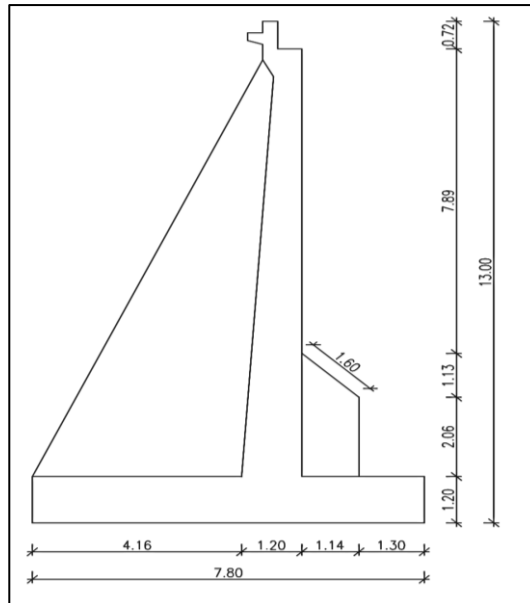


Figura 98. Predimensión del estribo. Fuente: Autor

Una vez obtenida la sección de pre diseño se toman en cuenta las siguientes consideraciones para el diseño del estribo:

- No se aplicará sobrecarga vehicular en el análisis de cargas debido a la presencia de una losa de aproximación que absorbe estas cargas.
- La capacidad portante del suelo es de 25400.00 Kg/m² proveniente del estudio geotécnico que se presenta con anterioridad.
- Para el suelo de relleno se considera un suelo granular con un ángulo de fricción interna de 33° y un peso específico de 1900 Kg/m³.
- La resistencia a compresión del hormigón utilizado en el estribo será de $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$, su módulo de elasticidad será de 80319.36 Kg/cm² y la fluencia del acero corrugado será de $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- Para el análisis del empuje activo se considerará la ley de Rankine.
- En la puntera se tendrá un relleno de 5 m para el cálculo del empuje pasivo, esto deberá hacerse antes del relleno del trasdós.
- Las cargas que surgen del empotramiento del arco y del apoyo móvil de las vigas del tablero no se consideran para la estabilidad

del muro ya que estas actuarán hasta la finalización de la obra, además el muro se rellenará antes del armado del arco y del tablero.

- El análisis de estabilidad del muro se realizará también en base a fuerzas sísmicas cuyas especiaciones vienen dadas por la bibliografía de Torres (2013), cuya fórmula para el cálculo de la fuerza sísmica en cada elemento es la siguiente:

$$EQ = C * F * W_{cm}$$

Dónde:

EQ = Fuerza sísmica que se genera en el centro de gravedad del elemento a consideración.

W = Peso de cada elemento considerado

F = Factor numérico que depende del tipo de estructura que resiste el sismo, si es solo un elemento se puede considerar como 1

C = es un coeficiente numérico que puede ser determinado por un análisis dinámico en nuestro país varia de 0.06 hasta 0.1 tomando el valor máximo en regiones de alta actividad sísmica.

- Los empujes hidráulicos no se consideran debido a que se construirán protecciones para los estribos.

Luego de haber tenido en cuenta todas estas consideraciones se procede a realizar el análisis de estabilidad el estribo.

- **Comprobación al volcamiento**

Para el efecto de volcamiento el factor de seguridad será de FS=2, se analizará lo momentos con respecto al punto A ubicado en la figura, para mayor facilidad se generará una tabla con las áreas, pesos y momentos.

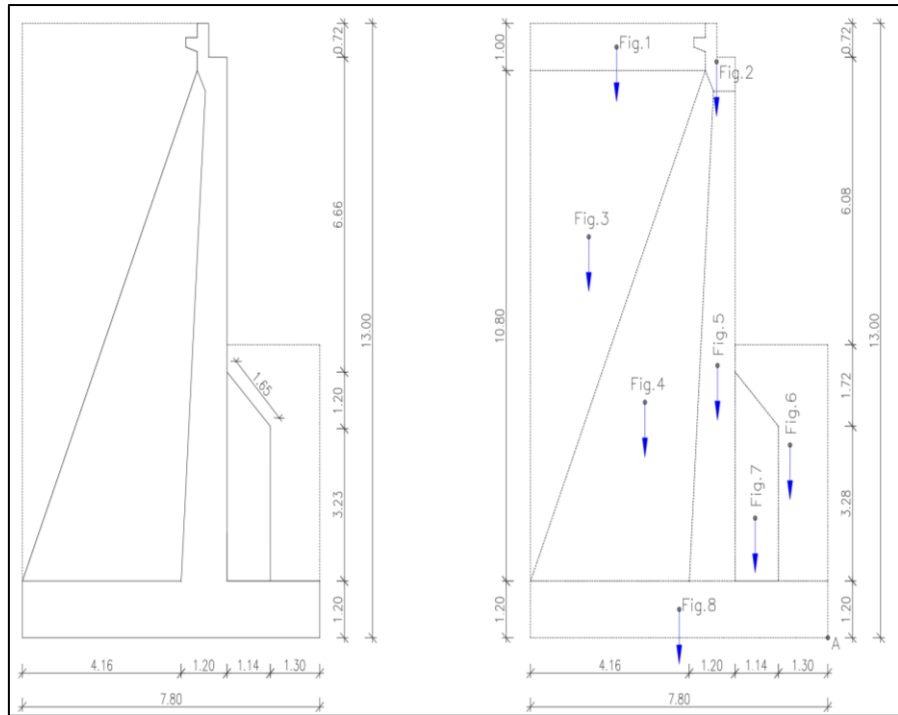


Figura 99. Diagrama de áreas y centros de gravedad para la evaluación de la estabilidad del estribo. Fuente: Autor

Tabla 20. Análisis de momentos estabilizantes del muro

Figura	Área m²	Peso Kg	Brazo m	Momento Kg.m
1	4.51	8569.00	5.54	47472.26
2	0.81	1879.20	2.92	5487.26
3	24.76	47004.00	6.27	294715.08
4	23.74	55076.80	4.80	264368.64
5	9.15	21228.00	2.90	61561.20
6	9.20	17480.00	0.99	17305.20
7	2.98	6913.60	1.91	13204.98
8	9.36	21715.20	3.90	84689.28
TOTAL=		179865.80		788803.90

Fuente: Autor

Entonces el momento $Me = 788803.90$, se obtiene el momento generado por las fuerzas de los rellenos.

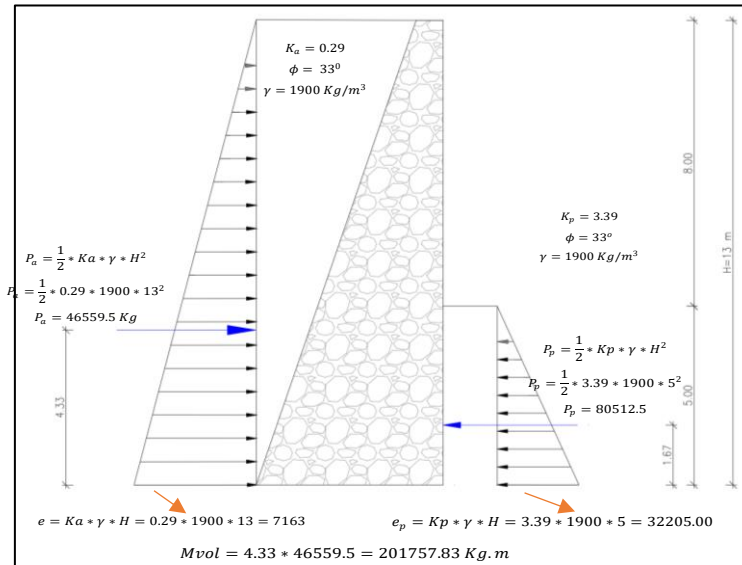


Figura 100. Diagrama de las fuerzas provenientes del empuje del suelo. Fuente: Autor

De donde:

$$F_{S_{volcamiento}} = \frac{788803.9}{201757.83} = 3.91$$

Por lo tanto, el factor a vuelco está dentro de los rangos establecidos ya que $3.91 > 2$ siendo este el valor de seguridad.

○ **Comprobación al deslizamiento**

Para el análisis del deslizamiento se tomó en cuenta el valor del empuje en la zona de la punta, siendo esta de 80512.50 Kg, el factor de seguridad es de 1.5 y finalmente el ángulo de fricción del suelo se reduce de 0.5 a 0.67 según la bibliografía de Braja M. Das.

$$F_s = \frac{(179865.80 * \tan(33 * 0.5)) + 80512.5}{50857.3} = 2.63 > 1.5$$

Por lo tanto, el estribo cumple a deslizamiento.

○ **Comprobación por falla de capacidad de carga**

Para la comprobación de la capacidad de carga se considera que la capacidad admisible del suelo debe que ser mayor a la carga

que actúa sobre ella, para lo cual se procede a calcular el q_{max} y el q_{min} con las siguientes ecuaciones:

$$Q_{max} = Q_{punta} = \frac{\sum pesos}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$Q_{min} = Q_{talon} = \frac{\sum pesos}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

Para cual se debe comprobar la excentricidad que de acuerdo al libro de Braja M. Das debe ser menor que $B/6$

$$\begin{aligned} M_{resultante\ neto} &= M_{equil} - M_{volc} = 788803.9 - 201757.83 \\ &= 587046.07\ Kg.m \end{aligned}$$

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_{resultante\ neto}}{\sum pesos}$$

$$e = \frac{7.8}{2} - \frac{587046.07}{179865.80} = 3.26$$

$$\frac{B}{6} = \frac{7.8}{6} = 1.3 < 3.26$$

Por lo tanto, existirán tensiones en el suelo, siendo desfavorable debido a su poca resistencia a este tipo de cargas.

$$Q_{max} = Q_{punta} = \frac{179865.80}{7.80} \left(1 + \frac{6 * 3.26}{7.80}\right) = 80866.39$$

$$Q_{min} = Q_{talon} = \frac{179865.80}{7.80} \left(1 - \frac{6 * 3.26}{7.80}\right) = -34766.96$$

El estudio de suelos muestra que la capacidad admisible es de $Q_{admisible} = 25400.00\ Kg/m^2$ por lo tanto este valor es inferior a la carga que actúa siendo esta de $80866.39\ Kg/m^2$. Por esta razón, se debe redimensionar el cimiento o mejorar el suelo, en este caso se mejorará las capacidades portantes del suelo de cimentación.

Se procede a analizar la estabilidad del muro considerando cargas de origen sísmico.

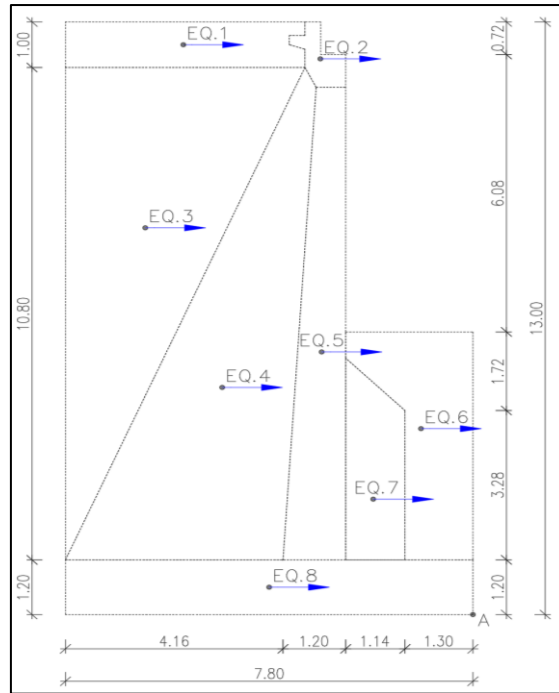


Figura 101. Diagrama de fuerzas provenientes de cargas sísmicas. Fuente: Autor

Tabla 21. Análisis de momentos provenientes de cargas sísmicas

Figura	Peso Kg	EQ	Brazo m	Momento Kg.m
1	8569.00	856.90	12.50	10711.25
2	1879.20	187.92	12.19	2290.75
3	47004.00	4700.40	8.48	39859.39
4	55076.80	5507.68	4.98	27428.25
5	21228.00	2122.80	5.76	12227.33
6	17480.00	1748.00	4.08	7131.84
7	6913.60	691.36	2.53	1749.14
8	21715.20	2171.52	0.60	1302.91
	179865.80	17986.18		102700.86

Fuente: Autor

De acuerdo con la Tabla 21, el momento con respecto al punto A viene dado por la siguiente ecuación:

$$M_A = 102700.86 + 201757.83 = 304458.69 \text{ Kg.m}$$

$$Pa = 46559.5 + 17986.18 = 64545.68 \text{ kg}$$

○ **Comprobación al volcamiento**

$$F_s = \frac{788803.9}{304458.69} = 2.59 > 2$$

Luego del análisis el muro cumple a volcamiento por análisis de cargas sísmicas

○ **Comprobación al deslizamiento**

$$F_s = \frac{(179865.80 * \tan(33 * 0.5)) + 80512.5}{64545.68} = 2.07 > 1.5$$

El muro cumple a deslizamiento en base a fuerzas sísmicas.

Para el diseño de la pantalla del estribo se tomaron en cuenta tanto las cargas provenientes del empotramiento del arco, del apoyo móvil del tablero como también las cargas que vienen del suelo de relleno. Se obtuvieron los momentos y reacciones para el diseño de los aceros principales de la pantalla y también el acero que se utilizará en los contrafuertes tanto delanteros como posteriores. En el caso de los muros de ala se diseñarán de manera monolítica con el estribo con una inclinación de 45° de acuerdo a lo estipulado en Torres (2013).

El momento máximo generado en base a las cargas del empuje de tierras sobre la pantalla está ubicado en la parte inferior de la misma y es de 201757.80 Kg.m con el cual se armará el acero que se dispone en la sección de la pantalla, como acero de predimensión se tomará 1 Φ 28 cada diez centímetros.

$$As_{1 \text{ metro}} = 10 * 6.158 = 61.58$$

$$\rho = \frac{61.58}{100 * 110} = 0.005598$$

$$Mn = 0.005598 * 4200 * 100 * 110^2 * (1 - 0.59 * \frac{0.005598 * 4200}{300})$$

$$Mn = 27 \ 133567.37 \text{ kg.cm}$$

$$M_{resistente} = 0.9 * 27\,133\,567.37 = 24\,420\,210 \text{ kg.cm}$$

24 420210 Kg.cm > 20 175780.00 kg.cm Si Cumple

Para el diseño del acero en la parte superior del estribo se utilizará la cuantía de 0.002 resultando un $A_s = 0.002 * 100 * 110 = 22 \text{ cm}^2$ quedando dispuesto un 1 Φ 18 cada diez centímetros.

$$M_n = 0.002 * 4200 * 100 * 78^2 * \left(1 - 0.59 * \frac{0.002 * 4200}{300}\right)$$

$$M_n = 5\,026\,133.55 \text{ kg.cm}$$

$$M_{resistente} = 0.9 * 5\,026\,133.55 = 4\,523\,520.19 \text{ kg.cm}$$

4 523520.19 Kg.cm > 2 521970.00 kg.cm Si Cumple

El acero para temperatura se obtendrá en base a la bibliografía de McCormac (2011) que es de 0.0015 con el cual resulta un área de aceros de $A_s = 0.0015 * 100 * 110 = 16.5 \text{ cm}^2$ quedando 1 Φ 14 cada diez centímetros. Una vez analizado el estribo incluidos los contrafuertes delanteros tanto como los posteriores queda definido de la siguiente manera:

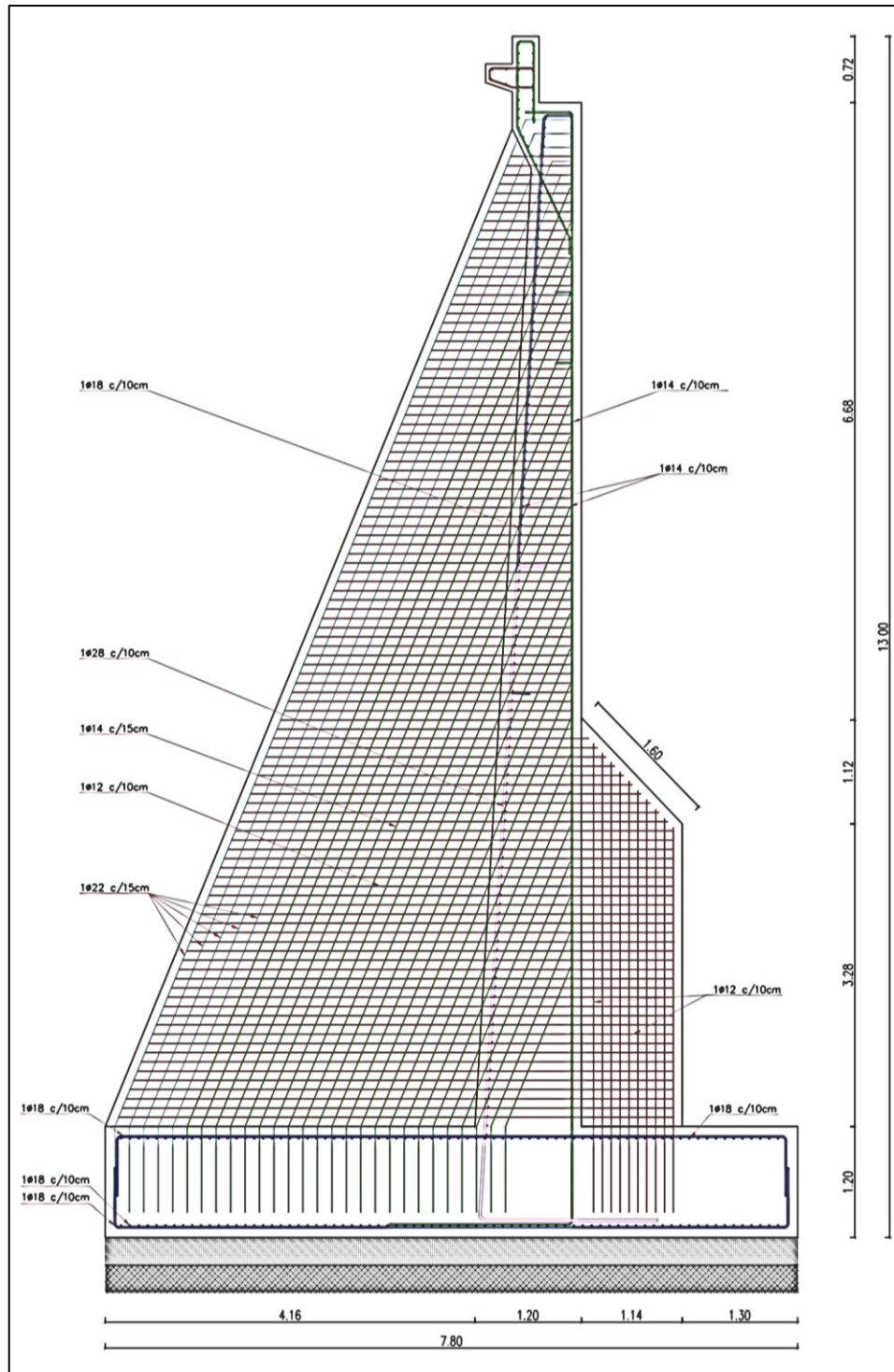


Figura 102. Diseño definitivo del estribo con contrafuertes.
Fuente: Autor

- **Diseño de la zapata del estribo**

De acuerdo a la geometría del estribo se procede a diseñar la zapata por separado debido a que la punta se diseñará como losa en voladizo

al contrario que el talón, el cual al existir contrafuertes se diseñará con una carga dada por la bibliografía de Francisco Arellanos.

- Diseño de la punta de la zapata

El momento para diseñar la punta de la zapata viene dado por el análisis de la capacidad de carga del suelo, el cual es de 80866.39 Kg.m. Para esto se tiene las siguientes consideraciones iniciales de diseño:

- B = 100 cm
- H = 120 cm
- r = 10 cm
- d = 110 cm
- $f'c = 300 \text{ Kg/cm}^2$

De acuerdo al ACI 318S-14 la cuantía mínima para muros es de $\rho_{min} = 0.002$ con este valor se calcula el área de aceros resultando la siguiente $A_s = 0.002 * 100 * 110 = 22 \text{ cm}^2$ así queda dispuesto el acero en 1 Φ 18 cada diez centímetros.

$$A_{s1 \text{ metro}} = 10 * 2.545 = 25.45$$

$$\rho = \frac{25.45}{100 * 110} = 0.002314$$

$$\phi Mn \geq Mu$$

$$C = T$$

$$\rho_b f_y b d = 0.85 \beta_1 f'c * b * c$$

$$Mn = \rho f_y b d^2 \left(1 - 0.59 * \frac{\rho f_y}{f'c}\right)$$

$$\phi = 0.9$$

Según el ACI la cuantía máxima en una sección de acero viene dada por la siguiente formula:

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_{bal}$$

$$\rho_{bal} = \frac{0.85 \beta_1 f'c}{f_y} \left(\frac{6120}{6120 + f_y} \right)$$

Estas ecuaciones se evaluaron para los datos iniciales para el diseño resultando los siguientes valores:

$$\rho_{max} = 0.0216$$

$$\rho_{bal} = 0.0288$$

$$Mn = \rho f_y b d^2 \left(1 - 0.59 * \frac{\rho f_y}{f'_c}\right)$$

$$Mn = 0.002314 * 4200 * 100 * 110^2 * \left(1 - 0.59 * \frac{0.002314 * 4200}{300}\right)$$

$$Mn = 11534976.41 \text{ kg.cm}$$

$$M_{resistente} = 0.9 * 11534976.41 = 10381478.77 \text{ kg.cm}$$

$$\mathbf{8\ 086639.00\text{Kg.cm} < 10\ 381478.77\ \text{kg.cm} \quad \text{Si Cumple}}$$

- Diseño del talón de la zapata

Una vez analizada la punta de la zapata se procede a diseñar el talón este se diseñará con una carga que viene dada en la siguiente ecuación:

$$C = \frac{q * L^2}{10} = \frac{\gamma * H * L^2}{10} = \frac{1900 * 13 * 7.7^2}{10} = 146446.3$$

Resultando un momento máximo de 83268.1 Kg.m con el cual se definen los aceros longitudinales de la zapata. Se utilizará como acero 1 Φ 18 cada diez centímetros.

$$A_{s1\ metro} = 10 * 2.545 = 25.45$$

$$\rho = \frac{25.45}{100 * 110} = 0.002314$$

$$Mn = 0.002314 * 4200 * 100 * 110^2 * \left(1 - 0.59 * \frac{0.002314 * 4200}{300}\right)$$

$$Mn = 11534976.41 \text{ kg.cm}$$

$$M_{resistente} = 0.9 * 11534976.41 = 10381478.77 \text{ kg.cm}$$

$$\mathbf{8\ 326810.00\text{Kg.cm} < 10\ 381478.77\ \text{kg.cm} \quad \text{Si Cumple}}$$

Quedando la zapata determinada de la siguiente manera para aceros longitudinales como transversales.

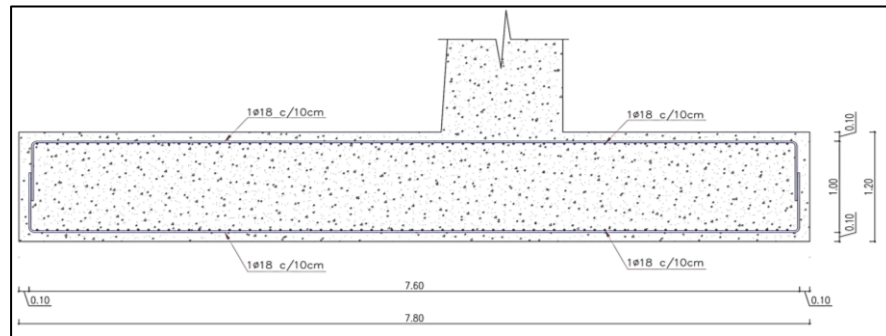


Figura 103. Diseño definitivo de la zapata del estribo. Fuente: Autor

CAPITULO 4

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

- Se diseñó un puente en arco de hormigón armado con una luz de 30 metros, con un ancho de carril de 3.85 metros, un ancho de acera de 1.65. Las barandas son para circulación peatonal con una altura de 1.10 metros. La capa de rodadura es de pavimento flexible con un espesor de 0.05 metros.
- Según el aforo vehicular realizado en el sitio implantación del puente, se obtuvo como resultado un camión de diseño de 18 Ton. siendo el requerido por la ASSHTO el camión HL-93, la circulación peatonal es abundante debido a que el sector es de expansión poblacional.
- El estudio topográfico mostró como resultado que el relieve del terreno presenta un gran desnivel en el lado derecho, mientras que en el lado izquierdo es bastante regular.
- El nivel máximo de crecidas del río Burgay para un periodo de retorno de 50 años es de 2429 msnm, con lo cual la socavación de este río sobre el terreno es de 0.89 metros.
- El nivel de cimentación del estribo se definió en la cota 2423, el suelo posee una capacidad portante de 2.54 Kg/cm².
- Se diseñó una losa de aproximación para absorber las cargas vivas por lo cual no se considerará esta sobrecarga en el empuje del suelo de relleno.
- El empuje del suelo de relleno se realizó en base a la teoría de empuje de suelos Rankine.
- La predimension de las secciones se realizaron en base a lo estipulado en el ACI 318S-14 y en la ASSHTO 2014, dichas dimensiones se modificaron de acuerdo a los esfuerzos que estaban sometidos quedando como se visualizan en los planos.
- La deformación máxima analizada con el estado de carga de servicio del puente es de 2.7cm lo cual está dentro de la norma ASSHTO donde se establece que la deformación máxima es de 3 cm. La deformación de la viga longitudinal es de 2.72 cm lo cual hace ver que comparte la deformación total del puente.

- La resistencia del hormigón para los diferentes componentes estructurales se consideró de la siguiente manera: zapatas, muros laterales y pantallas: $F'c= 300 \text{ Kg/cm}^2$; losa de tablero, vigas longitudinales, vigas transversales, vigas rigidizadora, columnas: $F'c= 280 \text{ Kg/cm}^2$; viga de Arco: $F'c= 280 \text{ Kg/cm}^2$; aceras, postes de pasamanos: $F'c= 210 \text{ Kg/cm}^2$
- El análisis sísmico se realizó con lo estipulado en la NEC debido a que la norma recomienda procedimientos para el diseño de estructuras esenciales, pero siempre tomando en cuenta los valores de aceleración para los diferentes lugares del país.

Recomendaciones

- Se recomienda que para la modelación hidráulica del río Burgay se tomen precauciones en las cotas de los perfiles ya que estas no son coincidentes entre el estudio hidráulico entregado por la Municipalidad con la realidad del lugar de implantación del proyecto.
- La capacidad del suelo debe ser mejorada para soportar las cargas provenientes de la estructura del puente.
- Se tomen las precauciones adecuadas en la fabricación del hormigón para la obra y que estos alcancen las resistencias requeridas
- El acero de refuerzo debe tener la resistencia especificada en los planos y los dobleces y traslapes los cuales se diseñó en base al ACI 318S-14.
- Para el mantenimiento de la capa de rodadura se recomienda fresar la capa existente y volver a pavimentar con el mismo espesor de diseño.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- AASHTO. (2014). *LRFD Bridge Desing Specifications* (Segunda ed.). USA: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Comunicaciones, M. d. T. Y. (2003). *MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES* (Primera ed.). Lima: Ministerio de Transporte Y Comunicaciones.
- DAS, B. M. (2013). *FUNDAMENTOS DE INGENIERIA GEOTECNICA* (CUARTA ed.). MEXICO.
- Elvira, M. (2016). *Socavacion en Puentes* (Primera ed.). Cauca.
- Herrera, J. (1996). *Puentes*. Bogotá: Universidad Caólica de Colombia.
- Mccormac, J. (2011). *Diseño de Concreto Reforzado* (Octava ed.). U.S.A.: John Wiley & Sons, Inc.
- MIDUVI. (2014). *Peligro Sismico Diseño Sismoresistente* Quito
- PAUTE, C. (2009). *ANALISIS DE LA VULNERABILIDAD A EVENTOS DE CRECIDA Y DISEÑO DE OBRAS FISICAS PARA LA PROTECCION DE MARGENES E INFRAESTRUCTURA DEL RIO BURGAY* (C. PAUTE Ed. Primera ed.). Azogues.
- Rodriguez, A. (2016). *Puentes con AASHTO-LRFD 2014* (Septima ed.). Perú.
- Simon, U. d. S. (2010). *Apoyo para estudiantes para la asignatura de puentes* Bolivia.
- Torres, E. (2013). *Diseño de Puentes Interpretacion del codigo AASHTO* (Primera ed.). Quito-Ecuador: Universidad Politecnica Salesiana.
- Vallecilla, C. (2006). *Manual de Puentes en Concreto Reforzado* (Primera ed.). Colombia: Editorial Bauen.

ANEXOS

Anexo A: Planos de Estructurales

Anexo B: Presupuesto

Presupuesto para el Proyecto: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

PRESUPUESTO						
Item	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
1		Preliminares				1793.65
1.001	501009	Replanteo y nivelación	m2	501.6	2.28	1143.65
1.002	502003	Desbroce y limpieza del terreno	m2	250	2.6	650.00
2		Excavación				6929.57
2.001	501010	Excavación mecánica en suelo conglomerado de 4 a 6 m de profundidad	m3	393.8	9.34	3678.09
2.002	506002	Cargado de material con cargadora	m3	518.44	1.82	943.56
2.003	506004	Transporte de materiales hasta 6 km, incluye pago en escombrera	m3	393.8	2.21	870.30
2.004	505013	Relleno compactado con material de mejoramiento	m3	45.48	31.61	1437.62
3		Mejoramiento de suelo				5178.47
3.001	505017	Relleno compactado con material de sitio	m3	393.8	13.15	5178.47
4		Estribos				293870.12
4.001	540038	Replanteo de hormigón simple f'c=140 kg/cm2	m3	24.38	129	3145.02
4.002	507010	Hormigón en muros f'c = 300 kg/cm2	m3	644.35	201.61	129907.40
4.003	512036	Encofrado de madera recto (2 usos)	m2	624.8	11	6872.80
4.004	513004	Acero de refuerzo, cortado y figurado	Kg	71857.66	2.14	153775.39
4.005	514019	Tubería PVC d = 110 mm, U/E 1 MPA	ml	15	11.3	169.50
5		Muros de ala				41951.68
5.002	507010	Hormigón en muros f'c = 300 kg/cm2	m3	141.02	201.61	28431.04
5.003	512042	Encofrado de Muros de Contención (2 usos)	m2	384	35.21	13520.64
6		Superestructura				178401.58
6.001	548001	Placa de Neopreno 0.4x0.4x0.07 m	u	8	263.87	2110.96
6.002	512007	Encofrado de madera curvo (2 usos)	m2	173	8.88	1536.24
6.003	512037	Encofrado de madera para columnas (2 usos)	m2	210	13.25	2782.50
6.004	512027	Encofrado de madera para losas (2 usos)	m2	330	10.8	3564.00
6.005	512041	Encofrado de madera para vigas (2 usos)	m2	423	7.97	3371.31
6.006	512036	Encofrado de madera recto (2 usos)	m2	18	11	198.00
6.007	513004	Acero de refuerzo, cortado y figurado	Kg	50775.36	2.14	108659.27
6.008	514019	Tubería PVC d = 110 mm, U/E 1 MPA	ml	7.8	11.3	88.14
6.009	539096	Pasamano con tubo estructural D=2 1/2"	m	60	42.14	2528.40
6.01	540197	Hormigón Estructural f'c=210 kg/cm2	m3	16.5	146.75	2421.38
6.011	529007	Carpeta asfáltica (e=2") Ho Asf. mezclado en planta	m2	231	9.22	2129.82
6.012	540199	Hormigón simple f'c=280 kg/cm2 para vigas	m3	254	191.14	48549.56
6.013	529002	Asfalto MC para imprimación	litro	231	2	462.00
7		Señalización				792.24
7.001	531001	Señalización vertical	u	4	119.06	476.24
7.002	531003	Pintura para señalización de tráfico, manual	m2	50	6.32	316.00

8		Mitigación de Impactos Ambientales				878.84
8.001	532001	Valla de advertencia de obras y desvío	u	2	22.24	44.48
8.002	532003	Señalización con cinta	ml	32	0.2	6.40
8.003	532004	Parante con base de hormigón, 20 usos	u	8	5.99	47.92
8.004	532005	Pasos peatonales de tabla	u	4	9.97	39.88
8.005	532006	Cobertura de plástico (5 usos)	m2	32	0.28	8.96
8.006	532034	Difusión Social	global	1	700.8	700.80
8.007	532024	Malla plástica de seguridad K0001, suministro e instalación, 5 usos	ml	32	0.95	30.40
SUBTOTAL						529796.15
IVA					12.00%	63575.54
TOTAL						593371.68

NOMBRE DEL OFERENTE: Sr. Sebastian Luna

PROYECTO: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Replanteo y nivelación

UNIDAD: m2

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias 1	1	0.33	0.33	0.05	0.02
Equipo de topografía	1	2	2	0.5	1
SUBTOTAL M					1.02
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1	3.51	3.51	0.05	0.18
Topógrafo 2: título y experiencia mayor a 5 años (Estr. Oc. C1)	1	3.93	3.93	0.08	0.31
Cadenero	1	3.55	3.55	0.5	0.18
SUBTOTAL N					0.67
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Tiras de eucalipto 2 x 2 x 300 cm	u	0.2	0.53	0.11	
Clavos	kg	0.05	1.91	0.1	
SUBTOTAL O					0.21
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1.9
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					0.38
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					2.28
VALOR OFERTADO					2.28

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

NOMBRE DEL OFERENTE: Sr. Sebastian Luna

PROYECTO: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Desbroce y limpieza del terreno

UNIDAD: m2

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias 2	1	0.71	0.71	1	0.71
SUBTOTAL M					0.71
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	4	3.51	14.04	0.1	1.4
Técnico obras civiles	1	3.74	3.74	0.015	0.06
SUBTOTAL N					1.46
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
SUBTOTAL O					0
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					2.17
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					0.43
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					2.6
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO
					2.6

NOMBRE DEL OFERENTE: Sr. Sebastian Luna

PROYECTO: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Excavación mecánica en suelo conglomerado de 4 a 6 m de profundidad

UNIDAD: m3

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Excavadora de Oruga	1	3.93	3.93	1	3.93
SUBTOTAL M					3.93
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Operador de excavadora	1	3.82	3.82	1	3.82
Peón	1	3.51	3.51	0.008	0.03
SUBTOTAL N					3.85
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
SUBTOTAL O					0
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					7.78
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					1.56
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					9.34
VALOR OFERTADO					9.34

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

NOMBRE DEL OFERENTE: Sr. Sebastian Luna

PROYECTO: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Cargado de material con cargadora

UNIDAD: m3

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Cargadora	1	30	30	0.03	1
SUBTOTAL M					1
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1	3.51	3.51	0.03	0.11
Operador de cargadora frontal (Payloader sobre ruedas u orugas)	1	3.92	3.92	0.1	0.39
SUBTOTAL N					0.52
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
SUBTOTAL O					0
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1.52
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					0.3
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					1.82
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO
					1.82

NOMBRE DEL OFERENTE: Sr. Sebastian Luna

PROYECTO: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Transporte de materiales hasta 6 km, incluye pago en escombrera

UNIDAD: m3

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Volqueta 8 m3	1	25	25	0.04	1
SUBTOTAL M					1
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Chofer volquetas (Estr. Oc. C1)	1	5.15	5.15	0.04	0.21
SUBTOTAL N					0.21
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Pago por concepto de disposición de materiales en escombrera	m3	1	0.63	0.63	
SUBTOTAL O				0.63	
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1.84
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					0.37
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					2.21
VALOR OFERTADO					2.21

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

NOMBRE DEL OFERENTE: Sr. Sebastian Luna

PROYECTO: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Relleno compactado con material de mejoramiento

UNIDAD: m3

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias 3	1	0.29	0.29	0.8	0.23
Plancha vibratoria	1	4.5	4.5	1	4.5
SUBTOTAL M					4.73
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1	3.51	3.51	1	3.51
Técnico obras civiles	1	3.74	3.74	0.15	0.56
Albañil	1	3.45	3.45	0.48	1.66
SUBTOTAL N					5.73
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Material de mejoramiento puesto en obra	m3	1.32	12	15.84	
Agua	lt	4	0.01	0.04	
SUBTOTAL O					15.88
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					26.34
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					5.27
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					31.61
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO
					31.61

NOMBRE DEL OFERENTE: Sr. Sebastian Luna

PROYECTO: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Relleno compactado con material de sitio

UNIDAD: m3

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias 4	1	0.31	0.31	0.8	0.25
Plancha vibratoria	1	4.5	4.5	1	4.5
SUBTOTAL M					4.75
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2	3.51	7.02	0.75	5.27
Técnico obras civiles	1	3.74	3.74	0.015	0.06
Albañil	1	3.45	3.45	0.25	0.86
SUBTOTAL N					6.19
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Agua	lt	2	0.01	0.02	
SUBTOTAL O					0.02
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					10.96
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					2.19
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					13.15
VALOR OFERTADO					13.15

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

NOMBRE DEL OFERENTE: Sr. Sebastian Luna

PROYECTO: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Replanto de hormigón simple f'c=140 kg/cm2

UNIDAD: m3

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias 5	1	0.54	0.54	1	0.54
SUBTOTAL M					0.54
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	4	3.51	14.04	0.68	9.55
Albañil	2	3.45	6.9	0.15	1.04
Técnico obras civiles	1	3.74	3.74	0.05	0.19
SUBTOTAL N					10.78
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Hormigón Simple f'c = 140 kg/cm2	m3	1	96.18	96.18	
SUBTOTAL O					96.18
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					107.5
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					21.5
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					129
VALOR OFERTADO					129

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

NOMBRE DEL OFERENTE: Sr. Sebastian Luna

PROYECTO: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Hormigón Simple f'c = 140 kg/cm2

UNIDAD: m3

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Concretera un saco	1	3.15	3.15	0.75	2.36
Herramientas varias	4	0.56	2.24	0.75	1.68
SUBTOTAL M					4.04
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	5	3.51	17.55	0.75	13.16
Técnico obras civiles	1	3.74	3.74	0.375	1.4
SUBTOTAL N					14.56
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Cemento Portland Tipo I puesto en obra	saco	5.5	8.45	46.48	
Arena puesta en obra	m3	0.6	18	10.8	
Grava puesta en obra	m3	1	18.5	18.5	
Agua	lt	180	0.01	1.8	
SUBTOTAL O					77.58
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					96.18
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					19.24
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					115.42
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO
					115.42

NOMBRE DEL OFERENTE: Sr. Sebastian Luna

PROYECTO: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Hormigón en muros f'c = 300 kg/cm2

UNIDAD: m3

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias 6	1	0.94	0.94	0.85	0.8
Vibrador	1	1.8	1.8	1	1.8
SUBTOTAL M					2.6
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Operador de equipo liviano	1	3.55	3.55	1	3.55
Peón	3	3.51	10.53	1	10.53
Albañil	2	3.45	6.9	0.5	3.45
Maestro de obra	1	3.93	3.93	0.3	1.18
SUBTOTAL N					18.71
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Hormigón Simple f'c = 300 kg/cm2	m3	1	146.7	146.7	
SUBTOTAL O					146.7
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					168.01
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					33.6
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					201.61
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO
					201.61

NOMBRE DEL OFERENTE: Sr. Sebastian Luna

PROYECTO: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Encofrado de madera recto (2 usos)

UNIDAD: m2

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias 7	1	0.17	0.17	1	0.17
SUBTOTAL M					0.17
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Albañil	1	3.45	3.45	0.2	0.69
Peón	2	3.51	7.02	0.35	2.46
Técnico obras civiles	1	3.74	3.74	0.06	0.22
SUBTOTAL N					3.37
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Pingos de eucalipto	m	3.5	0.8	2.8	
Tabla ordinaria de monte 28 x 2.5 x 300 cm	u	0.8	2.5	2	
Tiras de eucalipto 4 x 5 x 300 cm	u	0.5	1.08	0.54	
Clavos	kg	0.15	1.91	0.29	
SUBTOTAL O					5.63
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					9.17
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					1.83
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					11
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO
					11

NOMBRE DEL OFERENTE: Sr. Sebastian Luna

PROYECTO: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Acero de refuerzo, cortado y figurado

UNIDAD: Kg

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias 8	1	0.03	0.03	1	0.03
SUBTOTAL M					0.03
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1	3.51	3.51	0.08	0.28
Fierrero	1	3.55	3.55	0.08	0.28
Técnico obras civiles	1	3.74	3.74	0.016	0.06
SUBTOTAL N					0.62
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Acero en varillas	kg	1.05	1	1.05	
Alambre de amarre No. 18 negro recocido	kg	0.05	1.6	0.08	
SUBTOTAL O					1.13
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1.78
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					0.36
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					2.14
VALOR OFERTADO					2.14

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

NOMBRE DEL OFERENTE: Sr. Sebastian Luna

PROYECTO: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Tubería PVC d = 110 mm, U/E 1 MPA

UNIDAD: ml

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias 9	1	0.13	0.13	1	0.13
SUBTOTAL M					0.13
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	4	3.51	14.04	0.13333	1.87
Plomero	1	3.55	3.55	0.13333	0.47
Técnico obras civiles	1	3.74	3.74	0.06667	0.25
SUBTOTAL N					2.59
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Tubería PVC U/E 1 MPA 110 mm	m	1	6.7	6.7	
SUBTOTAL O					6.7
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					9.42
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					1.88
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					11.3
VALOR OFERTADO					11.3

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

NOMBRE DEL OFERENTE: Sr. Sebastian Luna

PROYECTO: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Hormigón Simple f'c = 300 kg/cm2

UNIDAD: m3

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias 13	1	0.35	0.35	1	0.35
Concreteira un saco	1	3.15	3.15	0.78	2.46
SUBTOTAL M					2.81
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	5	3.51	17.55	0.78	13.69
Técnico obras civiles	1	3.74	3.74	0.39	1.46
SUBTOTAL N					15.15
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Cemento Portland Tipo I puesto en obra	saco	8.4	8.45	70.98	
Arena puesta en obra	m3	0.7	18	12.6	
Grava puesta en obra	m3	1	18.5	18.5	
Agua	lt	180	0.01	1.8	
SUBTOTAL O					103.88
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					121.84
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					24.37
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					146.21
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO
					146.21

NOMBRE DEL OFERENTE: Sr. Sebastian Luna

PROYECTO: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Replanto de hormigón simple f'c=140 kg/cm2

UNIDAD: m3

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias 5	1	0.54	0.54	1	0.54
SUBTOTAL M					0.54
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	4	3.51	14.04	0.68	9.55
Albañil	2	3.45	6.9	0.15	1.04
Técnico obras civiles	1	3.74	3.74	0.05	0.19
SUBTOTAL N					10.78
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Hormigón Simple f'c = 140 kg/cm2	m3	1	96.18	96.18	
SUBTOTAL O					96.18
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					107.5
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					21.5
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					129
VALOR OFERTADO					129

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

NOMBRE DEL OFERENTE: Sr. Sebastian Luna

PROYECTO: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Hormigón Simple f'c = 140 kg/cm2

UNIDAD: m3

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Concretera un saco	1	3.15	3.15	0.75	2.36
Herramientas varias	4	0.56	2.24	0.75	1.68
SUBTOTAL M					4.04
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	5	3.51	17.55	0.75	13.16
Técnico obras civiles	1	3.74	3.74	0.375	1.4
SUBTOTAL N					14.56
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Cemento Portland Tipo I puesto en obra	saco	5.5	8.45	46.48	
Arena puesta en obra	m3	0.6	18	10.8	
Grava puesta en obra	m3	1	18.5	18.5	
Agua	lt	180	0.01	1.8	
SUBTOTAL O					77.58
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					96.18
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					19.24
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					115.42
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO
					115.42

NOMBRE DEL OFERENTE: Sr. Sebastian Luna

PROYECTO: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Hormigón en muros f'c = 300 kg/cm2

UNIDAD: m3

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias 6	1	0.94	0.94	0.85	0.8
Vibrador	1	1.8	1.8	1	1.8
SUBTOTAL M					2.6
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Operador de equipo liviano	1	3.55	3.55	1	3.55
Peón	3	3.51	10.53	1	10.53
Albañil	2	3.45	6.9	0.5	3.45
Maestro de obra	1	3.93	3.93	0.3	1.18
SUBTOTAL N					18.71
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Hormigón Simple f'c = 300 kg/cm2	m3	1	146.7	146.7	
SUBTOTAL O					146.7
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					168.01
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					33.6
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					201.61
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO
					201.61

NOMBRE DEL OFERENTE: Sr. Sebastian Luna

PROYECTO: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Encofrado de Muros de Contención (2 usos)

UNIDAD: m2

DETALLE:

EQUIPOS						
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo	
Equipo de carpintería	1	0.24	0.24	0.2	0.05	
Módulo andamio metálico h= 1.5 m	1	0.09	0.09	0.2	0.02	
Módulo de encofrado 1.2 m x 0.4	1	0.38	0.38	0.2	0.08	
Módulo de encofrado 1.2 m x 0.6 m	1	0.56	0.56	0.2	0.11	
Accesorios para encofrado de muros	2.1	0.36	0.76	0.2	0.15	
SUBTOTAL M					0.41	
MANO DE OBRA						
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo	
Peón	4	3.51	14.04	0.2	2.81	
Carpintero	2	3.45	6.9	0.2	1.38	
Técnico obras civiles	1	3.74	3.74	0.12	0.45	
SUBTOTAL N					4.64	
MATERIALES						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo		
Clavos	kg	0.5	1.91	0.96		
Pingos de eucalipto	m	10	0.8	8		
Vigas de eucalipto 14x16 cm	ml	1.5	1.9	2.85		
Madera Contrachapada tipo BC 18 mm (1.22 x 2.44 m)	Plancha	0.3	38	11.4		
Tiras de eucalipto 4 x 5 x 300 cm	u	1	1.08	1.08		
SUBTOTAL O					24.29	
TRANSPORTE						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo		
SUBTOTAL P					0	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					29.34	
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					5.87	
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					35.21	
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO	35.21

NOMBRE DEL OFERENTE: Sr. Sebastian Luna

PROYECTO: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Acero de refuerzo, cortado y figurado

UNIDAD: Kg

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias 8	1	0.03	0.03	1	0.03
SUBTOTAL M					0.03
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1	3.51	3.51	0.08	0.28
Fierrero	1	3.55	3.55	0.08	0.28
Técnico obras civiles	1	3.74	3.74	0.016	0.06
SUBTOTAL N					0.62
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Acero en varillas	kg	1.05	1	1.05	
Alambre de amarre No. 18 negro recocido	kg	0.05	1.6	0.08	
SUBTOTAL O					1.13
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1.78
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					0.36
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					2.14
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO
					2.14

NOMBRE DEL OFERENTE: Sr. Sebastian Luna

PROYECTO: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Placa de Neopreno 0.4x0.4x0.07 m

UNIDAD: u

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias 12	1	0.23	0.23	1	0.23
SUBTOTAL M					0.23
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Técnico obras civiles	1	3.74	3.74	0.015	0.06
Peón	1	3.51	3.51	0.8	2.81
Albañil	1	3.45	3.45	0.52	1.79
SUBTOTAL N					4.66
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Placa de Neopreno 0.4x0.4x0.07m	u	1	215	215	
SUBTOTAL O					215
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					219.89
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					43.98
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					263.87
VALOR OFERTADO					263.87

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

NOMBRE DEL OFERENTE: Sr. Sebastian Luna

PROYECTO: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Encofrado de madera curvo (2 usos)

UNIDAD: m2

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramienta menor de carpintería	1	0.15	0.15	1	0.15
SUBTOTAL M					0.15
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1	3.51	3.51	0.4	1.4
Carpintero	1	3.45	3.45	0.4	1.38
Técnico obras civiles	1	3.74	3.74	0.04	0.15
SUBTOTAL N					2.93
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Pingos de eucalipto	m	1.75	0.8	1.4	
Tiras de eucalipto 4 x 5 x 300 cm	u	0.58	1.08	0.63	
Clavos	kg	0.1	1.91	0.19	
Madera contrachapada tipo C 4 mm 1,22 x 2,44 m	plancha	0.2	10.5	2.1	
SUBTOTAL O					4.32
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					7.4
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					1.48
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					8.88
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO
					8.88

NOMBRE DEL OFERENTE: Sr. Sebastian Luna

PROYECTO: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Encofrado de madera para columnas (2 usos)

UNIDAD: m2

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias 13	1	0.35	0.35	1	0.35
SUBTOTAL M					0.35
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2	3.51	7.02	0.6	4.21
Albañil	1	3.45	3.45	0.6	2.07
Técnico obras civiles	1	3.74	3.74	0.18	0.67
SUBTOTAL N					6.95
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Tabla ordinaria de monte 28 x 2.5 x 300 cm	u	0.71	2.5	1.78	
Tiras de eucalipto 4 x 5 x 300 cm.	u	0.42	1.07	0.45	
Clavos	kg	0.2	1.91	0.38	
Pingos de eucalipto	m	1.26	0.8	1.01	
Alambre de amarre No. 18 negro recocido	kg	0.075	1.6	0.12	
SUBTOTAL O					3.74
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					11.04
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					2.21
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					13.25
VALOR OFERTADO					13.25

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

NOMBRE DEL OFERENTE: Sr. Sebastian Luna

PROYECTO: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Encofrado de madera para losas (2 usos)

UNIDAD: m2

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias 14	1	0.16	0.16	1	0.16
SUBTOTAL M					0.16
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2	3.51	7.02	0.2	1.4
Albañil	1	3.45	3.45	0.2	0.69
Técnico obras civiles	1	3.74	3.74	0.3	1.12
SUBTOTAL N					3.21
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Pingos de eucalipto	m	3.5	0.8	2.8	
Tabla ordinaria de monte 28 x 2.5 x 300 cm	u	0.8	2.5	2	
Tiras de eucalipto 4 x 5 x 300 cm	u	0.5	1.08	0.54	
Clavos	kg	0.15	1.91	0.29	
SUBTOTAL O					5.63
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					9
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					1.8
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					10.8
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO
					10.8

NOMBRE DEL OFERENTE: Sr. Sebastian Luna

PROYECTO: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Encofrado de madera para vigas (2 usos)

UNIDAD: m2

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias 15	1	0.12	0.12	1	0.12
SUBTOTAL M					0.12
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2	3.51	7.02	0.2	1.4
Albañil	1	3.45	3.45	0.2	0.69
Técnico obras civiles	1	3.74	3.74	0.06	0.22
SUBTOTAL N					2.31
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Tabla ordinaria de monte 28 x 2.5 x 300 cm	u	0.71	2.5	1.78	
Tiras de eucalipto 4 x 5 x 300 cm.	u	0.8	1.07	0.86	
Clavos	kg	0.15	1.91	0.29	
Pingos de eucalipto	m	1.6	0.8	1.28	
SUBTOTAL O					4.21
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					6.64
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					1.33
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					7.97
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO
					7.97

NOMBRE DEL OFERENTE: Sr. Sebastian Luna

PROYECTO: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Encofrado de madera recto (2 usos)

UNIDAD: m2

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias 7	1	0.17	0.17	1	0.17
SUBTOTAL M					0.17
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Albañil	1	3.45	3.45	0.2	0.69
Peón	2	3.51	7.02	0.35	2.46
Técnico obras civiles	1	3.74	3.74	0.06	0.22
SUBTOTAL N					3.37
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Pingos de eucalipto	m	3.5	0.8	2.8	
Tabla ordinaria de monte 28 x 2.5 x 300 cm	u	0.8	2.5	2	
Tiras de eucalipto 4 x 5 x 300 cm	u	0.5	1.08	0.54	
Clavos	kg	0.15	1.91	0.29	
SUBTOTAL O					5.63
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					9.17
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					1.83
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					11
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO
					11

NOMBRE DEL OFERENTE: Sr. Sebastian Luna

PROYECTO: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Acero de refuerzo, cortado y figurado

UNIDAD: Kg

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias 8	1	0.03	0.03	1	0.03
SUBTOTAL M					0.03
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1	3.51	3.51	0.08	0.28
Fierrero	1	3.55	3.55	0.08	0.28
Técnico obras civiles	1	3.74	3.74	0.016	0.06
SUBTOTAL N					0.62
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Acero en varillas	kg	1.05	1	1.05	
Alambre de amarre No. 18 negro recocido	kg	0.05	1.6	0.08	
SUBTOTAL O					1.13
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1.78
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					0.36
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					2.14
VALOR OFERTADO					2.14

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

NOMBRE DEL OFERENTE: Sr. Sebastian Luna

PROYECTO: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Tubería PVC d = 110 mm, U/E 1 MPA

UNIDAD: ml

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias 9	1	0.13	0.13	1	0.13
SUBTOTAL M					0.13
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	4	3.51	14.04	0.13333	1.87
Plomero	1	3.55	3.55	0.13333	0.47
Técnico obras civiles	1	3.74	3.74	0.06667	0.25
SUBTOTAL N					2.59
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Tubería PVC U/E 1 MPA 110 mm	m	1	6.7	6.7	
SUBTOTAL O					6.7
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					9.42
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					1.88
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					11.3
VALOR OFERTADO					11.3

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

NOMBRE DEL OFERENTE: Sr. Sebastian Luna

PROYECTO: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Pasamano con tubo estructural D=2 1/2"

UNIDAD: m

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1	0.56	0.56	1	0.56
SUBTOTAL M					0.56
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Albañil	1	3.45	3.45	0.85	2.93
Peón	1	3.51	3.51	1	3.51
SUBTOTAL N					6.44
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Tubo estructural redondo D=2 1/2"	m	3.8	7.4	28.12	
SUBTOTAL O					28.12
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					35.12
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					7.02
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					42.14
VALOR OFERTADO					42.14

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

NOMBRE DEL OFERENTE: Sr. Sebastian Luna

PROYECTO: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Hormigón Estructural f'c=210 kg/cm2

UNIDAD: m3

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias 16	1	0.18	0.18	1	0.18
Vibrador	1	1.8	1.8	0.8	1.44
Concretera un saco	1	3.15	3.15	0.8	2.52
SUBTOTAL M					4.14
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	5	3.51	17.55	1	17.55
Albañil	2	3.45	6.9	0.8	5.52
Técnico obras civiles	1	3.74	3.74	0.16	0.6
SUBTOTAL N					23.67
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Cemento Portland Tipo I puesto en obra	saco	7.5	8.45	63.38	
Arena puesta en obra	m3	0.6	18	10.8	
Grava puesta en obra	m3	1	18.5	18.5	
Agua	lt	180	0.01	1.8	
SUBTOTAL O					94.48
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					122.29
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					24.46
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					146.75
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO
					146.75

NOMBRE DEL OFERENTE: Sr. Sebastian Luna

PROYECTO: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Carpeta asfáltica (e=2") Ho Asf. mezclado en planta

UNIDAD: m2

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Cargadora	1	30	30	0.0045	0.14
Planta asfáltica	1	140.31	140.31	0.0045	0.63
Rodillo Neumático	1	33.21	33.21	0.0045	0.15
Rodillo Vibratorio	1	35	35	0.0045	0.16
Terminadora de asfalto	1	65	65	0.0045	0.29
SUBTOTAL M					1.37
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	12	3.51	42.12	0.0045	0.19
Operador de cargadora frontal (Payloader sobre ruedas u orugas)	1	3.92	3.92	0.0045	0.02
Operador responsable de la planta asfáltica	1	3.74	3.74	0.0045	0.02
Operador de rodillo autopulsado	2	3.74	7.48	0.0045	0.03
Operador de acabadora de pavimento asfáltico	1	3.74	3.74	0.0045	0.02
SUBTOTAL N					0.28
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Asfalto	gal	2.2	1.58	3.48	
Diesel	gl	0.46	1.04	0.48	
Material petreo para agregado asfáltico	m3	0.065	18.5	1.2	
Aditivo para carpetas asfálticas	gl	0.011	9.75	0.11	
SUBTOTAL O					5.27
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
Transporte de mezcla asfáltica	m3/km	3.04	0.25	0.76	
SUBTOTAL P					0.76
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					7.68
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					1.54
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					9.22
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO
					9.22

NOMBRE DEL OFERENTE: Sr. Sebastian Luna

PROYECTO: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Hormigón simple f'c=280 kg/cm2 para vigas

UNIDAD: m3

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias 17	1	0.77	0.77	1	0.77
Vibrador	1	1.8	1.8	0.8	1.44
SUBTOTAL M					2.21
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	4	3.51	14.04	0.8	11.23
Albañil	1	3.45	3.45	0.8	2.76
Técnico obras civiles	1	3.74	3.74	0.4	1.5
SUBTOTAL N					15.49
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Hormigon simple f'c= 280kg/cm2	m3	1	141.58	141.58	
SUBTOTAL O					141.58
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					159.28
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					31.86
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					191.14
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO
					191.14

NOMBRE DEL OFERENTE: Sr. Sebastian Luna

PROYECTO: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Asfalto MC para imprimación

UNIDAD: litro

DETALLE:

EQUIPOS						
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo	
Tanquero distribuidor de asfalto	1	30	30	0.0025	0.08	
Escoba mecánica	1	10	10	0.0025	0.03	
SUBTOTAL M					0.11	
MANO DE OBRA						
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo	
Peón	4	3.51	14.04	0.0025	0.04	
Operador de Distribuidor de asfalto	1	3.64	3.64	0.0025	0.01	
Operador de barredora autopropulsada	1	3.64	3.64	0.0025	0.01	
SUBTOTAL N					0.06	
MATERIALES						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo		
Diesel	gl	0.3	1.04	0.31		
Asfalto	gal	0.75	1.58	1.19		
SUBTOTAL O					1.5	
TRANSPORTE						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo		
SUBTOTAL P					0	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1.67	
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					0.33	
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					2	
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO	2

NOMBRE DEL OFERENTE: Sr. Sebastian Luna

PROYECTO: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Hormigón Simple f'c = 280 kg/cm2

UNIDAD: m3

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Concreteira un saco	1	3.15	3.15	0.78	2.46
Herramientas varias 12	1	0.23	0.23	1	0.23
SUBTOTAL M					2.69
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	5	3.51	17.55	0.78	13.69
Técnico obras civiles	1	3.74	3.74	0.39	1.46
SUBTOTAL N					15.15
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Cemento Portland Tipo I puesto en obra	saco	8	8.45	67.6	
Arena puesta en obra	m3	0.65	18	11.7	
Grava puesta en obra	m3	1	18.5	18.5	
Agua	lt	180	0.01	1.8	
SUBTOTAL O					99.6
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					117.44
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					23.49
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					140.93
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO
					140.93

NOMBRE DEL OFERENTE: Sr. Sebastian Luna

PROYECTO: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Señalización vertical

UNIDAD: u

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Equipo de pintura	1	0.2	0.2	4	0.8
Equipo de suelda	1	0.75	0.75	4	3
Herramientas varias 10	1	2.18	2.18	1	2.18
SUBTOTAL M					5.98
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1	3.51	3.51	4	14.04
Pintor	1	3.55	3.55	4	14.2
Maestro electrico/liniero/subestación	1	3.82	3.82	4	15.28
SUBTOTAL N					43.52
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Tool 1/25" (1.22x2.44 m)	plancha	0.11	17.1	1.88	
Angulo (1" x 1" x 3/16" x 6 m)	u	0.033	9.8	0.32	
Perfil C 80x40x4mm, 6m	u	0.42	14.17	5.95	
Pintura esmalte	gl	0.02	16.93	0.34	
Pintura anticorrosiva	gl	0.04	19.13	0.77	
Sello para señalizacion vertical	u	1	38	38	
Suelda	kg	1	2.46	2.46	
SUBTOTAL O					49.72
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					99.22
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					19.84
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					119.06
VALOR OFERTADO					119.06

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

NOMBRE DEL OFERENTE: Sr. Sebastian Luna

PROYECTO: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Pintura para señalización de tráfico, manual

UNIDAD: m2

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias 11	1	0.09	0.09	0.25	0.02
SUBTOTAL M					0.02
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1	3.51	3.51	0.25	0.88
Pintor	1	3.55	3.55	0.25	0.89
SUBTOTAL N					1.77
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Pintura de tráfico (acrílica)	galon	0.095	24.98	2.37	
Microesferas de silice	kg	0.238	4.5	1.07	
Disolvente	galón	0.012	3.6	0.04	
SUBTOTAL O					3.48
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					5.27
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					1.05
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					6.32
VALOR OFERTADO					6.32

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

NOMBRE DEL OFERENTE: Sr. Sebastian Luna

PROYECTO: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Valla de advertencia de obras y desvío

UNIDAD: u

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias 18	1	0.39	0.39	1	0.39
SUBTOTAL M					0.39
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1	3.51	3.51	1	3.51
Albañil	1	3.45	3.45	1	3.45
Técnico obras civiles	1	3.74	3.74	0.2	0.75
SUBTOTAL N					7.71
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Clavos	kg	0.2	1.91	0.38	
Tabla ordinaria de monte 28 x 2.5 x 300 cm	u	0.6	2.5	1.5	
Pintura esmalte	gl	0.25	16.93	4.23	
Tiras de eucalipto 4 x 5 x 300 cm	u	4	1.08	4.32	
SUBTOTAL O					10.43
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					18.53
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					3.71
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					22.24
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO
					22.24

NOMBRE DEL OFERENTE: Sr. Sebastian Luna

PROYECTO: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Señalización con cinta

UNIDAD: ml

DETALLE:

EQUIPOS						
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo	
Herramientas varias 11	1	0.09	0.09	0.02	0	
SUBTOTAL M					0	
MANO DE OBRA						
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo	
Peón	1	3.51	3.51	0.02	0.07	
SUBTOTAL N					0.07	
MATERIALES						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo		
Cinta plastica	m	1	0.1	0.1		
SUBTOTAL O					0.1	
TRANSPORTE						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo		
SUBTOTAL P					0	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					0.17	
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					0.03	
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					0.2	
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO	0.2

NOMBRE DEL OFERENTE: Sr. Sebastian Luna

PROYECTO: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Parante con base de hormigón, 20 usos

UNIDAD: u

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias 19	1	0.19	0.19	1	0.19
SUBTOTAL M					0.19
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1	3.51	3.51	0.5	1.76
Albañil	1	3.45	3.45	0.5	1.73
Técnico obras civiles	1	3.74	3.74	0.1	0.37
SUBTOTAL N					3.86
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Varilla de 10 mm x 12 m	u	0.00125	8.22	0.01	
Pingos de eucalipto	m	0.075	0.8	0.06	
Tabla de encofrado 24 x 3 cm x 300 cm	u	0.0185	1.9	0.04	
Pintura esmalte	gl	0.01	16.93	0.17	
Hormigón Simple f'c = 180 kg/cm2	m3	0.006	108.43	0.65	
Clavos	kg	0.0075	1.91	0.01	
SUBTOTAL O					0.94
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					4.99
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					1
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					5.99
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO
					5.99

NOMBRE DEL OFERENTE: Sr. Sebastian Luna

PROYECTO: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Hormigón Simple f'c = 180 kg/cm2

UNIDAD: m3

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Concreteira un saco	1	3.15	3.15	0.75	2.36
Herramientas varias	5	0.56	2.8	0.75	2.1
SUBTOTAL M					4.46
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	5	3.51	17.55	0.75	13.16
Técnico obras civiles	1	3.74	3.74	0.375	1.4
SUBTOTAL N					14.56
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Cemento Portland Tipo I puesto en obra	saco	6.9	8.45	58.31	
Arena puesta en obra	m3	0.6	18	10.8	
Grava puesta en obra	m3	1	18.5	18.5	
Agua	lt	180	0.01	1.8	
SUBTOTAL O					89.41
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					108.43
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					21.69
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					130.12
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO
					130.12

NOMBRE DEL OFERENTE: Sr. Sebastian Luna

PROYECTO: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Pasos peatonales de tabla

UNIDAD: u

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias 20	1	0.15	0.15	1	0.15
SUBTOTAL M					0.15
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2	3.51	7.02	0.25	1.76
Albañil	1	3.45	3.45	0.25	0.86
Técnico obras civiles	1	3.74	3.74	0.075	0.28
SUBTOTAL N					2.9
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Tabla de encofrado 24 x 3 cm x 300 cm	u	2	1.9	3.8	
Tiras de eucalipto 4 x 5 x 300 cm	u	1	1.08	1.08	
Clavos	kg	0.2	1.91	0.38	
SUBTOTAL O					5.26
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					8.31
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					1.66
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					9.97
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO
					9.97

NOMBRE DEL OFERENTE: Sr. Sebastian Luna

PROYECTO: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Cobertura de plástico (5 usos)

UNIDAD: m2

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1	0.56	0.56	0.02	0.01
SUBTOTAL M					0.01
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	2	3.51	7.02	0.02	0.14
SUBTOTAL N					0.14
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Plastico grueso	m2	0.2	0.4	0.08	
SUBTOTAL O					0.08
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					0.23
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					0.05
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					0.28
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO
					0.28

NOMBRE DEL OFERENTE: Sr. Sebastian Luna

PROYECTO: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Difusión Social

UNIDAD: global

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
SUBTOTAL M					0
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
SUBTOTAL N					0
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Difución Social	u	1	584	584	
SUBTOTAL O					584
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					584
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					116.8
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					700.8
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO
					700.8

NOMBRE DEL OFERENTE: Sr. Sebastian Luna

PROYECTO: Diseño de Puente - Cantón Azogues, Provincia del Cañar

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Malla plástica de seguridad K0001, suministro e instalación, 5 usos

UNIDAD: ml

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	1	0.56	0.56	0.167	0.09
SUBTOTAL M					0.09
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	1	3.51	3.51	0.167	0.59
SUBTOTAL N					0.59
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Malla plástica de seguridad K0001	m	0.2	0.55	0.11	
SUBTOTAL O					0.11
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					0.79
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20.00 %					0.16
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					0.95
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					VALOR OFERTADO
					0.95

Anexo C: Estudio Hidrológico

**CONSEJO DE GESTIÓN DE AGUAS DE LA CUENCA
DEL PAUTE**



Consultoría No. 005-2009

**“ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD A EVENTOS DE
CRECIDA Y DISEÑO DE OBRAS FÍSICAS PARA LA
PROTECCIÓN DE MARGENES E INFRAESTRUCTURA DEL
RIO BURGAY”**

**TOMO II: INFORME FINAL DEL TRAMO 2
AZOGUES - CHUQUIPATA**

Noviembre – 2009

Personal Técnico:

Ing. Luis Timbe Castro PhD

Ing. Rolando Célleri PhD

Ing. MSc. Edison Timbe Castro

Ing. Fredy Bacuilima

Ing. Fernando Larrea

Ing. Juan Gómez

INDICE

1	INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS.....	1
2	ANTECEDENTES.....	3
2.1	DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO	3
2.2	CARACTERIZACIÓN HIDRÁULICA Y FLUVIAL	5
2.2.1	<i>Sistema Fluvial</i>	5
2.2.2	<i>Variables para un Río Aluvial</i>	5
2.2.3	<i>Clasificación de un Río</i>	7
2.2.4	<i>Tipo de Ríos</i>	8
2.2.5	<i>Caracterización Hidráulica del Flujo</i>	10
2.2.6	<i>Tránsito de crecidas</i>	12
2.3	ESTUDIOS PREVIOS	13
3	METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS DE PLANICIES DE INUNDACIÓN.	15
4	DATOS TOPOGRÁFICOS.	17
5	ESTUDIO HIDROLÓGICO	19
5.1	METODOLOGÍA	19
5.1.1	<i>Recopilación de datos</i>	19
5.1.2	<i>Análisis de la calidad y cantidad de datos y generación de lluvia espacial</i>	19
5.1.3	<i>Determinación de los métodos de análisis</i>	21
5.2	RESULTADOS	23
5.2.1	<i>Modelación hidrológica con VHM</i>	23
5.2.2	<i>Aplicación del análisis de valores extremos directamente sobre las series de caudales observados</i>	27
5.3	PUNTOS DE CÁLCULO Y DISTRIBUCIÓN DE CAUDALES DE AVENIDA.....	32
5.4	CAUDALES DE AVENIDA.....	35
5.5	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	35

1 INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS.

Los daños materiales y sociales producidos por crecidas extraordinarias de los ríos se han visto incrementados en los últimos años, ya sea debido a factores tan generales como el cambio climático, la sobrepoblación, o a otros específicos como alteraciones hidromorfológicas antrópicas o la falta de una adecuada aplicación de las normas de planeamiento urbano o de prevención.

Las eventos de crecida pueden ocasionarse por mecanismos hidrometeorológicos actuando individualmente o combinados (ej. precipitación, deshielo). El tipo más común de inundaciones es la causada por las crecidas de ríos, y estas ocurren cuando el suelo se satura completamente (la capacidad de retención de agua del suelo es excedida) como resultado de lluvias intensas y persistentes (días o semanas). Por lo tanto, se produce escorrentía superficial que va directamente a los ríos o quebradas. Las inundaciones de ríos pueden afectar áreas grandes en valles planos con planicies de inundación anchas, o a una pequeña franja a lo largo del río en valles angostos.

Las crecidas repentinas (flash floods) son típicamente eventos locales, relativamente independientes uno del otro y dispersos en el espacio y tiempo. Las crecidas repentinas afectan áreas pequeñas debido a que son ocasionadas por una lluvia intensa (pocas horas o minutos) sobre un área relativamente pequeña. Otros factores que afectan este tipo de crecidas es la pendiente de la cuenca de drenaje y la gradiente del río. Las características típicas de las crecidas repentinas son el incremento rápido del nivel del agua, una alta velocidad y grandes cantidades de escombros; por lo tanto, estos eventos tienen un gran potencial de destrucción.

El aumento del riesgo de inundación ha sido atribuido a las actividades humanas. Nuevos asentamientos se han establecido en las planicies adyacentes al río, incrementado el riesgo de inundación aguas abajo debido a las medidas de protección contra inundaciones (ej. modificaciones en el curso del río, diques). Para permitir estos nuevos asentamientos humanos en las orillas generalmente se construyen diques lo cual causa un incremento en la velocidad del flujo y en los caudales picos de las crecidas. También la escorrentía superficial es mayor al cambio del uso de suelo en la cuenca de drenaje, nuevas viviendas o vías incrementan el porcentaje de área impermeable. Algunos estudios también sugieren que el cambio climático está afectando las crecidas, la variabilidad, intensidad y frecuencia de la precipitación puede incrementarse ya que el cambio climático tiene un impacto directo en los componentes de ciclo hidrológico.

En consecuencia, un manejo apropiado de los riesgos de crecidas requiere un buen conocimiento de los diferentes procesos involucrados, las relaciones entre las condiciones climáticas, los patrones de lluvia/crecidas, y como éstas podrían afectar las inundaciones. Las crecidas e inundaciones pueden causar daños serios a la infraestructura pública y a la propiedad privada, siendo necesario establecer nuevas regulaciones y acciones para el manejo del uso del suelo a lo largo de las planicies adyacentes al río; con el propósito de reducir las pérdidas causadas por las crecidas.

Frente a esto ninguna obra de protección por sí sola resulta efectiva al cien por cien, debido ya sea a condicionantes físicas, económicas o simplemente a consideraciones de

diseño. Sin embargo, si estas obras son complementadas con un programa de planeamiento y prevención apropiado, es posible alcanzar un adecuado nivel de efectividad y seguridad.

Actualmente, el uso de modelos matemáticos para simular eventos de flujos de avenidas es una de las herramientas más utilizadas como paso previo para el diseño de obras de protección y también como instrumento para una adecuada planificación urbana.

La mejora continua en cuanto a la capacidad computacional de los ordenadores y de software especializado, va posibilitando un uso más eficiente de modelos cada vez más complejos. Sin embargo, hay que tener en cuenta que para cualquier caso, la eficiencia computacional, en cuanto a tiempo de cálculo y procesamiento de datos, resultará siempre fundamental.

En este trabajo se aplica el modelo hidráulico unidimensional HEC-RAS a un tramo de diez kilómetros de la parte baja del río Burgay, localizado en el Austro Ecuatoriano, en la provincia del Cañar. El mencionado río se ha caracterizado, en los últimos años, por crecidas extraordinarias que han causado daños materiales en las áreas circundantes.

La simulación se realizó para flujo estacionario, utilizando 228 perfiles transversales. El modelo en cuestión, es desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos. La versión disponible actualmente 4.0 (Marzo, 2008), calcula el nivel de la superficie libre del agua mediante la resolución de la ecuación de la Energía a través de un proceso iterativo, denominado como método del paso estándar.

El objetivo principal del presente estudio es realizar el análisis de la vulnerabilidad a eventos de crecida y diseño de obras físicas para la protección de márgenes e infraestructura del río Burgay.

Para cumplir con este objetivo se implementará un modelo hidráulico unidimensional en un tramo de aproximadamente 10 km del río Burgay (tramo 2: aproximadamente 500 m antes de la confluencia del Tabacay con el Burgay hasta la granja del INIAP en Chuquipata). El modelo permitirá determinar las zonas con riesgo a inundaciones a lo largo de las márgenes del río. Este análisis se realizará para crecidas de diferentes magnitudes.

Los objetivos específicos y productos para el tramo este son los siguientes:

Contar con un estudio hidrológico de caudales de crecida

Contar con un mapa de zonas de inundación

Contar con un análisis de vulnerabilidad a eventos de inundación de la infraestructura y márgenes a lo largo de este tramo

Contar con el diseño, especificaciones técnicas, planos, cantidades de obras y precios unitarios de obras estructurales y no estructurales para proteger las obras civiles de importancia y de las márgenes; y controlar las principales inestabilidades de las márgenes.

2

ANTECEDENTES

2.1 Descripción de la Zona de Estudio

La subcuenca del río Burgay, con una superficie de 447 km², se ubica en la parte alta de la cuenca del río Paute (5.200 km²). El río nace a 2720 metros a partir de los aportes de los ríos Tambo y Cachi. La cuenca se caracteriza por ser de relieve montañoso, con alturas que van desde los 2.300 hasta los 4.200 msnm. Los principales núcleos de población se concentran en las ciudades de Azogues, Biblián y Déleg (figura 2.1).

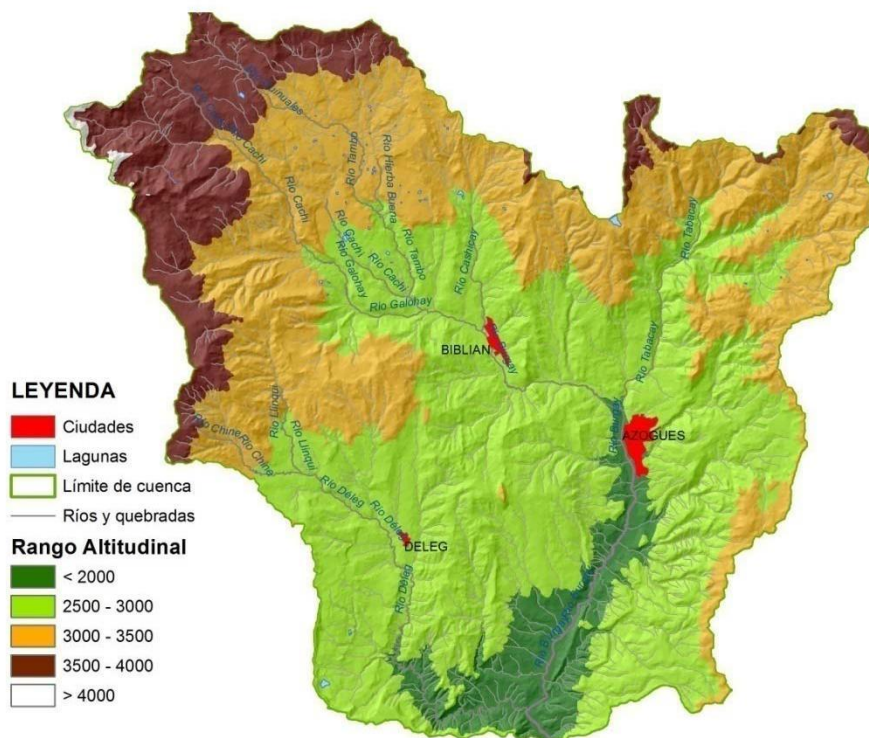


Figura 2.1: Cuenca fluvial del río Burgay, principales afluentes y ciudades

Tanto los principales centros poblados, así como asentamientos aislados y núcleos de población menores, se ubican, en mayor parte, a lo largo de la superficie de influencia directa del río, en su mayoría en zonas llanas, riberas de inundación y cercanías de ríos o arroyos donde la tierra es más fértil, factor de vital importancia para una población de marcado carácter agrícola y ganadero.

El río Burgay es el principal río de la cuenca que lleva su nombre, a lo largo de su recorrido, aguas abajo, recibe importantes aportes de afluentes de ríos como el Galuhay; justo antes de su recorrido por la ciudad de Biblián, el Burgay intercepta las aguas del río Cashicay; los ríos Tabacay y el Déleg son otros de sus afluentes principales, el primero, a pocos kilómetros de la ciudad de Azogues, mientras que el segundo lo hace en la parte baja, cerca de la desembocadura en el río Paute.

En su parte alta, tanto el Burgay como sus afluentes, se caracterizan por poseer cauces relativamente estables, delimitados por paredes altas y perfiles de pendiente considerable, por lo que no causan grandes inundaciones, manteniéndose el agua en los cauces principales en tiempo de grandes avenidas. El principal problema hidráulico de esta zona,

de acuerdo al diagnóstico, descrito en el informe 1 de esta consultoría (CGPaute, 2009), consiste en una degradación de márgenes en sectores puntuales debido a la socavación progresiva provocada por la acción de la velocidad del flujo en las partes bajas de los taludes de las márgenes.

En cuanto a las zonas media y baja del río Burgay, la pendiente longitudinal es menor, y existe un incremento de sectores con márgenes bajas, amplias llanuras de inundación y degradación del cauce, como las ubicadas en las zonas de la Concordia (aguas abajo de la Universidad Católica), en la zona del camal Municipal y ciudadela de Ingenieros Civiles, y en otras zonas puntuales aguas abajo (Charasol).

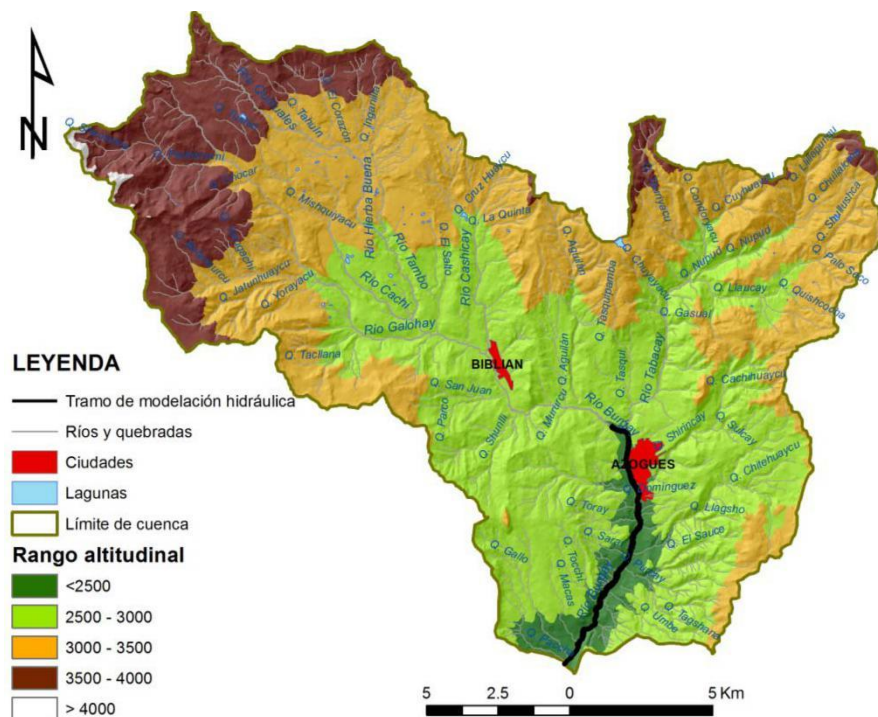


Figura 2.2: Cuenca fluvial del río Burgay para el tramo de estudio

Las características de estas zonas propician inundaciones y estancamientos en períodos de lluvias intensas, el riesgo es alto, no solamente en cuanto a lo económico sino también en lo referente al bienestar y salud humanas. El índice de riesgo a causa de este tipo de eventos va en incremento debido a la degradación progresiva de morfología del río, acción acelerada por actividades antrópicas como la eliminación de vegetación de ribera, la conformación de rellenos y la construcción en las llanuras de inundación natural del río.

Por lo expuesto, la determinación de la línea de inundación, que delimita el alcance de las aguas del río en una avenida en un periodo de retorno, es de extrema importancia en estas áreas para el planeamiento urbanístico, socioeconómico y ambiental. Con este propósito se ha establecido la modelación hidráulica de las partes media y baja del río Burgay, concretamente desde 580 metros aguas arriba del puente junto al mercado Sucre (UTM WGS84: 738423, 9697983), hasta aproximadamente 10 kilómetros aguas abajo, en el sector del vivero del CREA (736760, 9689686). En la figura 2.1 se presenta el tramo de estudio y la respectiva área de aporte de las cuencas de drenaje; la figura 2.3 corresponde a

una foto de un evento de crecida del Burgay, en el sector de acceso al mercado Sucre, se evidencia la gran cantidad de sedimentos que acarrea el flujo.



Figura 2.3: Crecida del río Burgay, puente de acceso al mercado Sucre (30-Abril-2009)

2.2 Caracterización Hidráulica y Fluvial

2.2.1 Sistema Fluvial

Un río se circunscribe dentro del dominio de un sistema fluvial, el cual también consiste de una cuenca de drenaje y de una deposición final, que puede ser un lago o el océano. Schumm (1977) divide un sistema fluvial en 3 partes, la parte alta o zona 1, la cual corresponde a la cuenca de drenaje principal, donde se originan la mayor parte del flujo de agua y de los sedimentos; la parte media o zona 2, que corresponde al tramo donde el canal del río es más estable y donde su configuración está mejor definida; y finalmente la desembocadura o zona 3, donde un río aluvial tiene influencia de la variación mareal.

La zona de estudio se ubica en la zona de transferencia, que constituye, habitualmente, el área a la que más atención se presta en estudios de modelado y control. Ello es debido principalmente a que es en esta zona en la que se asientan grandes centros poblados, precisamente por las facilidades de abastecimiento de agua y disposición de los vertidos de agua residual que representan. Sin embargo a pesar de la relativa estabilidad del cauce, característica de esta zona, al ser un sistema dinámico, a veces los cambios morfológicos del mismo pueden ser rápidos y significantes, debido a una alteración hidromorfológica natural o artificial.

2.2.2 Variables para un Río Aluvial

Para su estudio, el flujo de un río puede ser considerado como el flujo en un canal abierto debido principalmente a que tiene una superficie libre, sin embargo, a diferencia de un canal artificial, que solamente dispone de una superficie libre bien definida, en un río, todos sus contornos pueden resultar ser potenciales superficies libres, al no tener restricciones en cuanto a desarrollar su propia geometría. La abundancia de variables ligadas a la morfología de un río y a su mecánica es una materia compleja que ha atraído la atención de muchos ingenieros y científicos. Un paso inicial, en cuanto a buscar un mejor entendimiento del funcionamiento de un río, es identificar sus variables y sus interrelaciones.

Las variables para los ríos aluviales se clasifican en independientes y dependientes, en otras palabras: causa y efecto. Aquellas que son impuestas por el río se denominan variables independientes o de control, mientras que aquellas que varían, debido al efecto de las impuestas, se conocen como dependientes (Kennedy et Brooks, 1963).

Antes de diferenciar entre variables dependientes e independientes, es necesario diferenciar entre los puntos de vista a corto y largo plazo. Schum (1971) dividió la escala de tiempo en tres: tiempo estacionario, escala de tiempo creciente o acumulativa, y escala de tiempo geológica, las cuales corresponden a períodos de tiempo cortos, largos y muy largos, respectivamente. De este modo, un período de tiempo estacionario podría ser medido tal vez en días o unos pocos años, un período largo serían unos pocos cientos de años y un tiempo geológico podría extenderse a millones de años. La duración del período de tiempo en sí, variará directamente con el tamaño de la cuenca de drenaje. En todo caso, la definición de la duración de una escala de tiempo específica no resulta importante, lo que sí es significativo es el concepto de que una variable puede ser causa o efecto dependiendo de la escala de tiempo considerada.

Las variables de un río y su estatus como independientes o dependientes se resumen en la tabla 2.1. Durante períodos cortos de tiempo o estacionarios, por ejemplo, la forma del canal resulta ser una variable independiente, sin embargo esto no es verdad para una escala de tiempo mayor, situación en la que la formación o cambio del canal de un río es el resultado de un caudal constantemente cambiante.

Tabla 2.1: Variables de un río de acuerdo a la magnitud temporal (Schum, 1971)

VARIABLE	CONDICION DE LA VARIABLE ^a		
	Estacionario o Estable <i>Corto plazo</i>	Creciente <i>Largo Plazo</i>	Geológico <i>Muy largo plazo</i>
Geología (litología, estructura)	I	I	I
Paleoclima	I	I	I
Paleohidrología	I	I	D
Pendiente del valle, ancho, y profundidad	I	I	D
Clima	I	I	X
Vegetación (tipo y densidad)	I	I	X
Descarga media de flujo	I	I	X
Tasa de ingreso de caudal sólido	I	I	X
Morfología del cauce	I	D	X
Caudal observado	D	X	X
Hidráulica del flujo	D	X	X

^a I, variable independiente; D, variable dependiente; X, indeterminada.

Este trabajo se circunscribe dentro de una escala de tiempo corto, de modo que se tomará como variables independientes a factores físicos como la rugosidad y forma del canal y como variables dependientes a la hidráulica del flujo y su descarga (Figura 2.4).

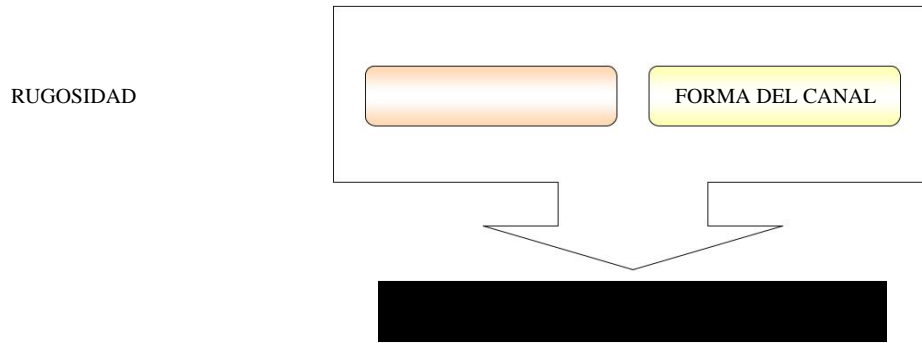


Figura 2.4: Variables adoptadas para el caso de estudio

2.2.3 Clasificación de un Río

Los ríos pueden ser clasificados de acuerdo a la forma o tipo de canal. Uno de los índices utilizados para describir la forma en planta del canal de un río es su sinuosidad, definida como la razón entre la pendiente del valle y la pendiente del canal, o la tasa entre la longitud del canal y la del valle.

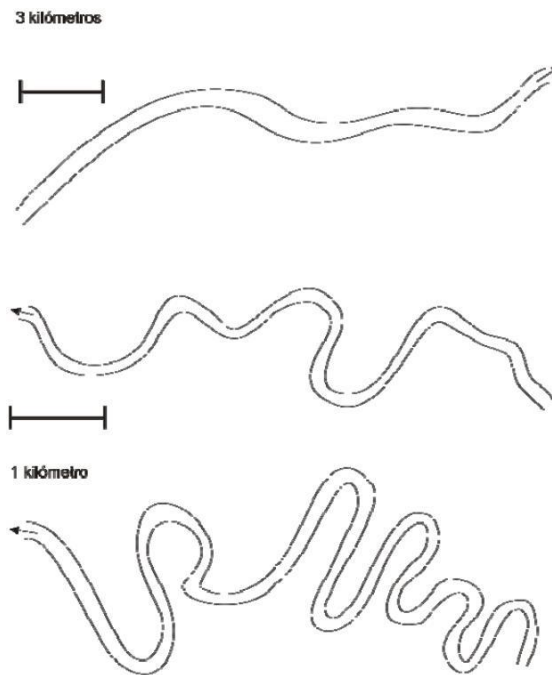


Figura 2.5: Formas típicas de ríos Meandriformes

Tres patrones principales fueron distinguidos por Leopold y Wolman (1957), estos son: recto (o poco sinuoso), meandriforme, y trenzado. La figura 2.5 reproduce formas típicas de ríos poco sinuosos y meandriformes, mientras que en la figura 2.6 se muestran algunos tipos de ríos trenzados. Los ríos rectos son poco comunes en la naturaleza, y en esta clasificación su nombre hace referencia a ríos sin un patrón meandriforme claramente distintivo, esto es, con una sinuosidad menor a 1.5. Por otro lado, un río meandriforme tiene una sinuosidad mayor a 1.5, con curvas alternadas y una forma en planta distintivamente sinuosa.

Un río trenzado generalmente se da en orografías de pendientes fuertes, y se caracteriza por un cauce ancho y un calado muy superficial, por lo cual éste se subdivide en varios

brazos o ramales, dejando islas entre sí. El río, como un todo, tiene una forma en planta recta, sin embargo los ramales usualmente son sinuosos.

El tramo de río analizado, cuya distancia en línea recta es de alrededor de 8.5 kilómetros y de 10 kilómetros siguiendo el eje del río, le corresponde una sinuosidad de 1.2, y se clasificaría, por tanto, como un río poco sinuoso.

2.2.4 Tipo de Ríos

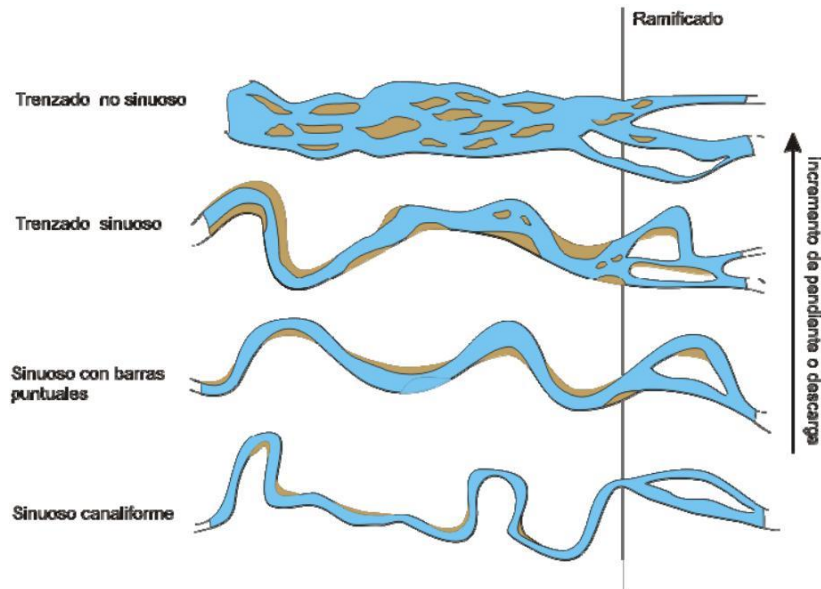


Figura 2.6: Clasificación de ríos según Brice (1983)

La clasificación según Brice (1983), se basa en cuatro propiedades de la forma en planta de un río, las cuales pueden ser rápidamente identificadas a partir de fotografías aéreas, estas son: sinuosidad, barras puntuales, ramificaciones dentro del cauce y ramificaciones del cauce. Según estas propiedades, pueden distinguirse cuatro tipos principales de ríos:

1. Ríos con cauce sinuoso: poseen una pendiente baja y estrechas barras puntuales, un ancho uniforme y la falta de ramificaciones internas, la sinuosidad es moderada a alta. El cauce es relativamente estrecho y profundo, con una alta estabilidad lateral.
2. Ríos sinuosos con barras puntuales: con una pendiente más alta que en el caso anterior, por lo cual tienen una tasa de migración lateral más rápida hacia los tramos curvos, aun cuando los tramos rectos pueden permanecer estables por largos períodos de tiempo. Estos ríos generalmente tienen un ancho mayor en los tramos curvos, y también una presencia prominente de barras puntuales, visibles inclusive en períodos normales de flujo.
3. Ríos trenzados sinuosos: la pendiente y ancho del cauce del río son mayores que en el caso anterior para un mismo caudal típico del río. Se caracterizan por rápidas tasas de migración lateral y cambios rápidos en la posición del punto más bajo del lecho. Estos ríos tienen una carga de sedimentos gruesos considerable.

4. Ríos trezados no sinuosos: se dan en pendientes fuertes, con una alta carga de material grueso en el lecho y bajo contenido de arcilla y limos. Estos ríos son bastante trezados y tienen tasas moderadas de migración lateral hacia lugares no específicos.

Las ramificaciones del cauce principal pueden deberse a: (1) bloqueo del cauce principal por bloques de hielo (sucede en ríos ubicados en altas latitudes), (2) restricciones geológicas como rocas en el cauce del río, o (3) condiciones topográficas.

El tramo analizado corresponde a un río poco sinuoso con barras puntuales, aunque en algunos tramos el río posee un ancho considerable que le da la apariencia de trezado sinuoso y en algunos casos con presencia de ramificaciones del cauce, como en la zona aguas abajo del puente del ferrocarril.



Figura 2.7: Forma trezada del río Burgay en el sector de Charasol



Figura 2.8: Presencia de barras puntuales del río Burgay (sector Ciudadela de Ingenieros)

2.2.5 Caracterización Hidráulica del Flujo

Un aspecto importante de los procesos fluviales de un río es la descripción de la hidráulica del flujo, con la cual se relacionan aspectos importantes como el transporte de sedimentos y los cambios en la forma del cauce.

El flujo en canales abiertos puede ser clasificado como flujo uniforme, gradualmente variado y rápidamente variado, en base a la tasa de variación longitudinal o espacial. En cuanto a su variación referida al tiempo, un flujo puede ser permanente o no permanente. Un flujo uniforme es definido como aquel en el cual sus propiedades físicas, como velocidad, profundidad de calado, rugosidad, entre las principales, permanecen constantes a lo largo de la dirección del flujo. Los canales artificiales prismáticos, a menudo poseen un flujo uniforme, pero en canales naturales esta consideración resulta irreal, pues las secciones transversales de un canal y la pendiente del fondo no son constantes con la distancia. Esto también resulta cierto para los canales artificiales no prismáticos, en los cuales debido a consideraciones económicas la forma y pendiente del canal varía para ajustarse a las condiciones topográficas del medio. Estos cambios en la geometría del canal producen flujos no uniformes al cambiar desde una condición de flujo uniforme hacia otra. Este tipo de flujo se denomina flujo gradualmente variado, siempre y cuando la tasa de variación de la profundidad del calado con respecto a la distancia sea pequeña, de otro modo se producirá un flujo rápidamente variado.

Aún cuando se sabe que un flujo uniforme difícilmente ocurrirá en un río con cauce natural, las ecuaciones de flujo uniforme, bajo ciertas consideraciones, se siguen utilizando dentro del cálculo hidráulico de sus variables, de ahí que la suposición más común a la hora de abordar un caso real es que la pérdida de energía en una sección para un flujo gradualmente variado es la misma que para un flujo uniforme que tenga la velocidad y radio hidráulico de dicha sección (Chow, 1959).

Flujo No Permanente en Canales Abiertos

El flujo en un río es generalmente no permanente, pues su descarga, además de su velocidad y otras propiedades del cauce, varían con el tiempo. Sin embargo al abordar un problema específico, como por ejemplo, determinar las alturas de calado del flujo para un determinado caudal, es posible asumir que ciertas condiciones particulares permanecen invariables en el tiempo. En esos casos y por facilidad de cálculo, el problema puede ser considerado como de flujo permanente.

Sin embargo, existen otro tipo de análisis en los cuales su objetivo principal es determinar la variación de una onda de flujo a lo largo del tiempo, un caso típico es aquel en el que se desea conocer el tiempo de llegada del pico de una descarga producida en la parte alta de una cuenca, hasta una determinada población situada en la parte media o baja de la misma. La formulación matemática para flujo no permanente en canales abiertos, se conoce también como “*water routing*” o tránsito de avenidas, y está basada en las ecuaciones de continuidad y *momentum* del flujo.

El tramo a ser analizado será tratado como flujo permanente gradualmente variado, sin embargo una vez calibrado el modelo bajo estas condiciones se hará uso de una condición de flujo variable (no permanente), con el propósito de evaluar el rendimiento del modelo bajo este tipo de condiciones.

Distribución de Velocidades

La velocidad del flujo en una sección del canal varía de un punto a otro, debido ya sea a las fuerzas de corte producidas en el fondo del lecho y en los lados del canal, y debido también a la presión atmosférica a la que está sujeta la superficie libre. La figura 2.9 representa una típica variación de velocidades en la sección transversal de un canal natural.



Figura 2.9: Distribución de velocidades del flujo en dirección a) principal y, b) transversal de un río

La velocidad del flujo en la realidad es tridimensional, es decir, puede tener componentes en los tres ejes cartesianos, sin embargo para la mayoría de los casos de estudio se asume que la componente de la velocidad en el sentido vertical es pequeña, comparada con la componente en la dirección principal del flujo, y por lo tanto se considera despreciable. La componente principal del flujo varía con la profundidad, una variación típica se representa en la figura 2.9a.

La componente transversal del flujo (figura 2.9b) también puede ser considerada despreciable, si lo que se intenta es analizar la magnitud del flujo solamente en el sentido de la dirección del cauce. En tales casos un modelo unidimensional como el HEC-RAS puede ser utilizado para estimar la descarga y velocidad esperadas en una determinada sección del río.

Consideraciones para el Cálculo de Perfiles del Flujo

El cálculo de perfiles de superficie de agua es una práctica común en ingeniería, útil para determinar las profundidades del calado a lo largo de un canal para un caudal específico. Estos datos son requeridos para el planeamiento, diseño y operación de los canales, además, su cálculo resulta imprescindible para evaluar el efecto de obras de ingeniería y de modificaciones del cauce.

Consideraciones de flujo permanente son necesarias, en la mayoría de los casos, para especificar de una manera eficaz las condiciones iniciales para el cálculo de flujos que en la realidad son no permanentes. Condiciones iniciales impropias pueden propiciar resultados incorrectos o retardar más la convergencia de resultados, y en algunos casos, es la causa para que no se llegue a una solución estable para una determinada simulación.

Condiciones de Contorno

Para resolver un problema de flujo gradualmente variado es necesario especificar condiciones de contorno, sin embargo, es necesario primeramente determinar de una forma cualitativa, los tipos de perfiles que posiblemente ocurrirán, esta no es una tarea difícil si se tiene en cuenta que:

1. El flujo normal en un canal con pendiente suave es subcrítico, y en uno con pendiente pronunciada es supercrítico.
2. El cambio de flujo supercrítico a subcrítico es posible solamente a través de un salto hidráulico en un canal prismático.
3. Un flujo subcrítico está sujeto a un control aguas abajo.
4. Un flujo supercrítico está sujeto a un control aguas arriba.
5. En la ausencia o muy lejos de controles de flujo, éste tiende a ser normal en canales prismáticos.

Considerando la morfología de la zona de estudio, especialmente la forma del cauce y su pendiente, se puede prever que el flujo que se producirá en la zona de estudio será subcrítico, por tanto, las condiciones de contorno se establecerán como un nivel de la superficie libre en el límite aguas abajo, mientras que aguas arriba se establecerá una condición de flujo que puede ser fijo o variable.

Tanto el nivel, como los caudales a ser especificados como condiciones aguas abajo y arriba respectivamente, serán establecidos de acuerdo a los resultados de la modelación unidimensional previa, descrita en el siguiente apartado.

2.2.6 Tránsito de crecidas

El tránsito de crecidas es un método matemático para predecir el cambio de magnitud, velocidad, y forma de una onda de crecida en uno o más sitios a lo largo del río, canal, reservorios, etc. La onda de crecida puede originarse de un evento de precipitación-escorrentía (lluvia o deshielo), descargas de un reservorio y de mareas.

El tránsito de crecidas es el procedimiento para calcular el hidrograma de flujo en un punto de un curso de agua en base a un hidrograma conocido aguas arriba. Esto se realiza para tomar en cuenta los cambios en la forma del hidrograma del flujo a medida que la onda de la crecida pasa aguas abajo.

Existen dos tipos de tránsito de crecidas o avenidas:

Hidrológico o agregado: el flujo se calcula en función del tiempo y no se toma en cuenta la variabilidad espacial. El tránsito hidrológico está controlado por la ecuación de la continuidad y las relaciones flujo/almacenamiento.

Hidráulico o distribuido: el flujo se calcula como función del espacio y del tiempo. En este caso el flujo se encuentra controlado por las ecuaciones de continuidad y momento. La respuesta del agua en un río a una crecida u otro disturbio es en esencia una onda la cual se propaga a cierta velocidad e influye consecutivamente en los niveles de la lamina de agua, de manera no simultánea.

El agua que fluye (o quieta) con una superficie abierta a la atmósfera es siempre susceptible a un movimiento de onda. La esencia de este movimiento existe en el concepto de propagación de perturbaciones. Si un flujo dado es perturbado en algún lugar dentro de sus fronteras, alguna manifestación de esta perturbación se transmite a cierta velocidad de propagación a otras partes del cuerpo de agua.

El movimiento de las partículas de agua en una sección transversal durante una crecida es casi uniforme; la celeridad de la onda de crecida depende fundamentalmente del calado de agua. En la onda de crecida la distribución de la presión es casi hidrostática (por ejemplo, esta se incrementa uniformemente con la profundidad debajo de la superficie). El término no estacionario implica que las mediciones de la velocidad del agua en un punto del canal mostrarán variaciones con el tiempo a una escala mayor que las fluctuaciones turbulentas. “Variado” significa que, en cualesquier instante, las velocidades en diferentes puntos a lo largo del canal son diferentes. “Gradualmente variado” significa que la distribución de la presión en una sección transversal es hidrostática.

Muchas técnicas de tránsito de avenidas/crecidas fueron desarrolladas al final de siglo 19 e inicios del 20, como el tránsito de reservorio modificado, el método de Muskingum, y el método de Muskingum-Cunge. Varias suposiciones de simplificación fueron introducidas para permitir la solución de las ecuaciones con una cantidad razonable de esfuerzo computacional. Mientras que las técnicas analíticas para la solución lineal de las ecuaciones de la onda de crecida fueron conocidas, estas soluciones en general no pueden ser aplicadas a eventos de crecidas reales en ríos naturales, debido a que las ecuaciones que gobiernan el flujo no son lineales, y a la complejidad de las fronteras y de las condiciones de frontera. El advenimiento y proliferación de computadoras de alta velocidad que existen en la actualidad revolucionó el cómputo de los flujos de crecida y su impacto, las soluciones numéricas de las ecuaciones diferenciales parciales que gobiernan el flujo (ej. ecuaciones de Saint-Venant) pueden ahora realizarse con un esfuerzo razonable.

Para la solución de las ecuaciones diferenciales parciales del flujo en un río se requiere establecer las condiciones iniciales y de frontera. En particular, debe conocerse la geometría del curso de agua y su rugosidad, como también las condiciones hidráulicas en las fronteras aguas arriba y aguas abajo del tramo analizado y los flujos laterales de ingreso o salida (tributarios o desviaciones) a lo largo del tramo. Debido a la extrema irregularidad de un curso de agua natural, la geometría del canal y las propiedades hidráulicas (como la rugosidad e infiltración) no pueden especificarse exactamente. La velocidad de la onda cinemática, que es la velocidad de propagación del cuerpo principal de la crecida, depende principalmente de la pendiente del canal y la rugosidad.

Los perfiles de la superficie de agua para flujo unidimensional, estacionario y de lecho fijo, se calculan comúnmente como parte de los estudios tradicionales de hidráulica de ríos. Sin embargo, estudios para el manejo de planicies de inundación, control de crecidas, o estudios de navegación; podrían requerir consideraciones de flujo no estacionario, lecho móvil, o flujo multidimensional para realizar el estudio apropiadamente.

2.3 Estudios Previos

Hasta la presente fecha no se ha realizado un estudio específico para la determinación de zonas con riesgo de inundación en las planicies del río Burgay, a pesar de que este tipo de estudios, que delimitan el alcance de las aguas del río para las avenidas de diferentes periodos de retorno, como 5, 50, 100 o 200 años, es de gran importancia para planeamientos urbanísticos y en la determinación de zonas de riesgo.

En otros ámbitos se han realizado los siguientes estudios en la zona del proyecto:

Plan de Manejo Integral de la Microcuenca del Río Tabacay, realizado por la I. Municipalidad de Azogues, la Empresa de Agua Potable y Alcantarillado (EMAPAL), el Consejo de Programación de Obras de Emergencia (COPOE) y la Universidad de Cuenca-PROMAS, en el año 2005. El objetivo de este proyecto es “precautelar la disponibilidad (cantidad y calidad) presente y futura de agua en la microcuenca del río Tabacay mediante el establecimiento de acciones de uso, manejo de recursos naturales e infraestructura y la coordinación de las inversiones para el aprovechamiento del agua y su posterior administración (I. Municipalidad de Azogues et. al, 2005)”.

Diseños Hidrológicos e Hidráulicos para el Diseño del Plan de Recuperación del Paisaje escénico Natural de las Márgenes del Río Burgay de Azogues, realizado por OFIS y la Universidad de Cuenca en el año 2003. El objetivo principal de este estudio fue elaborar el estudio y diseño de las protecciones de las márgenes del río Burgay a su paso por la ciudad de Azogues y la estabilización de taludes tomando en cuenta la capacidad hidráulica del río (OFIS & Universidad de Cuenca, 2003). El área de estudio estuvo limitada al Norte (aguas arriba) por el puente Sucre en el sector donde confluyen los ríos Burgay y Tabacay y al Sur (aguas abajo) por el puente La Concordia en el sector del Terminal Terrestre de Azogues.

Las copias de los oficios de solicitud y entrega de información se presentan en el Anexo 1, toda la información recopilada se adjunta en el DVD que se adjunta al presente informe.

3 METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS DE PLANICIES DE INUNDACIÓN.

Generalmente se considera como planicie/llanura de inundación al área seca adyacente a un cuerpo de agua (ej. río, lago) la cual se inunda periódicamente durante eventos de crecientes. Como se ha indicado anteriormente, las causas más comunes de inundación son las crecientes en ríos producidas por eventos de precipitación extremos.

El primer paso en este tipo de análisis consiste en la determinación de los caudales de creciente para diferentes períodos de retorno mediante un análisis hidrológico. A continuación se procede a determinar el perfil de la superficie del agua a lo largo del tramo de río o canal de estudio para un caudal de crecida específico. Este análisis hidráulico puede realizarse suponiendo flujo permanente, gradualmente variado, no uniforme; para lo cual puede utilizarse un modelo hidráulico unidimensional o bidimensional apropiado para este tipo de estudios.

Una vez determinada las elevaciones de la superficie de agua se procede a delinear el área/ancho de inundación correspondiente, para lo cual se puede utilizar mapas topográficos. La frontera de la planicie de inundación para un cierto caudal de crecida se determina siguiendo la curva de nivel que corresponde a la elevación del perfil de creciente para un área en particular. La precisión en la delineación de la planicie inundada dependerá directamente de la topografía disponible.

En el presente estudio se utilizará el procedimiento estándar desarrollado por la U.S. Federal Emergency Management Agency – FEMA (Agencia Federal para el Manejo de Emergencias) para determinar las áreas con riesgo a inundaciones. La FEMA ha adoptado la creciente de 100 años de período de retorno como la creciente base para tomar medidas de gestión de las planicies de inundación.

Las intrusiones en las planicies de inundación, tales como rellenos con materiales artificiales que reducen la capacidad de transporte del flujo de agua, incrementan los niveles de inundación en el cauce del río y por lo tanto también incrementan los riesgos de inundaciones en las áreas más allá de estos rellenos. Uno de los aspectos más importantes del manejo de las planicies de inundación involucra el balance entre la ganancia económica de un desarrollo de la planicie de inundación contra el incremento resultante en el riesgo de inundación. Los diferentes componentes establecidos por la FEMA se presentan en la figura 3.1.

El área ocupada por la creciente de 100 años se divide en vía de creciente y margen de creciente como se observa en la figura 5. La vía de creciente es el canal/cauce del río más cualesquier área de la planicie de inundación adyacente que deba mantenerse libre de invasiones con el fin de que la creciente de 100 años sea transitada sin incrementos sustanciales en los niveles de inundación. Los estándares mínimos de la FEMA permiten un incremento en la altura de inundación (sobre-elevación) de 30 cm, siempre y cuando no se produzcan velocidades peligrosas. La margen de creciente es aquella porción de la planicie de inundación que puede ser completamente obstruida sin incrementos en la elevación de la superficie de agua superiores a 30 cm en cualquier punto para la creciente de 100 años.

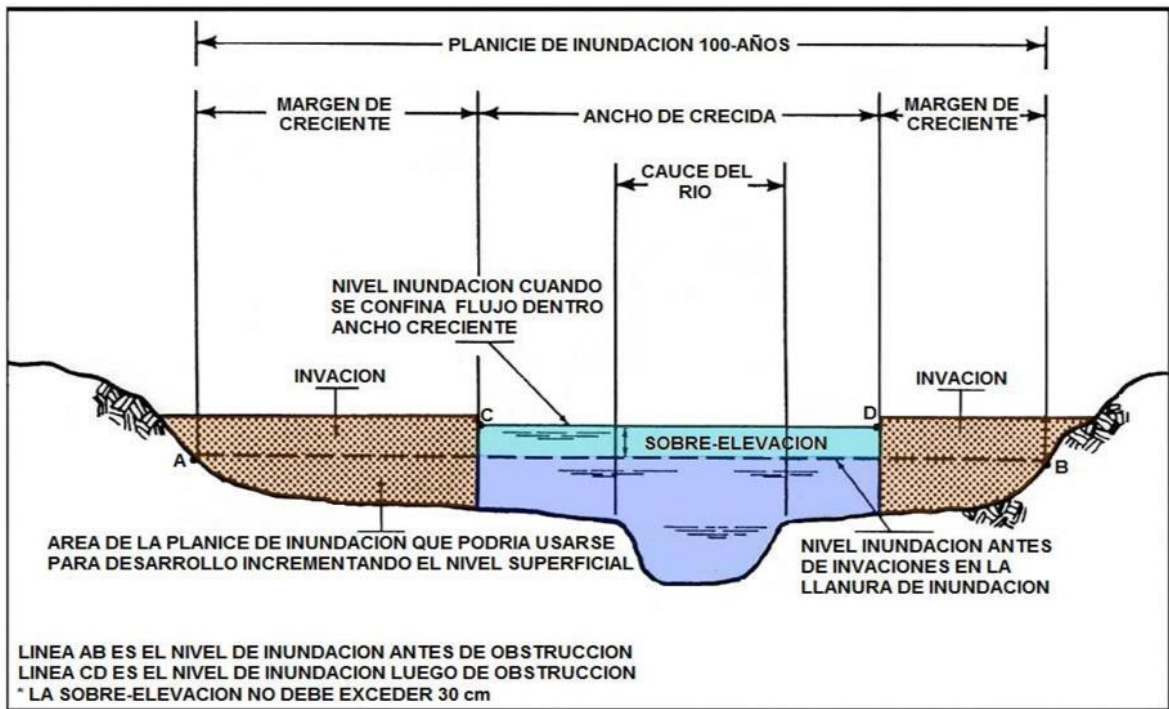


Figura 3.1: Modelo estándar de la FEMA para el análisis de inundaciones

4 DATOS TOPOGRÁFICOS.

Dada la importancia de la representación topográfica para que el modelo de simulación se ajuste fielmente la realidad y se pronostique un suceso futuro, se ha realizado un levantamiento topográfico del terreno.

Éste consta de 225 perfiles transversales del cauce y las riberas de inundación, a lo largo de una longitud de 10 kilómetros, lo cual significa un promedio de un perfil por cada 45 metros en sentido longitudinal, mientras que, transversalmente, la longitud promedio de cada perfil es de alrededor de 77 metros; a estas secciones hay que añadir el levantamiento detallado de estructuras singulares existentes en el cauce, como el caso de puentes y diques de captación de agua.



Figura 4.1: Levantamiento de secciones transversales (sección No. 4).

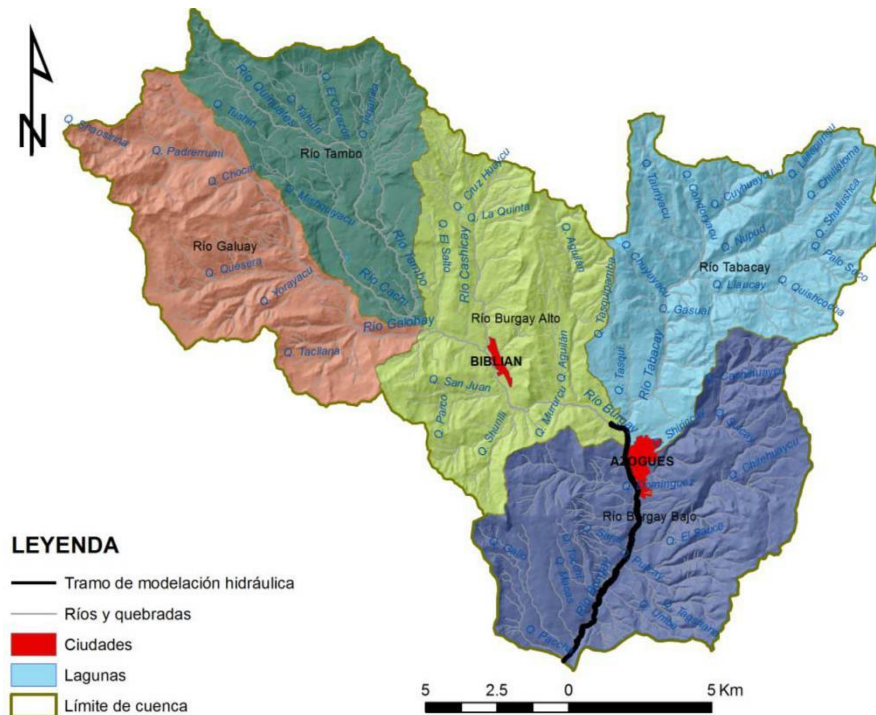


Figura 4.2: Tramo de modelado hidráulico y cuencas de drenaje de afluentes principales

La topografía tomada como base para la zona objeto de estudio es la correspondiente al Municipio de Azogues a escala 1:1000, para las zonas de ribera del río (aproximadamente en una longitud de 300 metros a cada lado). Así mismo se dispone de curvas de nivel con una resolución de 1:20.000 para toda la cuenca de drenaje, esta información fue provista por el Consejo de Gestión de Aguas de la Cuenca del río Paute (CGPaute) . Ambas cartografías, fueron realizadas bajo pedido de las mencionadas instituciones por el Instituto Geográfico Militar del Ecuador (IGM) en los años 2004 y 2000, respectivamente.

En la figura 4.2 se muestra la cuencas fluviales de los afluentes principales del Burgay (Galuy, Tambo, Déleg, Tabacay, Burgay Alto y Bajo); consta además, el tramo de estudio correspondiente a la modelación hidráulica, el cual se ubica casi totalmente en la cuenca baja del río.

En el Anexo 2 se presentan las coordenadas de las estaciones utilizadas para el levantamiento de las secciones transversales, las coordenadas de todos los puntos de las secciones se suministran en archivos digitales del DVD adjunto al presente informe.

5 ESTUDIO HIDROLÓGICO

5.1 Metodología

5.1.1 Recopilación de datos

Existen 2 redes hidrometeorológicas operando en la cuenca del río Burgay. La red del INAMHI y la red de ETAPA. La red del INAMHI registra datos desde antes de 1963 en algunas estaciones y desde 1975 en prácticamente todas. Estas estaciones estuvieron operativas prácticamente en su totalidad hasta 1992 cuando se inició un proceso de cierre o levantamiento de estaciones. La red de ETAPA, por su parte, inicia operaciones entre 1997 y 2000 (etapa de instalación), y continúa operando hasta el momento con la misma densidad de estaciones.

Sin embargo, el análisis del número de estaciones revela que la densidad de estaciones del INAMHI (7 meteorológicas) fue mucho mayor que la actual de ETAPA (3). Por esta razón se escogió realizar el estudio con datos del INAMHI.

Con estos antecedentes, los únicos datos de caudal de la cuenca se encuentran en la estación Burgay AJ Déleg donde la cuenca tiene 358 km². La elevación máxima de la cuenca es de 4180 m y la mínima 2340 m. Esto da un rango altitudinal de 1840 metros con una elevación media de 3028 m. Esto quiere decir que la mitad de la cuenca se encuentra ubicada en el ecosistema páramo o sub-páramo.

Las estaciones de precipitación encontradas en la cuenca o en sus alrededores (pero representativas del clima de la misma) son: Biblián INECEL, Chanín, El Labrado, Jacarín, Paute, Ricaurte y Ucubamba. De estas estaciones solamente El Labrado se encuentra dentro del ecosistema páramo, por lo cual existe una discrepancia entre el área ocupada por este ecosistema y las observaciones de precipitación realizadas en la cuenca.

5.1.2 Análisis de la calidad y cantidad de datos y generación de lluvia espacial

El análisis de los datos de caudal reveló que existen observaciones desde el 22/08/1978 hasta el 31/03/1992. Sin embargo existen muchos períodos sin datos, llegando a encontrarse un 54% de datos faltantes en todo este período, lo cual se puede observar en la figura 5.1.

Esto evidentemente hizo que no se pueda utilizar todo este período como continuo. Un análisis más detallado reveló que durante el período 20/1/1985 - 28/2/1989 se tenían buenos registros de caudales con solo un 3% de datos faltantes (ver figura 5.1), por lo que el resto del estudio se concentró en este período de tiempo.

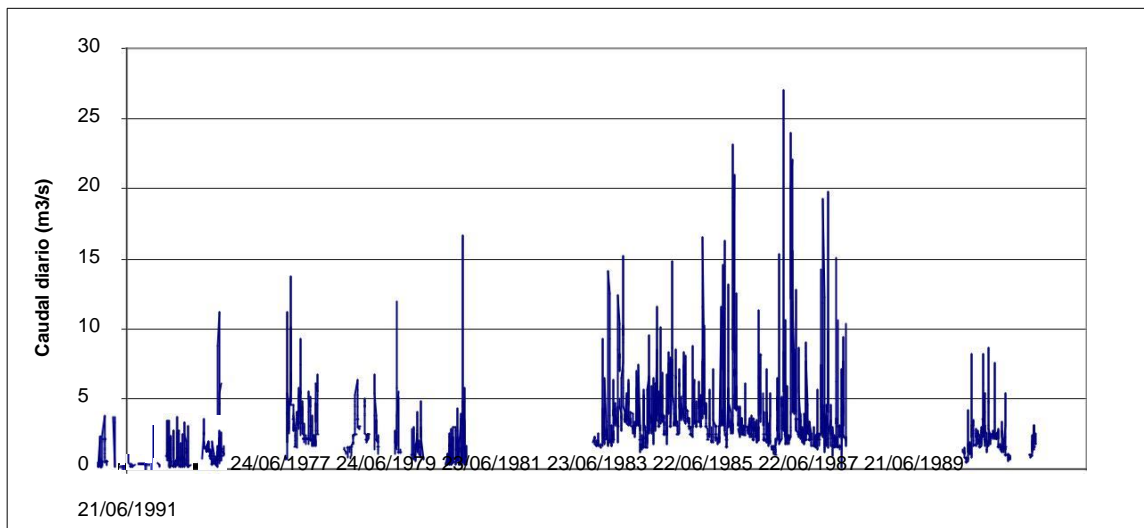


Figura 5.1: Datos diarios disponibles de caudal para la estación Burgay AJ Deleg.

Igualmente se encontró que existían vacíos de datos en las estaciones de lluvia, los cuales se indican en la siguiente tabla.

ANIO	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93			
Biblian INECEL												4																							
Cuenca - Aeropuerto	6	0	6	22	4			0	1												1														
Chanin	5	6	3												5	1	1	4	5	1	1	2	2	1	1	0									
El Labrado	11																																		
Jacarin												4																							
Paute						1	1												1																
Ricaurte - Cuenca																							1	1											
Ucubamba												3												1	1	1	1								

Nota: Años con fondo gris indican años con datos completos. El número indica la cantidad de meses faltantes o incompletos.

Entonces se procedió a rellenar los datos faltantes como paso previo necesario para la modelación hidrológica (ver sección 5.2). Primeramente se completó los datos mensuales de las estaciones de la cuenca y de su área de influencia usando correlaciones mensuales (eneros con enero, febreros con febreros y así) con la estación que se encontró existía un mejor coeficiente de correlación mensual. Se prefirió este método a otros métodos más complejos para relleno de datos (e.g. Métodos geoestadísticos), debido a que estos últimos no aportan mayor información dadas las condiciones de distribución espacial de las estaciones de lluvia (Célleri, 2007).

Posteriormente se realizó la interpolación espacial de los datos mensuales de acuerdo a una discretización espacial de la cuenca en celdas de 1 km x 1 km. La interpolación se realizó de acuerdo al método del Inverse Distance Weight (IDW), con un peso de 2 (cuadrado).

A continuación los datos mensuales de lluvia de cada celda fueron disgregados en datos diarios de acuerdo a la distribución de la lluvia de la estación más cercana y tomando en cuenta las sub-regiones de precipitación determinadas por Célleri (2007) para la cuenca del río Paute. Finalmente, los datos diarios de cada celda fueron agregados a escala de cuenca para generar la serie de lluvia de la cuenca del río Burgay.

5.1.3 Determinación de los métodos de análisis

Para el análisis de valores extremos para la generación de caudales con distintos períodos de retorno se seleccionaron 2 métodos de análisis:

- (i) uso de modelos hidrológicos para ampliación de series de datos de caudal en base a precipitación observada, esto último considerando que las series de precipitación son de mayor duración y mayor confiabilidad que las de caudal y
- (ii) aplicación del análisis de valores extremos directamente sobre las series de caudales observados.

Para la modelación hidrológica se escogió en primera instancia un modelo hidrológico probado en la zona. El modelo seleccionado fue el VHM (Willems, 2000), utilizado por Célleri (2007) en sus análisis de varias sub-cuencas del Paute. Este es un modelo conceptual agregado basado en la teoría de los reservorios lineales y subflujos. El modelo primeramente divide el caudal total en los diferentes subflujos que lo conforman (flujo rápido, interflujo y flujo lento) y luego separa los volúmenes de acuerdo a eventos independientes de crecidas (Figura 5.2).

Esta información es luego procesada en un modelo hidrológico conceptual agregado que consta de 3 módulos: el modulo de almacenamiento de agua en el suelo, el modulo de flujos rápidos y el modulo de flujos intermedios. Los dos módulos de flujos pueden simular la generación de escorrentía mediante mecanismos de exceso de saturación y exceso de infiltración. El esquema del modelo se encuentra en la Figura 5.3.

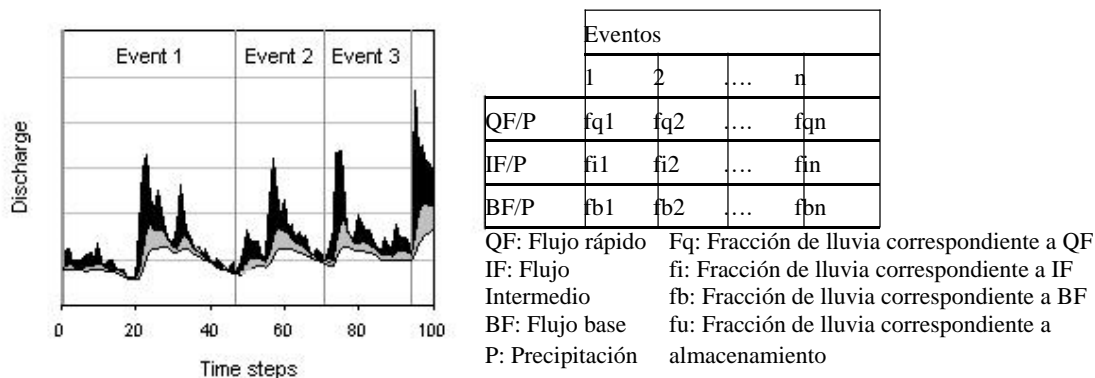


Figura 5.2: Concepto de la separación de subflujos y eventos independientes y cálculo de fracciones de lluvia para distintos componentes del modelo.

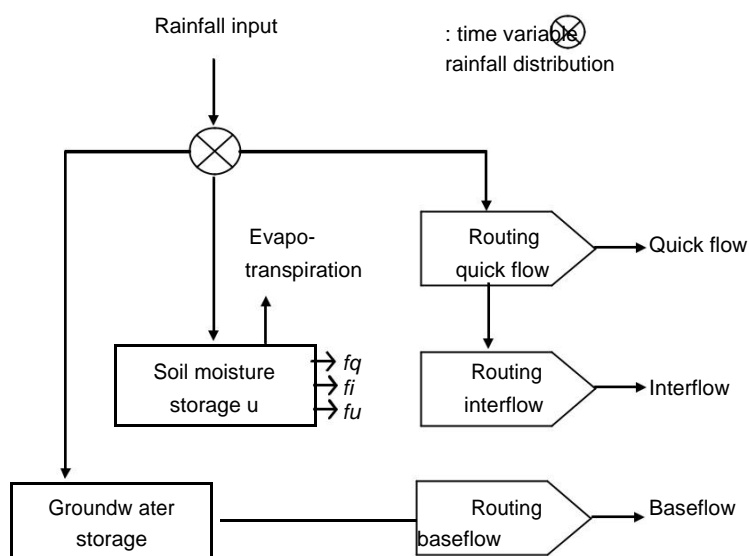


Figura 5.3: Estructura del modelo conceptual lluvia-escorrentía (simplificado de Willems, 2000)

Por otro lado, el análisis de valores extremos consiste en un análisis del extremo de la distribución que describe la probabilidad de ocurrencia de eventos extremos de una serie de tiempo. Este extremo es entonces modelado por una distribución matemática. En el presente estudio se utilizó la Distribución Generalizada de Pareto, $G(x)$, la cual estudia la distribución de valores de la distribución de frecuencia encontrados sobre un cierto umbral.

La distribución $G(x)$ está dada por:

$$G(x) = 1 - \left(1 + \gamma \frac{x - x_t}{\beta}\right)^{-1/\gamma} \quad \text{if } \gamma \neq 0$$

$$= 1 - \exp\left(-\frac{x - x_t}{\beta}\right) \quad \text{if } \gamma = 0$$

Donde x_t es el índice de valor extremo y es el que da forma al extremo de la distribución; x son las observaciones y β es un parámetro de la distribución.

El valor de γ puede ser mayor que 0, igual a cero o menor que cero, dependiendo de los datos analizados y por lo tanto es fundamental encontrar el valor exacto de γ previo al análisis propiamente dicho de valores extremos.

El análisis de valores extremos puede aplicarse a series de tiempo total y series de tiempo parcial. En este caso, dado el corto período de datos existente (< 5 años seguidos), no es posible el uso de series de tiempo total. Por ello se deben emplear las series de tiempo parcial, siendo una de las mayores dificultades en su aplicación la selección de eventos. Para la selección de eventos se debe determinar un umbral sobre el cual todos los eventos iguales o mayores sean seleccionados. Si se escoge un umbral muy elevado, se seleccionarían muy pocos eventos, mientras si se selecciona un umbral muy bajo se corre el riesgo de escoger caudales no representativos. Por otro lado, cuando existe un gran evento de crecida de varios días de duración (normalmente al final de la época lluviosa cuando los suelos están saturados) se corre el riesgo de escoger 2 eventos muy continuos que no

independientes (ambos forman parte de la misma crecida), por lo que estadísticamente se estaría cometiendo un error.

Para evitar estos problemas en este estudio se empleará el método del POT (Peak Over Threshold) desarrollado por Willems (1998) e implementado en el modelo WETSPRO. Este método selecciona eventos de crecida, sobre un umbral determinado por el usuario, independientes entre sí, y basados en el comportamiento de los caudales mediante un análisis de las curvas de recesión. Los eventos seleccionados son posteriormente utilizados en el análisis de valores extremos.

Debido a que no se utilizan series totales sino series parciales, para el cálculo de las magnitudes de caudal para distintos períodos de retorno se utiliza la siguiente fórmula.

$$x = x_t + \hat{\beta} (\ln(T) - \ln(\frac{n}{t}))$$

Donde x es la magnitud del evento para un período de retorno T; x_t es la magnitud del evento umbral; $\hat{\beta}$ es el parámetro de la distribución de frecuencias; y n/t es el período de retorno empírico del evento x_t .

5.2 Resultados

5.2.1 Modelación hidrológica con VHM

Para la modelación se dividió el período de datos en 2 sub-períodos con el objeto de contar con datos para calibrar y validar el modelo matemático. Los datos de cada período se muestran en la tabla 5.1.

Tabla 5.1: Períodos de datos para modelación

	Calibración	Validación
Inicio del período	20/1/1985	2/2/1987
Fin del período	1/2/1987	28/2/1989
Número de días	730	790
Días faltantes	18	27
Porcentaje de datos faltantes	2.5	3.4

Dada la flexibilidad del modelo se podrían configurar hasta 6 diferentes estructuras del modelo dependiendo de los componentes utilizados. En la Tabla 5.2 se indican las posibles configuraciones del modelo.

Tabla 5.2: Posibles estructuras del modelo

Estructura	SSM	QFMSE	QFMIE	IFMSE	IFMIE
1	✓	✓			
2	✓	✓	✓		
3	✓	✓		✓	
4	✓	✓	✓	✓	
5	✓	✓		✓	✓
6	✓	✓	✓	✓	✓

SSM: Módulo de almacenamiento en el suelo
 QFM: Módulo de flujo rápido
 IFM: Módulo de interflujo
 S.E.: Exceso de saturación
 I.E.: Exceso de infiltración

Para este proyecto se decidió utilizar las estructuras 1, 3, 4 y 6. Con esta información el modelo fue calibrado y validado. Las estructuras 4 y 6 no mejoraron los resultados a pesar de utilizar mayor número de parámetros, por lo cual en la Tabla 5.3 se muestran solamente los resultados de las estructuras 1 y 3, y la Figura 5.4 muestra los resultados de calibración y de evaluación del desempeño del modelo con estructura 3. Como se puede observar, el coeficiente de Nash-Sutcliffe es muy bajo (1 es para un modelo perfecto, 0 cuando la predicción es igual al caudal medio). Si bien en la Figura 5.5 se observa que los resultados de la modelación siguen la misma tendencia de las observaciones, tanto caudales pico como base son sobre o subestimados, lo cual conlleva a tener un coeficiente de eficiencia muy bajo. Sin embargo se puede observar en la Figura 5.7 que el error en el balance de agua es bajo. Esto quiere decir que el modelo, a pesar de no poder simular apropiadamente caudales pico y base, si es capaz de capturar las variaciones naturales generales.

Por ello, se concluye que el modelo no puede ser utilizado para el propósito del presente proyecto, debido a que la intención es capturar los caudales pico para el subsiguiente análisis de valores extremos, pero el modelo si podría ser utilizado para otros fines como planificación de recursos hídricos, entre otros.

Tabla 5.3: Parámetros del modelo para distintas estructuras probadas.

		Estructura del modelo	
		1	3
Módulo de almacenamiento en el suelo (SSM)			
Modelo lineal (1) o exponencial (2):		1	1
Máximo contenido de agua en el suelo:	u_{max}	125	125
Contenido de agua en el suelo máximo ET:	u_{evap}	125	125
Contenido inicial de agua en el suelo:	u_{init}	60	60
Parámetros del módulo:	$a_{u,1}$	0.9	0.9
	$a_{u,2}$	-0.9	-0.9
	$a_{u,3}$	-	-
Módulo de flujos rápidos (QFM)			
Días antecedentes para submodelo IE:	s	-	-
Parámetros del módulo:	$a_{OF,1}$	0.1003	0.0498
	$a_{OF,2}$	1.5	1.5
	$a_{OF,3}$	-	-
Módulo de interflujo (IFM)			
Días antecedentes para submodelo IE:	s	-	-
Parámetros del módulo:	$a_{IF,1}$	-	0.0498
	$a_{IF,2}$	-	1.5
	$a_{IF,3}$	-	-
Constante de recesión (días):			
Flujo base:	k_{BF}	21	21
Interflujo:	k_{IF}	-	2
Flujo rápido:	k_{OF}	1	1
Estadísticas de bondad del ajuste			
Coefficiente de Nash-Sutcliffe	EFF	0.13	0.18
Error del balance de agua	WBe	2.5	2.5

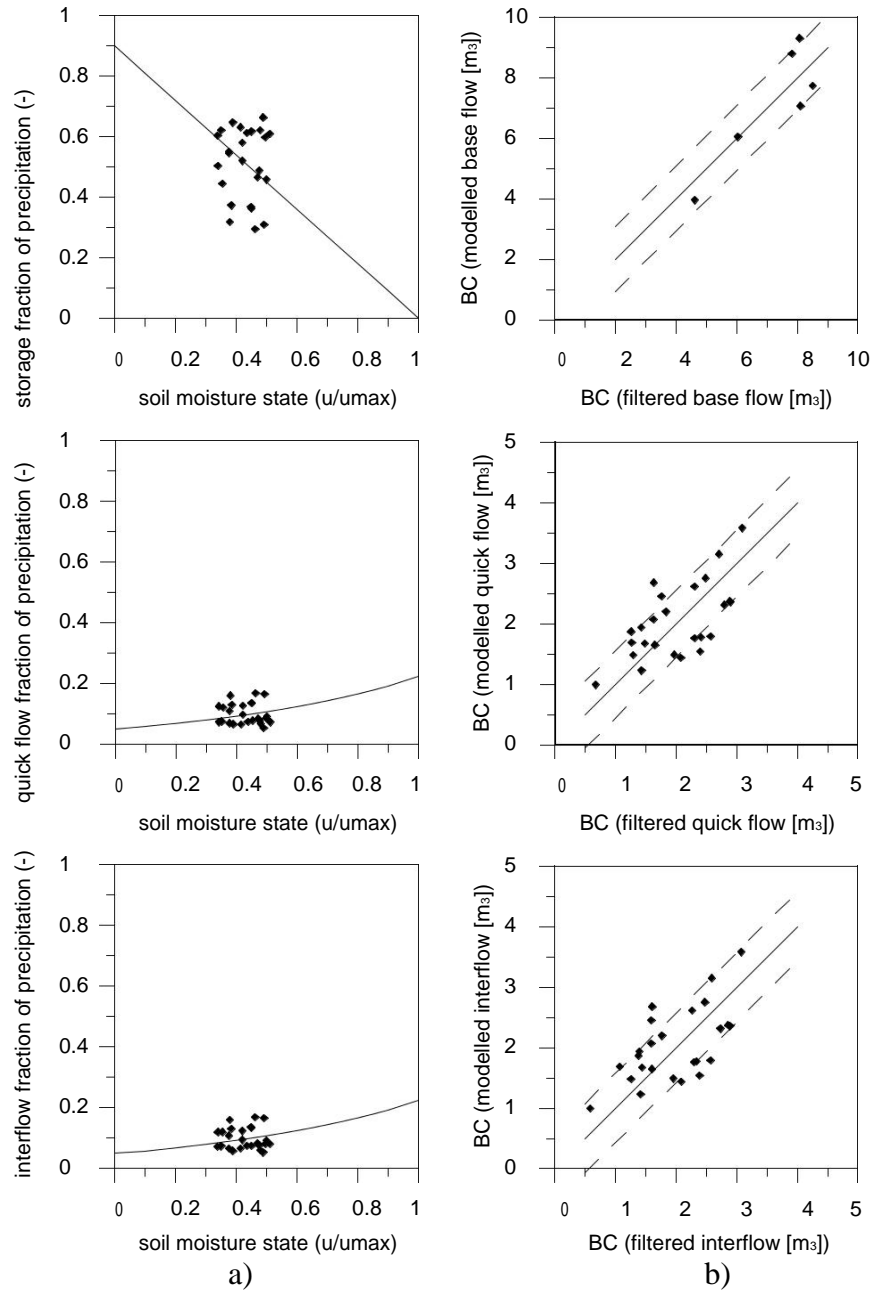


Figura 5.4: a) gráficos de calibración (puntos son eventos de crecida, la línea es el modelo ajustado) y b) gráficos de evaluación del desempeño (línea continua es el bisector y las líneas punteadas son ± 1 desviaciones estándar).

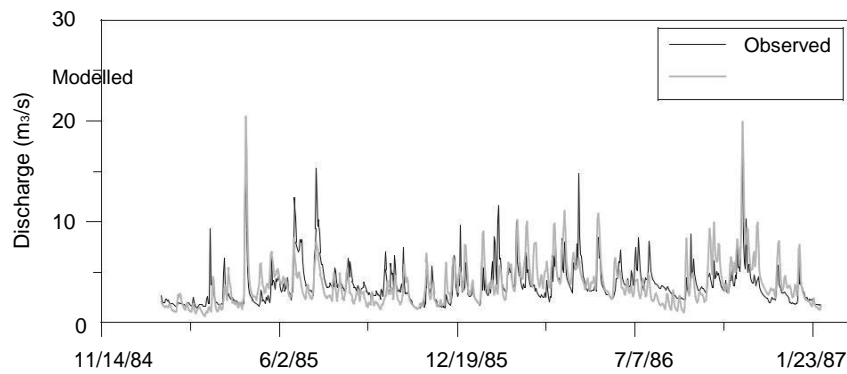


Figura 5.5: Simulación para el período de calibración.

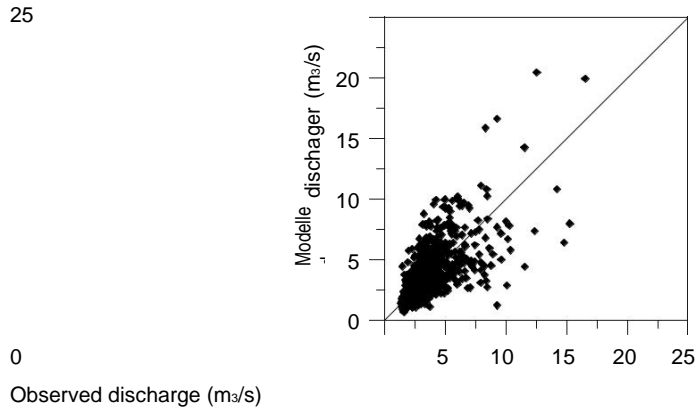


Figura 5.6: Caudales observados versus modelados. Período de calibración.

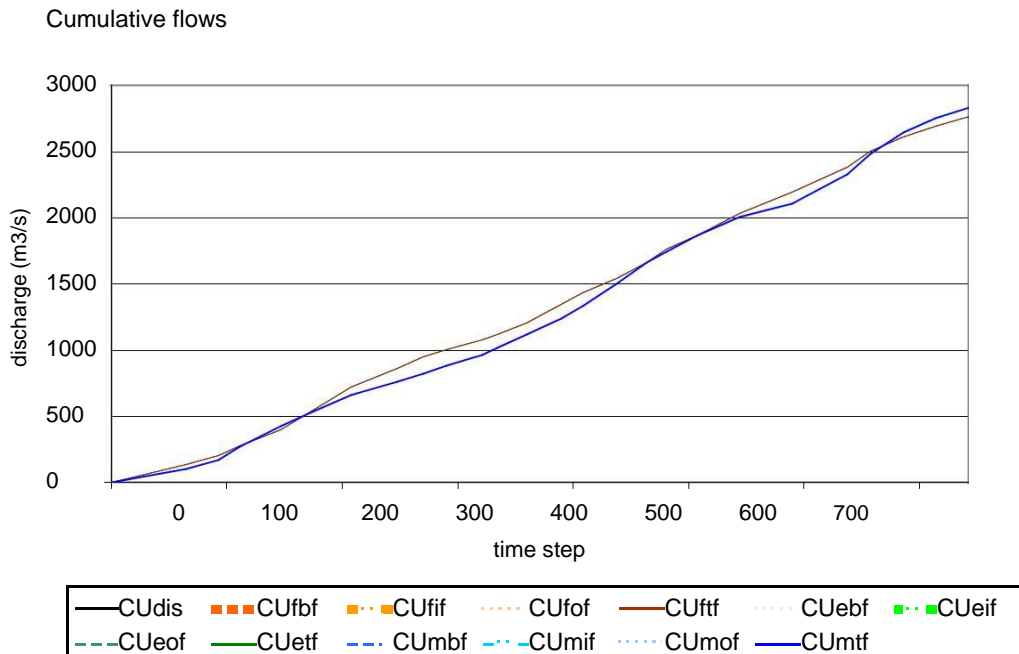


Figura 5.7: Caudales acumulados: observados (café) y modelados (azul). Período de calibración.

Los datos de ingreso para el modelo VHM y los resultados se presentan en el Anexo 3.1, las series de tiempo utilizadas se adjuntan en el DVD del informe.

5.2.2 Aplicación del análisis de valores extremos directamente sobre las series de caudales observados

5.2.2.1 Información diaria caudales

Mediante el empleo del modelo WETSPRO se encontraron 43 eventos de crecida para el período de estudio, ubicados dentro del rango 5–27 m³/s. Estos valores fueron utilizados en el análisis de valores extremos.

El estudio encontró que los datos se ajustan a una distribución exponencial, como puede observarse en la Figura 5.8.

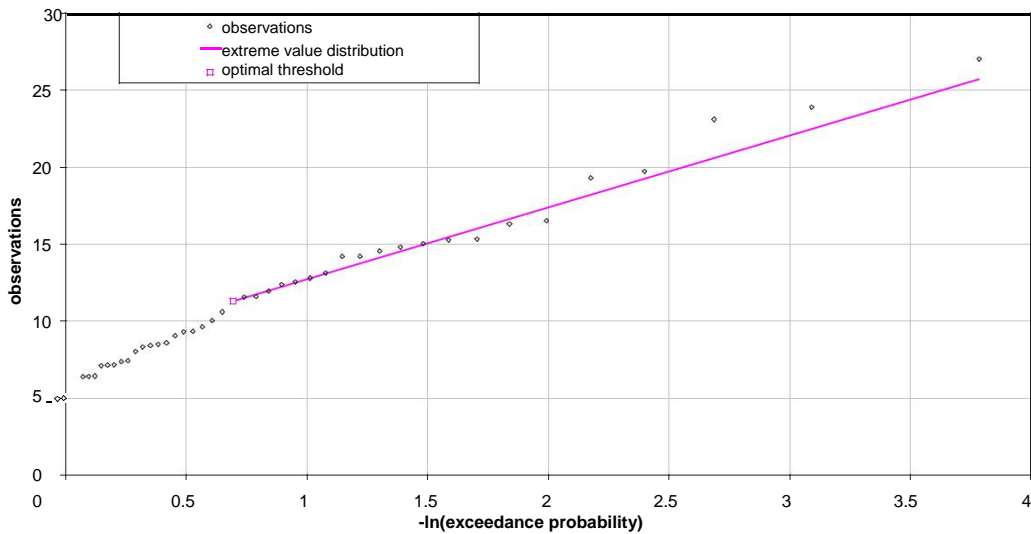


Figura 5.8: Ajuste de los datos a la distribución exponencial

Con esto, los parámetros de la distribución son:

$$= 0 \text{ (distribución exponencial)} = 4.653$$

Para un umbral de:

$$x_t = 11.31$$

Con estos valores se pueden encontrar los caudales correspondientes a cualquier período de retorno deseado. En la Tabla 5.4 se encuentran valores para períodos de retorno comunes.

Tabla 5.4: Caudales para diferentes períodos de retorno

Período de retorno (T, años)	Caudal (m ³ /s)
1	19.2
2	22.5
3	24.4
4	25.7
5	26.7
10	30.0
25	34.2
50	37.4
100	40.7

5.2.2.2 Información sub-diaria de caudales

En la primera parte del estudio se utilizaron datos de precipitación y caudal con una resolución (o escala temporal) diaria, correspondientes en el caso de los caudales a caudales promedio diario (CGPaute, 2009).

Para la segunda parte del estudio fue posible obtener datos sub-diarios de caudal. Éstos corresponden a datos de caudales instantáneos, registrados sin una frecuencia estándar, sino más bien relacionada con la situación hidrológica de la cuenca. Entonces, para épocas secas se tiene solamente una lectura o registro diario mientras que durante eventos de crecida el observador ha realizado varias lecturas diarias, llegando a tener hasta 8 por día. Esta información es de mucha utilidad, ya que representa las condiciones reales encontradas en la cuenca en intervalos de tiempo cortos, durante los cuales se registran las fuertes crecidas e inundaciones en zonas de montaña, lo cual es el caso de la cuenca estudiada. En la siguiente figura se muestran las observaciones de caudal instantáneo a la salida de la cuenca de estudio.

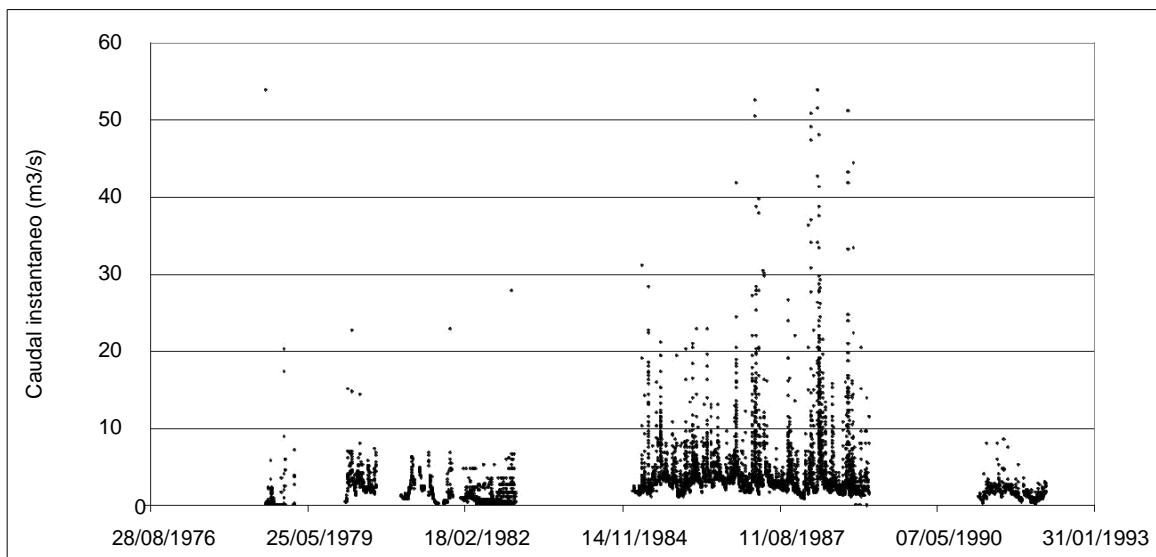


Figura 5.9: Datos instantáneos de caudal para la estación Burgay AJ Deleg.

Lamentablemente, los datos de precipitación solamente se encuentran en una escala o resolución diaria, con lo cual se tienen datos a diferentes escalas o resoluciones.

Una posible manera de solucionar este problema fue la disgregación de los datos de precipitación de una escala diaria a horaria. Para realizar esto se utilizó un algoritmo empleado por Timbe (2004) en su investigación de cuencas de páramo. Sin embargo, las condiciones climáticas en las estaciones analizadas difieren significativamente con las del páramo, por lo que no fue posible utilizar este algoritmo. Por otro lado, para desarrollar un algoritmo específico para las estaciones se necesita contar con datos horarios de al menos un periodo de 5 años a partir de la cual se podrían generar las estadísticas necesarias para su desarrollo.

Otro procedimiento mucho más rápido de disgregar la lluvia es simplemente redistribuir la precipitación diaria en un espacio determinado de tiempo en el cual se espera que ésta caiga a la tierra. Es la percepción de la gente del lugar que las lluvias caen normalmente en

la tarde en una duración de entre 4 y 6 horas. Por lo tanto, en este estudio se realizó un análisis de la posibilidad de redistribuir la precipitación diaria en una duración de 6 horas con el fin de poder simular apropiadamente los caudales instantáneos observados.

Como resultado de este procedimiento se encontró que el modelo hidrológico permanentemente sobreestima los caudales, como se puede ver en el gráfico 5.10 para un periodo corto de simulación. Esto se debe a que es una imprecisión suponer que el comportamiento de la precipitación es igual todos los días de precipitación (la lluvia siempre cae en un espacio de tiempo de 6 horas) . Si bien en varios periodos de tiempo esto puede ser la norma, en la mayor parte del año no lo es.

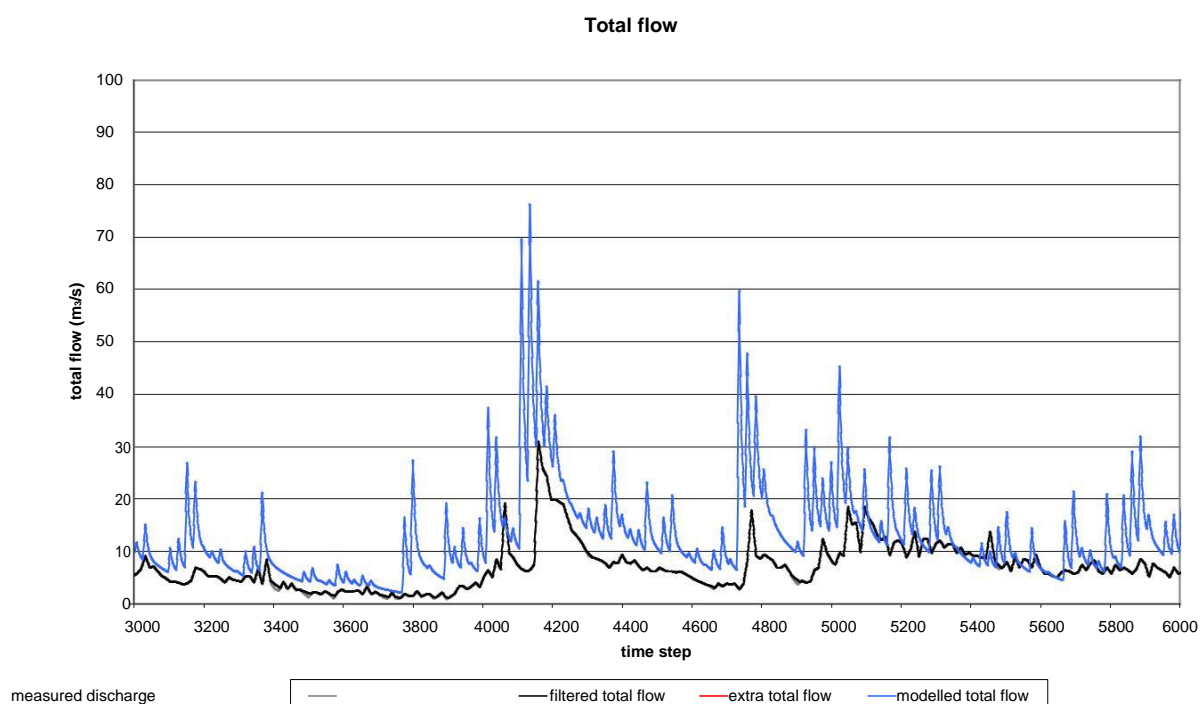


Figura 5.10: Resultados de la simulación utilizando datos disgregados de precipitación como datos de entrada.

Por este motivo, la utilización de modelos hidrológicos para explotar las series de precipitación de la cuenca no fue posible y queda para una investigación más profunda su aplicación.

Por esto, el análisis de valores extremos de las series de caudal instantáneo fue el procedimiento a seguir.

El modelo WETSPRO (Water Engineering Time Series Processing tool) fue aplicado utilizando las series de caudal instantáneo de la estación Burgay AJ Deleg.

Los parámetros del modelo fueron modificados en distintas simulaciones para conseguir un filtrado de eventos de crecida desde un máximo de 188 eventos hasta un mínimo de 84 eventos, con la intención de disponer de varias muestras de datos de la misma serie total. De esta manera se realizaron varios análisis de valores extremos para estimar los caudales del proyecto (ver Anexo 3.2).

Al igual que para el caso de caudales medios (Informe fase anterior), en este caso los datos también se ajustaron a una distribución exponencial, como puede observarse en la Figura 5.11.

De esta manera, una vez ajustados los datos a la distribución se encontraron los parámetros de la distribución y los caudales correspondientes a cualquier periodo de retorno deseado. Este procedimiento fue realizado para varios muestreos de la serie de datos. En la Tabla 5.5 se encuentran los valores de caudales instantáneos estimados para distintos períodos de retorno para los 2 muestreos que dieron los valores máximos y mínimos. Estos mismos valores se encuentran graficados en la Figura 5.12.

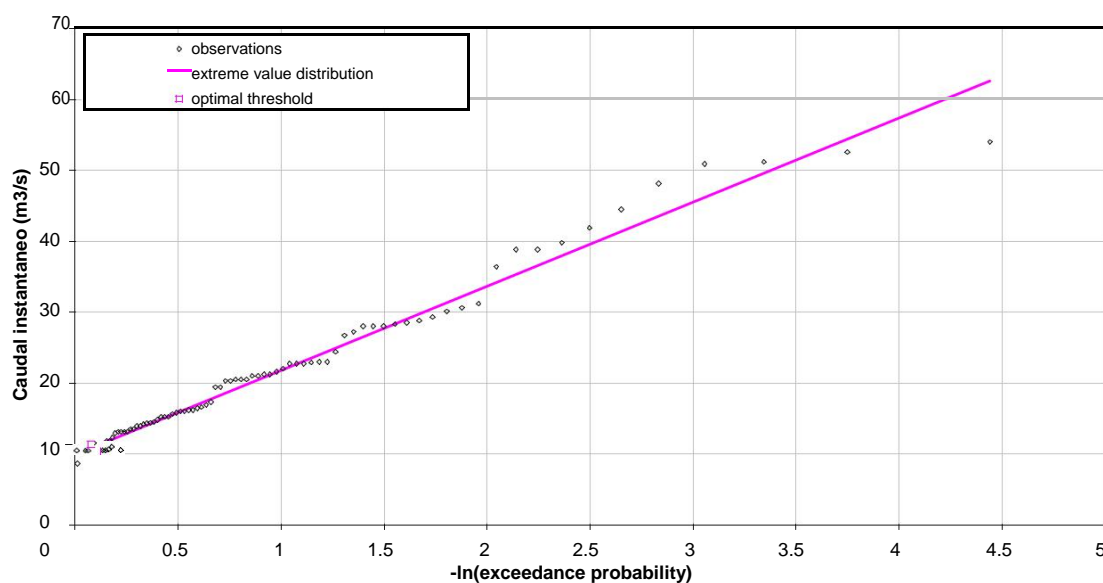


Figura 5.11. Ajuste de los datos a la distribución exponencial. Observaciones son caudales instantáneos (m³/s) para la estación Burgay AJ Deleg.

Tabla 5.5. Rango de caudales instantáneos estimados para distintos periodos de retorno. Estación Burgay AJ Deleg.

Período de retorno (años)	Caudal máximo (m ³ /s)	Caudal mínimo (m ³ /s)
1	39	38
5	58	55
10	66	63
25	77	73
50	85	81
100	94	88
150	98	93
200	102	96

Los datos de ingreso y resultados del modelo ECQ para el análisis de valores extremos se presentan en el Anexo 3.3.

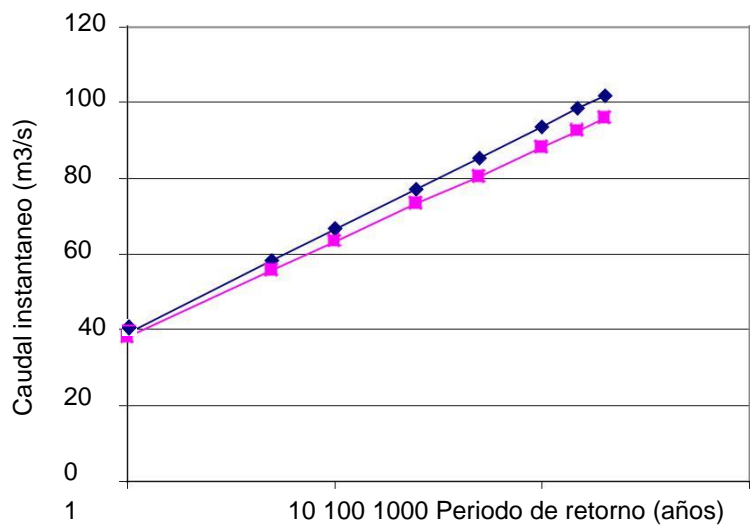


Figura 5.12. Caudales instantáneos estimados para distintos periodos de retorno para la estación Burgay AJ Deleg. Las dos líneas muestran estimaciones obtenidas para la misma serie de datos pero basadas en distintas muestras de caudales instantáneos (pseudo-análisis de incertidumbre). El eje de las abscisas esta graficado en escala logarítmica.

5.2.2.3 Información de caudales máximos

La tabla 5.6 presenta los caudales para crecidas con diferentes períodos de retorno (10, 20 y 50 años estimados para el río Burgay en la confluencia con el Tomebamba y en el río Deleg en la confluencia con el Burgay (R. Estrella & V. Tobar). Esta información corresponde a la “Actualización de los Estudios Hidrológicos (Tomo II)” para los Planes maestros de Agua Potable y Alcantarillado del Area Metropolitana de la Ciudad de Cuenca.

Para la estimación de los caudales máximos en estos dos puntos Estrella & Tobar utilizan como base la estación Tomebamba en Monay, para la cual se tiene un período de registros de 1964 – 1987. En última columna de la tabla 5.6 se ha calculado los caudales máximos en el río Burgay antes de la junta con el Deleg. Con los caudales máximos para estos tres períodos de retorno se procedió a determinar los caudales máximos para períodos de retorno entre 1 y 200 años, los resultados se presentan en la tabla 5.7.

Tabla 5.6: Caudales para crecidas para diferentes períodos de retorno (m³/s)

Período de retorno (T, años)	Burgay en confluencia con Tomebamba*	Deleg en confluencia con Burgay*	Burgay antes junta con Deleg
10	143.7	56.9	86.8
20	167.4	65.9	101.5
50	198.1	77.5	120.6

*Fuente: ETAPA, Actualización de los estudios hidrológicos, Tomo II, Hidrología, R. Estrella & V. Tobar

**Tabla 5.7. Rango de caudales máximos para distintos periodos de retorno.
Estación Burgay AJ Deleg.**

Período de retorno (T, años)	Caudal máximo (m ³ /s)
1	38.5
5	72.3
10	86.7
25	106.1
50	120.6
100	135.2
150	143.7
200	149.7

Como se puede observar, estos caudales máximos son mayores a los calculados en la sección 5.2.2.2 (ver tabla 5.5). Para los caudales con periodos de retorno entre 100 y 200 años existe una diferencia de aproximadamente el 30%. Para la modelación hidráulica se ha decidido utilizar los caudales de la tabla 5.7 (Opción 1), ya que estos fueron estimados en base un período de registros más amplio (1964-1987). Sin embargo, para propósitos de comparación también se realizará la simulación hidráulica con los caudales extremos basados en caudales sub-diarios (Opción 2).

5.3 Puntos de cálculo y distribución de caudales de avenida.

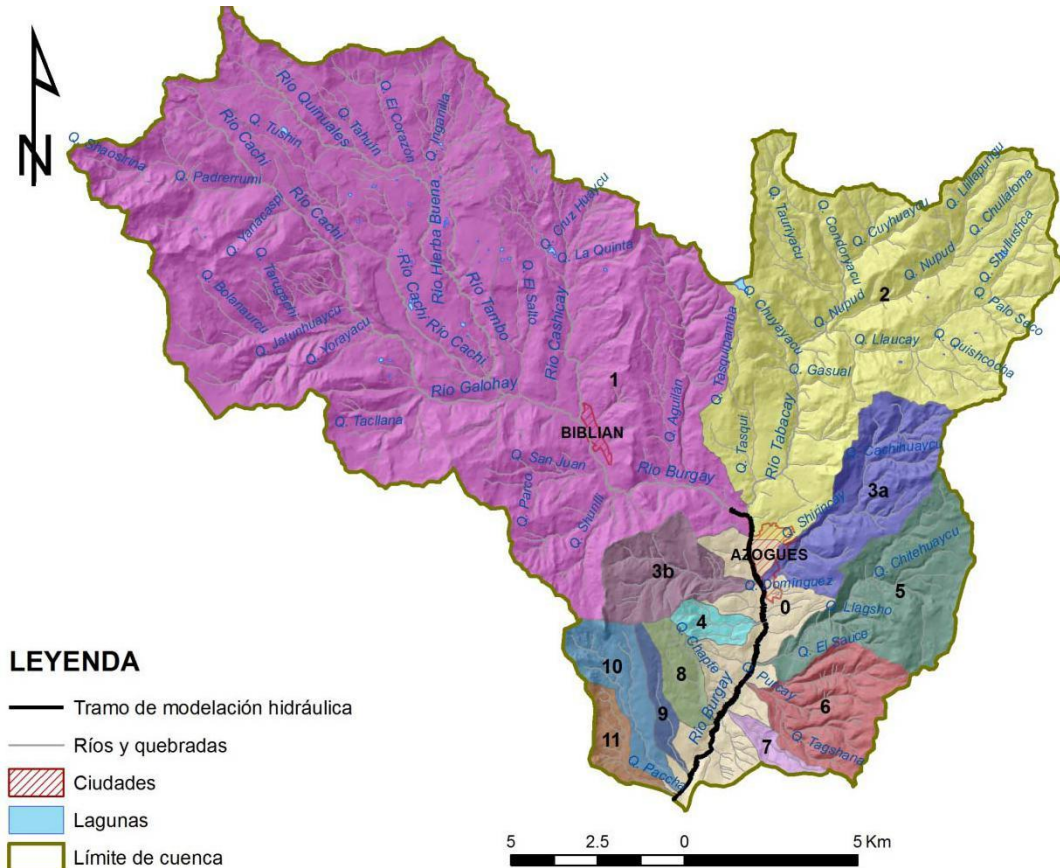


Figura 5.13 Tramo de modelado hidráulico y cuencas de drenaje de afluentes principales

La reducción del tamaño de una cuenca según se avanza hacia aguas arriba, origina la progresiva disminución del caudal circulante por el cauce. Si el tramo es suficientemente

largo, como ocurre en este estudio, las diferencias de caudal entre las secciones final (aguas abajo) e inicial (aguas arriba del mismo), pueden ser importantes.

Por ello, se ha procedido a la estimación de dicha variación a lo largo del tramo objeto de estudio, de acuerdo a las áreas de las cuencas de aporte.

Se han seleccionado 11 puntos donde se han obtenido los caudales de avenida en la red fluvial del río Burgay, correspondiente al tramo de estudio, para diferentes periodos de retorno. Cabe señalar que en cada punto calculado se contempla el área de la cuenca de aporte, a diferencia de los drenajes menores, codificados como 0 en la figura 5.13, generalmente el punto de descarga está bien definido para cuencas de drenaje de mayor dimensión (figura 5.13, cuencas 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 10, 11), por lo que, con el propósito de modelación hidráulica, las zonas de descarga difusas, correspondientes a los drenajes menores, serán unificadas con aquellas puntuales específicas, de acuerdo a su cercanía (figura 5.14).

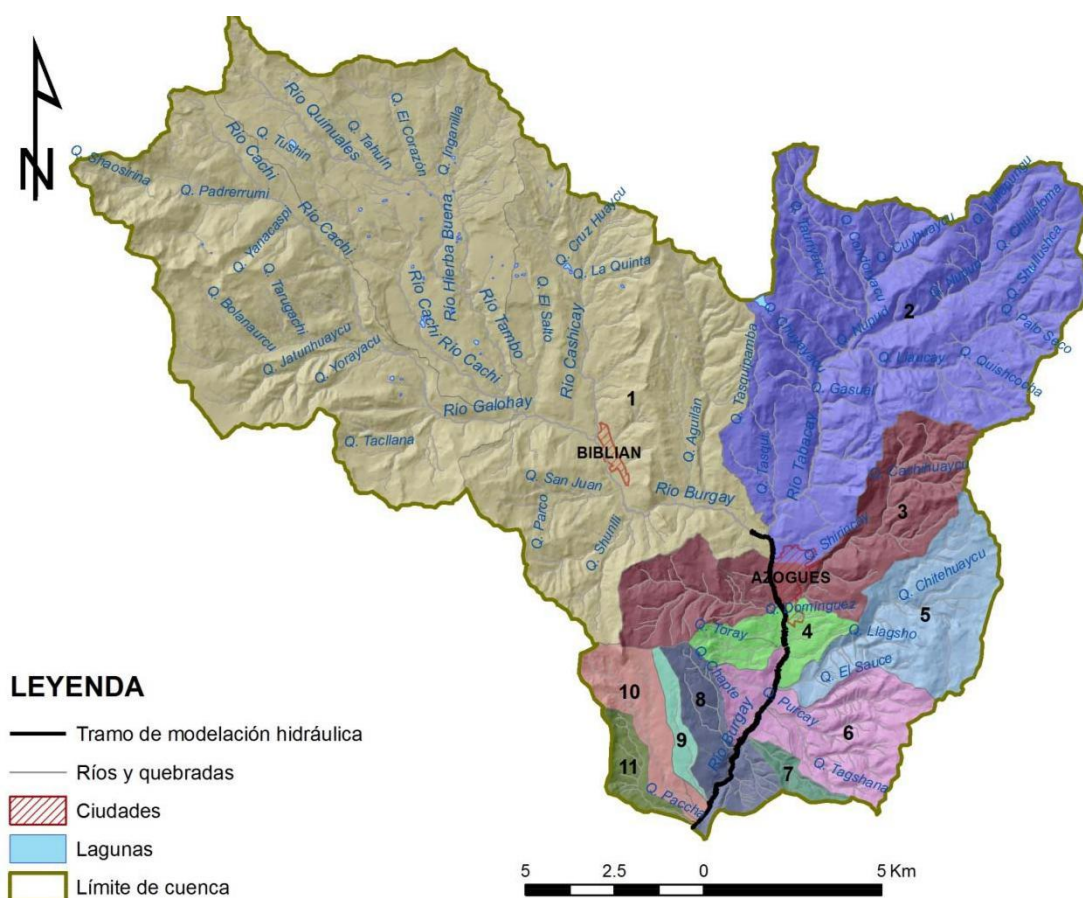


Fig. 5.14: Agrupación de cuencas de drenaje de acuerdo al sitio o zona de descarga

En la Figura 5.15 se muestra la ubicación de los puntos de incorporación del caudal (P1 al P11). Como puntos de unión significativos cabe destacar:

- P1: incorporación inicial principal, correspondiente al flujo aguas arriba del río Burgay, debido al aporte de las cuencas de drenaje del Galuay, Tambo y Burgay Alto.
- P2: Incorporación del río Tabacay (segunda cuenca con mayor flujo de aporte).

P3: Incorporación de quebradas Agua Sucia (derecha), Pucán (izquierda) y drenajes menores circundantes.

P4: Quebrada Toray a la derecha y drenajes menores ubicados a ambas márgenes.

P5: Incorporación de la quebrada Lavacay.

P6: Incorporación de la quebrada Purcay junto con drenajes menores de ambas márgenes.

P8: Quebrada Umbe

P9: Quebrada Tocchi junto a drenajes menores de ambas márgenes.

P10: Quebrada Cojitambo

P11: Quebrada Paccha

La ubicación y características de estos puntos se detallan en la tabla 5.8.

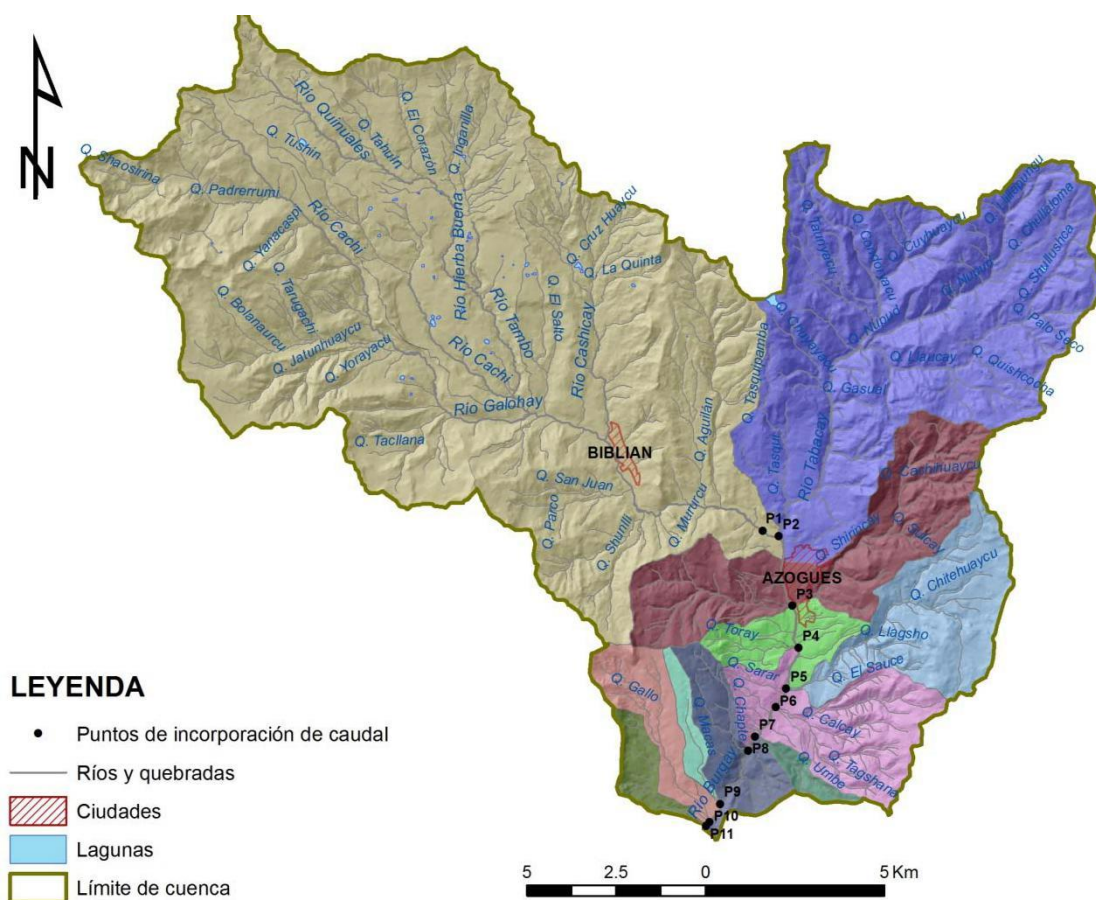


Figura 5.12: Sitios de descarga o puntos de cálculo

Tabla 5.8: Ubicación y características de los diferentes puntos de cálculo

Punto	Abscisa m	X m	Y m	Cota m	Area de Drenaje m ²
P1	0+000	738423	9697984	2492	179,686,000
P2	0+500	738869	9697827	2482	68,310,000
P3	2+550	739243	9695895	2450	23,812,600
P4	3+825	739427	9694712	2435	5,842,100
P5	5+000	739079	9693568	2418	16,155,300
P6	5+600	738785	9693060	2412	14,174,000
P7	6+650	738207	9692228	2398	1,605,710
P8	7+100	738014	9691843	2394	7,042,210
P9	9+125	737231	9690352	2366	1,967,740
P10	9+750	736933	9689855	2360	6,444,930
P11	9+900	736834	9689743	2358	2,862,140

5.4 Caudales de avenida.

Los caudales de avenida estimados en los puntos mencionados para diferentes períodos de retorno para las dos opciones de caudales máximos se presentan en la tabla 5.9 y 5.10.

Tabla 5.9: Caudales de avenidas para los sitios de descarga de afluentes (Opción 1)

Punto No.	Area Km ²	Area %	T=1 años	T=5 años	T=10 años	T=25 años	T=50 años	T=100 años	T=150 años	T=200 años
P1	179.69	54.80	19.39	36.39	43.64	53.40	60.70	68.05	72.33	75.37
P2	68.31	20.83	7.37	13.83	16.59	20.30	23.08	25.87	27.50	28.65
P3	23.81	7.26	2.57	4.82	5.78	7.08	8.04	9.02	9.58	9.99
P4	5.84	1.78	0.63	1.18	1.42	1.74	1.97	2.21	2.35	2.45
P5	16.16	4.93	1.74	3.27	3.92	4.80	5.46	6.12	6.50	6.78
P6	14.17	4.32	1.53	2.87	3.44	4.21	4.79	5.37	5.70	5.94
P7	1.61	0.49	0.17	0.33	0.39	0.48	0.54	0.61	0.65	0.68
P8	7.04	2.15	0.76	1.43	1.71	2.09	2.38	2.67	2.83	2.95
P9	1.97	0.60	0.21	0.40	0.48	0.59	0.67	0.75	0.79	0.83
P10	6.44	1.97	0.69	1.30	1.56	1.91	2.18	2.44	2.59	2.70
P11	2.86	0.87	0.31	0.58	0.69	0.85	0.97	1.08	1.15	1.20
TOTAL	327.90	100.00	35.38	66.41	79.63	97.44	110.77	124.17	131.99	137.54

Tabla 5.10: Caudales de avenidas para los sitios de descarga de afluentes (Opción 2)

Punto No.	Area Km ²	Area %	T=1 años	T=5 años	T=10 años	T=25 años	T=50 años	T=100 años	T=150 años	T=200 años
P1	179.69	54.80	19.64	29.25	33.39	38.86	43.00	47.14	49.57	51.28
P2	68.31	20.83	7.46	11.12	12.69	14.77	16.35	17.92	18.84	19.50
P3	23.81	7.26	2.60	3.88	4.42	5.15	5.70	6.25	6.57	6.80
P4	5.84	1.78	0.64	0.95	1.09	1.26	1.40	1.53	1.61	1.67
P5	16.16	4.93	1.77	2.63	3.00	3.50	3.87	4.24	4.46	4.61
P6	14.17	4.32	1.55	2.31	2.63	3.06	3.39	3.72	3.91	4.04
P7	1.61	0.49	0.18	0.26	0.30	0.35	0.39	0.42	0.44	0.46
P8	7.04	2.15	0.77	1.15	1.31	1.52	1.68	1.85	1.94	2.01
P9	1.97	0.60	0.22	0.32	0.37	0.43	0.47	0.52	0.54	0.56
P10	6.44	1.97	0.70	1.05	1.20	1.39	1.54	1.69	1.78	1.84
P11	2.86	0.87	0.31	0.47	0.53	0.62	0.68	0.75	0.79	0.82
TOTAL	327.90	100.00	35.83	53.38	60.93	70.92	78.47	86.03	90.45	93.58

5.5 Conclusiones y recomendaciones

El objetivo del proyecto fue la de determinar los caudales de crecida para la zona de estudio.

Inicialmente se planteó utilizar un modelo hidrológico agregado para extender las limitadas series de caudales a partir de los datos de precipitación existentes que tienen mayor duración y utilizar esos caudales generados en el análisis de valores extremos.

Para tal propósito se utilizó un modelo agregado utilizado con anterioridad en otras subcuencas del río Paute. La aplicación del modelo VHM para la cuenca del río Burgay demostró que las simulaciones realizadas empleando series de precipitación diaria como datos de ingreso, no se ajustan aceptablemente a las observaciones de caudales picos, por lo que el modelo no pudo ser utilizado para el propósito indicado.

Se identificó que el principal motivo por el cual no se pudo calibrar adecuadamente el modelo es la discrepancia entre los datos de lluvia y los de caudal, debido a que para ciertos eventos de crecida los volúmenes de lluvia eran insuficientes para poder simular los picos. Esto puede tener 3 motivos:

- (i) no se está midiendo adecuadamente la precipitación en la cuenca; es decir, existen ciertas zonas donde la lluvia no es medida y por lo tanto no puede incorporarse a un modelo,
- (ii) se está empleando datos diarios y es posible que las crecidas fueron generadas por lluvias de alta intensidad y corta duración, las cuales no pueden ser generadas por el modelo debido a que no se dispone de datos horarios de lluvia, sino solamente datos diarios, y
- (iii) la estructura del modelo seleccionado puede no ser la más apropiada para el estudio.

El primer aspecto no puede ser solucionado debido a que la ausencia de observaciones de precipitación con la densidad necesaria no puede ser remediada fácilmente. Para poder solucionar esta situación se debería por ejemplo implementar modelos estocásticos de precipitación espacial que permitan estimar la precipitación producida en zonas desprovistas de monitoreo, algo que está fuera del alcance del presente estudio.

El segundo aspecto es causado debido a que un registro de lluvia diaria que corresponde a la precipitación total registrada durante el día, pero se desconoce cómo cayó esta precipitación a lo largo del día: si fue un aguacero de corta duración pero alta intensidad, o si por el contrario fue una lluvia permanente durante el día pero con muy poca intensidad.

Esta discrepancia en la resolución de los datos (usar datos diarios de precipitación) ocasiona que sea imposible simular adecuadamente los caudales pico, produciéndose siempre una subestimación de los mismos. Ante esta dificultad se tuvieron dos alternativas:

- (i) aplicar un modelo hidrológico de disgregación de datos diarios de precipitación a datos horarios para de esta manera conseguir una serie de precipitación en una resolución igual a la de los caudales y utilizar esta nueva serie de lluvia en el modelo lluvia-escorrentía o
- (ii) aplicar el análisis de valores extremos directamente sobre la serie de caudales instantáneos utilizando un análisis de sensibilidad de los parámetros del modelo a manera de pseudo-análisis de incertidumbre.

Para poder aplicar un modelo de disgregación de los datos de precipitación (del tipo empleado por Timbe, 2004) es necesario contar con datos horarios de precipitación de la

misma estación estudiada durante al menos un par de años. De esta manera es posible realizar un análisis estadístico para relacionar los datos en las 2 resoluciones. Sin embargo, para el caso de este estudio, no fue posible conseguir datos horarios de las estaciones consideradas. Esto último debido en parte a que se trata de pluviómetros (totalizadores de precipitación) y en parte a que esta información no está disponible en anuarios del INAMHI.

De esta manera la única opción para el estudio fue la aplicación del análisis de valores extremos directamente sobre la serie de caudales instantáneos. Para realizar un estudio íntegro de los caudales estimados para diferentes períodos de retorno se empleó un análisis de sensibilidad de los parámetros del modelo a manera de pseudo-análisis de incertidumbre. De esta manera se tuvo un rango de caudales probables para cada período de retorno (a diferencia de un estudio convencional que proporciona solo un valor para cada periodo de retorno) con lo cual el estudio hidráulico dispone de mayor información para la determinación de los niveles de crecida o inundación.



LABORATORIO DE SUELOS

Fray Marchena y Av. Loja (Urb. Antonio Borrero V. lote 29)
Telfs.: 2385-371 0999773004 (PRINCIPAL: Cuenca)

Av. Oriente y 3 de Noviembre (Sector San Francisco)
Telfs.: 2247-645 0985713834 (SUCURSAL: Azogues)

Ing. Iván Riquetti V.
M.Sc. Geotecnia
Oklahoma State University

Ing. Juan Pablo Riquetti M.
M.Sc. Geología y Geotecnia
Universidad de Cuenca

Anexo D: Estudio de Suelos

INFORME GEOTÉCNICO

DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO

PROYECTO: ESTUDIO DE SUELOS DEL PUENTE DE HORMIGÓN ARMADO EN LA CALLE NELA MARTINEZ.

UBICACION: PARROQUIA BORRERO - AZOGUES.

SOLICITADO POR: SR. SEBASTIAN LUNA.

Azogues, 22 de Noviembre de 2017.



CAPITULO 1

INTRODUCCION

1.1.- PROPOSITO Y ALCANCE:

El objetivo del presente informe, que corresponde al Estudio Geotécnico realizado en el lugar de emplazamiento de la obra denominada “ESTUDIO DE SUELOS DEL PUENTE DE HORMIGÓN ARMADO EN LA CALLE NELA MARTINEZ.”, ubicado en la provincia del Cañar, cantón Azogues, parroquia Borrero. La planificación corresponde a un puente, por lo que se requiere conocer la composición del subsuelo y las características generales de los materiales que servirán de soporte a la infraestructura proyectada, de manera que se constituyan en el antecedente requerido para la selección del tipo de infraestructura de cimentación que mejor se adapte a las condiciones del lugar y los parámetros necesarios para los correspondientes diseños de cimentación.

La información obtenida mediante la investigación Geotécnica efectuada, fue complementada con datos, topográficos, estructurales, etc.

1.2.- INFRAESTRUCTURA PROYECTADA. -

El proyecto denominado “ESTUDIO DE SUELOS DEL PUENTE DE HORMIGÓN ARMADO EN LA CALLE NELA MARTINEZ.”, consta de una estructura de aproximadamente 18 m. de luz, estructurada en hormigón armado.



1.3.- DESCRIPCION DEL SITIO.-

Morfológicamente al terreno se lo puede definir como plano. En el sector el clima dominante es frío y seco, típico de la sierra ecuatoriana. La isoyeta de la zona es de alrededor de los 950 mm/año, y la temperatura media anual oscila alrededor de los 14.0 grados centígrados.

1.4.- INFORMACION PROPORCIONADA.-

Para la elaboración del presente informe, se proporcionó la siguiente información:

- 2.- Antecedentes del proyecto, tipo y uso del mismo.
- 3.- Antecedentes cargas y tipos de materiales.
- 4.- Inspección directa del terreno.

1.5.- METODOLOGIA DE LOS TRABAJOS.

La investigación Geotécnica del área de implantación del Proyecto, se la efectuará de acuerdo a los siguientes sub-puntos:

- a) Reconocimiento del terreno.
- b) Prospección Geotécnica mediante la inspección del sitio de implantación del proyecto y la obtención de muestras alteradas e inalteradas, que posteriormente serán evaluadas en Laboratorio.
- c) Trabajos de laboratorio.
- d) Informe Geotécnico.



CAPÍTULO 2.

EXPLORACION SUBTERRANEA.

2.1 PLANIFICACION PREVIA:

En función de la configuración del terreno y de los requerimientos constructivos que han motivado la presente consultoría, se ubicaron 2 puntos de muestreo.

No obstante, los criterios para incrementar o disminuir la profundidad de exploración establecida, de conformidad a la práctica profesional común para este tipo de labores, se basarán en los siguientes criterios:

- 1.- Se debe alcanzar un espesor suficiente de material adecuado para apoyar la cimentación, lo cual se controlará en el campo mediante los resultados de los ensayos ejecutados.
- 2.- La profundidad de exploración deberá alcanzar un valor de por lo menos dos veces el ancho previsto de la cimentación, a partir de la cota de desplante de la misma.
- 3.- Lo indicado en el numeral 2 se incrementará si se encontraren suelos blandos o compresibles.
- 4.- Las excavaciones podrán suspenderse a cotas más altas que las indicadas si se encontrare roca u otro material impenetrable, en cuyo caso se continuará usando otros sistemas de exploración subterránea.

Los ensayos de laboratorio fueron establecidos en una cantidad de 4 en cuanto, se refiere a ensayos de clasificación.



2.2 INVESTIGACION DE CAMPO.

La investigación de las condiciones del subsuelo en el sitio del proyecto se la efectuó a través de la excavación de dos (2) Pozos a Cielo Abierto P.C.A. y la obtención de muestras "alteradas" representativas de la estratigrafía de la subrasante, siendo la profundidad promedio de la prospección 6.00 m. Se complementó esta investigación mediante ensayos In Situ: Cono de Penetración Dinámico y Penetrómetro de bolsillo en las paredes y en el fondo de las excavaciones realizadas.

Las muestras extraídas corresponden a variaciones estratigráficas observadas; en general los procedimientos empleados para la prospección se ajustan a lo recomendado para estos casos y teniendo en cuenta las solicitudes a las que el terreno de fundación está expuesto, por lo cual se tomaron muestras a diferentes profundidades, conforme lo indica el proyecto vertical.

Los perfiles estratigráficos se incluyen al presente informe en el Capítulo 3. En el cuadro siguiente se indican las cantidades de ensayos realizados y las profundidades alcanzadas en cada Pozo a Cielo Abierto.

CUADRO No. 1
(Detalle de los Pozos a Cielo Abierto Realizados)

P.C.A.	PROFUNDIDAD (m.)	MUESTRAS (No.)
2	6.00	4



2.3 NIVEL FREÁTICO (N.A.F.)

Los estudios realizados para el presente informe, se los efectuaron en el mes de noviembre, lo que en el presente año correspondió a una época de verano y en estas condiciones se detectó la presencia de aguas freáticas, a la profundidad de 1.50 m respecto al margen derecho e izquierdo del río.

2.4.-) INVESTIGACION GEOTÉCNICA Y DE LABORATORIO:

A las muestras extraídas se les realizaron los ensayos normados, a fin de determinar las propiedades físico-mecánicas de los suelos de las cimentaciones.

El programa de laboratorio realizado a muestras "alteradas", básicamente consiste en; la excavación de un pozo a cielo abierto, para la extracción del suelo existente en el sitio de proyecto, efectuándose al mismo ensayos de clasificación de suelos, para determinar estratigrafías y describir propiedades básicas de cada uno de los estratos encontrados en el suelo del sitio de proyecto; también para obtener parámetros básicos para el cálculo de capacidad admisible de suelo: cohesión y ángulo de fricción interna, se efectuó al suelo de fundación un ensayo de corte directo.

A continuación se describen normativas de los siguientes ensayos de suelos utilizados en el presente informe geotécnico:



LABORATORIO DE SUELOS

Fray Marchena y Av. Loja (Urb. Antonio Borrero V. lote 29)
Telfs.: 2385-371 0999773004 (PRINCIPAL: Cuenca)

Av. Oriente y 3 de Noviembre (Sector San Francisco)
Telfs.: 2247-645 0985713834 (SUCURSAL: Azogues)

Ing. Iván Riquetti V.
M.Sc. Geotecnia
Oklahoma State University

Ing. Juan Pablo Riquetti M.
M.Sc. Geología y Geotecnia
Universidad de Cuenca

TIPOS DE ENSAYOS	NORMA	
CONTENIDO DE AGUA	INEN:	Co 09.02-312
	MTOP:	E-I22
	AASHTO:	T-93
	ASTM:	D-2216
GRANULOMETRÍA POR TAMIZADO	INEN:	No existe
	MTOP:	E-115
	AASHTO:	T-88
	ASTM:	D-422
LÍMITE LÍQUIDO	INEN:	Co 09.02-312
	MTOP:	E-116
	AASHTO:	T-89
	ASTM:	D-423
LÍMITE PLÁSTICO	INEN:	Co.09.02-312
	MTOP:	E-117
	AASHTO:	T-90
	ASTM:	D-424
CONO DE PENETRACION DINAMICO	INEN:	No existe
	MTOP:	No existe
	AASHTO:	No existe
	ASTM:	No existe
CORTE DIRECTO	INEN:	No existe
	MTOP:	No existe
	AASHTO:	T-234
	ASTM:	D-2850
DENSÍMETRO NUCLEAR	INEN:	No existe
	MTOP:	No existe
	AASHTO:	T-310
	ASTM:	D-2922



Mediante este plan de ensayos de laboratorio sobre muestras "alteradas" se obtuvo la clasificación de suelos por los métodos S.U.C.S. y A.A.S.H.T.O., cuyos formatos de laboratorio se reportan en los Anexos y un resumen se presenta en el cuadro que a continuación se indica:

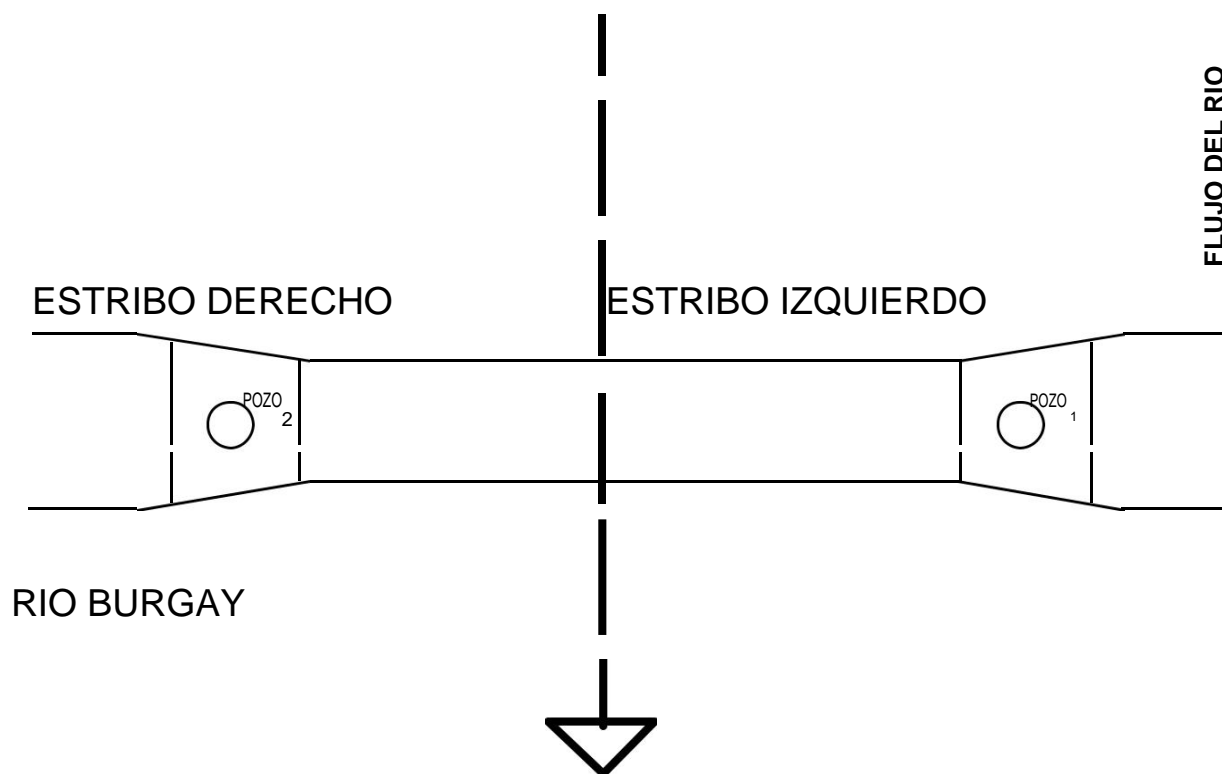
CUADRO No. 2
(Detalle de la Estratigrafía)

P.C.A.	MUESTRA (No.)	PROFUNDIDAD (m.)	SUCS	AASHTO
1	1	0.00 a 3.00	SM	A - 2 - 4 (0)
1	2	3.00 a 6.00	GM	A - 1 - a (0)
2	1	0.00 a 3.00	SM	A - 2 - 4 (0)
2	2	3.00 a 6.00	GM	A - 1 - a (0)

Los resultados obtenidos de los ensayos se presentan en los Anexos y se describen con detalle en el capítulo que sigue.



UBICACION DE LAS PERFORACIONES (PUENTE EN LA CALLE NELA MARTINEZ)





CAPÍTULO 3.

RESULTADOS OBTENIDOS.

3.1 ESTRATIGRAFIA DE LA SUBRASANTE.

Con los resultados de las propiedades físicas de los suelos se clasificaron los mismos de acuerdo a los dos sistemas universalmente conocidos, tanto para el diseño de cimentaciones, como para las aplicaciones viales: el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos "SUCS" y el "AASHTO" (American Association of State Highway and Transportation Officials).

El subsuelo del proyecto en el área estudiada a nivel de desplante del puente está constituido por gravas limosas, estratos encontrados hasta la profundidad de 6.00 m. explorado.

A continuación, se describen los pozos a cielo abierto excavados y estudiados en laboratorio:



P.C.A. No. 1.

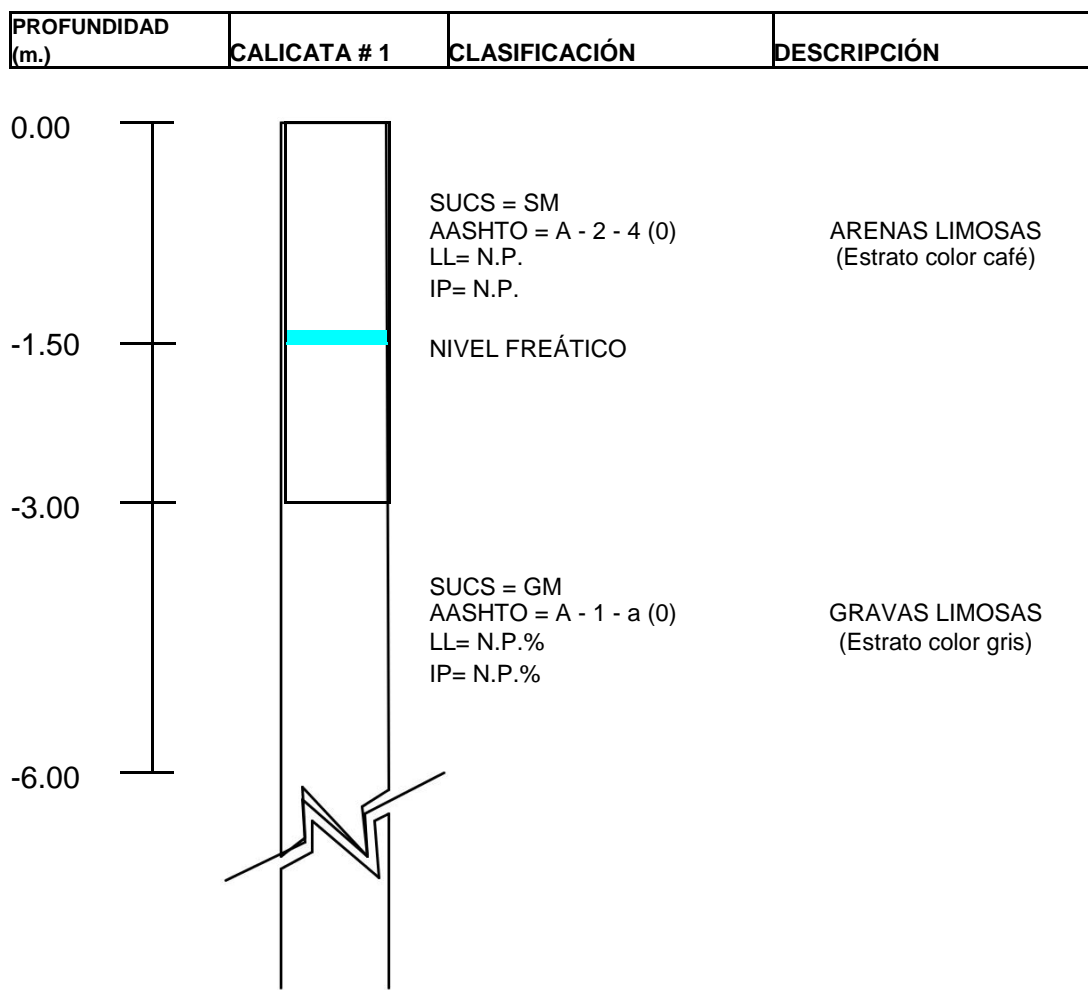
Desde el punto de vista Geotécnico, se identifican 2 estratos, un primero que se encuentra a una profundidad de (0.00 a 3.00 m.), constituido por un suelo grueso, que según el SUCS se lo identifica como SM (Arenas Limosas), y de acuerdo al sistema AASHTO como A – 2 – 4 con índice de grupo 0, y un segundo que se encuentra a una profundidad de (3.00 a 6.00 m.), constituido por un suelo grueso, que según el SUCS se lo identifica como GM (Gravas Limosas), y de acuerdo al sistema AASHTO como A – 1 – a con índice de grupo 0.



ESTUDIO DE SUELOS

PUENTE DE HORMIGÓN ARMADO EN LA CALLE NELA MARTINEZ

CALICATA 1 (ESTRIBO IZQUIERDO)





P.C.A. No. 2.

Desde el punto de vista Geotécnico, se identifican 2 estratos, un primero que se encuentra a una profundidad de (0.00 a 3.00 m.), constituido por un suelo grueso, que según el SUCS se lo identifica como SM (Arenas Limosas), y de acuerdo al sistema AASHTO como A – 2 – 4 con índice de grupo 0, y un segundo que se encuentra a una profundidad de (3.00 a 6.00 m.), constituido por un suelo grueso, que según el SUCS se lo identifica como GM (Gravas Limosas), y de acuerdo al sistema AASHTO como A – 1 – a con índice de grupo 0.

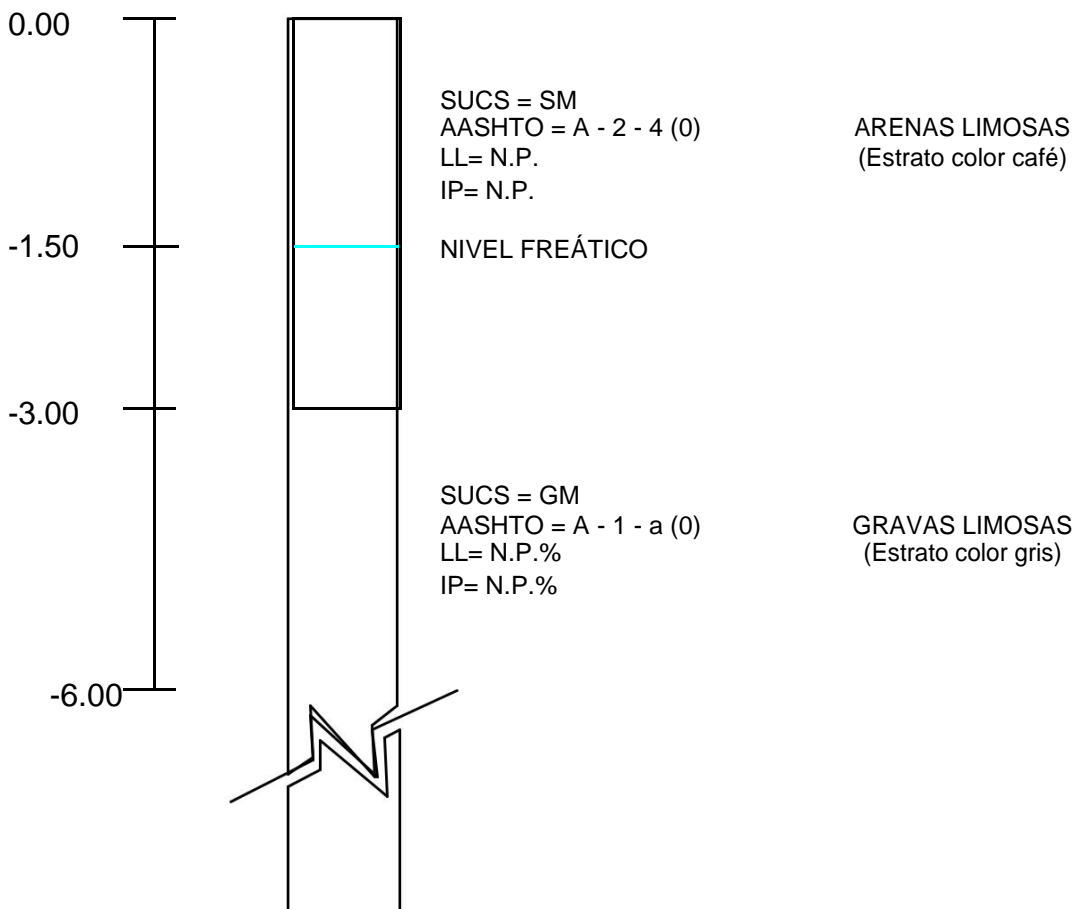


ESTUDIO DE SUELOS

PUENTE DE HORMIGÓN ARMADO EN LA CALLE NELA MARTINEZ

CALICATA 2 (ESTRIBO DERECHO)

PROFUNDIDAD (m.)	CALICATA # 2	CLASIFICACIÓN	DESCRIPCIÓN
------------------	--------------	---------------	-------------





CAPÍTULO 4.

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE.

4.1 CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

El suelo de cimentación del proyecto está constituido por un estrato de suelo grueso "friccional" para el diseño estructural del proyecto, las cargas de la estructura que llegan a la cimentación serán transmitidas al estrato identificado y deberán ser soportadas por el mismo, razón por la cuál en la presente investigación Geotécnica se estudiará y se dará, como recomendación, la profundidad de cimentación, D_f , y la capacidad de carga admisible a dicha profundidad, según el criterio de estabilidad por fallo de la base, utilizando un factor de seguridad global de 3.

La capacidad de carga admisible, q_{adm} , para cualquier tipo de suelo de cimentación se obtiene, aplicando el método del factor de seguridad global, según:

$$q_{adm} = \frac{q_u - q'}{F.S.}$$

Donde:

q_u = Capacidad de carga última del suelo (resistente).

q' = Sobrecarga circundante ($q' = g_1 \times D_f$).

g_1 = Peso específico del suelo por encima del nivel de solera.

D_f = Profundidad de desplante.

F.S. = Factor de seguridad global.



La capacidad de carga última q_u , según la Teoría de Meyerhof, para cualquier tipo de cimiento superficial, viene dada por la expresión general siguiente:

$$q_u = c N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q' N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5 g_2 B N_g F_{gs} F_{gd} F_{gi}$$

- q_u = Capacidad de carga última del suelo (resistente).
 c = Cohesión del suelo, existente por debajo del nivel de solera.
 f = Angulo de fricción interna del suelo, existente por debajo del nivel de solera.
 q' = Sobrecarga circundante ($q' = g_1 \times D_f$).
 g_2 = Peso específico del suelo por debajo del nivel de solera.
 B = Lado menor del cimiento (diámetro para un cimiento circular).
 D_f = Profundidad de desplante.
 N_c, N_q, N_g = Factores de capacidad de carga.
 $F_{cs} F_{qs} F_{gs}$ = Factores de forma.
 $F_{cd} F_{qd} F_{gd}$ = Factores de profundidad.
 $F_{ci} F_{qi} F_{gi}$ = Factores de inclinación de la carga.

Nota: no se tendrá en cuenta en la capacidad de carga admisible recomendada, los factores de inclinación de la carga. Se asume pues, carga vertical centrada.

Para la utilización de la teoría de Meyerhof, se toman los valores de los factores de capacidad de carga, forma y profundidad, del libro: "Principios de Ingeniería de Cimentaciones", de Braja M. Das, de la editora Thomson and Learning (2001), tablas 3.4 y 3.5, páginas 168 y 169.



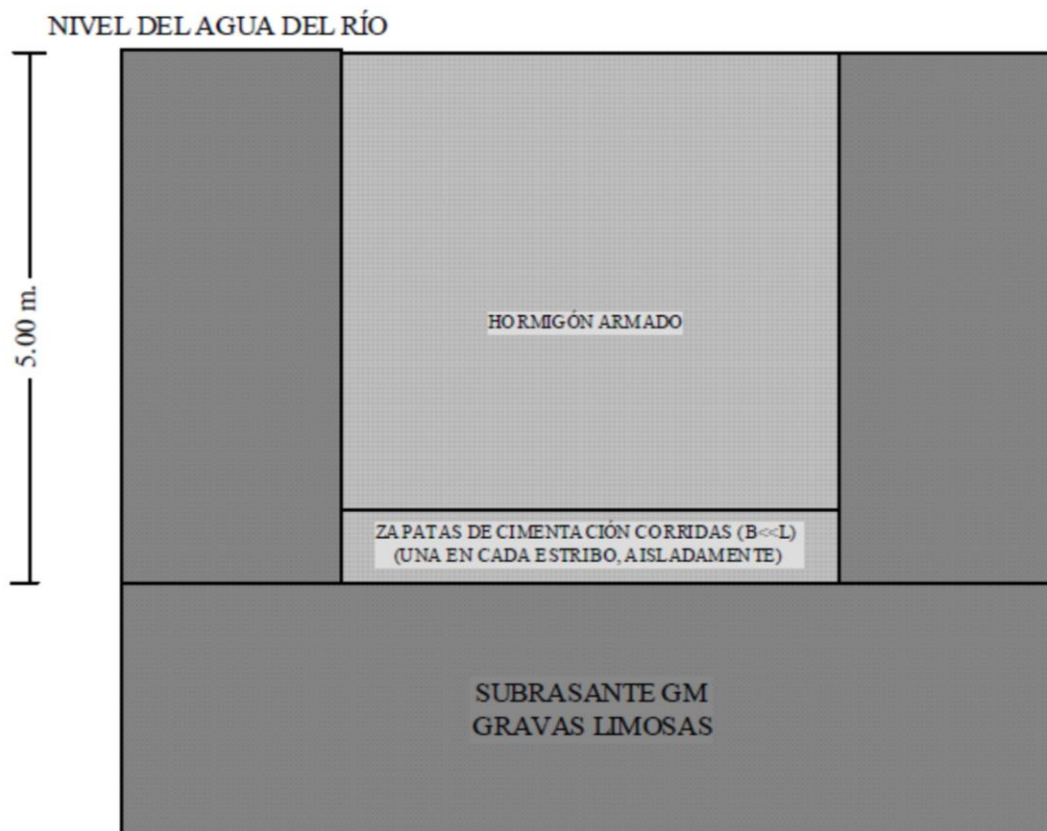
4.2 CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE.

El subsuelo a nivel de desplante del proyecto está constituido por un estrato de suelo grueso "friccional", razón por la cual en el presente diseño **se recomendará cimentar el puente, mediante zapatas de cimentación corridas ($B < L$) una en cada estribo del puente, aisladamente, a una profundidad D_f igual a 5.00 m., por debajo del nivel de agua del río, apoyadas en el suelo natural granular GM (Gravas Limosas), para evitar socavación en sus estribos**, las dimensiones de las zapatas, serán diseñadas por un ingeniero estructural. (*Ver Esquema de Cimentación*).



ESQUEMA DE CIMENTACION

PUENTE DE HORMIGÓN ARMADO EN LA CALLE NELA MARTINEZ



NOTA: LAS DIMENSIONES DE LAS ZAPATAS DE CIMENTACIÓN SERÁN DISEÑADAS POR UN INGENIERO ESTRUCTURAL



LABORATORIO DE SUELOS

Fray Marchena y Av. Loja (Urb. Antonio Borrero V. lote 29)
Telfs.: 2385-371 0999773004 (PRINCIPAL: Cuenca)

Av. Oriente y 3 de Noviembre (Sector San Francisco)
Telfs.: 2247-645 0985713834 (SUCURSAL: Azogues)

Ing. Iván Riquetti V.
M.Sc. Geotecnia
Oklahoma State University

Ing. Juan Pablo Riquetti M.
M.Sc. Geología y Geotecnia
Universidad de Cuenca

La capacidad de carga admisible, q_{adm} , para los siguientes datos:

c	=0.15	Kgf/cm ²
f	=13.00	grados
g ₁	=1944	Kgf/m ³
g ₂	=1944	Kgf/m ³
N _c	=9.81	
N _q	=3.26	
N _g	=1.97	
B	=De hasta 3.00	m
D _f	=4.00	m
F.S.	=3	

Será de:

$$q_{adm} = 2.54 \text{ kg/cm}^2.$$

Nota: a mayor profundidad de desplante que la indicada en el cuadro anterior, la capacidad admisible del suelo será también mayor.

4.3 CÁLCULO DEL ASENTAMIENTO ELÁSTICO EN EL CENTRO DE LA CIMENTACIÓN:

El asentamiento inmediato o elástico bajo una cimentación depende de la rigidez de ésta. El cálculo del mismo se basa en la aplicación de la teoría de la elasticidad, que considera que el medio sobre el cual se aplica el cimiento es elástico, isótropo y homogéneo.

Para la condición de un cimiento completamente flexible con profundidad de desplante $D_f = 0$ m. y profundidad del estrato incompresible, $H = \text{infinito}$, Harr (1966) da la siguiente expresión del asentamiento elástico en el centro del cimiento flexible (Sec):

$$Sec = \left(\frac{B q_e}{E_s} \right) \cdot (1 - \mu_s^2) \cdot (\alpha)$$
$$\alpha = \left(\frac{L}{\pi} \right) \cdot \left[\left(\ln \left(\frac{\sqrt{1 + m_1^2} + m_1}{\sqrt{1 + m_1^2} - m_1} \right) \right) + \left(m_1 \cdot \left(\ln \left(\frac{\sqrt{1 + m_1^2} + 1}{\sqrt{1 + m_1^2} - 1} \right) \right) \right) \right]$$
$$m_1 = \frac{L}{B}$$



Donde:

E_s = Módulo de elasticidad del suelo.

u_s = Relación de Poisson.

q_o = Carga uniformemente distribuida, transmitida por el cimientto flexible.

B = Lado menor del cimientto.

L = Lado mayor del cimientto.

q_o = Asumiendo como carga uniformemente distribuida q_o sobre cimientto flexible,
= la obtenida como q_{adm} en el criterio de estabilidad por fallo de la base

N = Carga vertical total que baja por la columna a nivel del terreno

Para el presente caso se asumieron los siguientes datos del libro Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (Braja M. Das), páginas 416 y 417, considerando que se está en presencia de una Grava mal graduada:

$$E_s = 1000 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$u_s = 0.50$$

Será de:

$$S_{ec} = 6.41 \text{ mm.}$$

Nota: Estos asentamientos elásticos calculados se reducen en la medida que se reduce el espesor del estrato compresible, considerado en los cálculos anteriores como de extensión infinita. Disminuyen también en la medida que D_f aumenta.



4.4 CÁLCULO DEL ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA:

En el caso de cimentaciones sobre estratos compresibles, suelos blandos, donde se produzcan asentamientos por consolidación primaria, producto de cargas de larga duración, se requerirá hacer una investigación adicional, consistente en toma de muestras inalteradas del estrato compresible, y ensayarlas en el edómetro, a fin de obtener los parámetros que permitan calcular la magnitud del asiento total primario en función de la magnitud de la carga neta actuante a nivel de solera (D_f) y de las dimensiones de la cimentación (B y L).



LABORATORIO DE SUELOS

Fray Marchena y Av. Loja (Urb. Antonio Borrero V. lote 29)
Telfs.: 2385-371 0999773004 (PRINCIPAL: Cuenca)

Av. Oriente y 3 de Noviembre (Sector San Francisco)
Telfs.: 2247-645 0985713834 (SUCURSAL: Azogues)

Ing. Iván Riquetti V.
M.Sc. Geotecnia
Oklahoma State University

Ing. Juan Pablo Riquetti M.
M.Sc. Geología y Geotecnia
Universidad de Cuenca

4.6 CONCLUSIONES FINALES:

El valor de $D_{50} = 4.75$ mm, del suelo de cimentación del puente GM (Gravas Limosas).

La estratigrafía determinada en el sitio de proyecto es de buenas características GM.

Se recomienda que la superestructura de la construcción y las obras para evitar socavación en el puente sean analizadas por un ingeniero estructural.

Ing. M.Sc. Juan Pablo Riquetti M.

CONSULTOR EN GEOLOGÍA Y GEOTECNIA.



LABORATORIO DE SUELOS

Fray Marchena y Av. Loja (Urb. Antonio Borrero V. lote 29)
Telfs.: 2385-371 0999773004 (PRINCIPAL: Cuenca)

Av. Oriente y 3 de Noviembre (Sector San Francisco)
Telfs.: 2247-645 0985713834 (SUCURSAL: Azogues)

Ing. Iván Riquetti V.
M.Sc. Geotecnia
Oklahoma State University

Ing. Juan Pablo Riquetti M.
M.Sc. Geología y Geotecnia
Universidad de Cuenca

ENSAYO DE CLASIFICACION																																	
PROYECTO: PUENTE DE HORMIGON ARMADO EN LA CALLE NELA MARTINEZ SOLICITA: SR. SEBASTIAN LUNA MATERIAL: DE SITIO P1M2 PROF. 3.00-6.00m. UBICACIÓN: ESTRIBO IZQUIERDO PARROQUIA BORRERO - AZOGUES FECHA: 22 DE NOVIEMBRE DE 2017					LIMITE LIQUIDO NUMERO GOLPES: 50, 40, 30, 20, 10 PESO HUM + CAPS (gr): 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00 PESO SECO + CAPS (gr): 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00 PESO DE CAPS (gr): 13.25, 13.64, 13.87, 13.7, 13.3 CONT DE AGUA (%): 0.00, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00 LIMITE LIQUIDO: N.P. %																												
CONT. DE HUMEDAD PESO HUM + CAPS (gr): 39.62, 40.88 PESO SECO + CAPS (gr): 39.11, 39.24 PESO DE CAPS (gr): 17.81, 18.23 CONTEN DE AGUA (%): 7.44, 7.81 VALOR MEDIO: 7.62%					LIMITE PLASTICO PESO HUM + CAPS (gr): 0.00, 0.00, 0.00, 0.00 PESO SECO + CAPS (gr): 0.00, 0.00, 0.00, 0.00 PESO DE CAPS (gr): 8.12, 8.10, 8.06, 8.07 CONT. DE AGUA (%): 0.00, 0.00, 0.00, 0.00 LIMITE PLASTICO: N.P. %																												
ANALISIS GRANULOMETRICO NORMAS: ASTM D-422, AASHTO T-88					FRACCION FINA PESO INIC HUM (gr): 500.00 PESO INIC SECO (gr): 464.59																												
FRACCION GRUESA PESO INICIAL (gr): 7.353.00 PESO FINAL (gr): 7.353.00 ERROR (%): 0.00					<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>TAMIZ</th> <th>PESO RET ACUM (gr)</th> <th>% PASA</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>No. 10</td> <td>98.60</td> <td>39.25</td> </tr> <tr> <td>No. 40</td> <td>227.10</td> <td>25.47</td> </tr> <tr> <td>No. 200</td> <td>249.70</td> <td>23.05</td> </tr> <tr> <td>PASA 200</td> <td>214.89</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>					TAMIZ	PESO RET ACUM (gr)	% PASA	No. 10	98.60	39.25	No. 40	227.10	25.47	No. 200	249.70	23.05	PASA 200	214.89										
TAMIZ	PESO RET ACUM (gr)	% PASA																															
No. 10	98.60	39.25																															
No. 40	227.10	25.47																															
No. 200	249.70	23.05																															
PASA 200	214.89																																
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>TAMIZ</th> <th>PESO RET ACUM (gr)</th> <th>% PASA</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>2"</td> <td>287.00</td> <td>96.10</td> </tr> <tr> <td>1 1/2"</td> <td>932.00</td> <td>87.32</td> </tr> <tr> <td>1"</td> <td>1.397.00</td> <td>81.00</td> </tr> <tr> <td>3/4"</td> <td>2.001.00</td> <td>72.79</td> </tr> <tr> <td>3/8"</td> <td>2.986.00</td> <td>59.39</td> </tr> <tr> <td>No. 4</td> <td>3.689.00</td> <td>49.83</td> </tr> <tr> <td>PASA No. 4</td> <td>3.684.00</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>					TAMIZ	PESO RET ACUM (gr)	% PASA	2"	287.00	96.10	1 1/2"	932.00	87.32	1"	1.397.00	81.00	3/4"	2.001.00	72.79	3/8"	2.986.00	59.39	No. 4	3.689.00	49.83	PASA No. 4	3.684.00		RESULTADOS FINALES: LL: N.P. GRAVA= 50% SUCS: AASHTO: A-1-a LP: N.P. ARENA= 27% IG: 0 IP: N.P. FINOS= 23% DESCRIPCIÓN DEL SUELO: GRAVAS LIMOSAS, MEZCLAS DE GRAVA, ARENA Y LIMO				
TAMIZ	PESO RET ACUM (gr)	% PASA																															
2"	287.00	96.10																															
1 1/2"	932.00	87.32																															
1"	1.397.00	81.00																															
3/4"	2.001.00	72.79																															
3/8"	2.986.00	59.39																															
No. 4	3.689.00	49.83																															
PASA No. 4	3.684.00																																
GRAFICO DEL LIMITE LIQUIDO																																	
Contenido de agua en %																																	
Ing. M.Sc. Juan Pablo Riquetti M.																																	



LABORATORIO DE SUELOS

Fray Marchena y Av. Loja (Urb. Antonio Borrero V. lote 29)
Telfs.: 2385-371 0999773004 (PRINCIPAL: Cuenca)

Av. Oriente y 3 de Noviembre (Sector San Francisco)
Telfs.: 2247-645 0985713834 (SUCURSAL: Azogues)

Ing. Iván Riquetti V.
M.Sc. Geotecnia
Oklahoma State University

Ing. Juan Pablo Riquetti M.
M.Sc. Geología y Geotecnia
Universidad de Cuenca

ENSAYO DE COMPACTACION PROCTOR											
PROYECTO:		PUENTE DE HORMIGON ARMADO EN LA CALLE NELA MARTINEZ									
SOLICITA:		SR. SEBASTIAN LUNA									
UBICACION:		PARROQUIA BORRERO - AZOGUES									
MUESTRA:		DE SITIO P1M2 PROF. 3,00-6,00m , ESTRIBO IZQUIERDO.									
FECHA:		22 DE NOVIEMBRE DE 2017									
NORMA DE ENSAYO:		T 99 C				MOLDE ESTANDAR					
GOLPES POR CAPA:		25				DIAMETRO:		10,13			
No. DE CAPAS :		3,00				VOLUMEN :		937			
PESO MARTILLO :		4,012 Kg.				PESO :		4212			
ALTURA DE CAIDA:		43,8 cm									
DATOS PARA LA CURVA:											
PUNTO No.:		1	2	3	4	5					
Peso comp.:		5.725	5.945	6.135	6.137	5.996					
Peso suelo:		1.513	1.733	1.923	1.925	1.784					
Dens. Hum :		1.615	1.850	2.052	2.054	1.904					
CONTENIDOS DE HUMEDAD											
W. humedo :		49,98	48,52	54,97	53,92	42,33	42,95	45,79	44,99	42,18	42,24
W. seco :		47,28	45,78	51,90	50,92	39,26	39,80	42,03	41,28	38,19	38,18
W. capsula:		17,68	17,88	26,43	26,27	17,47	17,73	18,57	18,38	17,74	17,84
w (%) :		9,12	9,82	12,06	12,17	14,09	14,27	16,03	16,20	19,51	19,96
w (%) prom.:		9,47		12,11		14,18		16,11		19,74	
Dens. Seca:		1.475		1.650		1.797		1.769		1.590	
RESULTADOS:		DENSIDAD SECA MAX. = 1806				CONT. DE AGUA OPT. = 14,81					
CURVA DE COMPACTACION											
<p style="text-align: center;">Contenido de Agua en %</p>											
<p>Ing. M.Sc. Juan Pablo Riquetti M.</p>											



LABORATORIO DE SUELOS

Fray Marchena y Av. Loja (Urb. Antonio Borrero V. lote 29)

Telfs.: 2385-371 0999773004 (PRINCIPAL: Cuenca)

Av. Oriente y 3 de Noviembre (Sector San Francisco)

Telfs.: 2247-645 0985713834 (SUCURSAL: Azogues)

Ing. Iván Riquetti V.
M.Sc. Geotecnia
Oklahoma State University

Ing. Juan Pablo Riquetti M.
M.Sc. Geología y Geotecnia
Universidad de Cuenca

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

PROYECTO: PUENTE DE HORMIGON ARMADO EN LA CALLE NELA MARTINEZ
SOLICITA: SR. SEBASTIAN LUNA
UBICACIÓN: PARROQUIA BORRERO - AZOGUES
MATERIAL: DE SITIO P1M2 PROF. 3,00-6,00m. ESTRIBO IZQUIERDO
FECHA: 22 DE NOVIEMBRE DE 2017

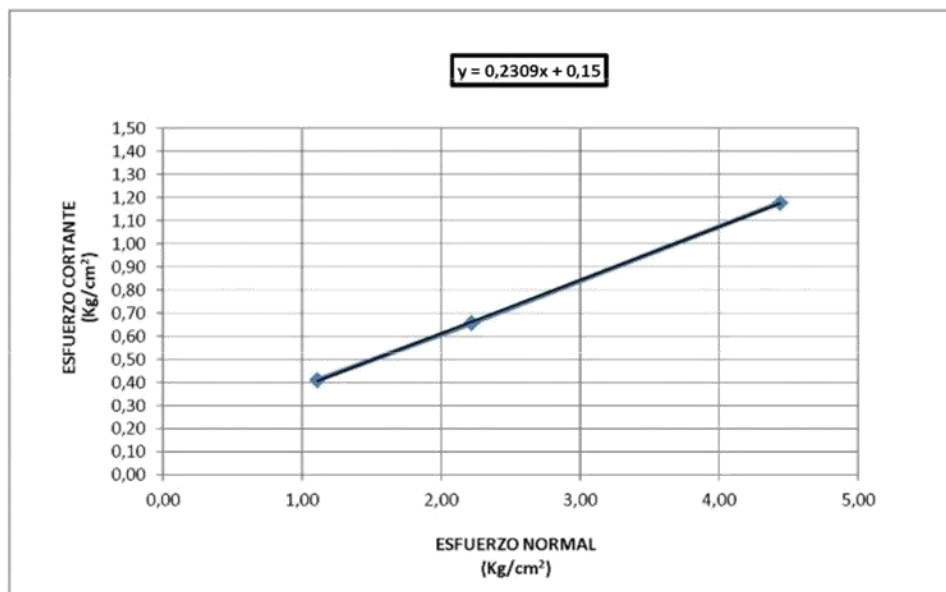
NORMAS: AASHTO T-236; ASTM D-3080

ESTADO DE LA MUESTRA COMPACTADA	
CONTENIDO DE AGUA PROMEDIO (%)	7,62
DENSIDAD SECA (gr/cm3)	1,806
DENSIDAD HUMEDA (gr/cm3)	1,944
SATURACIÓN (%)	43,21

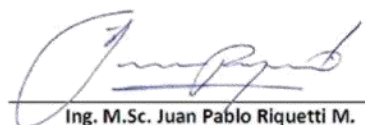
CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DEL SUELO	
LIMITE LIQUIDO (%)	N.P.
LIMITE PLASTICO (%)	N.P.
INDICE DE PLASTICIDAD (%)	N.P.
PASA EL TAMIZ # 200 (%)	23,05
CLASIFICACIÓN SUCS	GP

RESULTADOS DEL ENSAYO DE CORTE DIRECTO RAPIDO EN LA FALLA

ESFUERZO NORMAL (Kg/cm2)	ESFUERZO CORTANTE (Kg/cm2)
1,11	0,41
2,22	0,66
4,44	1,18



COHESION (Kg/cm2)	0,15
ANGULO FRICCION INTERNA (Grados)	13,00


Ing. M.Sc. Juan Pablo Riquetti M.



LABORATORIO DE SUELOS

Fray Marchena y Av. Loja (Urb. Antonio Borrero V. lote 29)
Telfs.: 2385-371 0999773004 (PRINCIPAL: Cuenca)

Av. Oriente y 3 de Noviembre (Sector San Francisco)
Telfs.: 2247-645 0985713834 (SUCURSAL: Azogues)

Ing. Iván Riquetti V.
M.Sc. Geotecnia
Oklahoma State University

Ing. Juan Pablo Riquetti M.
M.Sc. Geología y Geotecnia
Universidad de Cuenca

ENSAYO DE CLASIFICACION																
PROYECTO: PUENTE DE HORMIGON ARMADO EN LA CALLE NELA MARTINEZ SOLICITA: SR. SEBASTIAN LUNA MATERIAL: DE SITIO P2M1 PROF. 0,00-3,00m. ESTRIBO DERECHO UBICACIÓN: PARROQUIA BORRERO - AZOGUES FECHA: 22 DE NOVIEMBRE DE 2017					LIMITE LIQUIDO NORMAS: ASTM D-423 AASHTO T-89		NUMERO GOLPES 50 40 30 20 LIMITE LIQUIDO: 10		PESO HUM + CAPS (gr) 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00		PESO SECO + CAPS (gr) 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00		PESO DE CAPS (gr) 13,37 13,76 13,99 13,82 13,42		CONT. DE AGUA (%) 0,00 0,00 0,00 0,00 N.P. %	
CON.T. DE HUMEDAD NORMAS: ASTM D-2216 PESO HUM + CAPS (gr): 53,90 PESO SECO + CAPS (gr): 50,79 VALOR: 9,55 MEDIO: 9,49 9,52%					CON.TEN DE AGUA (%) 9,55 9,49		VALOR MEDIO 9,52%									
ANALISIS GRANULOMETRICO NORMAS: ASTM D-422, AASHTO T-88																
FRACCION GRUESA PESO INICIAL (gr): 5.623,00 PESO FINAL (gr): 5.623,00 ERROR (%): 0,00					FRACCION FINA PESO INIC.HUM. (gr): 500,00 PESO INIC.SECO (gr): 456,54											
TAMIZ No. 2" 1 1/2" 1" 3/4" 3/8" No. 4 PASA No. 4		PESO RET ACUM. (gr) 0,00 0,00 201,00 233,00 397,00 626,00 4.997,00		% PASA 100,00 100,00 96,43 95,86 92,94 88,87		PESO RET ACUM. (gr) 21,30 48,70 297,50 159,04		% PASA 84,72 79,39 30,96								
RESULTADOS FINALES:																
LL: N.P. LP: N.P. IP: N.P.		GRAVA= 11% ARENA= 58% FINOS= 31%		SUCS SM AASHTO: A-2-4 IG: 0		DESCRIPCIÓN DEL SUELO: ARENAS LIMOSAS, MEZCLAS DE ARENA Y LIMO										

Ing. M.Sc. Juan Pablo Riquetti M.

GRAFICO DEL LIMITE LIQUIDO

Numero de golpes vs Contenido de agua en %



LABORATORIO DE SUELOS

Fray Marchena y Av. Loja (Urb. Antonio Borrero V. lote 29)
Telfs.: 2385-371 0999773004 (PRINCIPAL: Cuenca)

Av. Oriente y 3 de Noviembre (Sector San Francisco)
Telfs.: 2247-645 0985713834 (SUCURSAL: Azogues)

Ing. Iván Riquetti V.
M.Sc. Geotecnia
Oklahoma State University

Ing. Juan Pablo Riquetti M.
M.Sc. Geología y Geotecnia
Universidad de Cuenca

ENSAYO DE CLASIFICACION											
PROYECTO:		PUENTE DE HORMIGON ARMADO EN LA CALLE NELA MARTINEZ									
SOLICITA:		SR. SEBASTIAN LUNA									
MATERIAL:		DE SITIO P2M2 PROF. 3,00-6,00m.									
UBICACION:		ESTRIBO DERECHO									
FECHA:		PARROQUIA BORRERO - AZOGUES									
		22 DE NOVIEMBRE DE 2017									
CONT. DE HUMEDAD		PESO HUM + CAPS (gr)	PESO SECO + CAPS (gr)	PESO CAPS (gr)	CONTEN DE AGUA (%)	VALOR MEDIO					
NORMAS: ASTM D-2216		39,49	37,90	17,46	7,78	7,80%					
		40,75	39,09	17,88	7,83						
ANALISIS GRANULOMETRICO NORMAS: ASTM D-422, AASHTO T-88											
FRACCION GRUESA						FRACCION FINA					
PESO INICIAL (gr)		7 313,00				PESO INIC. HUM. (gr)		500,00			
PESO FINAL (gr)		7 313,00				PESO INIC. SECO (gr)		463,81			
ERROR (%)		0,00									
TAMIZ No.	PESO RET ACUM. (gr)	% PASA	TAMIZ No.	PESO RET ACUM. (gr)	% PASA						
2"	304,00	95,84	No. 10	100,40	38,31						
1 1/2"	805,00	88,99	No. 40	213,60	26,38						
1"	1 437,00	80,35	No. 200	357,10	11,25						
3/4"	1 912,00	73,85	PASA 200	106,71							
3/8"	2 904,00	60,29									
No. 4	3 737,00	48,90									
PASA No.4	3 576,00										
RESULTADOS FINALES:											
LL:	N.P	GRAVA=	51%	SUCS	GM						
LP:	N.P	ARENA=	38%	AASHTO:	A-1-a						
IP:	N.P	FINOS=	11%	IG:	0						
DESCRIPCION DEL SUELO: GRAVAS LIMOSAS, MEZCLAS DE GRAVA, ARENA Y LIMO											

LIMITE LIQUIDO		NUMERO GOLPES	PESO HUM + CAPS (gr)	PESO SECO + CAPS (gr)	PESO CAPS (gr)	CONT. DE AGUA (%)
NORMAS: ASTM D-423		50	0,00	0,00	13,25	0,00
AASHTO T-89		40	0,00	0,00	13,64	0,00
		30	0,00	0,00	13,87	0,00
		20	0,00	0,00	13,7	0,00
LIMITE LIQUIDO:		10	0,00	0,00	13,3	0,00
						N.P. %

LIMITE PLASTICO		PESO HUM + CAPS (gr)	PESO SECO + CAPS (gr)	PESO CAPS (gr)	CONT. DE AGUA (%)
NORMAS: ASTM D-424		0,00	0,00	8,12	0,00
AASHTO T-90		0,00	0,00	8,10	0,00
		0,00	0,00	8,06	0,00
LIMITE PLASTICO:		0,00	0,00	8,07	0,00
					N.P. %

GRAFICO DEL LIMITE LIQUIDO

Ing. M.Sc. Juan Pablo Riquetti M.



LABORATORIO DE SUELOS

Fray Marchena y Av. Loja (Urb. Antonio Borrero V. lote 29)
Telfs.: 2385-371 0999773004 (PRINCIPAL: Cuenca)

Av. Oriente y 3 de Noviembre (Sector San Francisco)
Telfs.: 2247-645 0985713834 (SUCURSAL: Azogues)

Ing. Iván Riquetti V.
M.Sc. Geotecnia
Oklahoma State University

Ing. Juan Pablo Riquetti M.
M.Sc. Geología y Geotecnia
Universidad de Cuenca

ANEXO FOTOGRÁFICO

(Estudio de Suelos)



LABORATORIO DE SUELOS

Fray Marchena y Av. Loja (Urb. Antonio Borrero V. lote 29)
Telfs.: 2385-371 0999773004 (PRINCIPAL: Cuenca)

Av. Oriente y 3 de Noviembre (Sector San Francisco)
Telfs.: 2247-645 0985713834 (SUCURSAL: Azogues)

Ing. Iván Riquetti V.
M.Sc. Geotecnia
Oklahoma State University

Ing. Juan Pablo Riquetti M.
M.Sc. Geología y Geotecnia
Universidad de Cuenca

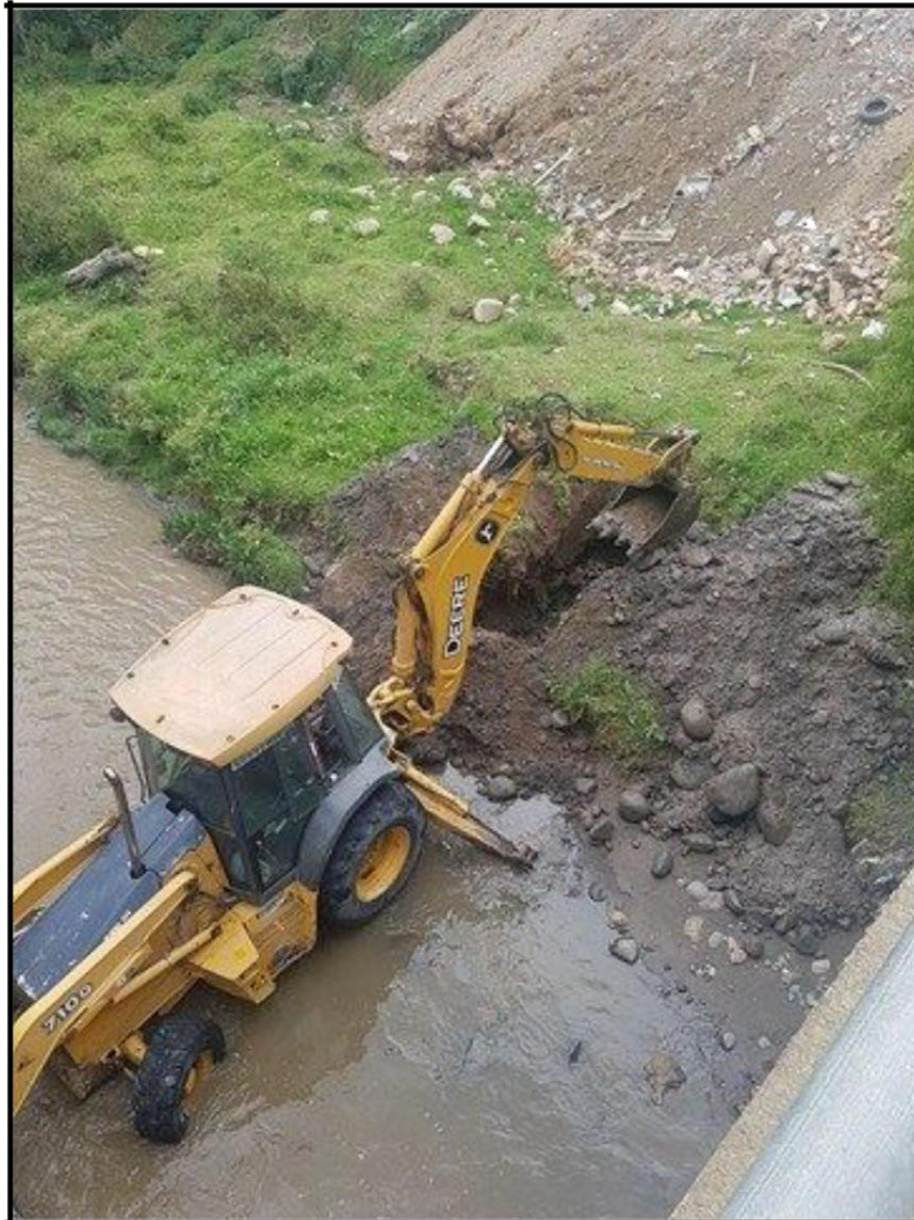


Foto 1: Excavación de Calicata para obtención de muestras de suelo.



LABORATORIO DE SUELOS

Fray Marchena y Av. Loja (Urb. Antonio Borrero V. lote 29)
Telfs.: 2385-371 0999773004 (PRINCIPAL: Cuenca)

Av. Oriente y 3 de Noviembre (Sector San Francisco)
Telfs.: 2247-645 0985713834 (SUCURSAL: Azogues)

Ing. Iván Riquetti V.
M.Sc. Geotecnia
Oklahoma State University

Ing. Juan Pablo Riquetti M.
M.Sc. Geología y Geotecnia
Universidad de Cuenca

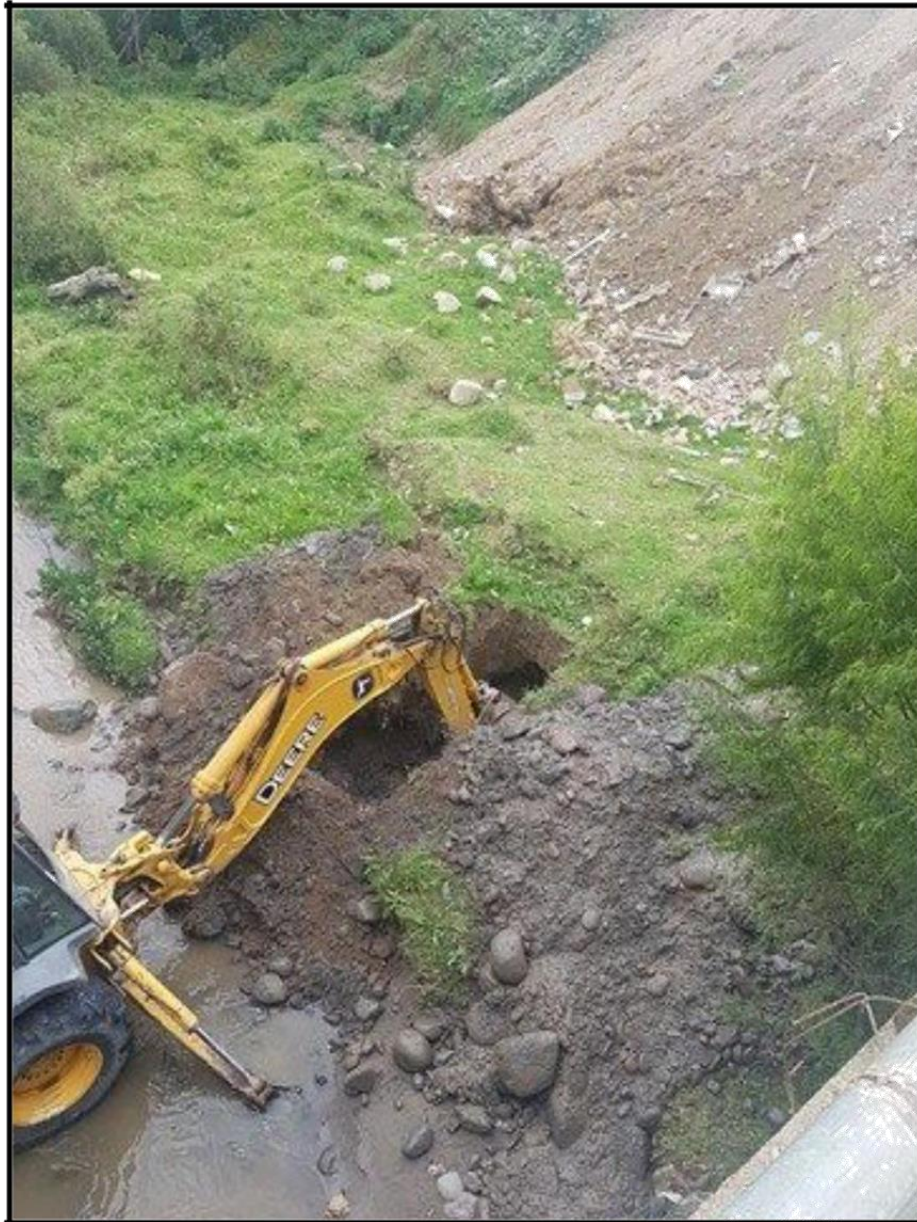


Foto 2: Excavación de Calicata para obtención de muestras de suelo.



LABORATORIO DE SUELOS

Fray Marchena y Av. Loja (Urb. Antonio Borrero V. lote 29)
Telfs.: 2385-371 0999773004 (PRINCIPAL: Cuenca)

Av. Oriente y 3 de Noviembre (Sector San Francisco)
Telfs.: 2247-645 0985713834 (SUCURSAL: Azogues)

Ing. Iván Riquetti V.
M.Sc. Geotecnia
Oklahoma State University

Ing. Juan Pablo Riquetti M.
M.Sc. Geología y Geotecnia
Universidad de Cuenca



Foto 3: Excavación de Calicata para obtención de muestras de suelo.



LABORATORIO DE SUELOS

Fray Marchena y Av. Loja (Urb. Antonio Borrero V. lote 29)
Telfs.: 2385-371 0999773004 (PRINCIPAL: Cuenca)

Av. Oriente y 3 de Noviembre (Sector San Francisco)
Telfs.: 2247-645 0985713834 (SUCURSAL: Azogues)

Ing. Iván Riquetti V.
M.Sc. Geotecnia
Oklahoma State University

Ing. Juan Pablo Riquetti M.
M.Sc. Geología y Geotecnia
Universidad de Cuenca

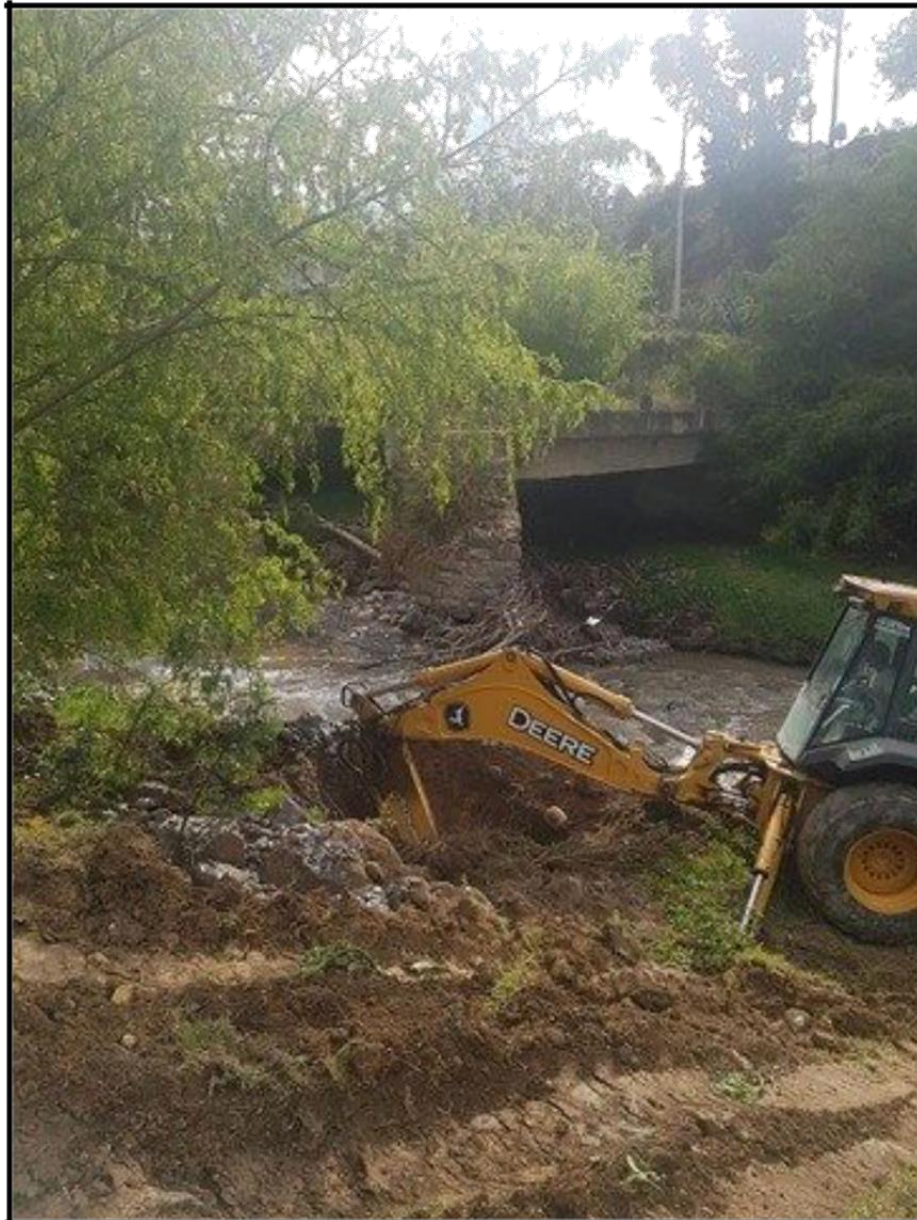






Foto 4: Excavación de Calicata para obtención de muestras de suelo.

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA		NOMBRE DE PROYECTO		INGENIERÍA CIVIL								
		Diseño de un puente en arco en la parroquia Barrera		REVISION 0								
AFOROS VEHICULARES		Esquema										
Fecha (D.M.A.):	11 / 10 / 2017	Estación de Aforo:										
Condición Climática:		Movimientos Aforados:										
Aforador:	Sebastián Luna Vargas	Hoja:	1 de 2									
Coordinador:		Hora de Inicio:	6:00	Hora final:	12:00							
PER	MOV	AUTOS	AUTOS	BUS INTERN	BUSETA	C-2D	C-2DB	C-3A	C-3-S2	C-3-S3	Motos	OBSERVACIONES
6:00 a 7:00		58					2					2
7:00 a 8:00		57					4					
8:00 a 9:00		78					8					1
9:00 a 10:00		78					11					2
10:00 a 11:00		35					10					2
11:00 a 12:00		78					7					3

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA		NOMBRE DE PROYECTO		INGENIERÍA CIVIL								
		Diseño de un puente en arco en la parroquia Barrera		REVISION 0								
AFOROS VEHICULARES		Esquema										
Fecha (D.M.A.):	11 / 10 / 2017	Estación de Aforo:										
Condición Climática:		Movimientos Aforados:										
Aforador:	Sebastián Luna Vargas	Hoja:	2 de 2									
Coordinador:		Hora de Inicio:	12:00	Hora final:	18:00							
PER	MOV	AUTOS	AUTOS	BUS INTERN	BUSETA	C-2D	C-2DB	C-3A	C-3-S2	C-3-S3	Motos	OBSERVACIONES
12:00 a 13:00		54					7					3
13:00 a 14:00		47					11					2
14:00 a 15:00		41					21					2
15:00 a 16:00		32					28					3
16:00 a 17:00		40					4					6
17:00 a 18:00		52					1					2

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA		NOMBRE DE PROYECTO					INGENIERÍA CIVIL						
		Diseño de un puente en arco en la parroquia Bañera					REVISIÓN 0						
AFOROS VEHICULARES		Esquema											
Fecha (DMA): 12/10/2017		Estación de Aforo:		Movimientos Aforados:		Hoja: 1 de 2		Hora de Inicio: 6:00		Hora final: 12:00		<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	
Condición Climática:		Aforador: Sebastián Luna Vargas		Coordinador:		Hoja:		Hora de Inicio:		Hora final:		OBSERVACIONES	
PER	MOV	AUTOS	AUTOS	BUS INTERM	BUSETA	C-2D	C-2DB	C-3A	C-3-S2	C-3-S3	Motos		
6:00 a 7:00		55					1					1	
7:00 a 8:00		53					6					3	
8:00 a 9:00		25					8					1	
9:00 a 10:00		28					12					2	
10:00 a 11:00		34					16					2	
11:00 a 12:00		37					13	2				6	

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA		NOMBRE DE PROYECTO					INGENIERÍA CIVIL						
		Diseño de un puente en arco en la parroquia Bañera					REVISIÓN 0						
AFOROS VEHICULARES		Esquema											
Fecha (DMA): 12/10/2017		Estación de Aforo:		Movimientos Aforados:		Hoja: 2 de 2		Hora de Inicio: 12:00		Hora final: 18:00		<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	
Condición Climática:		Aforador: Sebastián Luna Vargas		Coordinador:		Hoja:		Hora de Inicio:		Hora final:		OBSERVACIONES	
PER	MOV	AUTOS	AUTOS	BUS INTERM	BUSETA	C-2D	C-2DB	C-3A	C-3-S2	C-3-S3	Motos		
12:00 a 13:00		67					3						
13:00 a 14:00		45					16					3	
14:00 a 15:00		37					18					1	
15:00 a 16:00		53					13						
16:00 a 17:00		36					5					4	
17:00 a 18:00		50					1					1	

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA		NOMBRE DE PROYECTO Diseño de un puente en arco en el sector Bairo								INGENIERIA CIVIL	
AFOROS VEHICULARES		REVISION 0		Fecha (DMA): 15/10/2014		Estación de Aforo:		Movimientos Aforados		Esquema	
Aforador: Sebastian Luno Vargas		Hoja: 1 de 2		Hora de Inicio: 6:00		Hora final: 12:00					
PER	MOV	AUTOS	AUTOS	BUS INTERN	BUSETA	C-2D	C-2DB	C-3A	C-3-S2	C-3-S3	Motos
6:00		59					4				4
7:00		62					4				2
8:00		41					8				
9:00		44					6				2
10:00		39					9				1
11:00		24					7				

OBSERVACIONES

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA		NOMBRE DE PROYECTO Diseño de un puente en arco en el sector Bairo								INGENIERIA CIVIL	
AFOROS VEHICULARES		REVISION 0		Fecha (DMA): 15/10/2014		Estación de Aforo:		Movimientos Aforados		Esquema	
Aforador: Sebastian Luno Vargas		Hoja: 2 de 2		Hora de Inicio: 12:00		Hora final: 18:00					
PER	MOV	AUTOS	AUTOS	BUS INTERN	BUSETA	C-2D	C-2DB	C-3A	C-3-S2	C-3-S3	Motos
12:00		59					11				3
13:00		39					7				3
14:00		28					10				1
15:00		46					17				3
16:00		42					5				3
17:00		52					1				1

OBSERVACIONES

Anexo F: Anexo Fotográfico



Figura 104. Emplazamiento actual del puente vista frontal. Fuente: Autor



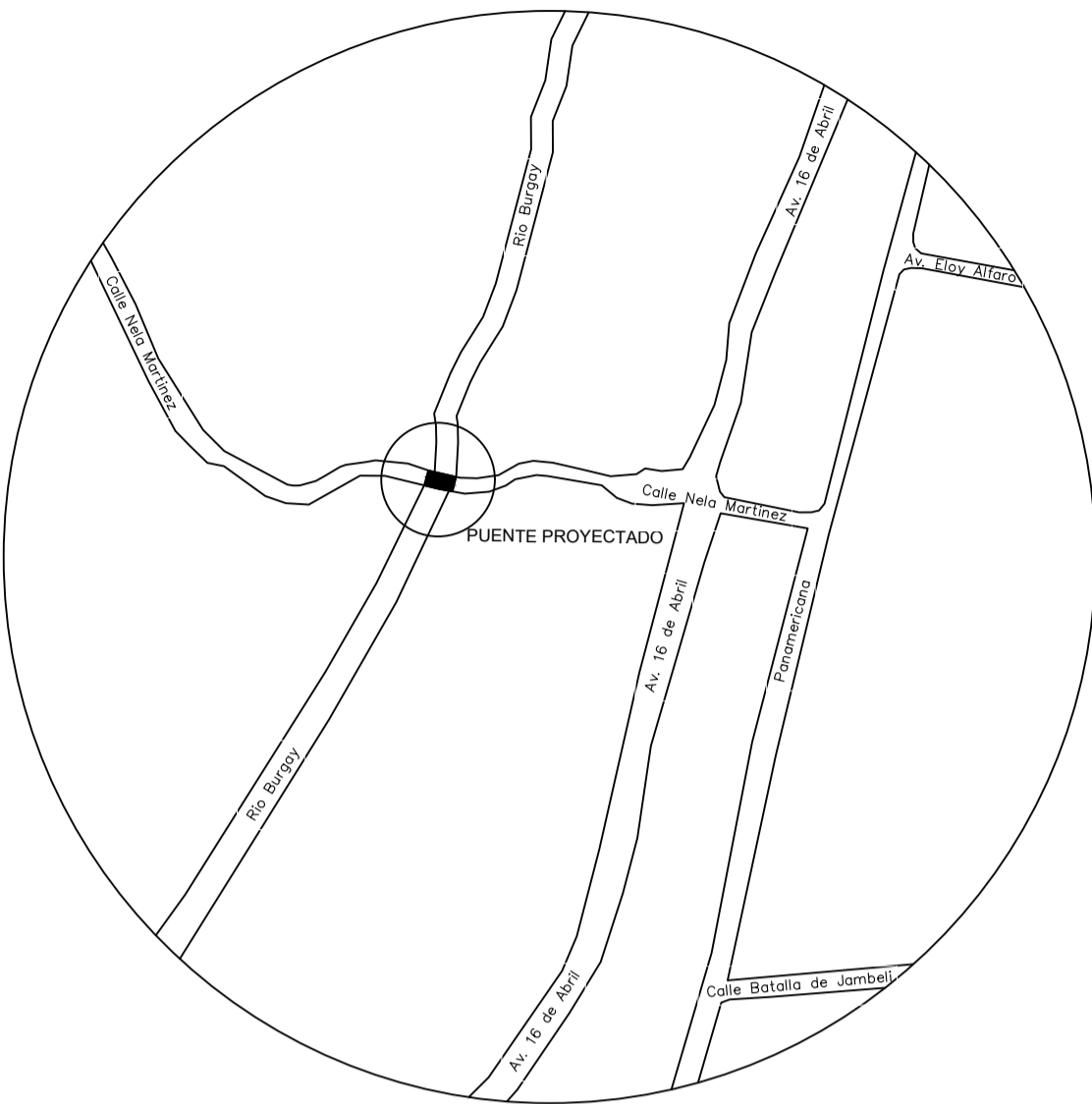
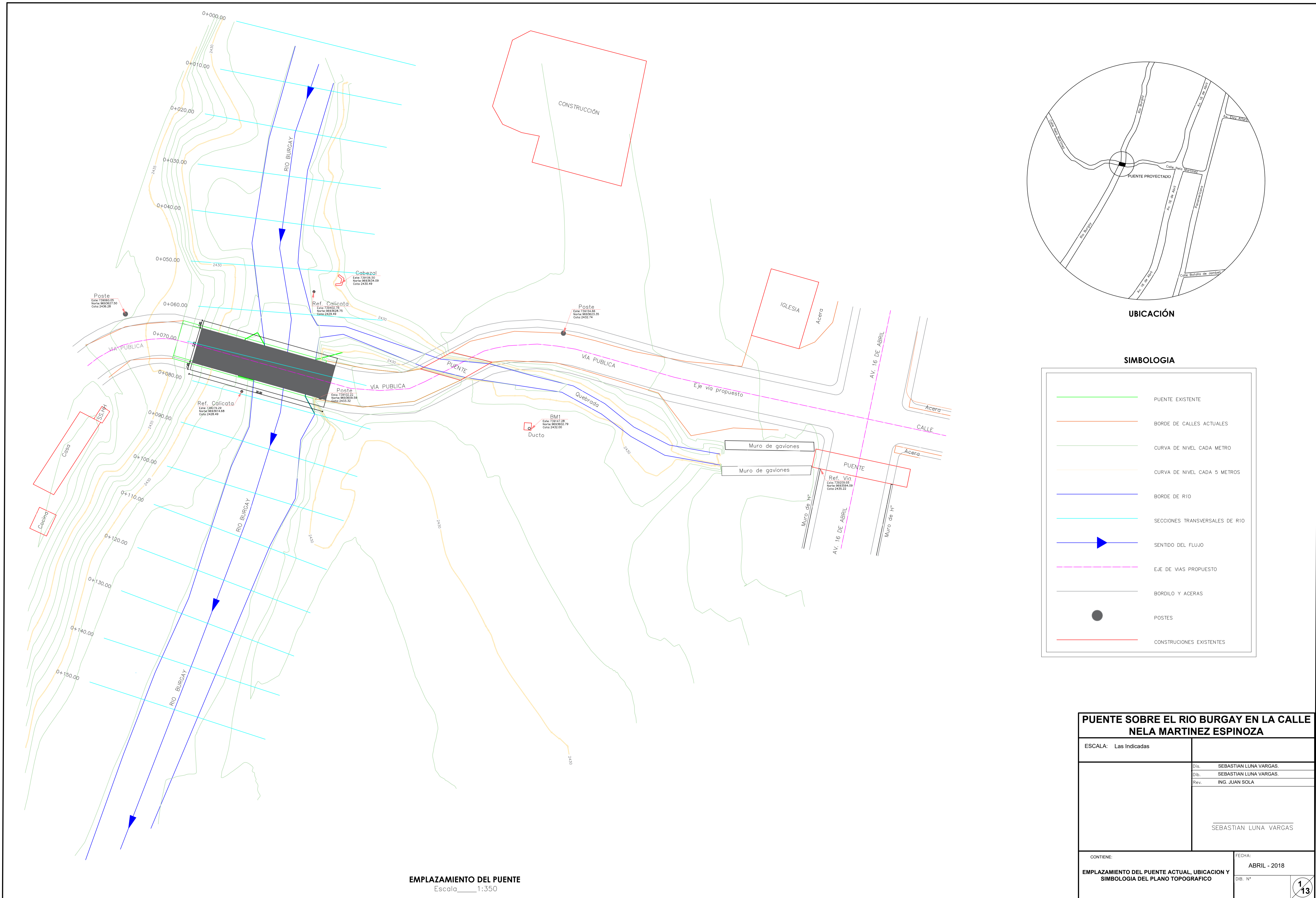
Figura 105. Estado deteriorado de las barandas, área de circulación peatonal como vehicular deficiente. Fuente: Autor



Figura 106. Ubicación de los estribos actuales del puente. Fuente: Autor



Figura 107. Cauce del río en el estribo izquierdo del puente. Fuente: Autor



UBICACIÓN

SIMBOLOGIA

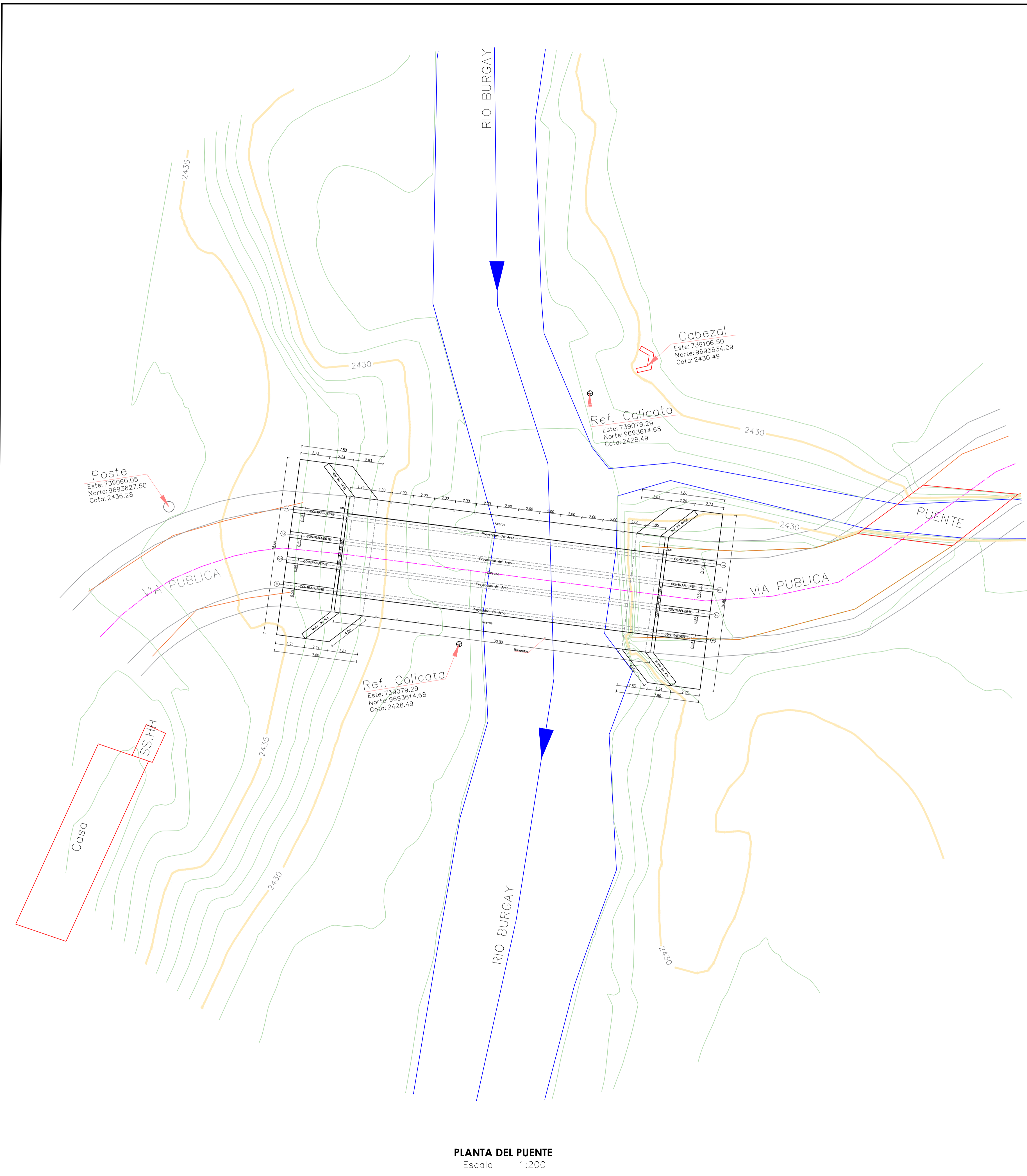
	PUENTE EXISTENTE
	BORDE DE CALLES ACTUALES
	CURVA DE NIVEL CADA METRO
	CURVA DE NIVEL CADA 5 METROS
	BORDE DE RÍO
	SECCIONES TRANSVERSALES DE RÍO
	SENTIDO DEL FLUJO
	EJE DE VIAS PROPUESTO
	BORDILO Y ACERAS
	POSTES
	CONSTRUCCIONES EXISTENTES

PUENTE SOBRE EL RIO BURGAY EN LA CALLE NELA MARTINEZ ESPINOZA

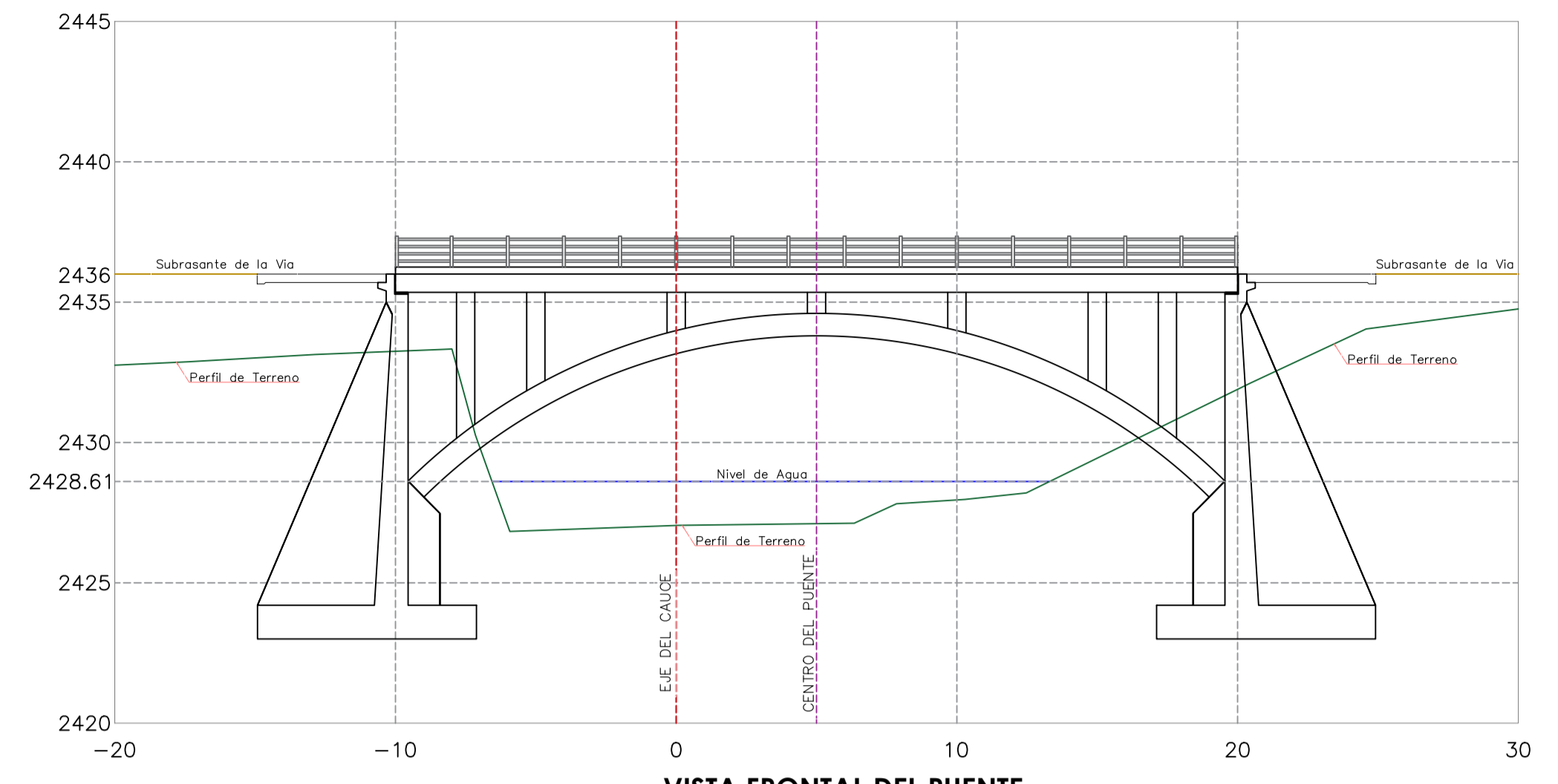
ESCALA: Las Indicadas	Dis. SEBASTIAN LUNA VARGAS. Dib. SEBASTIAN LUNA VARGAS. Rev. ING. JUAN SOLA
SEBASTIAN LUNA VARGAS	

CONTIENE: EMPLAZAMIENTO DEL PUENTE ACTUAL, UBICACION Y SIMBOLOGIA DEL PLANO TOPOGRAFICO	FECHA: ABRIL - 2018 DIB. N°
---	--

EMPLAZAMIENTO DEL PUENTE
Escala 1:350



PLANTA DEL PUENTE
Escala 1:200



VISTA FRONTAL DEL PUENTE
Escala 1:200

RESUMEN DE MATERIALES y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:

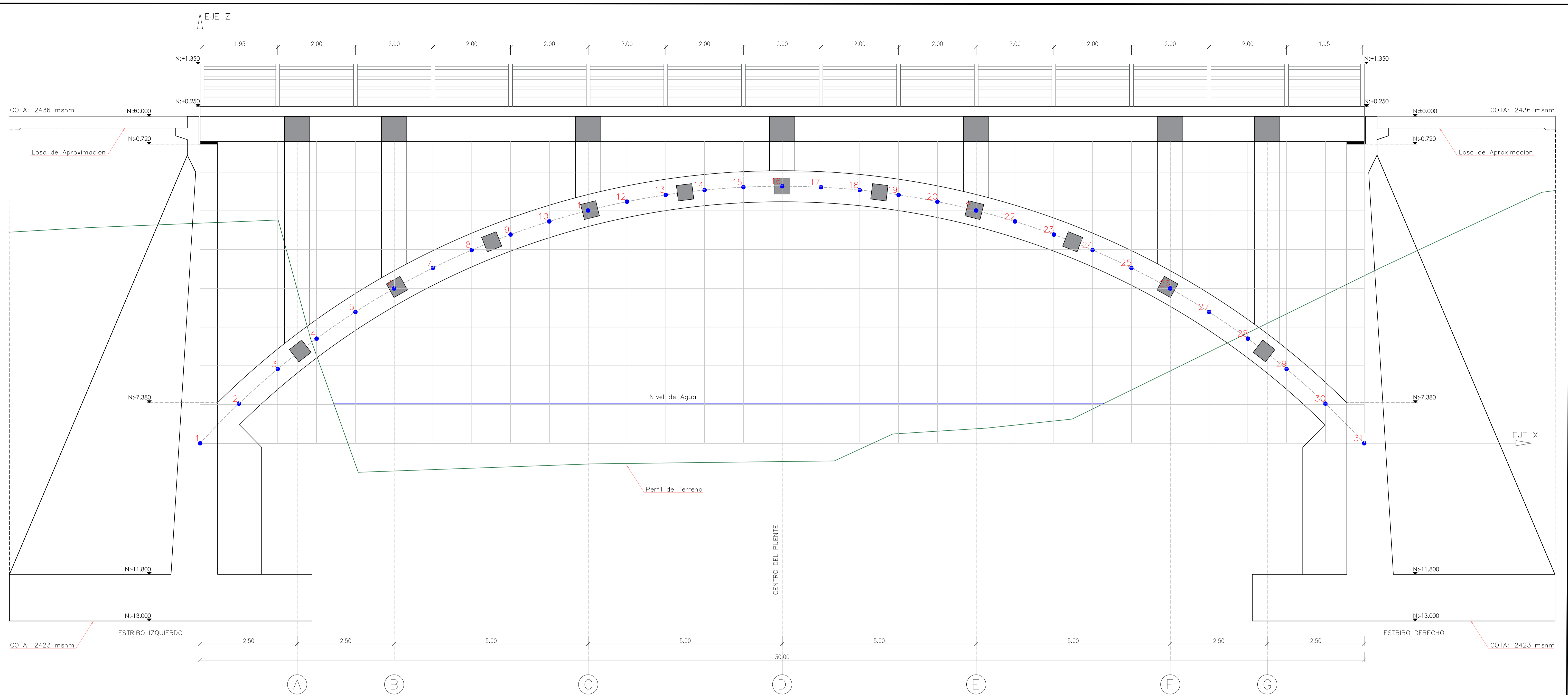
HORMIGON COLUMNAS: $f'_c=280 \text{ kg/cm}^2 \approx 36.57 \text{ m}^3$ HORMIGON EN EL ARCO: $f'_c=280 \text{ kg/cm}^2 \approx 56.8 \text{ m}^3$ HORMIGON EN PANTALLA Y ZAPATA DEL ESTRIBO: $f'_c=300 \text{ kg/cm}^2 \approx 644.34 \text{ m}^3$ HORMIGON EN VIGAS: $f'_c=280 \text{ kg/cm}^2 \approx 75.72 \text{ m}^3$ ACERO DE REFUERZO EN LA SUPERESTRUCTURA: $\approx 50775.36 \text{ kg}$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	HORMIGON LOSA DE TABLERO: $f'_c=280 \text{ kg/cm}^2 \approx 82.8 \text{ m}^3$ HORMIGON LOSA DE ACERA: $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2 \approx 15.96 \text{ m}^3$ HORMIGON EN POSTES: $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2 \approx 0.53 \text{ m}^3$ MALLA ELECTROSOLDADA: $150 \times 150 \times 4 \text{ mm}$ $\approx 336.77 \text{ kg}$ ACERO DE REFUERZO EN LA INFRAESTRUCTURA: $\approx 71857.66 \text{ kg}$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ BLOQUES: $40 \times 20 \times 15 \text{ cm}$: 720 unid.
---	--

- Hormigón Estructural
Zapatas, muros laterales y pantallas: $F'_c= 300 \text{ Kg/cm}^2$
Losa de Tablero, vigas longitudinales, vigas transversales, vigas rigidizadoras, columnas: $F'_c= 280 \text{ Kg/cm}^2$
Viga de Arco: $F'_c= 280 \text{ Kg/cm}^2$
Aceras, postes de pasamanos: $F'_c= 210 \text{ Kg/cm}^2$
Modulo de Elasticidad: $220000.00 \text{ Kg/cm}^2$
- Acero de refuerzo: $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- El diseño se ha realizado de acuerdo a las especificaciones de ASSHTO 2014 Y ACI 318S-14
- El terreno de cimentación debe ser limpio, puro y áspero
- Previo a la cimentación del estribo se fundirá hormigón ciclópeo de 60% HoSo $F'_c= 140 \text{ Kg/cm}^2 + 40\%$ Piedra con un espesor de 30 cm
- La capacidad portante del suelo de cimentación es de 25.4 Ton/m^2
- El maerial de relleno de aprоче del estribo sera granular con un peso especifico de 1900 Kg/m^3 y un ángulo de fricción interna de 33°
- La placa de neopreno sera de tipo shore dureza 60
- Se debera cumplir con los recubrimientos indicados en cada uno de los elementos:
Cimentación de Estribos: 10 cm
Pantalla del estribo: 10 cm
Vigas de Arco: 5 cm
Columnas: 5 cm
Vigas Longitudinales: 5 cm
Vigas Transversales: 5 cm
Vigas Rigidizadoras: 5 cm
Tablero recubrimiento inferior y superior de: 5 cm
- Los traslapes en general de las armaduras debera tener una longitud minima de 50 veces el diametro de la varilla
- Los ganchos y longitudes de desarrollo se realizaran segun el ACI 318S-14
- La carga adoptada para el diseño corresponde al tren HS-MOP y al Tamden de diseño de la ASSHTO
- El peso propio de las aceras es de: 534 Kg/m
- El peso propio de las barandas es de: 68.72 Kg/m
- Sobrecarga peatonal sobre la acera es de: 360 Kg/m^2
- El resumen de materiales no considera el porcentaje de desperdicios.
- Malla electrosoldada para temperatura $\varnothing 4 \text{ mm}$, $15 \times 15 \text{ cm}$. NTE-INEN 2209, ASTM185, ASTM479.
- Compactación: Se utilizará cualquier procedimiento que garantice una compactación excelente, evitando la presencia de oquedades en el concreto.
- Curado: El concreto de todos los elementos debe mantenerse en condición de humedad constante los primeros 7 días, pero con mayor cuidado los 3 iniciales; se utilizará cualquier método que garantice un curado efectivo.
- Para los diseños se asumió los datos de los estudios geotécnicos.

PUENTE SOBRE EL RIO BURGAY EN LA CALLE NELA MARTINEZ ESPINOZA

ESCALA: Las Indicadas	
	Dis: SEBASTIAN LUNA VARGAS. Dib: SEBASTIAN LUNA VARGAS. Rev: ING. JUAN SOLA
	SEBASTIAN LUNA VARGAS

CONTIENE: EMPLAZAMIENTO DEL DISEÑO DEL PUENTE EN ARCO, VISTA FRONTAL DEL PUENTE, RESUMEN DE MATERIALES Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	FECHA: ABRIL - 2018 DIB. N°
---	-----------------------------------

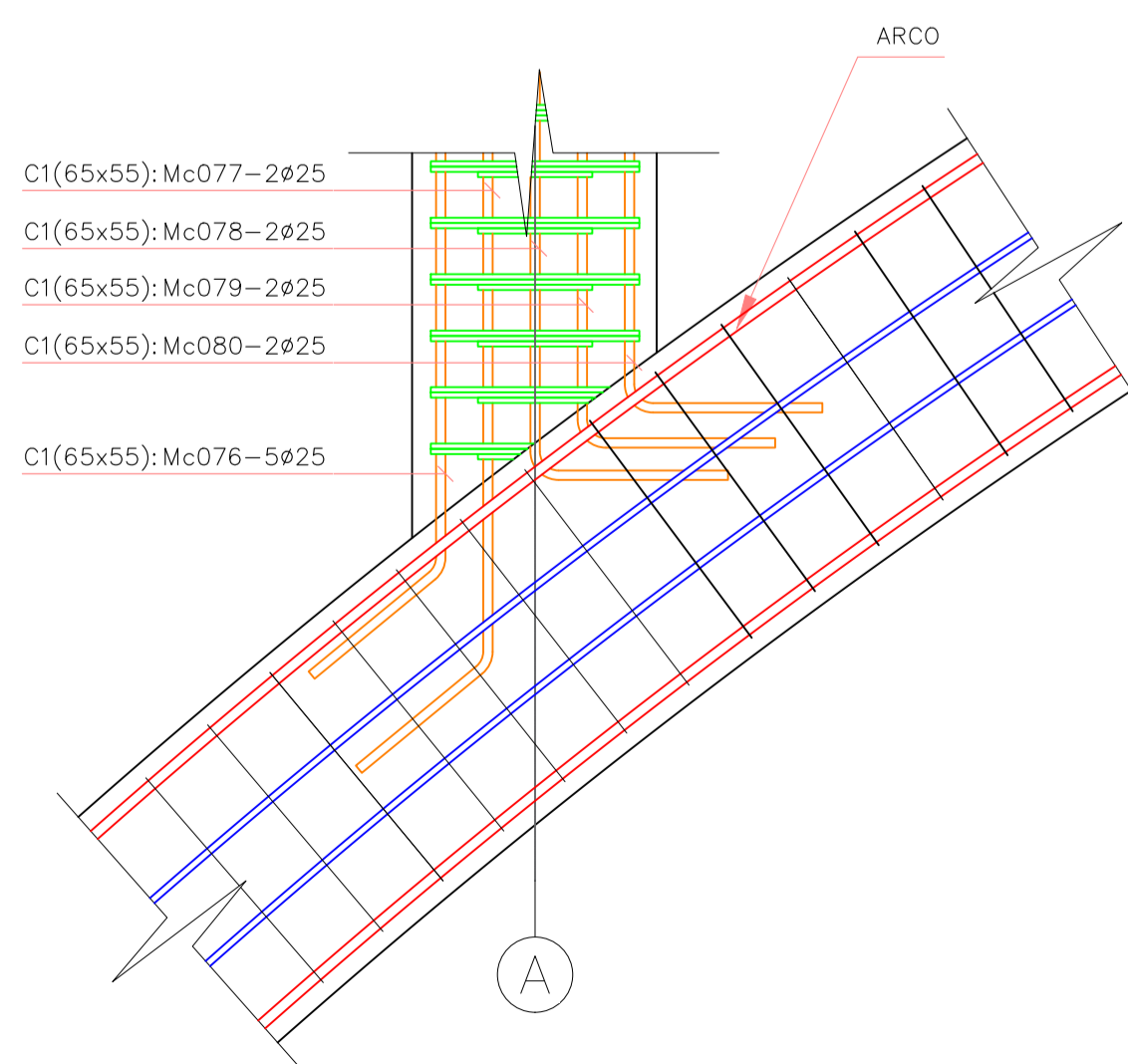


RESUMEN DE MATERIALES y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:

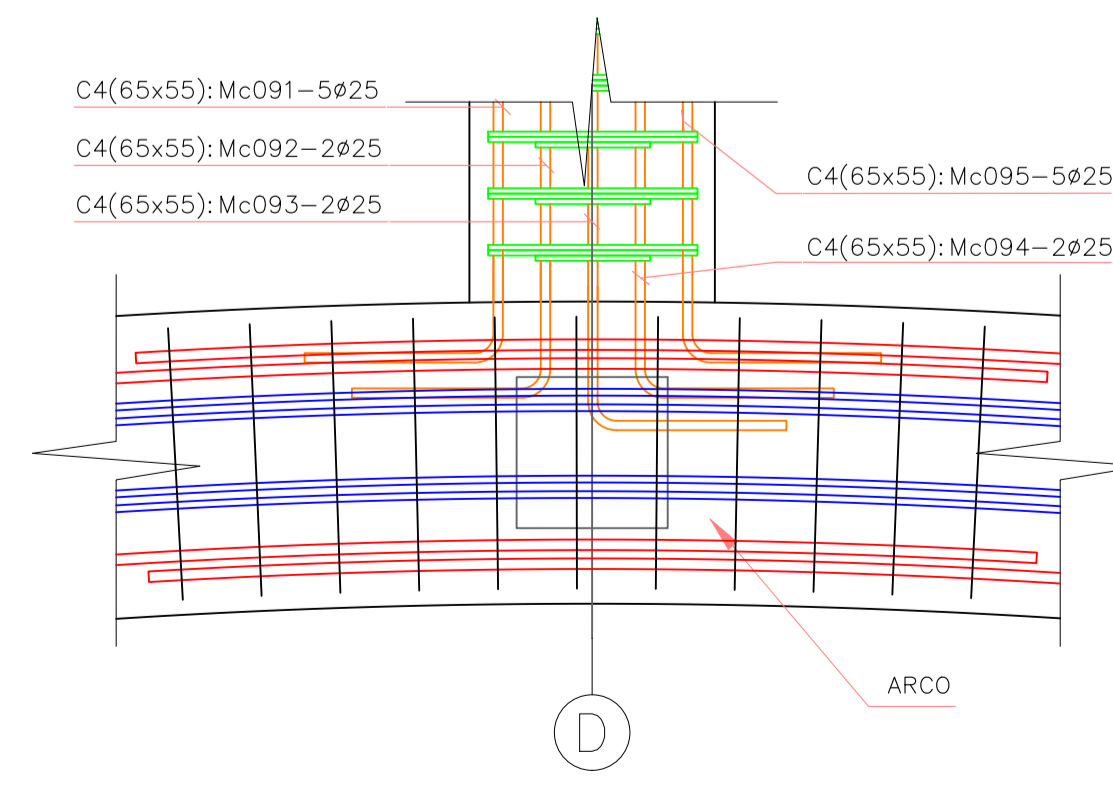
- Hormigón Estructural
Zapatas, muros laterales y pantallas: $F'c = 300 \text{ Kg/cm}^2$
Losas de Tablero, vigas longitudinales, vigas transversales, vigas rigidizadoras, columnas: $F'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
Viga de Arco: $F'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
Aceras, postes de pasamanos: $F'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
Modulo de Elasticidad: $220000.00 \text{ Kg/cm}^2$
- Acero de refuerzo: $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- El diseño se ha realizado de acuerdo a las especificaciones de ASSHTO 2014 Y ACI 318S-14
- El terreno de cimentación debe ser limpio, puro y áspero
- Previo a la cimentación del estribo se fundirá hormigón ciclópeo de 60% HoSo $F'c = 140 \text{ Kg/cm}^2 + 40\%$ Piedra con un espesor de 30 cm
- La capacidad portante del suelo de cimentación es de 25.4 Ton/m^2
- El material de relleno de enfoque del estribo será granular con un peso específico de 1900 Kg/m^3 y un ángulo de fricción interna de 33°
- La placa de neopreno será de tipo shore dureza 60
- Se deberá cumplir con los recubrimientos indicados en cada uno de los elementos:
Cimentación de Estribos: 10 cm
Pantalla del estribo: 10 cm
Vigas de Arco: 5 cm
Columnas: 5 cm
Vigas Longitudinales: 5 cm
Vigas Transversales: 5 cm
Vigas Rigidizadoras: 5 cm
Tablero recubrimiento inferior y superior de: 5 cm
- Los traslapes en general de las armaduras deberá tener una longitud mínima de 50 veces el diámetro de la varilla
- Los ganchos y longitudes de desarrollo se realizarán según el ACI 318S-14
- La carga adoptada para el diseño corresponde al tren HS-MOP y al Tamden de diseño de la ASSHTO
- El peso propio de las aceras es de: 534 Kg/m
- El peso propio de las barandas es de: 68.72 Kg/m
- Sobrecarga peatonal sobre la acera es de: 360 Kg/m^2
- El resumen de materiales no considera el porcentaje de desperdicios.
- Malla electrosoldada para temperatura $\varnothing 4\text{mm}$, $15 \times 15\text{cm}$. NTE-INEN 2209, ASTM185, ASTM479.
- Compactación: Se utilizará cualquier procedimiento que garantice una compactación excelente, evitando la presencia de oquedades en el concreto.
- Curado: El concreto de todos los elementos debe mantenerse en condición de humedad constante los primeros 7 días, pero con mayor cuidado los 3 iniciales; se utilizará cualquier método que garantice un curado efectivo.
- Para los diseños se asumió los datos de los estudios geotécnicos.

GEOMETRIA DEL ARCO

Escala: 1:50



DETALLE 1
Escala: 1:10



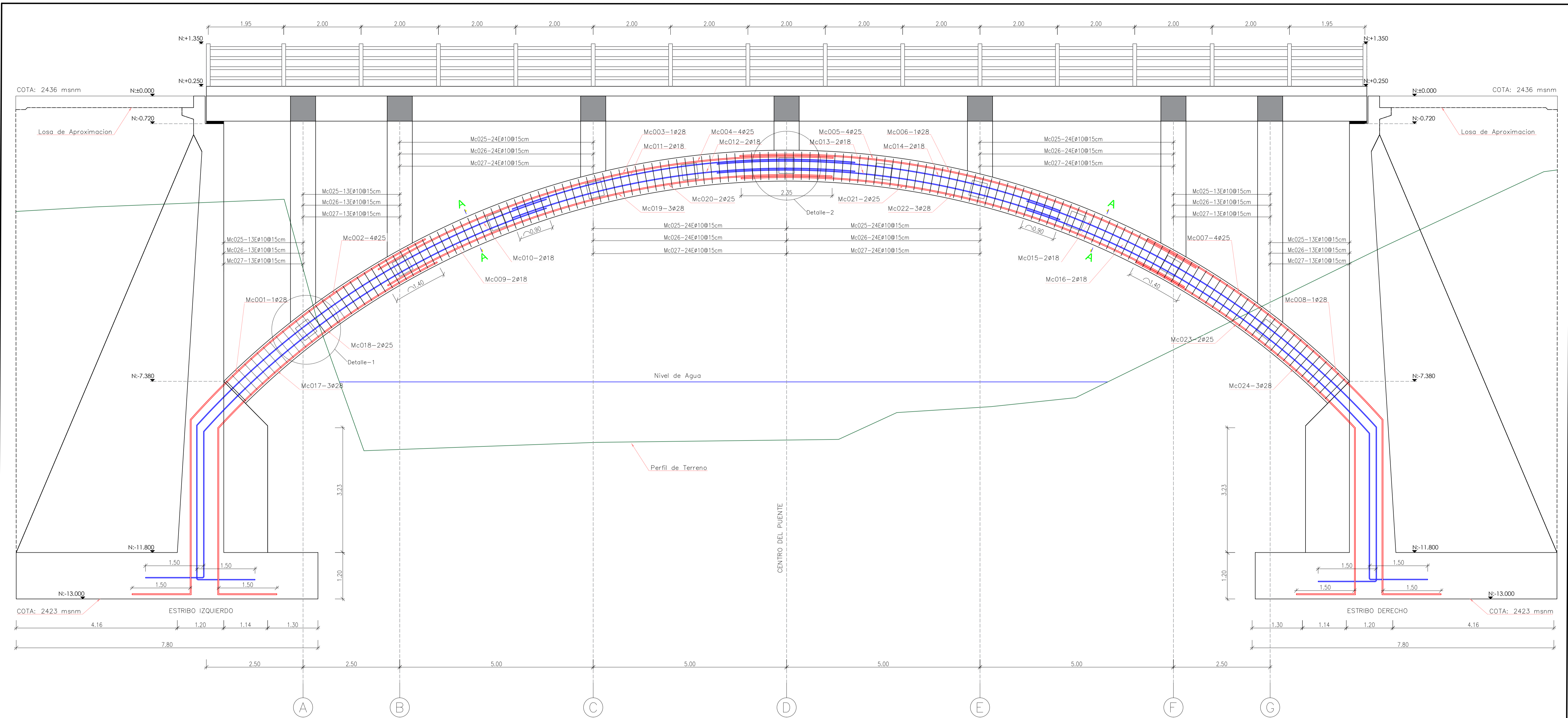
DETALLE 2
Escala: 1:10

COORDENADAS DEL ARCO

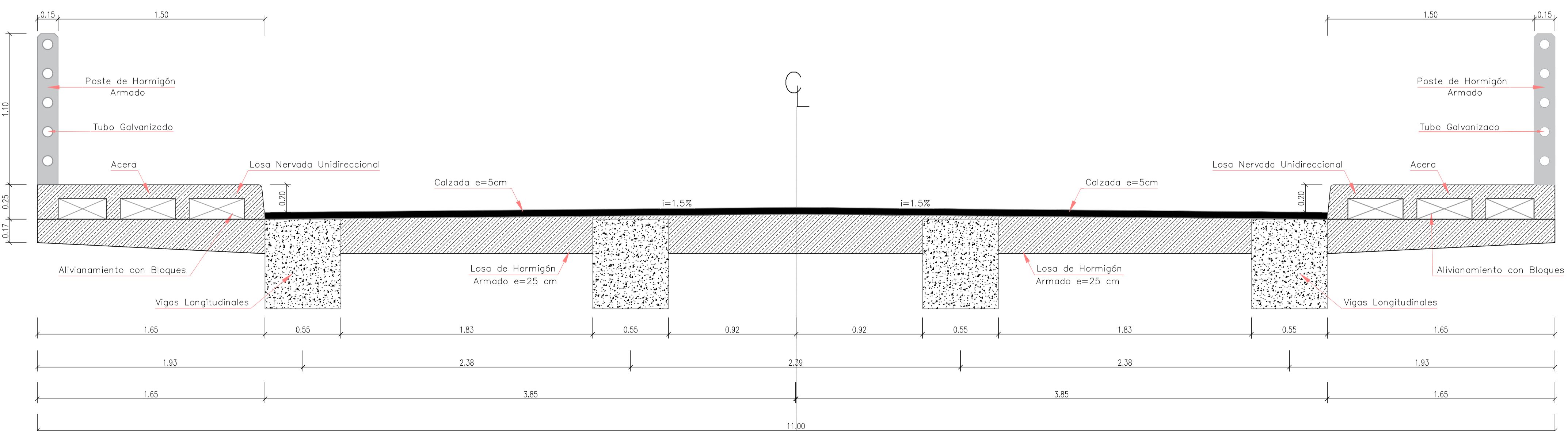
PUNTO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31
EJE X-X (m)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
EJE Z-Z (m)	0.00	1.02	1.91	2.70	3.38	3.99	4.52	4.98	5.38	5.76	5.99	6.22	6.40	6.52	6.60	6.62	6.60	6.52	6.40	6.22	5.99	5.76	5.38	4.98	4.52	3.99	3.38	2.70	1.91	1.02	0.00

PUENTE SOBRE EL RIO BURGAY EN LA CALLE NELA MARTINEZ ESPINOZA

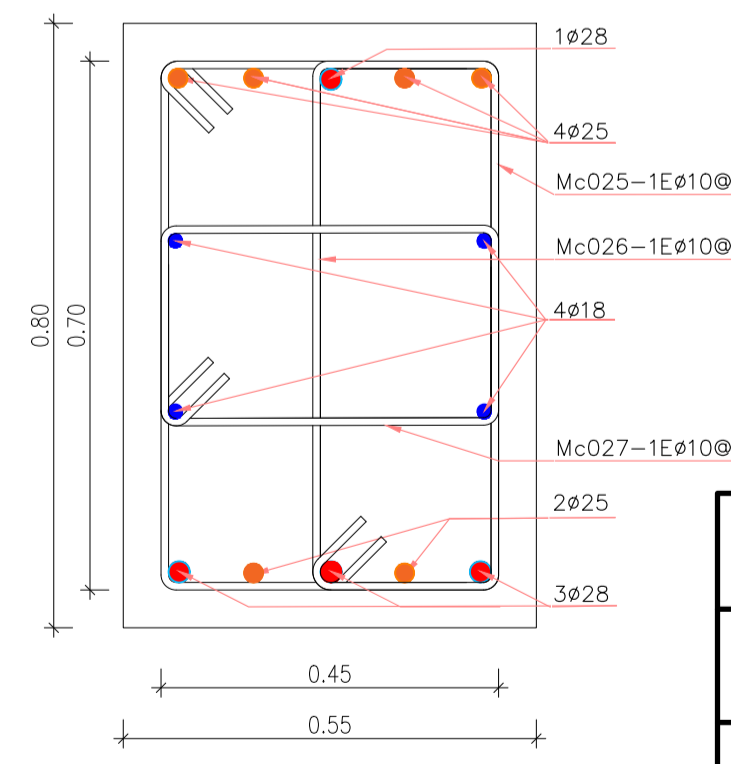
ESCALA: Las Indicadas	Dib: SEBASTIAN LUNA VARGAS. Dib: SEBASTIAN LUNA VARGAS. Rev: ING. JUAN SOLA
CONTIENE: COORDENADAS DE LA GEOMETRIA DEL ARCO	FECHA: ABRIL - 2018 DIB. N°
SEBASTIAN LUNA VARGAS	



ARMADO DE LA VIGA DEL ARCO
Escala 1:50

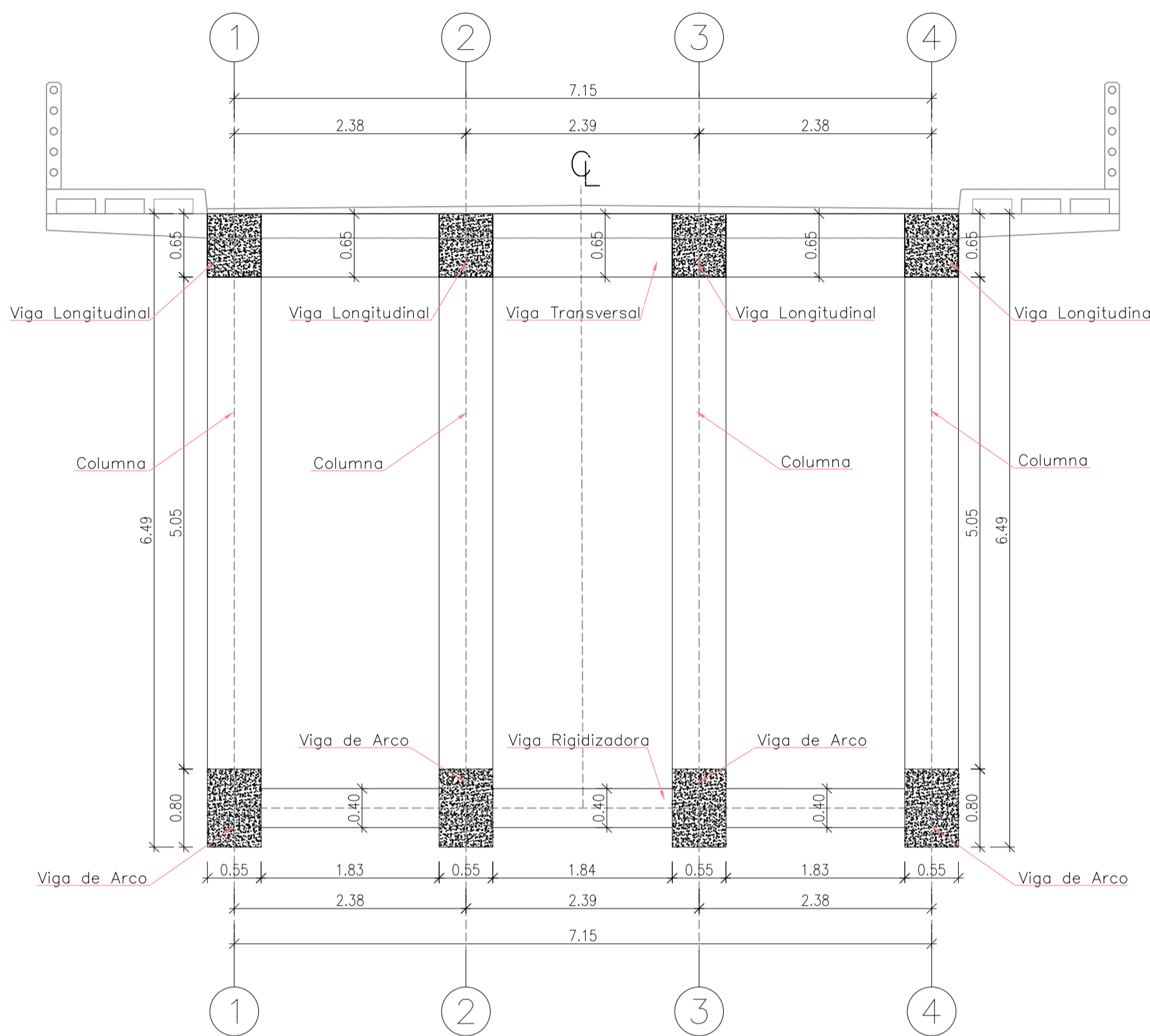


SECCION TRANSVERSAL DEL TABLERO
Escala 1:20

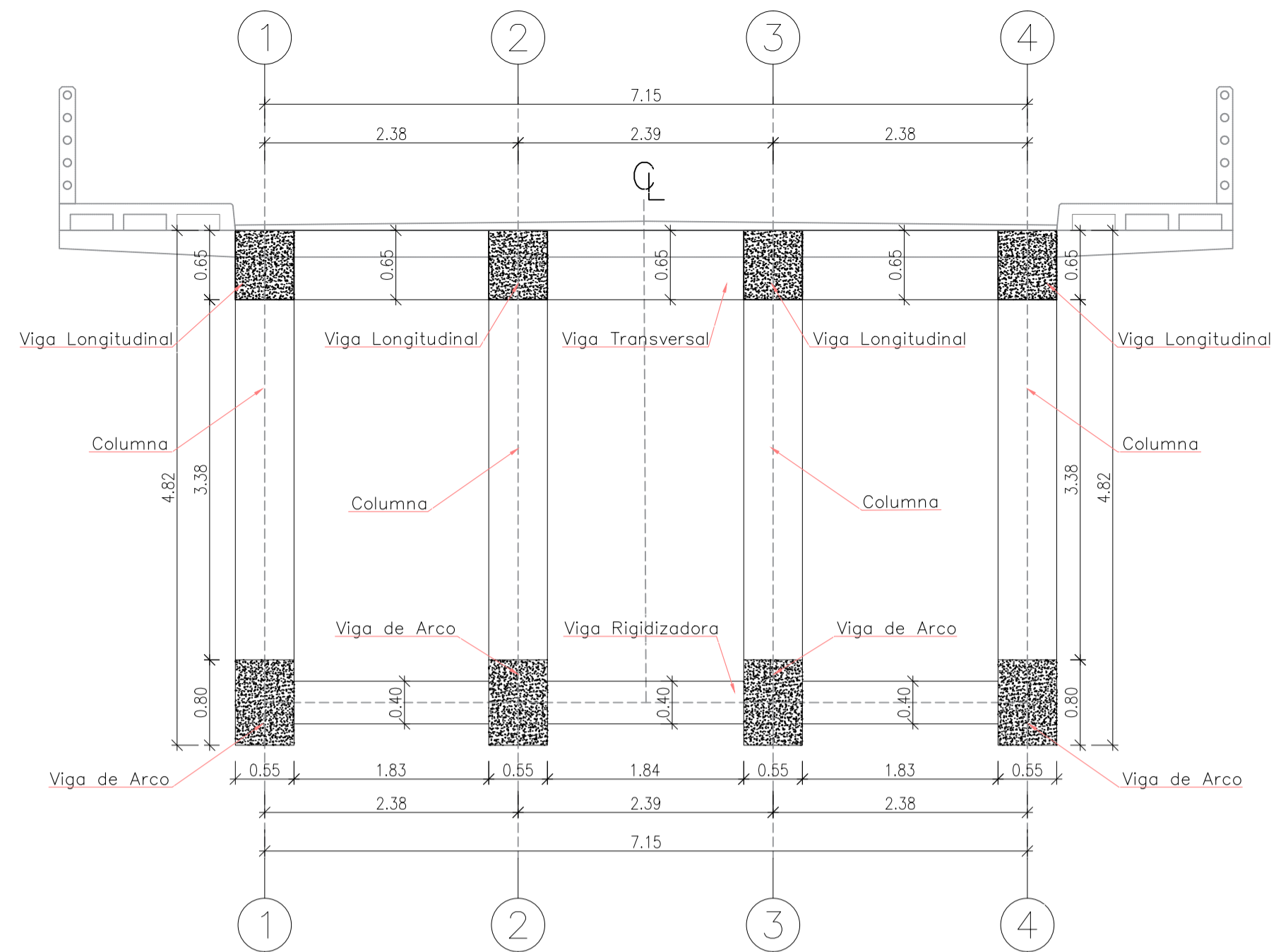


SECCION DE ARCO CORTE A-A
Escala 1:10

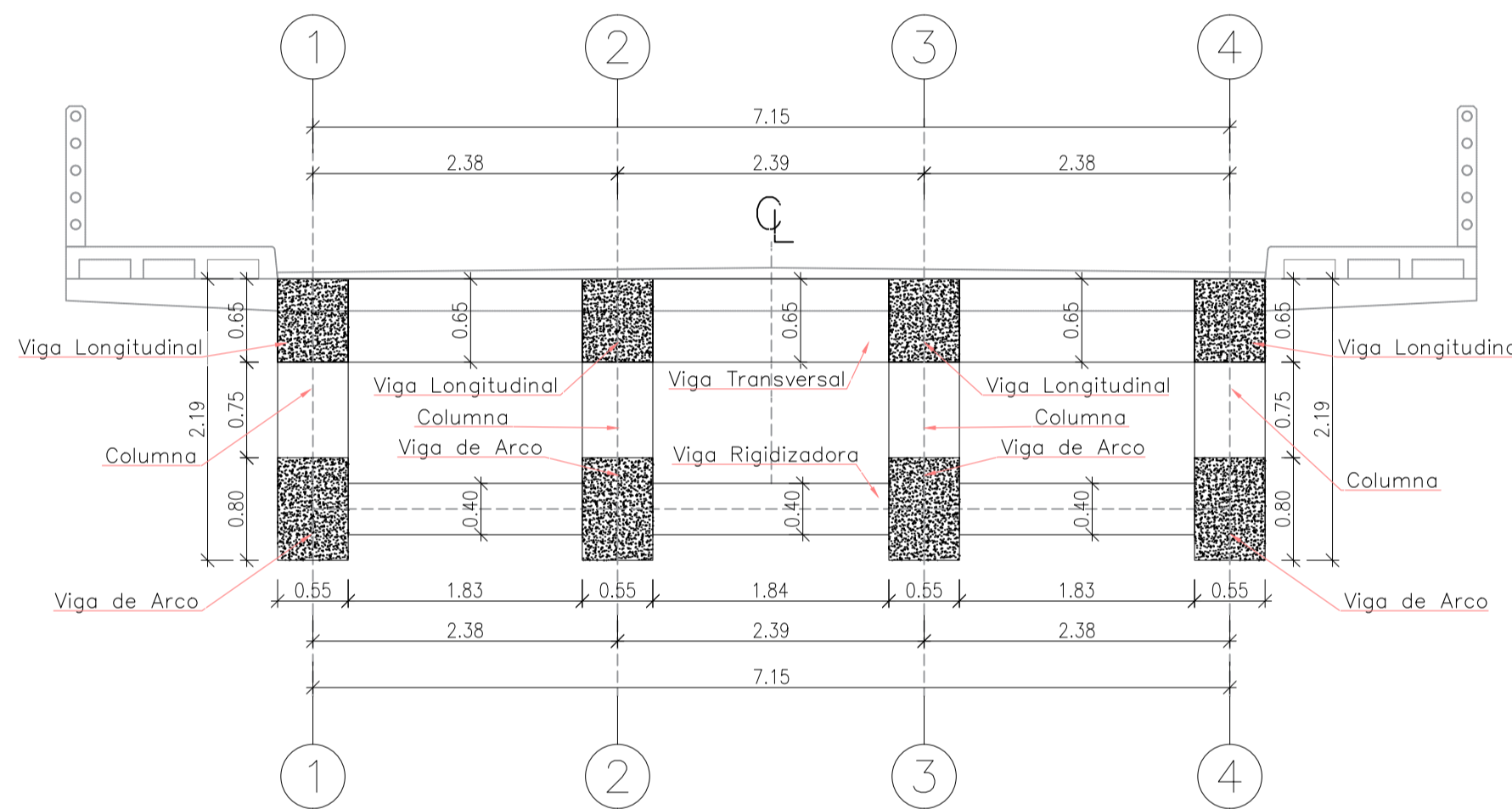
PUENTE SOBRE EL RIO BURGAY EN LA CALLE NELA MARTINEZ ESPINOZA	
ESCALA: Las Indicadas	
Dis: SEBASTIAN LUNA VARGAS. Dib: SEBASTIAN LUNA VARGAS. Rev: ING. JUAN SOLA	
SEBASTIAN LUNA VARGAS	
CONTIENE: ARMADO DE LA VIGA DE ARCO, CORTE A-A DE LA SECCION TRANSVERSAL DEL ARCO Y SECCION TRANSVERSAL DEL TABLERO.	FECHA: ABRIL - 2018 DIB. N°



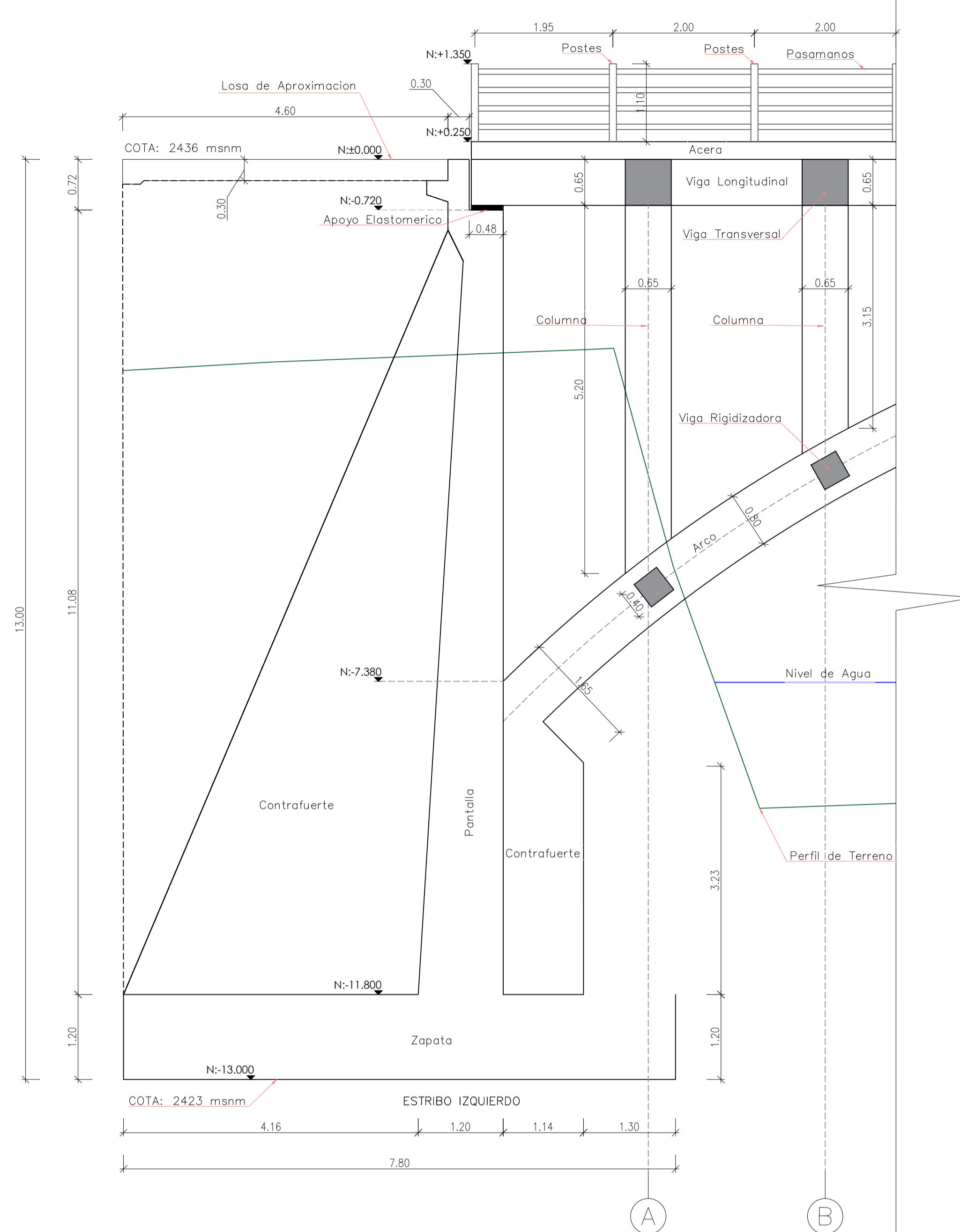
SECCION TRANSVERSAL EJE A Y G
Escala 1:50



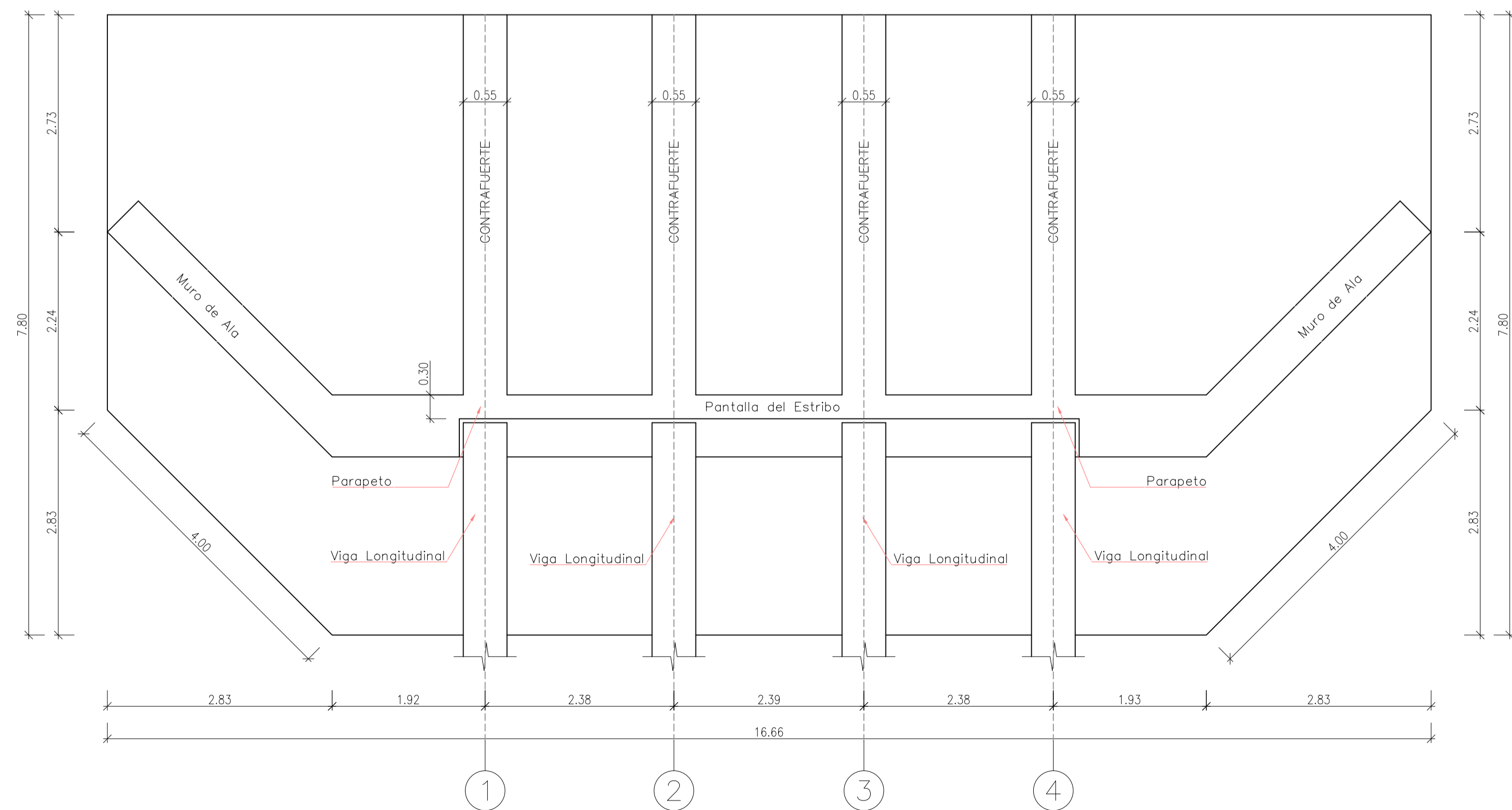
SECCION TRANSVERSAL EJE B Y F
Escala 1:50



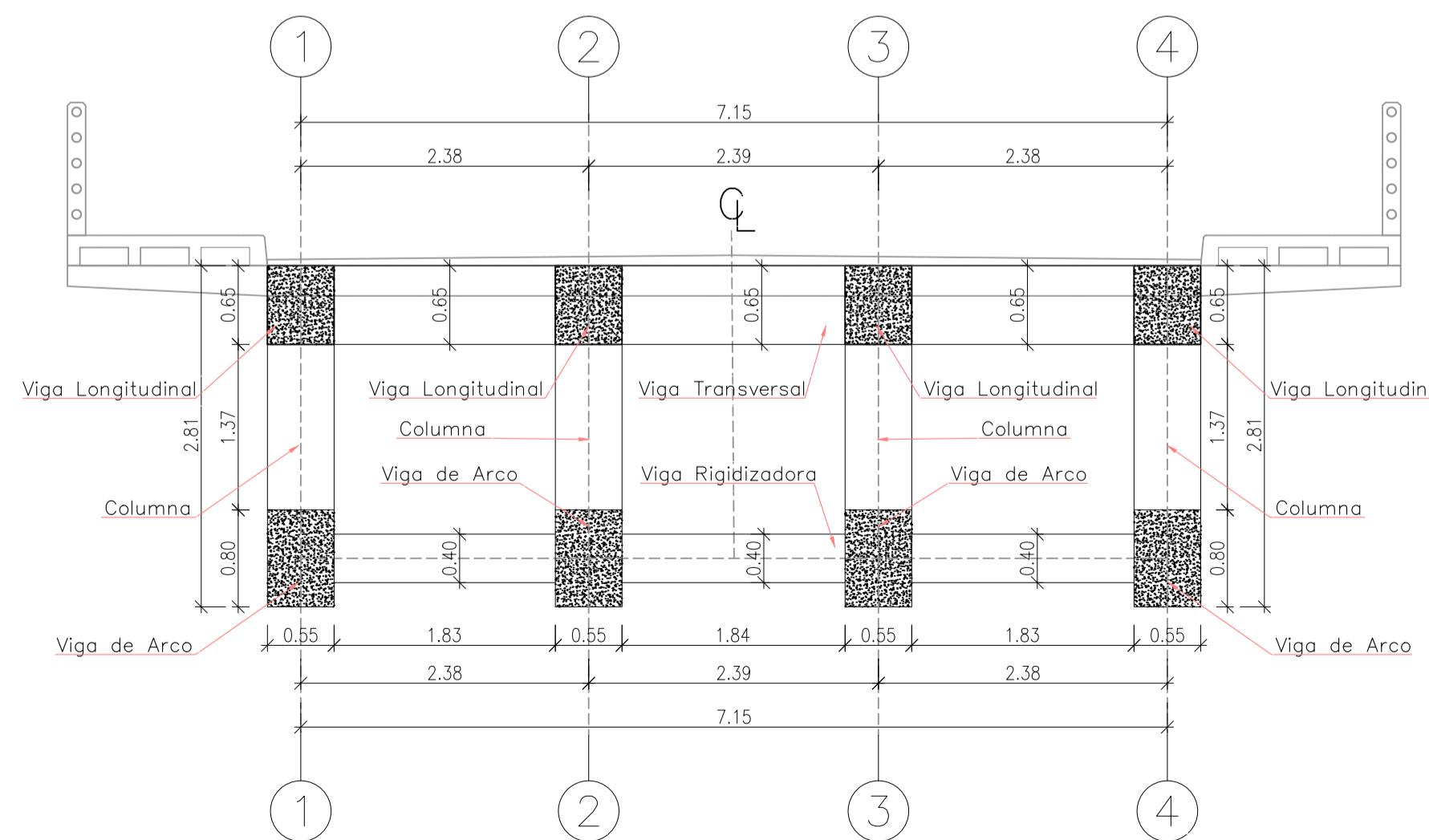
SECCION TRANSVERSAL EJE D
Escala 1:50



VISTA LATERAL DEL ESTRIBO
Escala 1:50



DETALLE DEL EL ESTRIBO Y DE LA ZAPATA
Escala 1:50

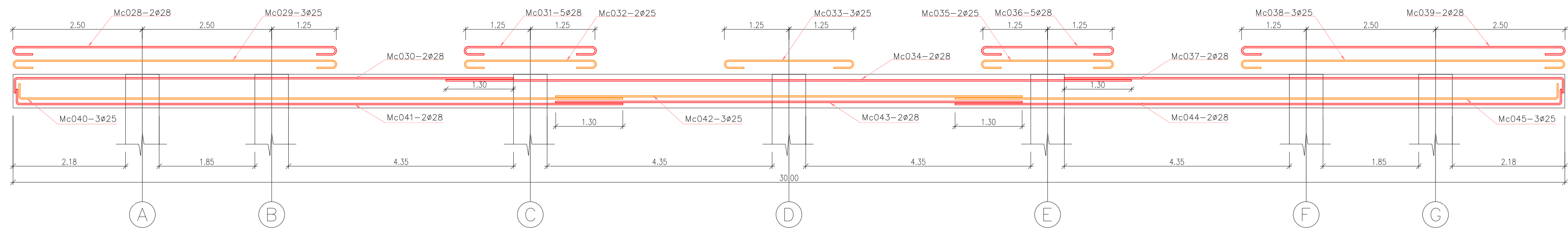


SECCION TRANSVERSAL EJE C Y E
Escala 1:50

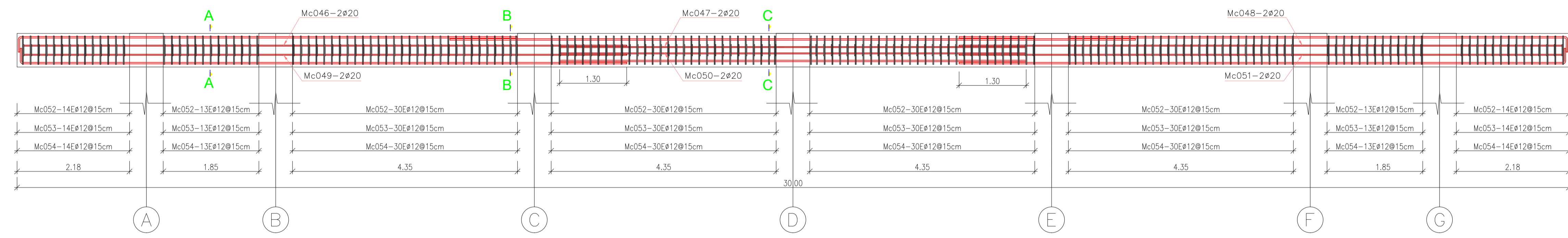
PUENTE SOBRE EL RIO BURGAY EN LA CALLE NELA MARTINEZ ESPINOZA

ESCALA: Las Indicadas	Dib. SEBASTIAN LUNA VARGAS.
	Rev. SEBASTIAN LUNA VARGAS.
	Rev. ING. JUAN SOLA
SEBASTIAN LUNA VARGAS	

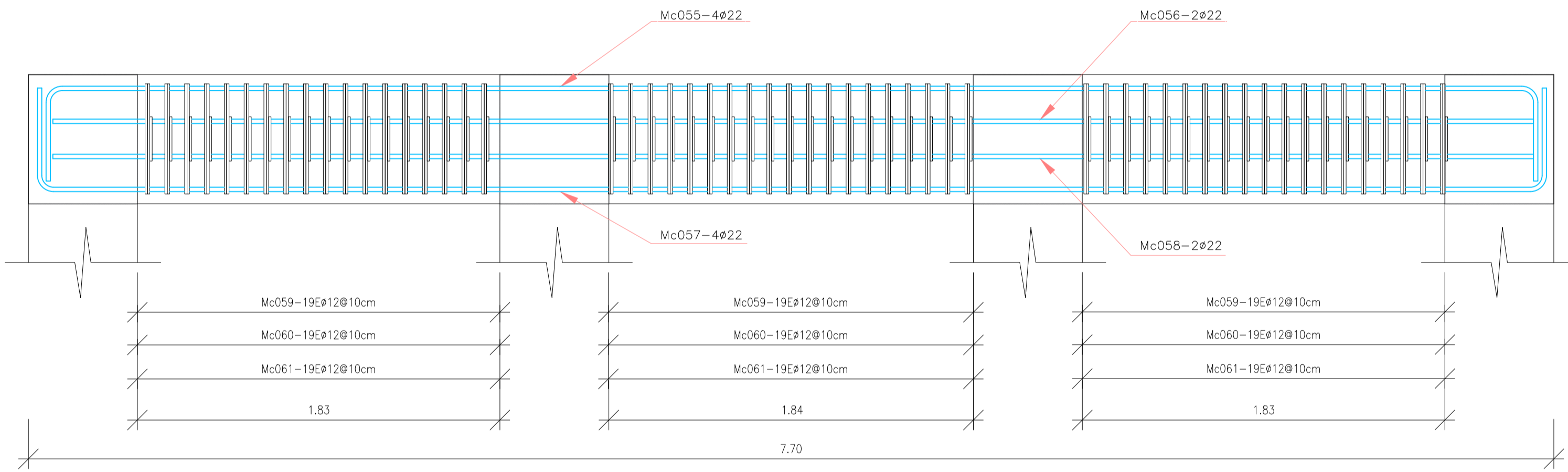
CONTIENE: DETALLES DE LA SECCION TRANSVERSAL EN LOS EJES A - G, DETALLE DE LA VISTA LATERAL DEL ESTRIBO Y DETALLE DEL ESTRIBO Y LA ZAPATA	FECHA: ABRIL - 2018
	DIB. N°



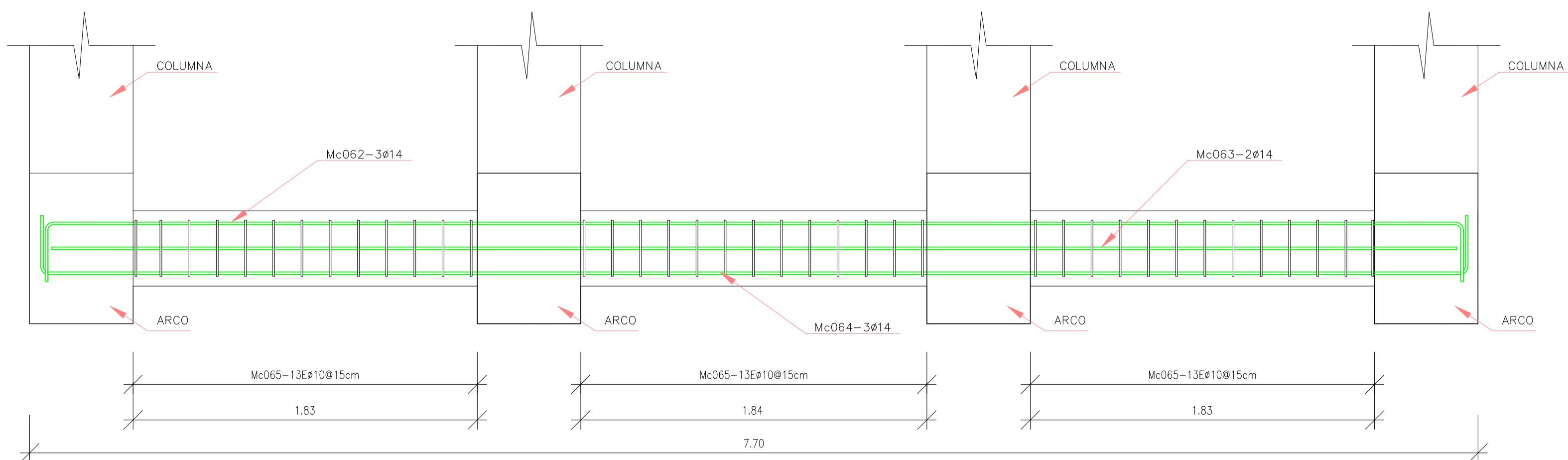
ARMADO DE ACEROS LONGITUDINALES DE VIGA LONGITUDINAL
Escala 1:50



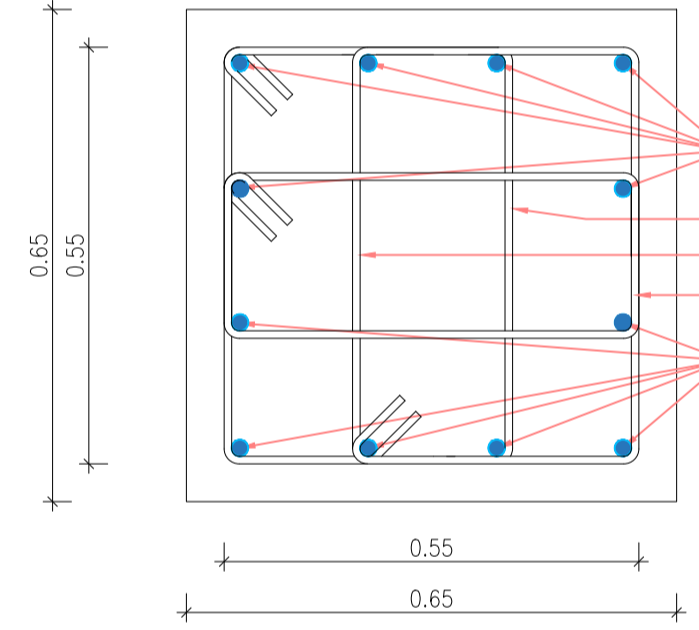
ARMADO DE ACEROS TRANSVERSALES DE VIGA LONGITUDINAL
Escala 1:50



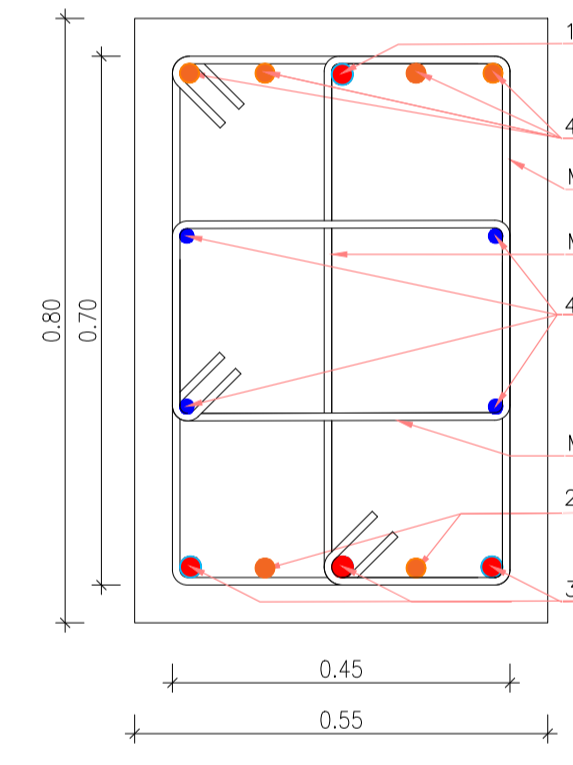
ARMADO DE VIGA TRANSVERSAL
Escala 1:50



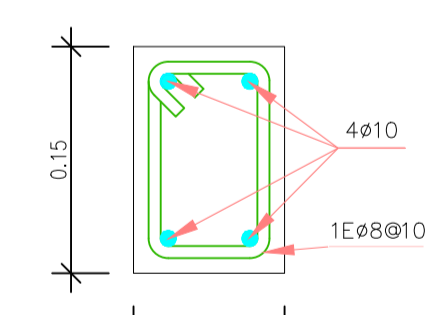
ARMADO DE VIGA RIGIDIZADORA
Escala 1:50



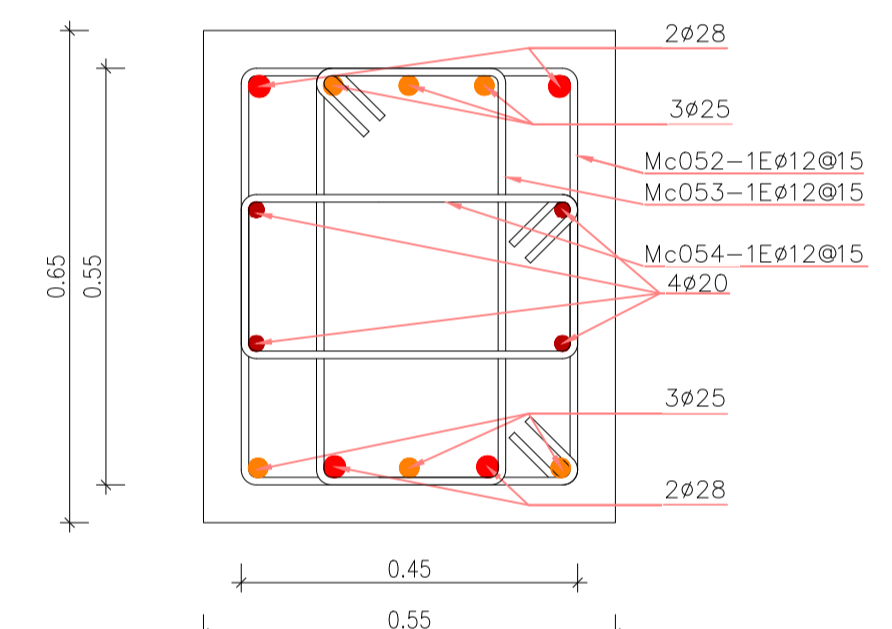
SECCIÓN DE VIGA TRANSVERSAL
Escala 1:10



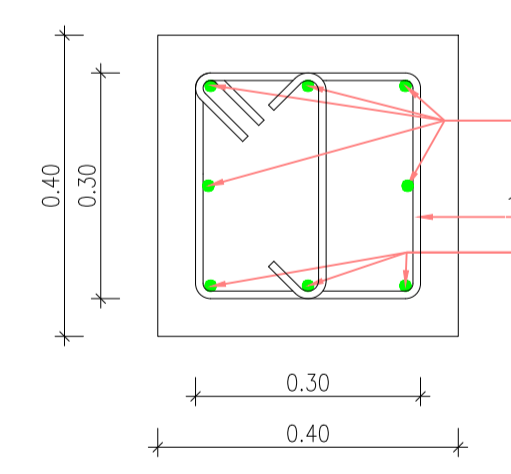
SECCIÓN DE ARCO CORTE A-A
Escala 1:10



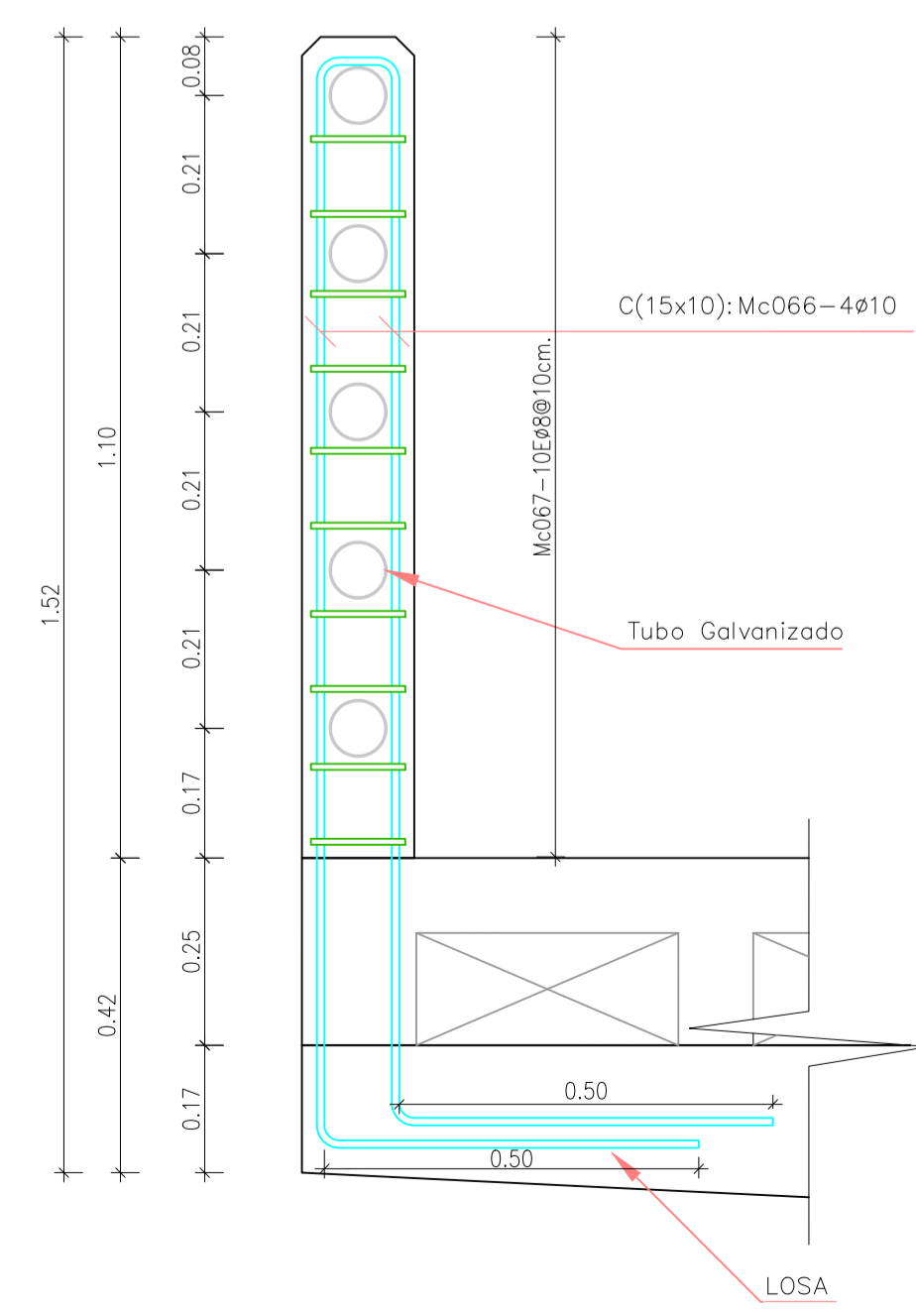
SECCIÓN DE POSTE
Escala 1:5



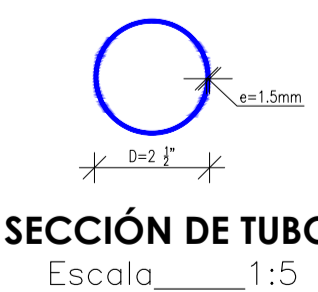
SECCIÓN DE VIGA LONGITUDINAL CORTE C-C
Escala 1:10



SECCIÓN DE VIGA RIGIDIZADORA
Escala 1:10

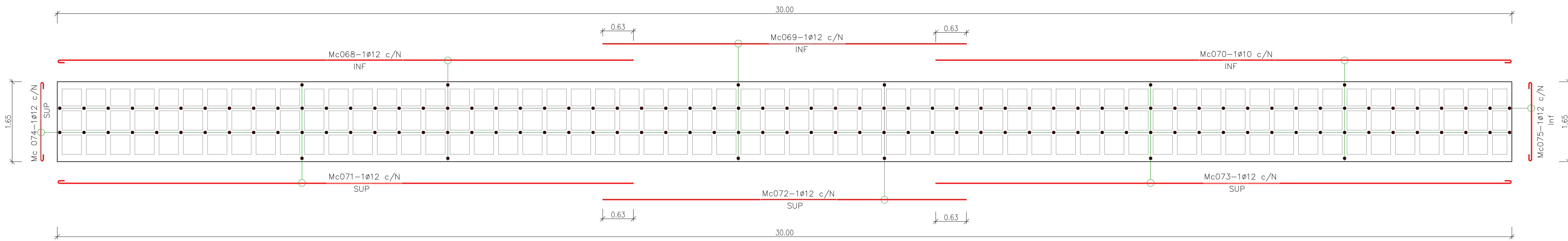


ARMADO DE POSTE PARA BARANDAS
Escala 1:10

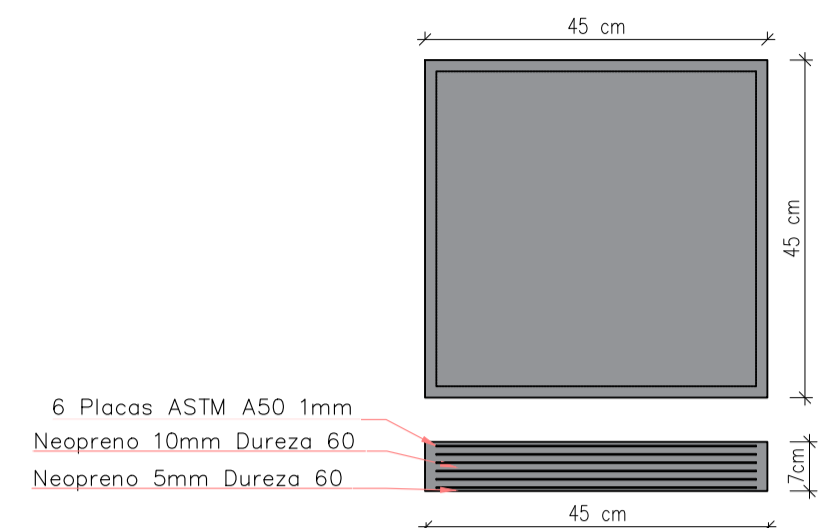


SECCIÓN DE TUBO
Escala 1:5

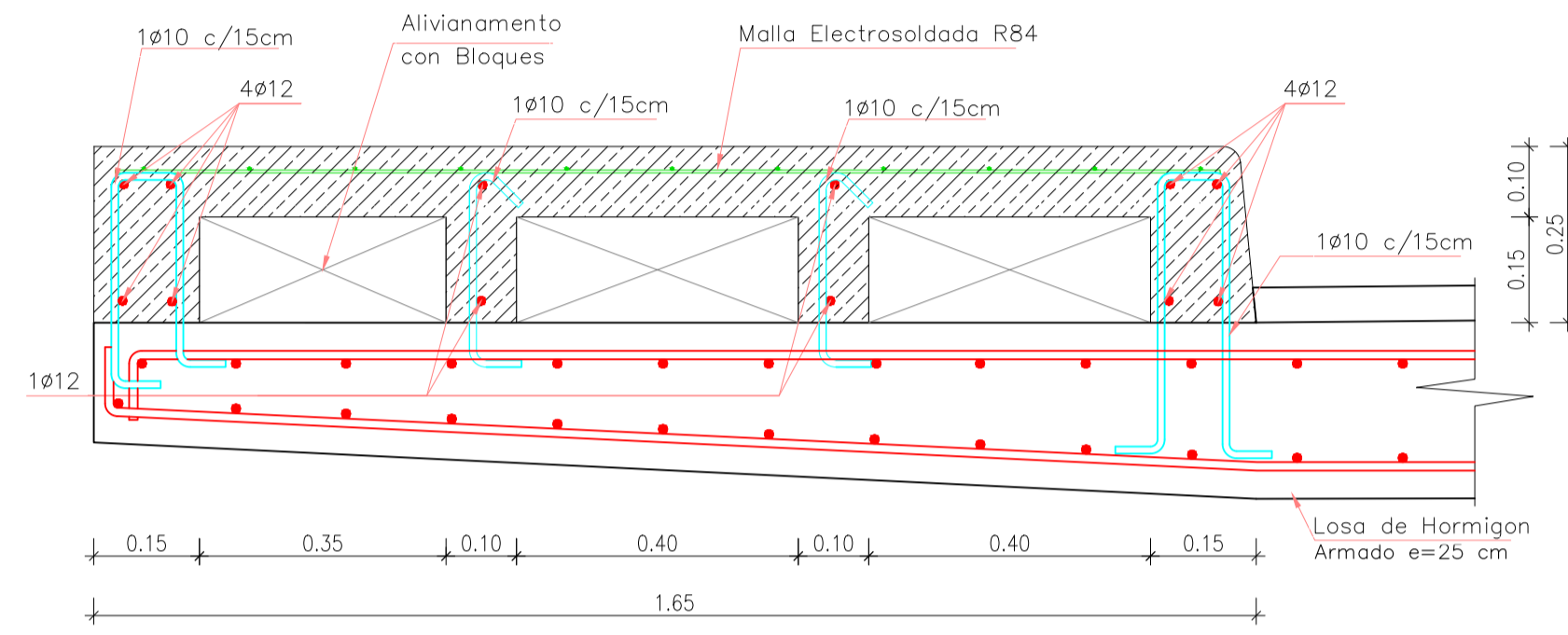
PUENTE SOBRE EL RIO BURGAY EN LA CALLE NELA MARTINEZ ESPINOZA	
ESCALA: Las Indicadas	
Dis: SEBASTIAN LUNA VARGAS.	
Dib: SEBASTIAN LUNA VARGAS.	
Rev: ING. JUAN SOLA	
SEBASTIAN LUNA VARGAS	
CONTIENE: ARMADO DE LA VIGA LONGITUDINAL, ARMADO DE LA VIGA TRANSVERSAL, ARMADO DE LA VIGA RIGIDIZADORA, ARMADO DEL POSTE DE LAS BARANDAS, SECCION TRANSVERSAL DE VIGAS, DEL ARCO Y DEL POSTE	FECHA: ABRIL - 2018
	DIB. N°



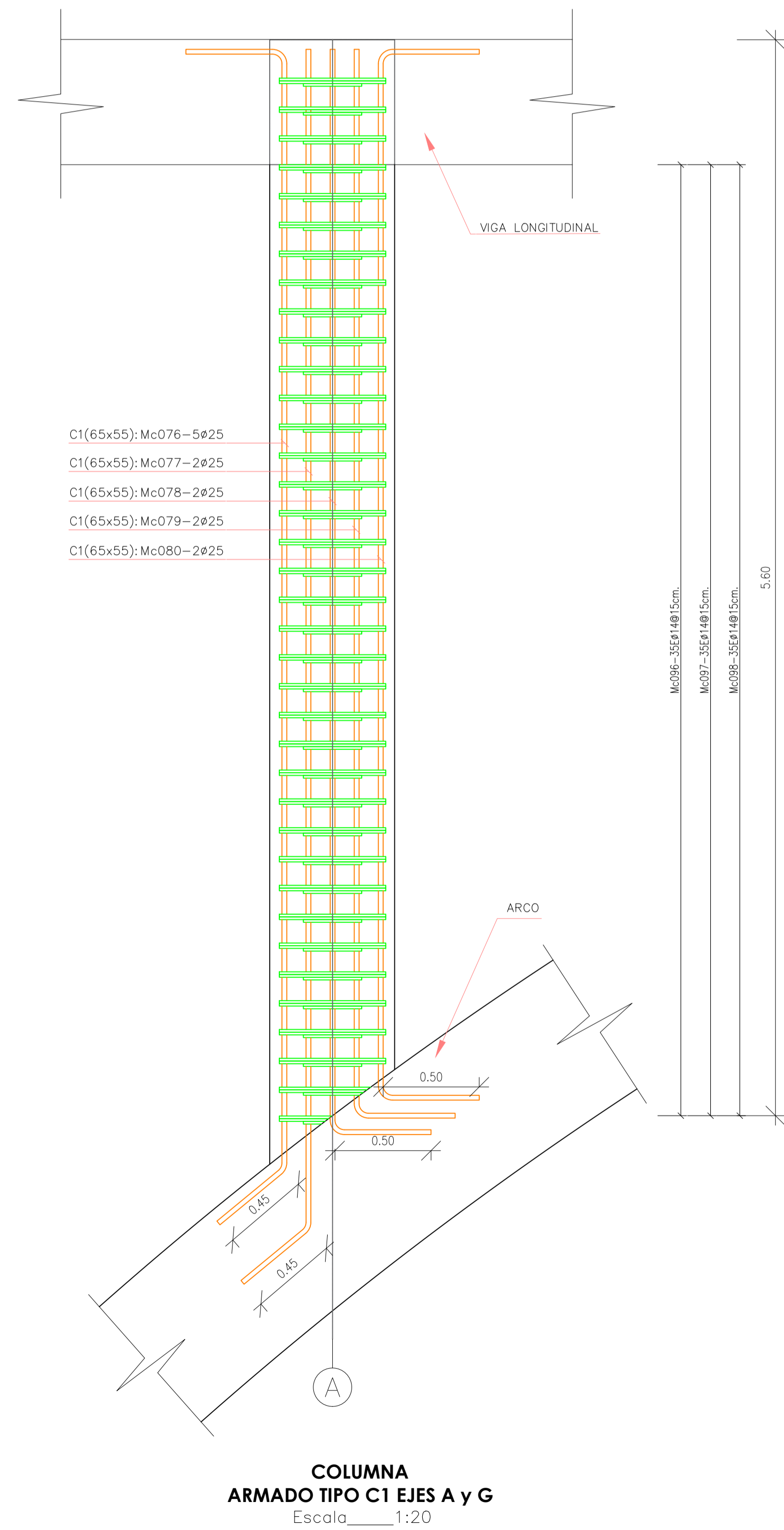
ARMADO DE LOSA DE ACERA
Escala 1:50



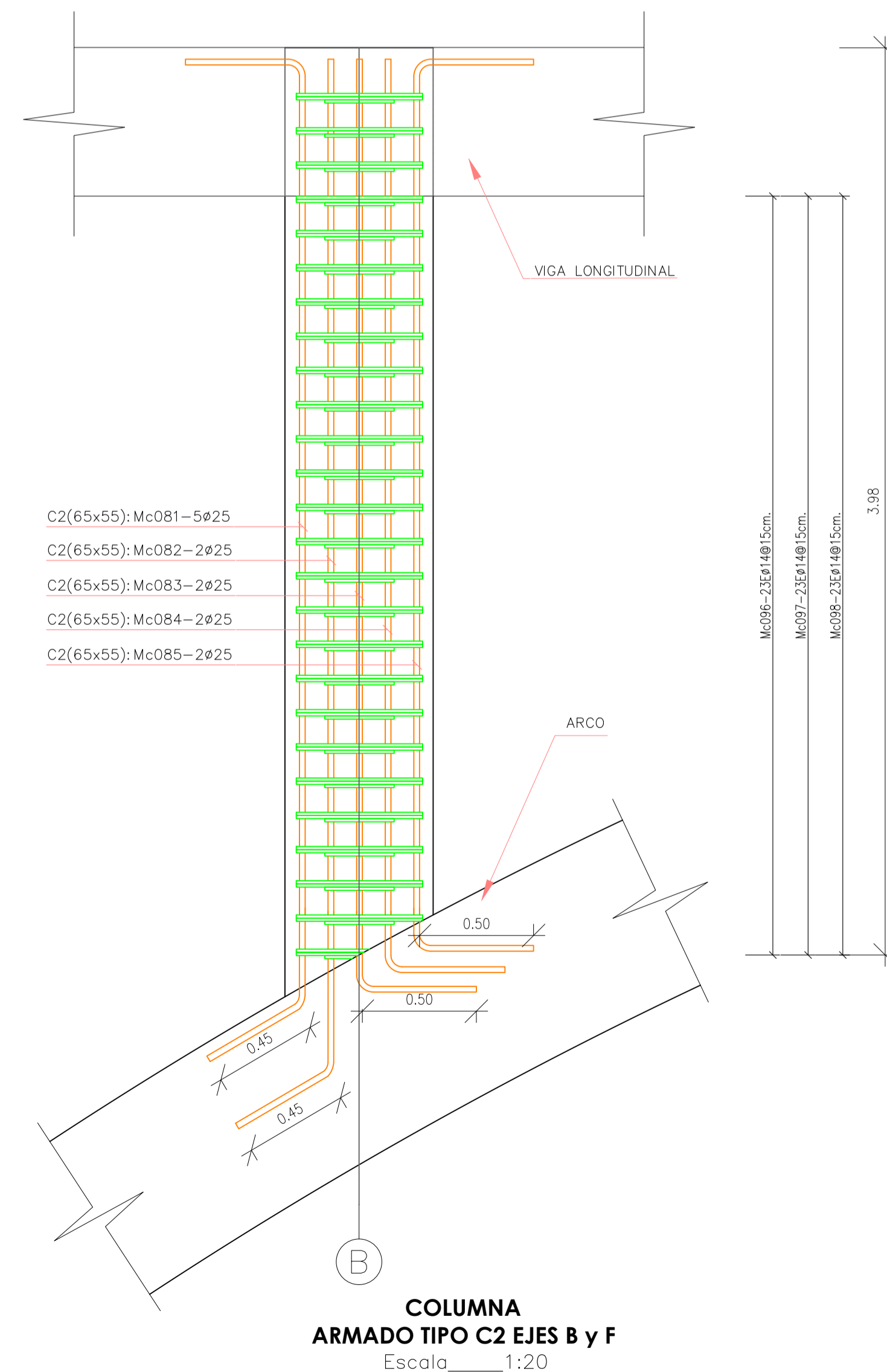
APOYO ELASTOMERICO
Escala 1:10



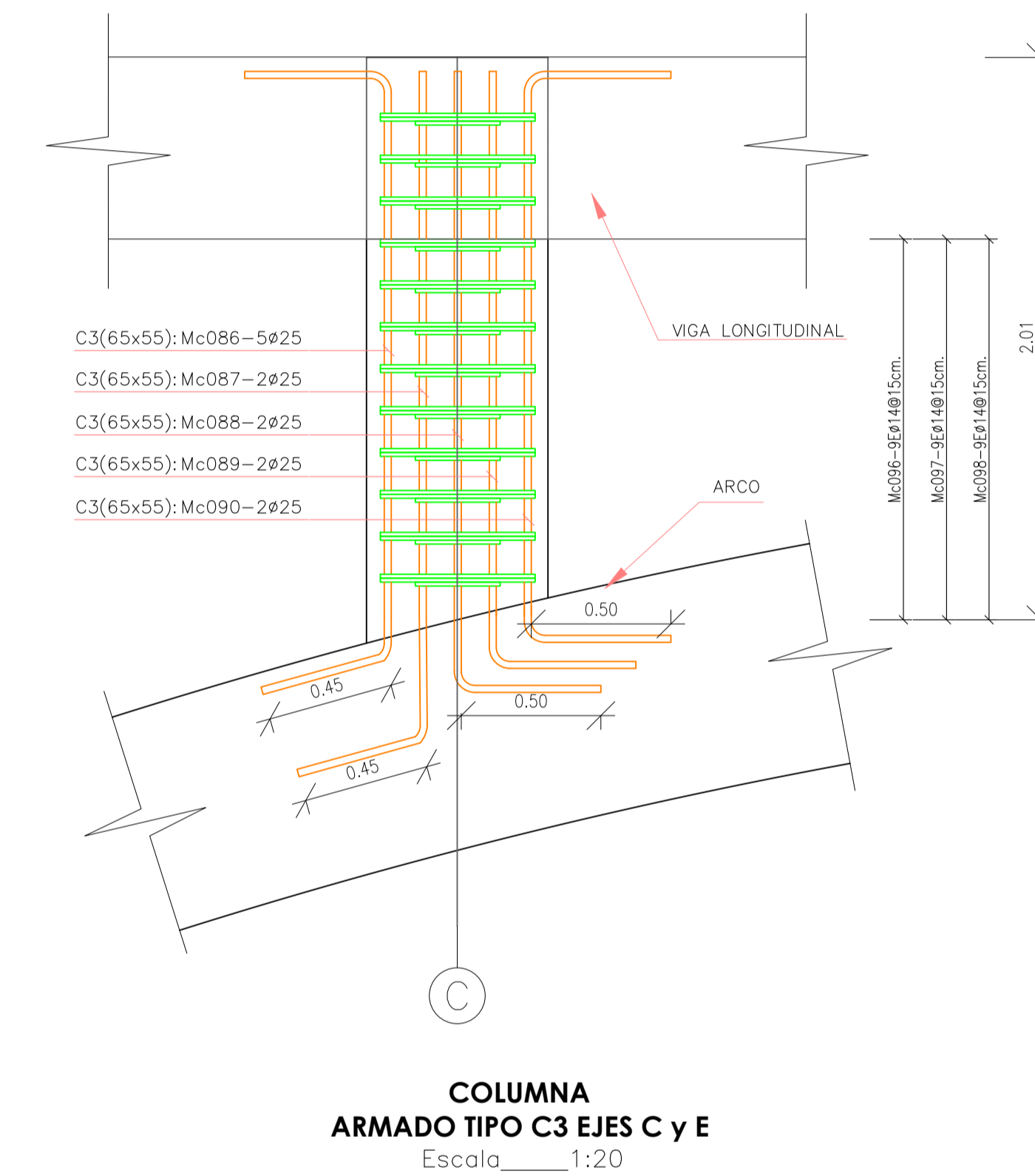
SECCION TRANSVERSAL DE LOSA DE ACERA
Escala 1:10



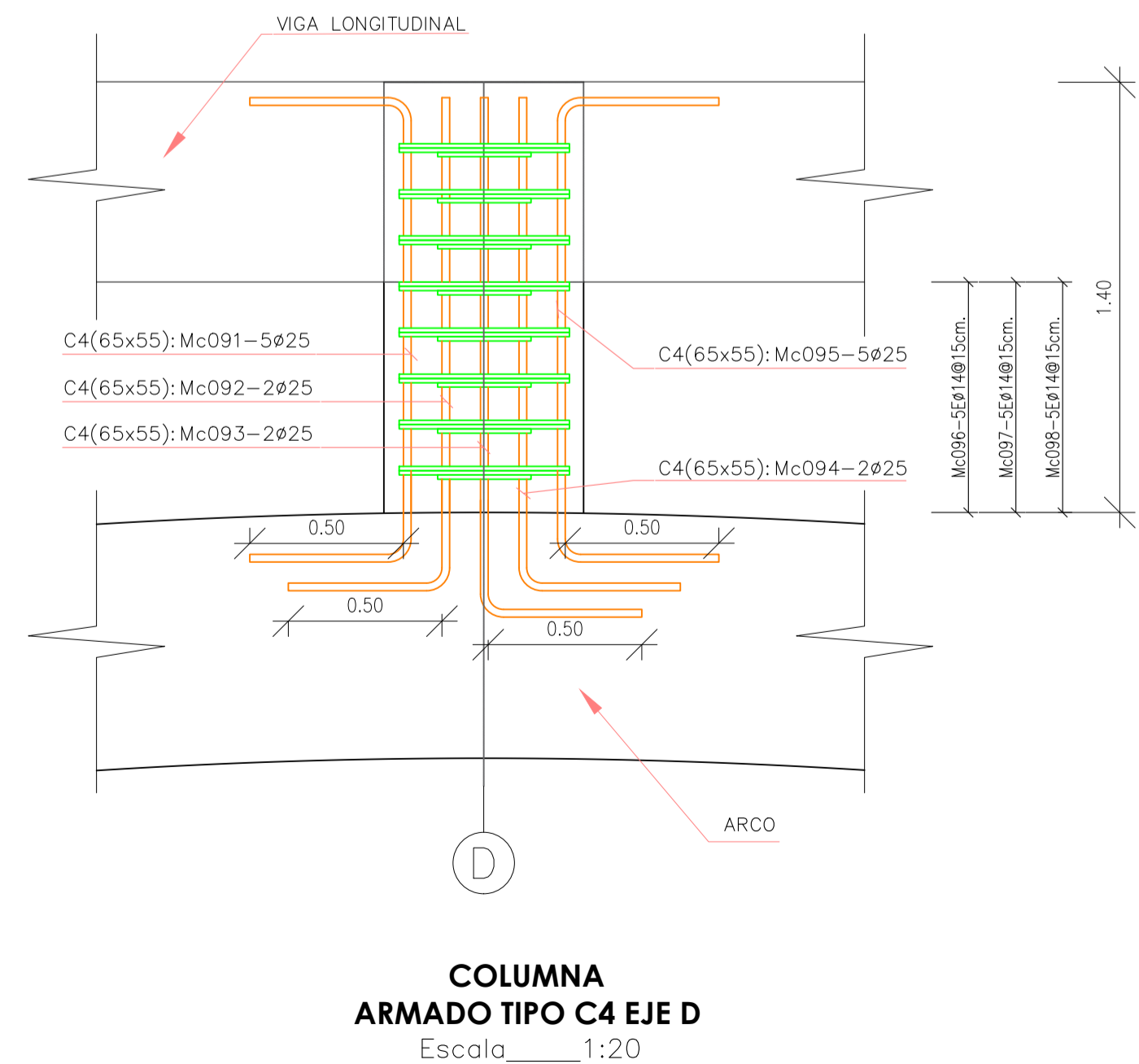
COLUMNNA ARMADO TIPO C1 EJES A y G
Escala 1:20



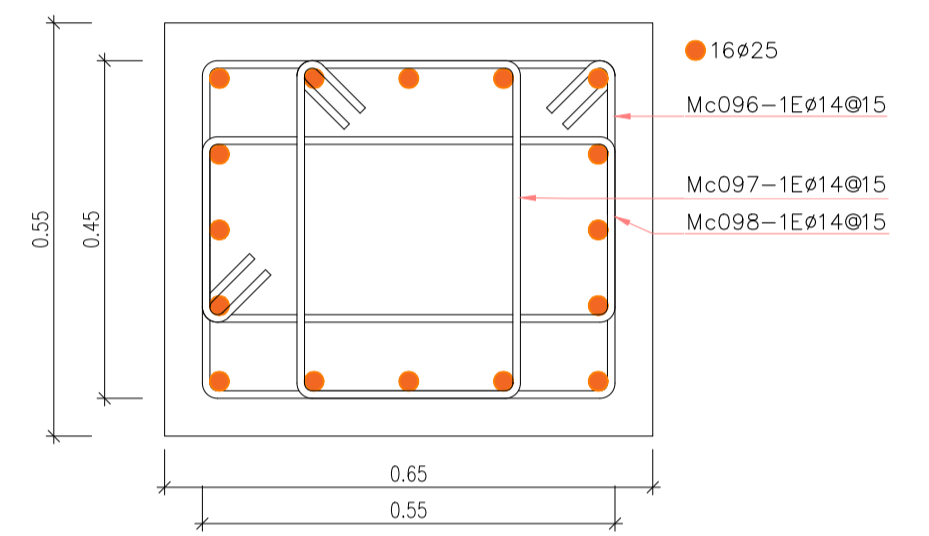
COLUMNNA ARMADO TIPO C2 EJES B y F
Escala 1:20



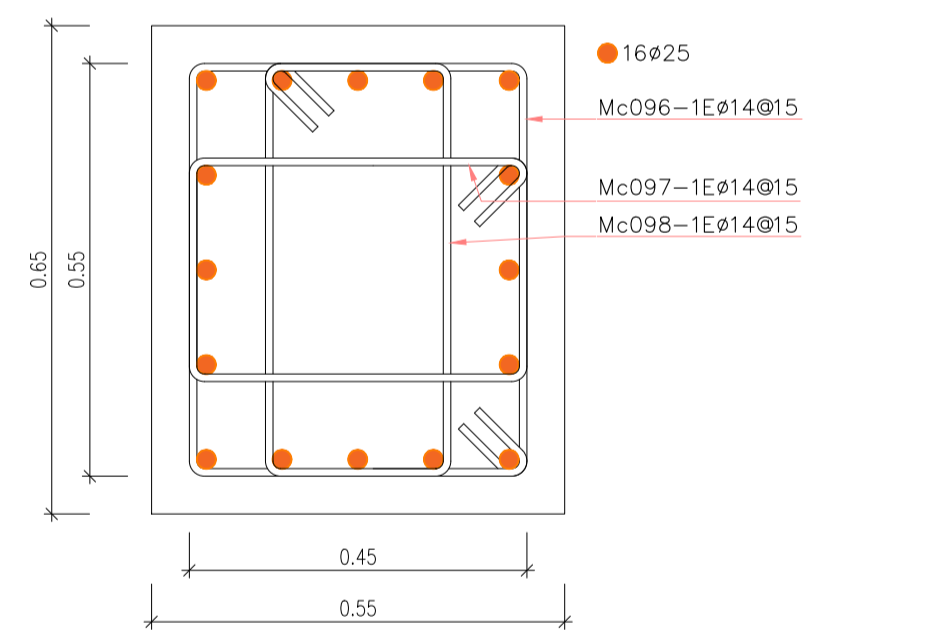
COLUMNNA ARMADO TIPO C3 EJES C y E
Escala 1:20



COLUMNNA ARMADO TIPO C4 EJE D
Escala 1:20

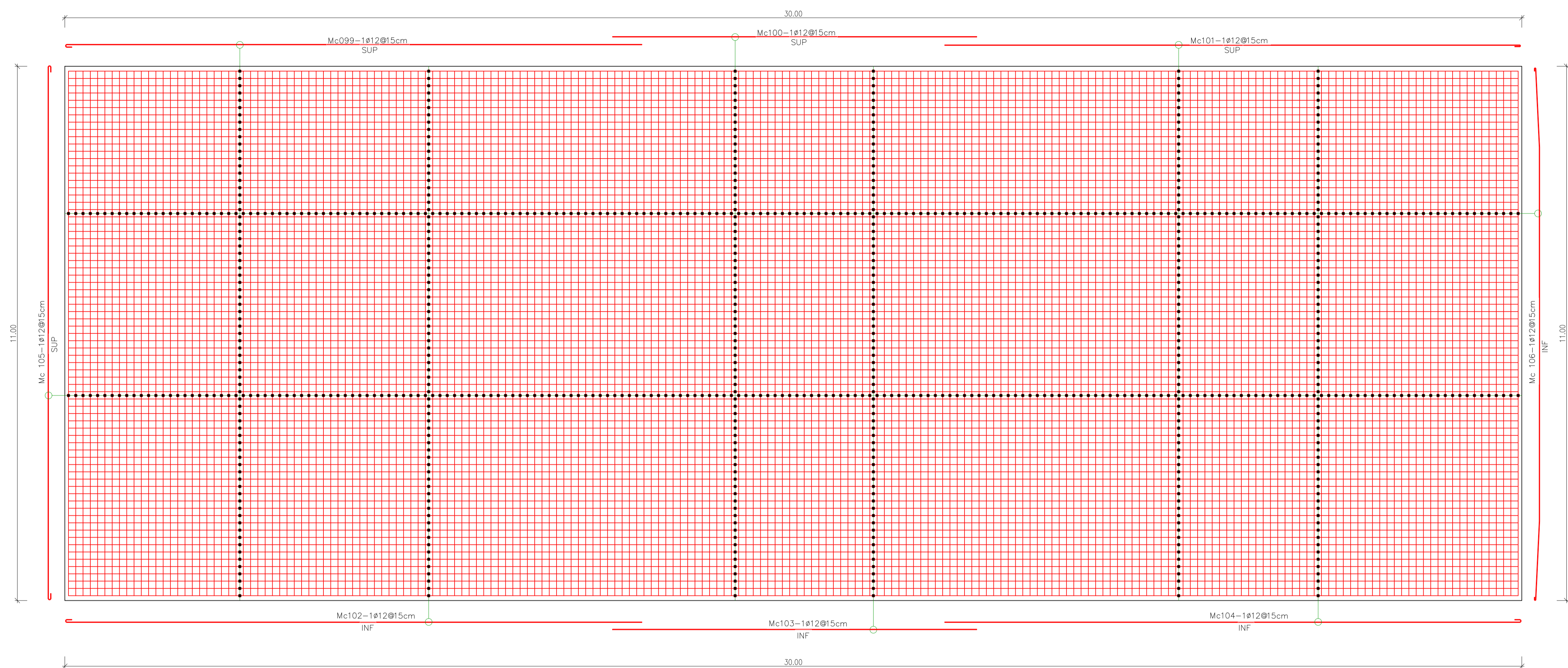


SECCION DE COLUMNA VISTA FRONTAL
Escala 1:10

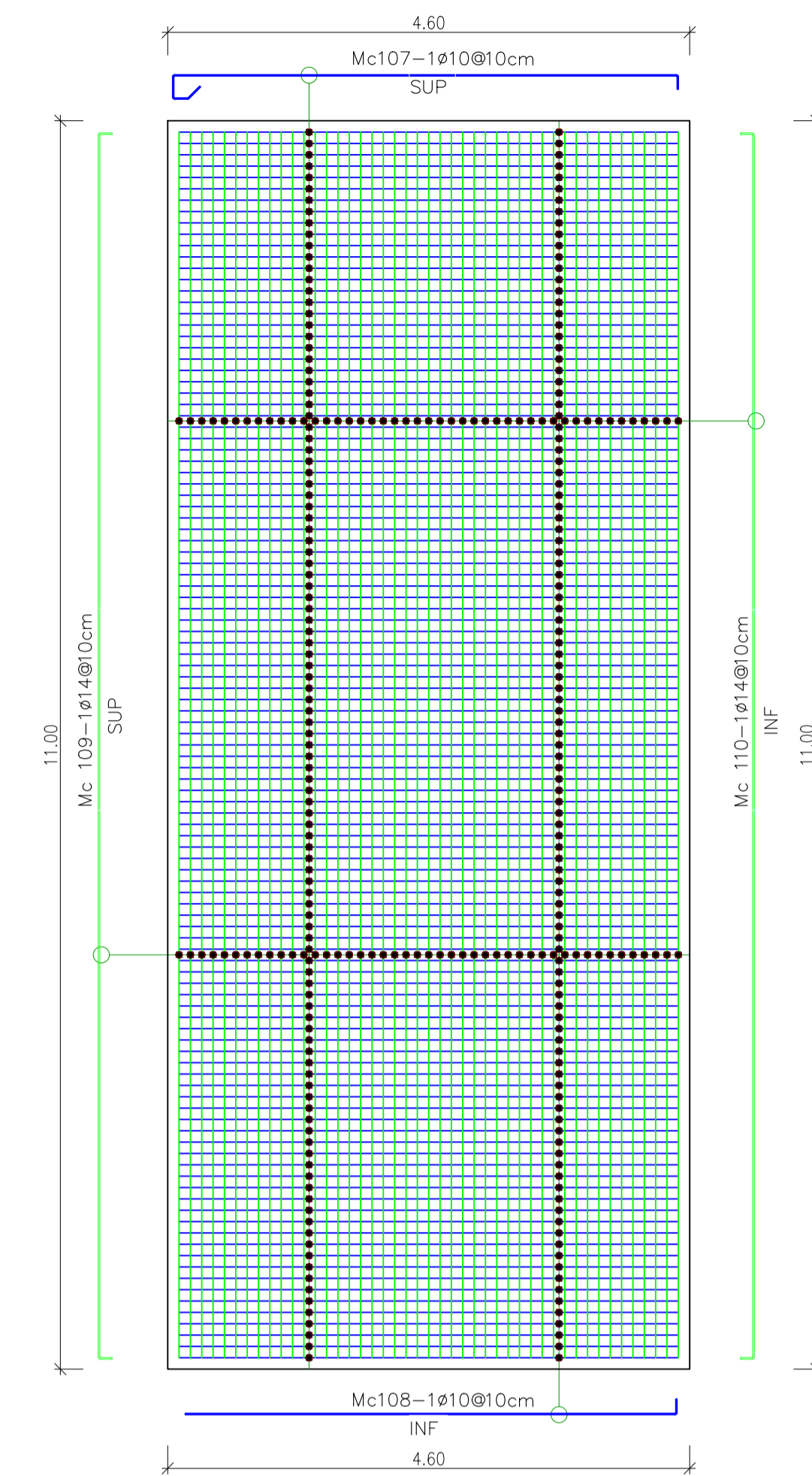


SECCION DE COLUMNA VISTA FRONTAL
Escala 1:10

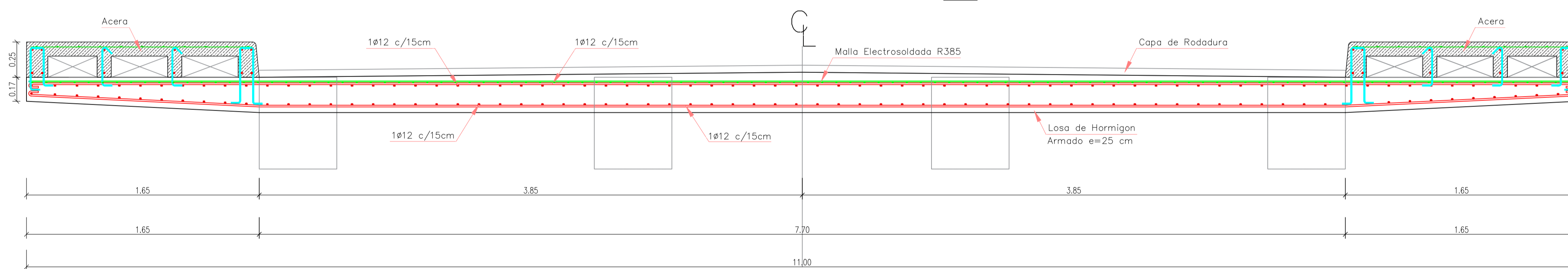
PUENTE SOBRE EL RIO BURGAY EN LA CALLE NELA MARTINEZ ESPINOZA	
ESCALA: Las Indicadas	
	Dis: SEBASTIAN LUNA VARGAS. Dib: SEBASTIAN LUNA VARGAS. Rev: ING. JUAN SOLA
	SEBASTIAN LUNA VARGAS
CONTIENE: ARMADO DE LA LOSA DE ACERA, ARMADO DE LAS COLUMNAS, SECCIONES TRANSVERSALES DE COLUMNAS Y DE LOSA DE ACERA. ESPECIFICACIONES DEL NEOPRENO	FECHA: ABRIL - 2018 DIB. N°



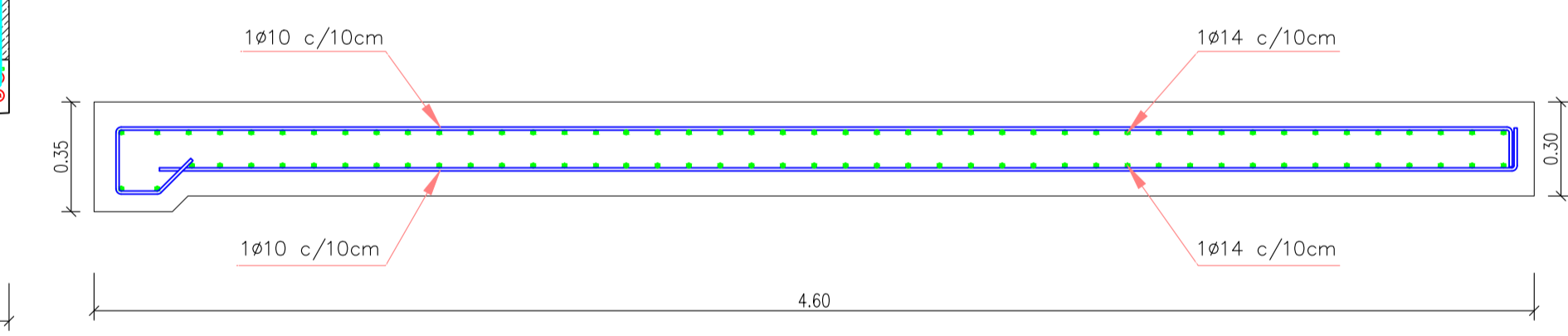
ARMADO DE LOSA TANTO SUPERIOR COMO INFERIOR
Escala 1:50



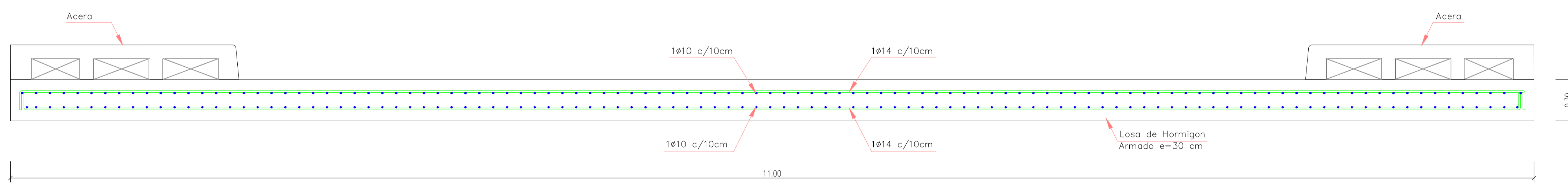
ARMADO DE LOSA DE APROXIMACION
Escala 1:50



SECCION TRANSVERSAL DE LOSA DEL PUENTE
Escala 1:20

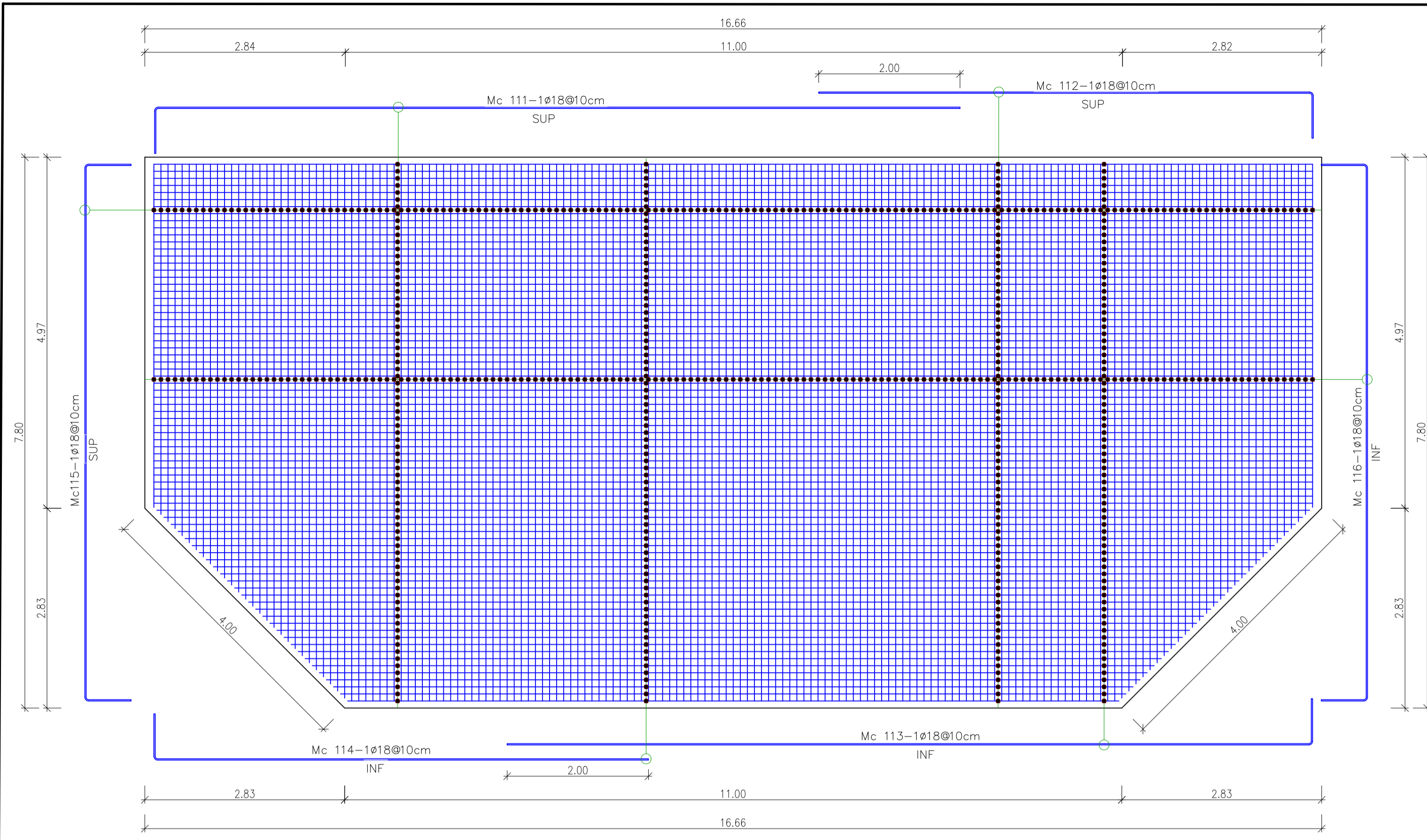


SECCION DE LONGITUDINAL DE LA LOSA DE APROXIMACION
Escala 1:20

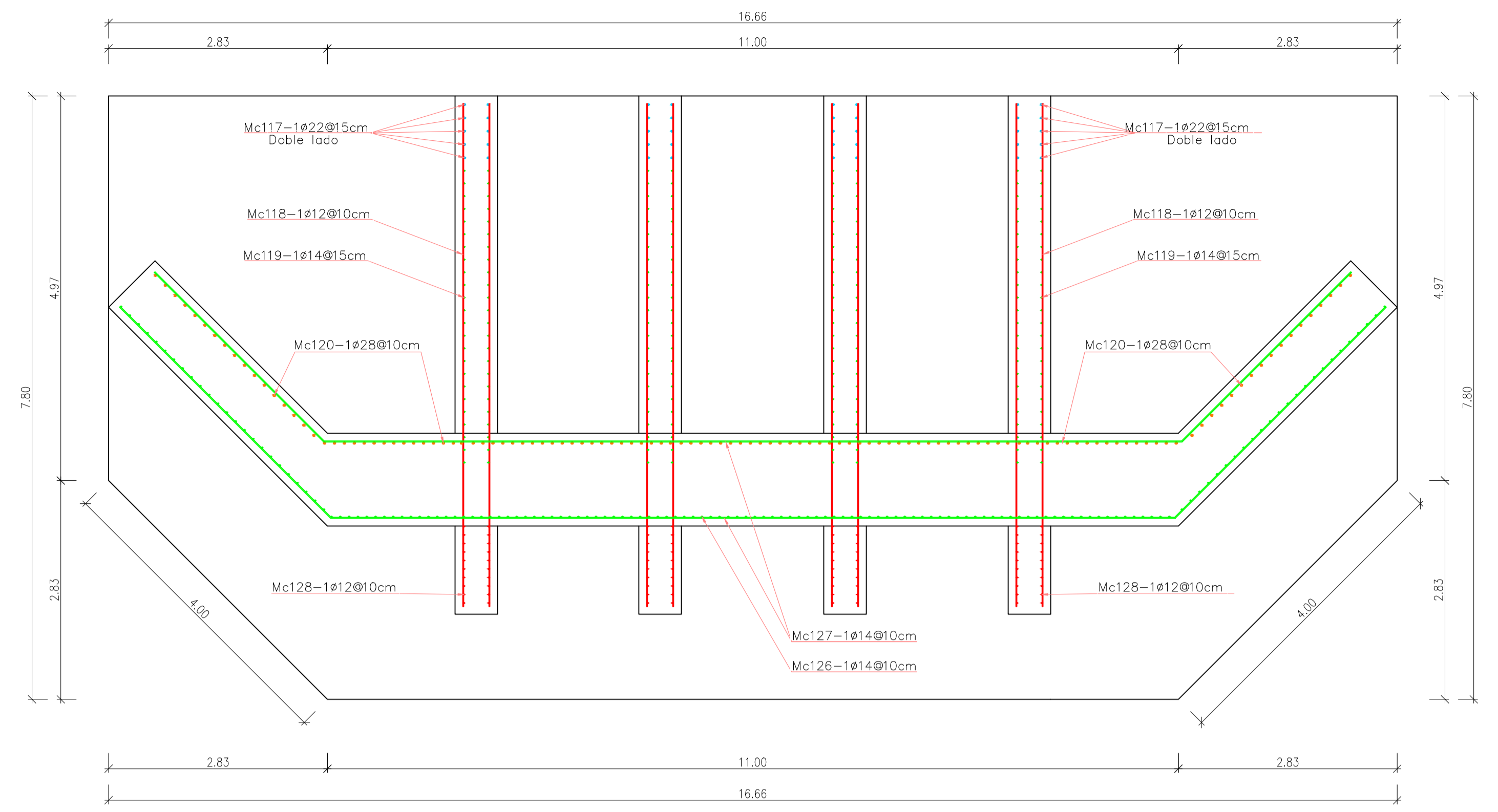


SECCION TRANSVERSAL DE LOSA DE APROXIMACION
Escala 1:20

PUENTE SOBRE EL RIO BURGAY EN LA CALLE NELA MARTINEZ ESPINOZA	
ESCALA: Las Indicadas	
	Dis: SEBASTIAN LUNA VARGAS. Dib: SEBASTIAN LUNA VARGAS. Rev: ING. JUAN SOLA
	SEBASTIAN LUNA VARGAS
CONTIENE: ARMADO DE LA LOSA DE TABLERO, ARMADO DE LA LOSA DE APROXIMACION, SECCION TRANSVERSAL DE LOSA DE TABLERO Y DE LOSA DE APROXIMACION	FECHA: ABRIL - 2018 DIB. N°



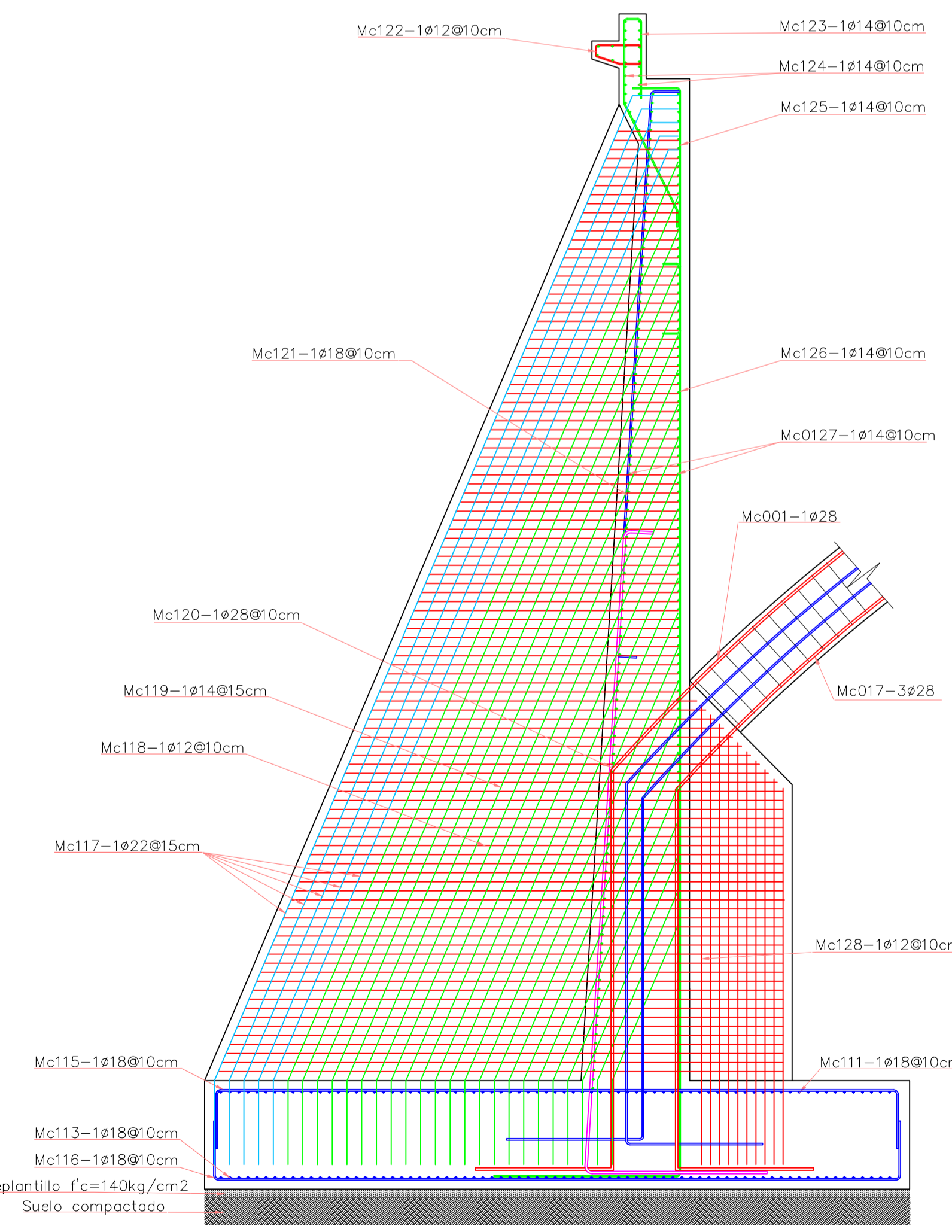
ARMADO DE ZAPATA PARA ESTRIBO
Escala 1:50



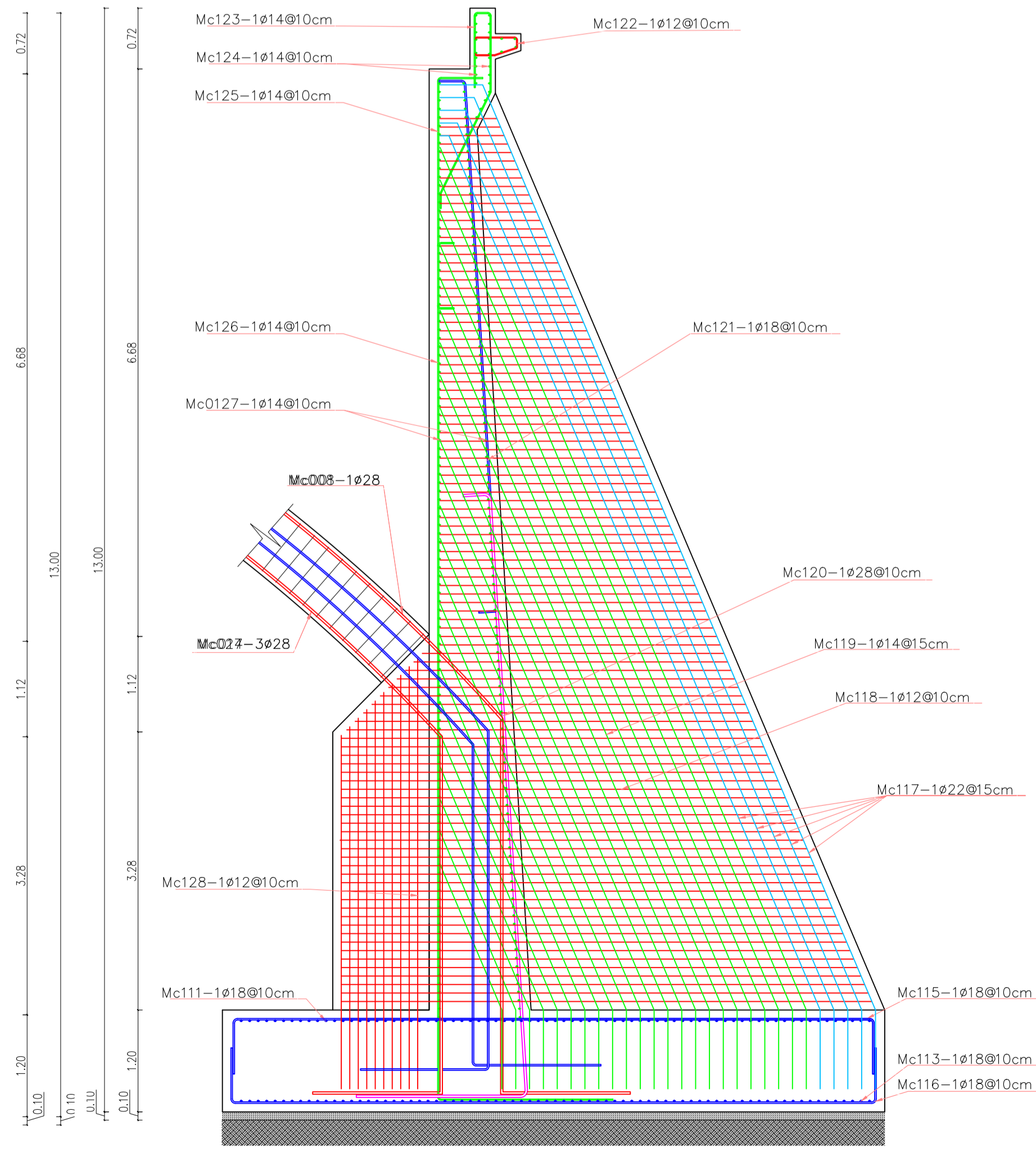
VISTA EN PLANTA DEL ESTRIBO
Escala 1:50

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:

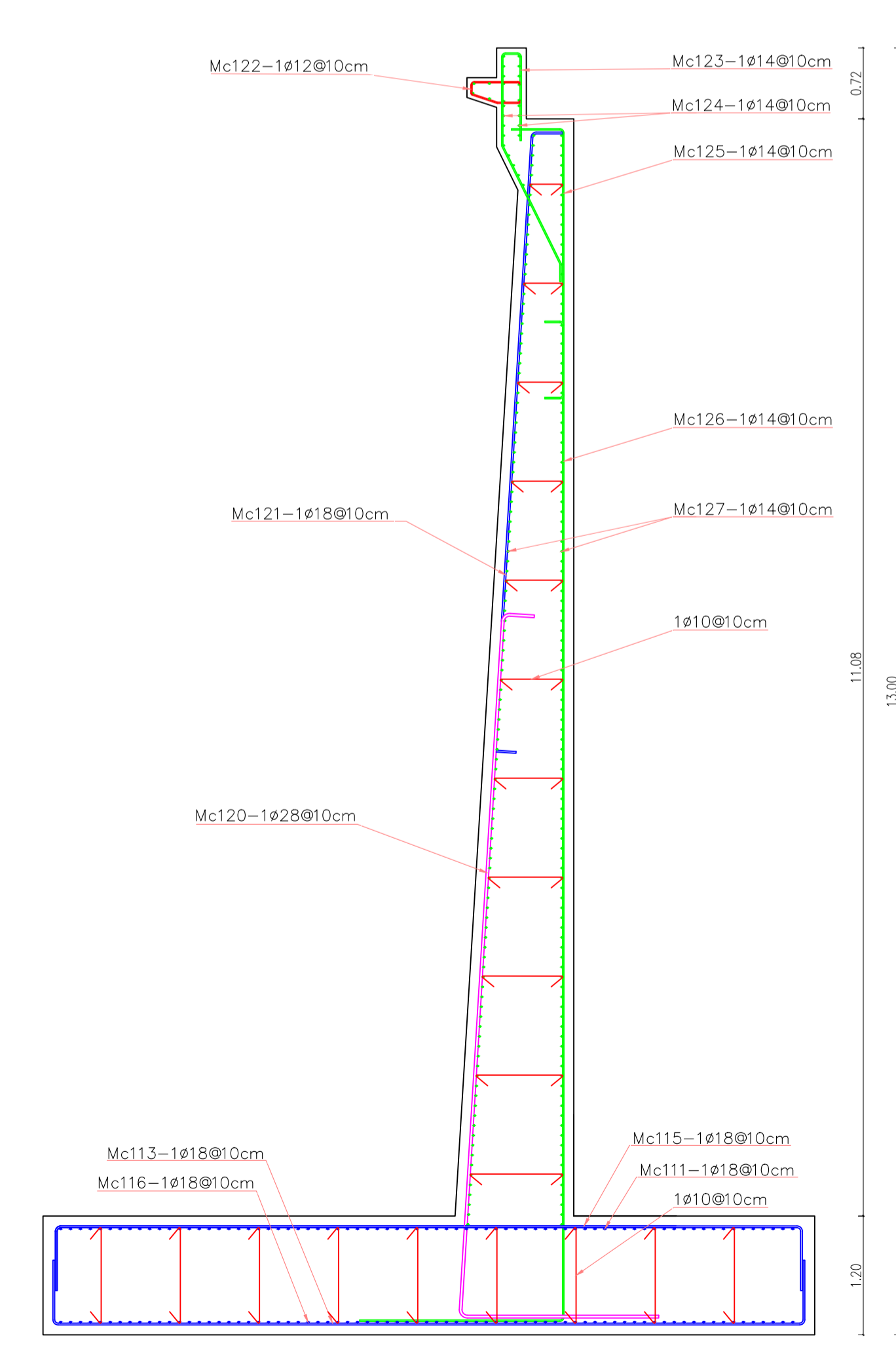
- Hormigón Estructural
Zapatas, muros laterales y pantallas: $F'c = 300 \text{ Kg/cm}^2$
Losa de Tablero, vigas longitudinales, vigas transversales, vigas rigidizadoras, columnas: $F'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
Viga de Arco: $F'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
Aceras, postes de pasamanos: $F'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
Modulo de Elasticidad: $220000.00 \text{ Kg/cm}^2$
- Acero de refuerzo: $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- El diseño se ha realizado de acuerdo a las especificaciones de ASSHTO 2014 Y ACI 318S-14
- El terreno de cimentación debe ser limpio, puro y áspero
- Previo a la cimentación del estribo se fundirá hormigón ciclópeo de 60% HoSo $F'c = 140 \text{ Kg/cm}^2 + 40\%$ Piedra con un espesor de 30 cm
- La capacidad portante del suelo de cimentación es de 25.4 Ton/m^2
- El maerial de relleno de aproche del estribo sera granular con un peso especifico de 1900 Kg/m^3 y un ángulo de fricción interna de 33°
- La placa de neopreno sera de tipo shore dureza 60
- Se debera cumplir con los recubrimientos indicados en cada uno de los elementos:
Cimentación de Estribos: 10 cm
Pantalla del estribo: 10 cm
Vigas de Arco: 5 cm
Columnas: 5 cm
Vigas Longitudinales: 5 cm
Vigas Transversales: 5 cm
Vigas Rigidizadoras: 5 cm
Tablero recubrimiento inferior y superior de: 5 cm
- Los traslapes en general de las armaduras debera tener una longitud minima de 50 veces el diametro de la varilla
- Los ganchos y longitudes de desarrollo se realizaran segun el ACI 318S-14
- La carga adoptada para el diseño corresponde al tren HS-MOP y al Tamden de diseño de la ASSHTO
- El peso propio de las aceras es de: 534 Kg/m
- El peso propio de las barandas es de: 68.72 Kg/m
- Sobrecarga peatonal sobre la acera es de: 360 Kg/m^2
- El resumen de materiales no considera el porcentaje de desperdicios.
- Malla electrosoldada para temperatura $\varnothing 4\text{mm}, 15 \times 15\text{cm}$. NTE-INEN 2209, ASTM185, ASTM479.
- Compactación: Se utilizará cualquier procedimiento que garantice una compactación excelente, evitando la presencia de oquedades en el concreto.
- Curado: El concreto de todos los elementos debe mantenerse en condición de humedad constante los primeros 7 días, pero con mayor cuidado los 3 iniciales; se utilizará cualquier método que garantice un curado efectivo.
- Para los diseños se asumió los datos de los estudios geotécnicos.



ARMADO ESTRIBO IZQUIERDO
Escala 1:50

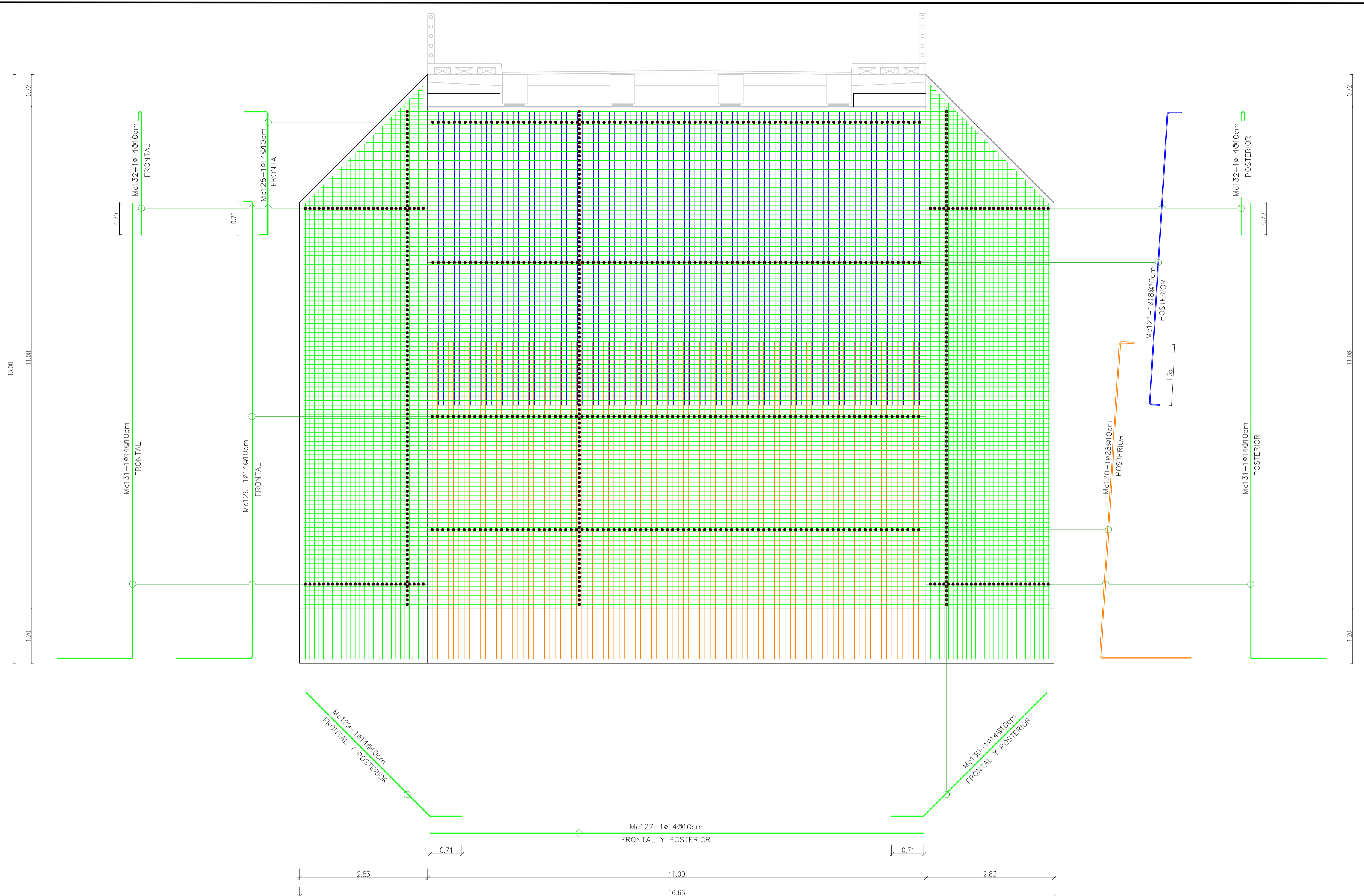


ARMADO ESTRIBO DERECHO
Escala 1:50

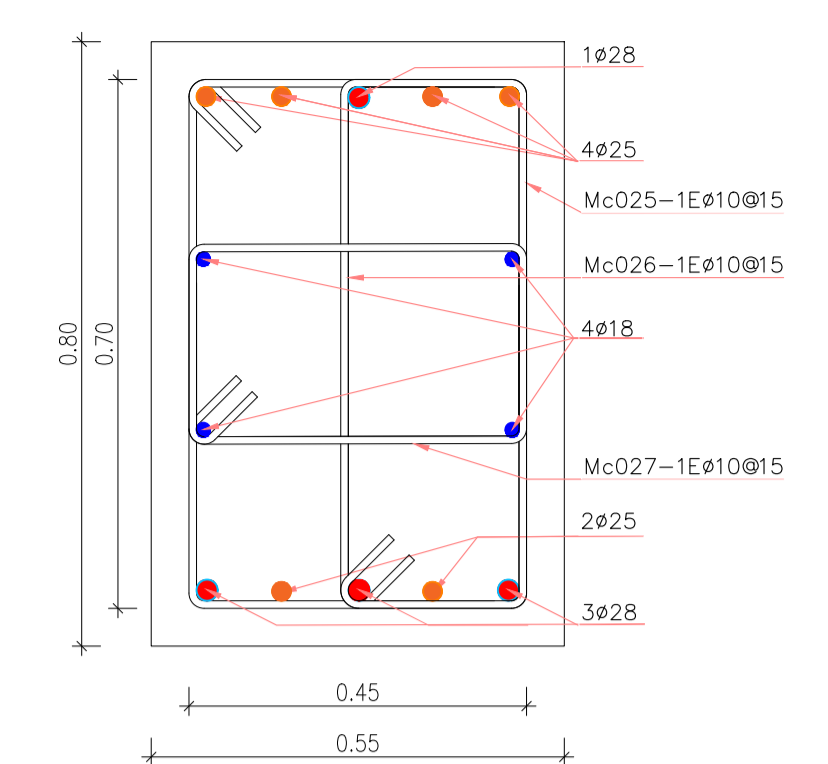


ARMADO PANTALLA DEL ESTRIBO
Escala 1:50

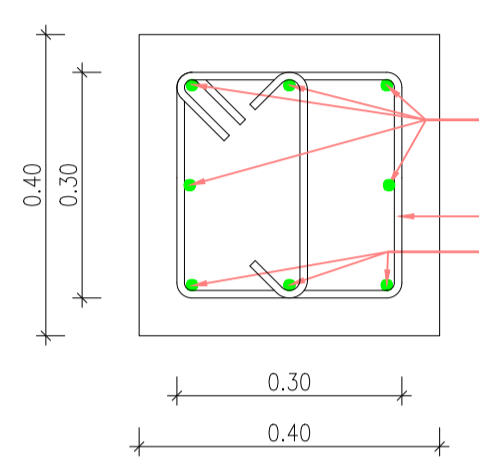
PUENTE SOBRE EL RIO BURGAY EN LA CALLE NELA MARTINEZ ESPINOZA	
ESCALA: Las Indicadas	
	Dib: SEBASTIAN LUNA VARGAS. Dib: SEBASTIAN LUNA VARGAS. Rev: ING. JUAN SOLA
	SEBASTIAN LUNA VARGAS
CONTIENE: ARMADO DE LA ZAPATA, ARMADO DE PANTALLA DEL ESTRIBO, ARMADO DE CONTRAFUERTE DEL ESTRIBO DELANTERO COMO POSTERIOR Y ESPECIFICACIONES TECNICAS	FECHA: ABRIL - 2018 DIB. N°



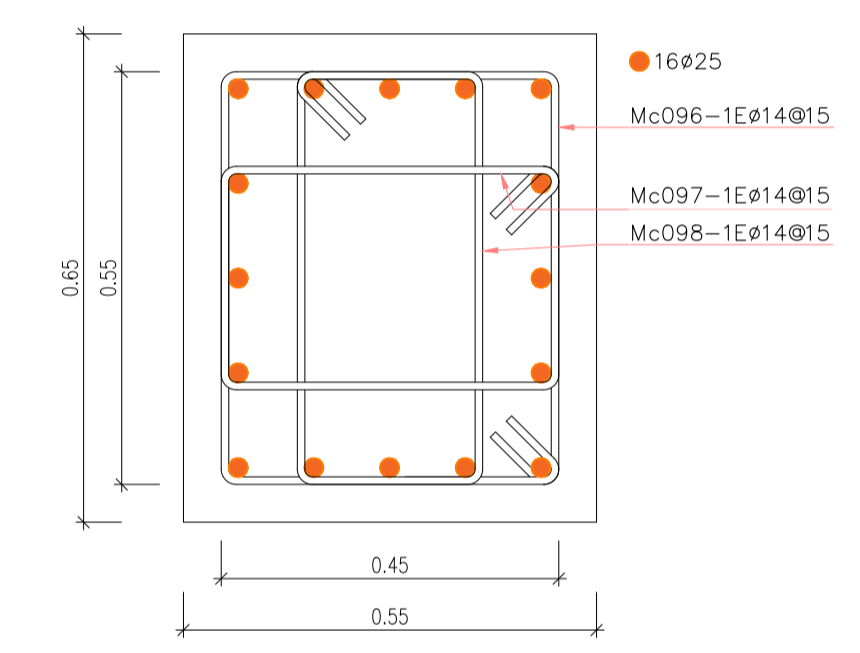
ARMADO DE LA PANTALLA DEL ESTRIBO Y DE LOS MUROS DE ALA
Escala 1:50



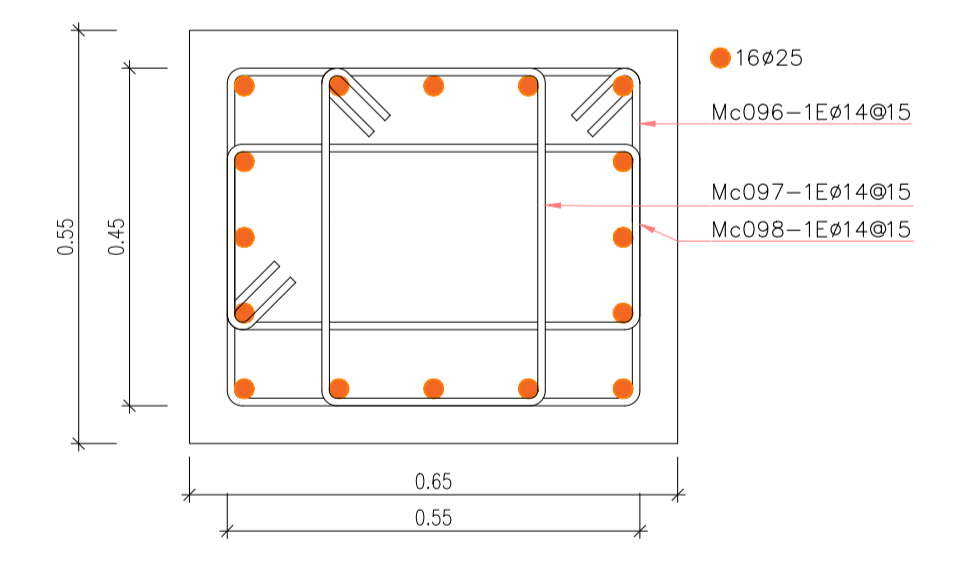
SECCIÓN DE ARCO
Escala 1:10



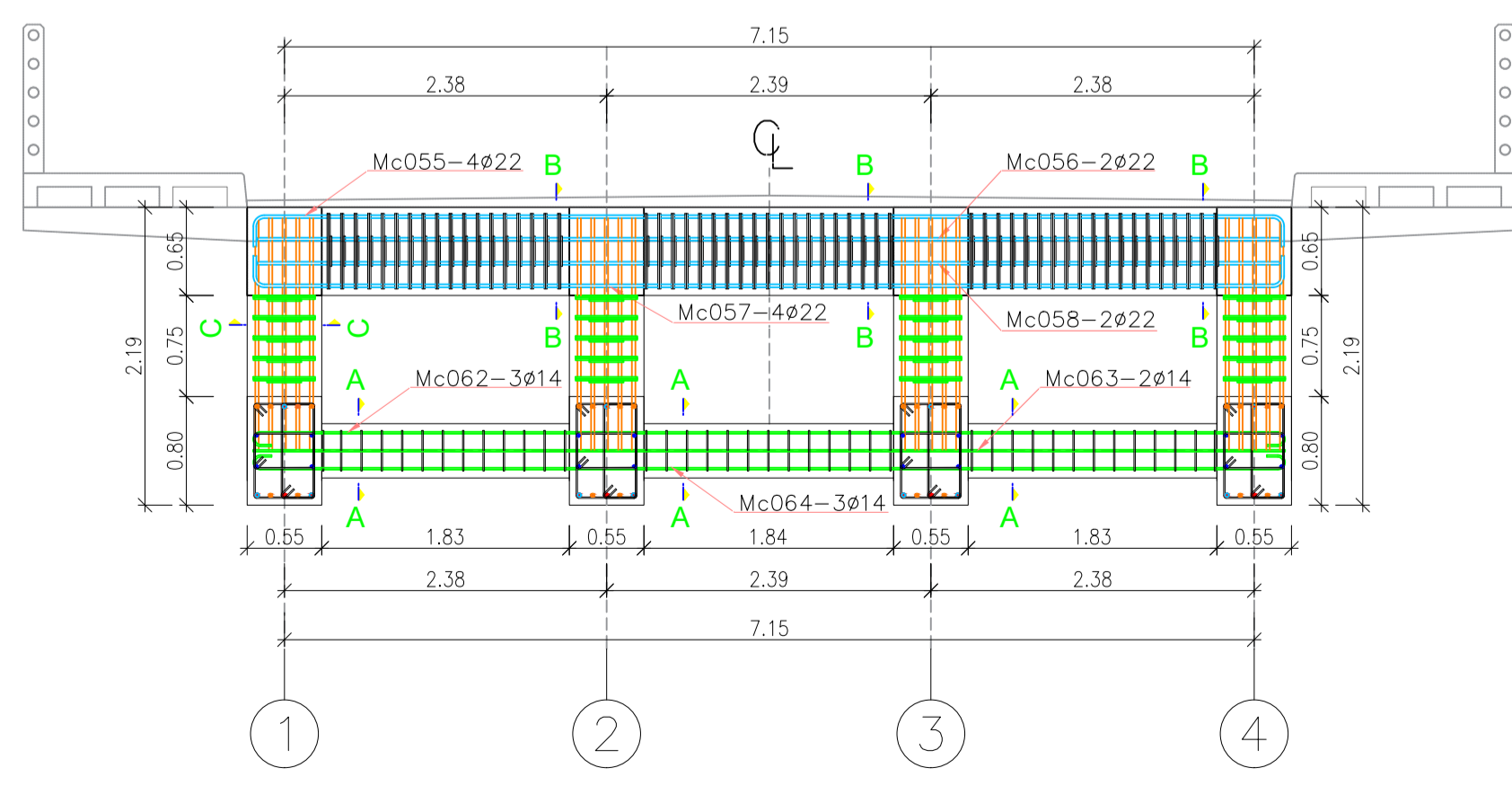
SECCIÓN DE VIGA RIGIDIZADORA CORTE A-A
Escala 1:10



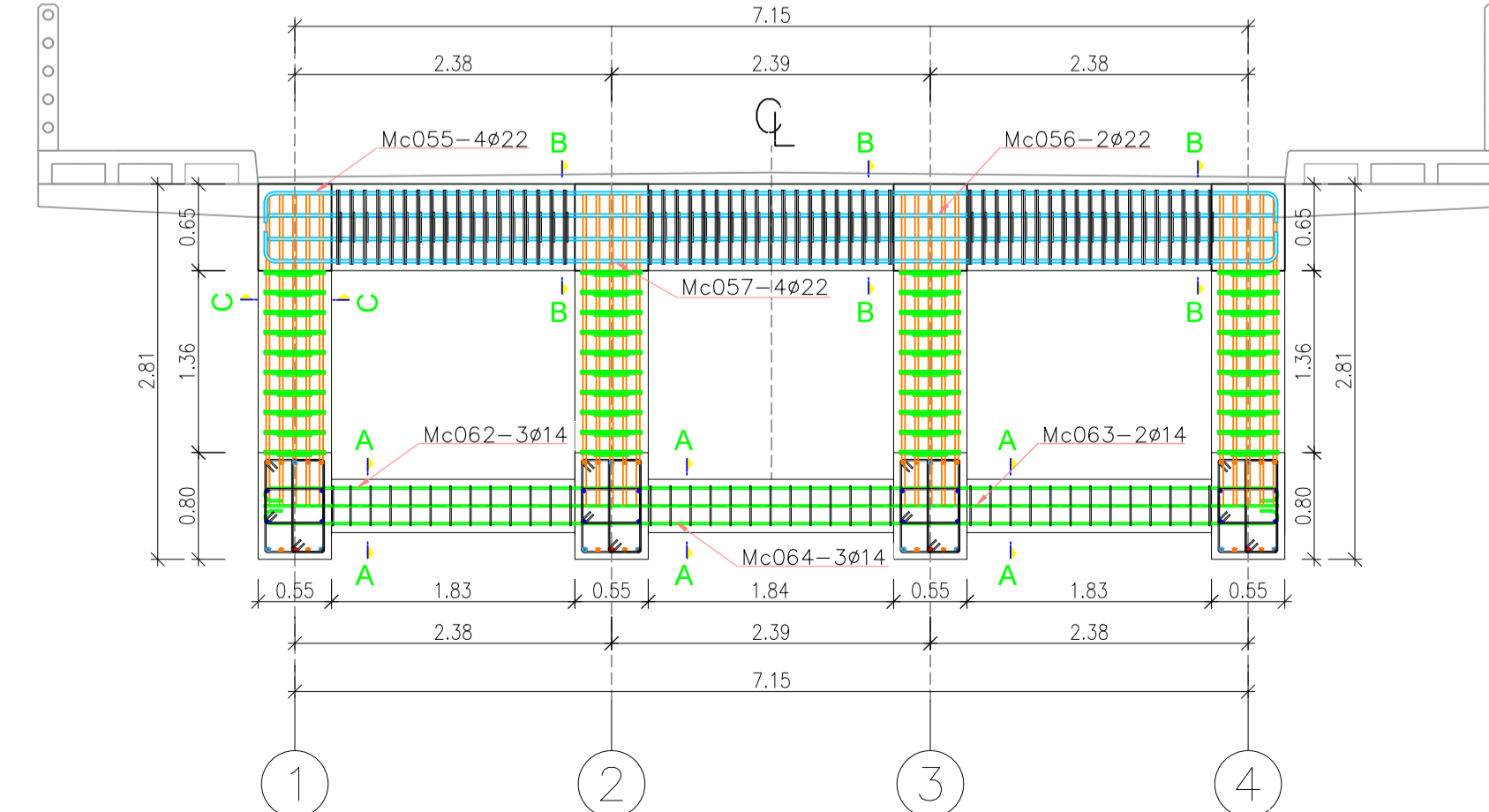
SECCIÓN DE COLUMNA VISTA FRONTAL CORTE C-C
Escala 1:10



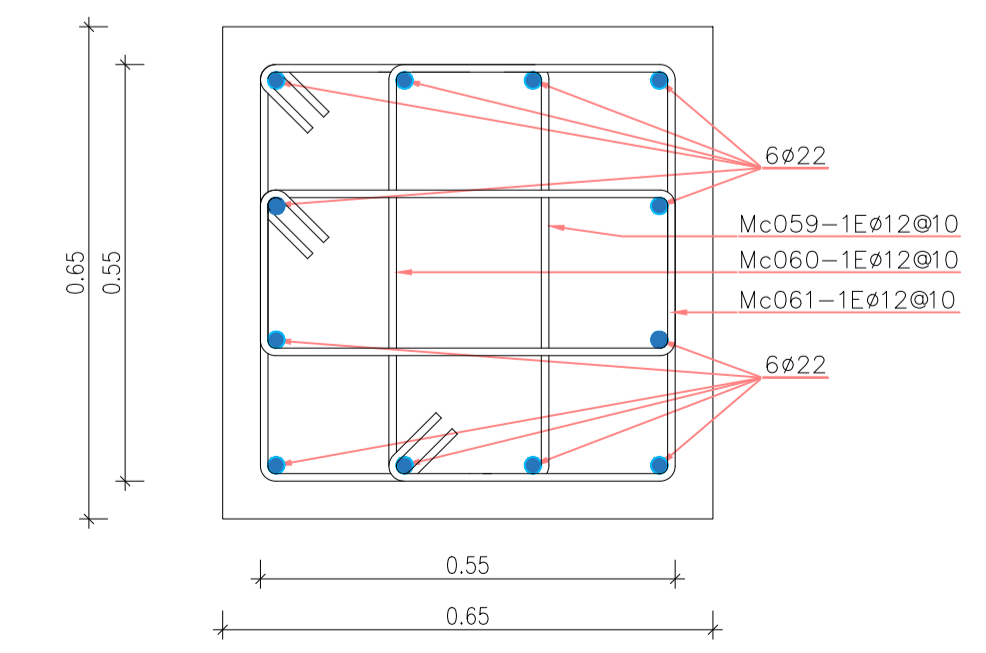
SECCIÓN DE COLUMNA VISTA FRONTAL CORTE C-C
Escala 1:10



SECCIÓN TRANSVERSAL EJE D
Escala 1:50

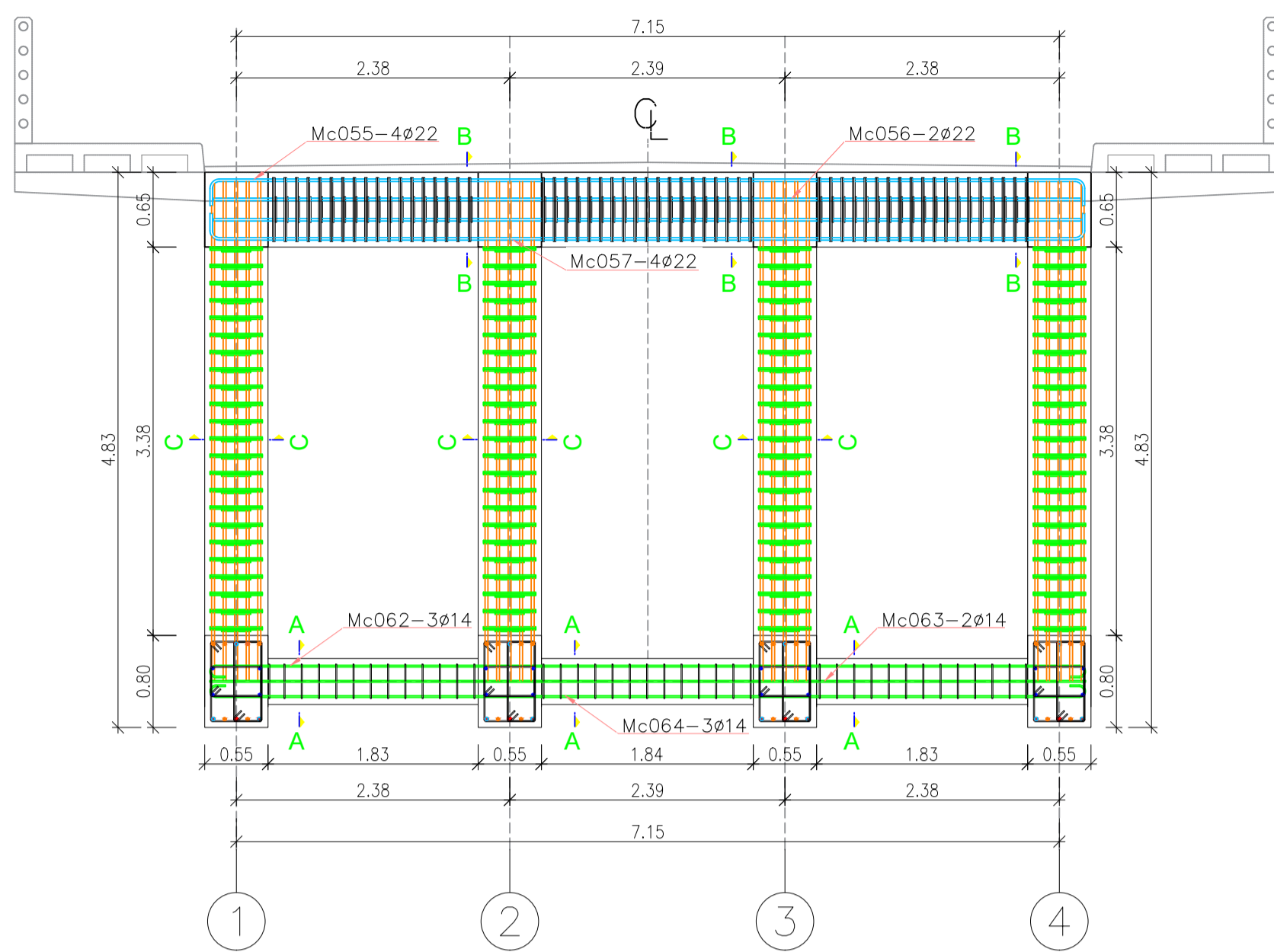


SECCIÓN TRANSVERSAL EJE C Y E
Escala 1:50

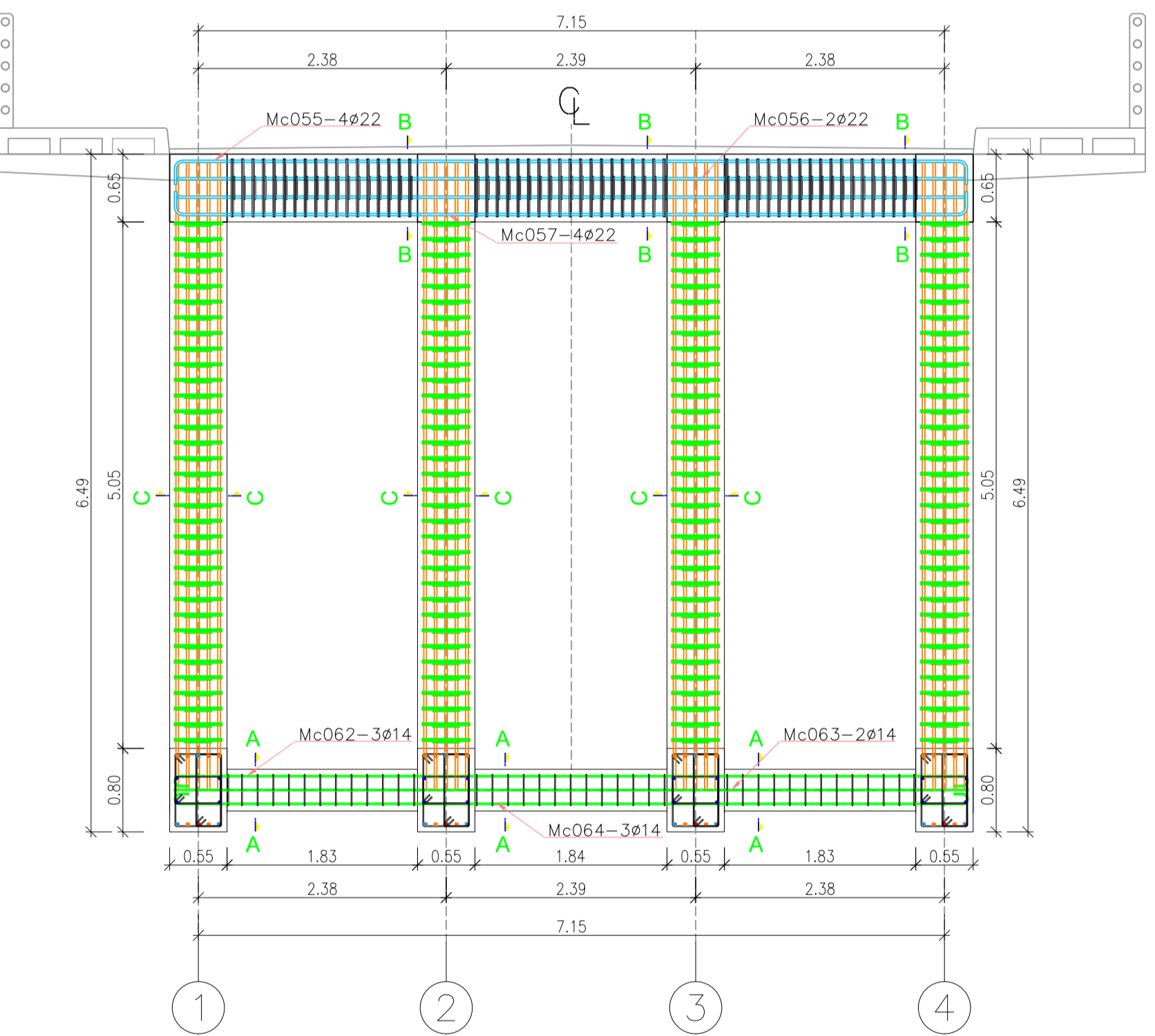


SECCIÓN DE VIGA TRANSVERSAL CORTE B-B
Escala 1:10

PUENTE SOBRE EL RIO BURGAY EN LA CALLE NELA MARTINEZ ESPINOZA	
ESCALA: Las Indicadas	
	Dib: SEBASTIAN LUNA VARGAS. Dib: SEBASTIAN LUNA VARGAS. Rev: ING. JUAN SOLA
SEBASTIAN LUNA VARGAS	
CONTIENE: ARMADO DE LA PANTALLA DEL ESTRIBO, DETALLES DE ARMADO DE EN LOS EJES D, C Y E Y SECCIONES TRANSVERSALES DE VIGAS, DE ARCO Y COLUMNAS	FECHA: ABRIL - 2018 DIB. N°



SECCION TRANSVERSAL EJE B Y F
Escala 1:50



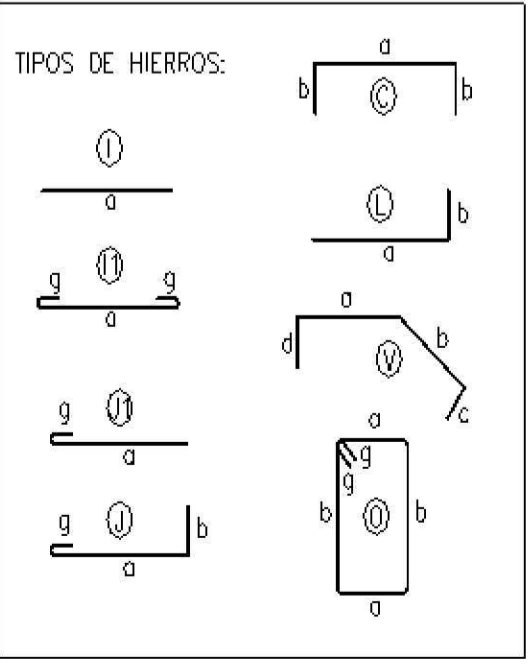
SECCION TRANSVERSAL EJE A Y G
Escala 1:50

PLANILLA DE HIERROS DE LA SUPERESTRUCTURA

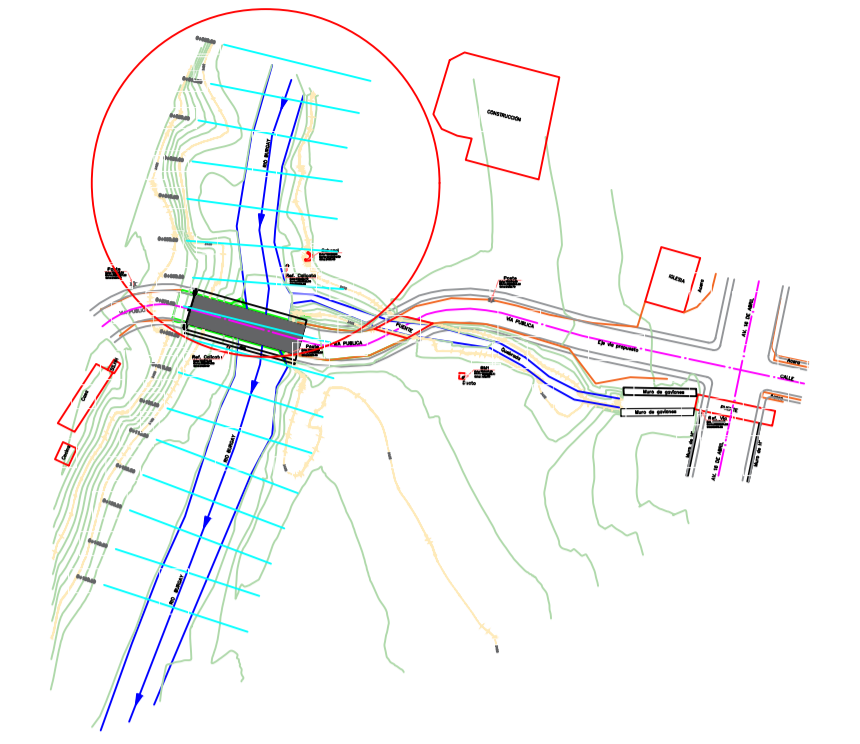
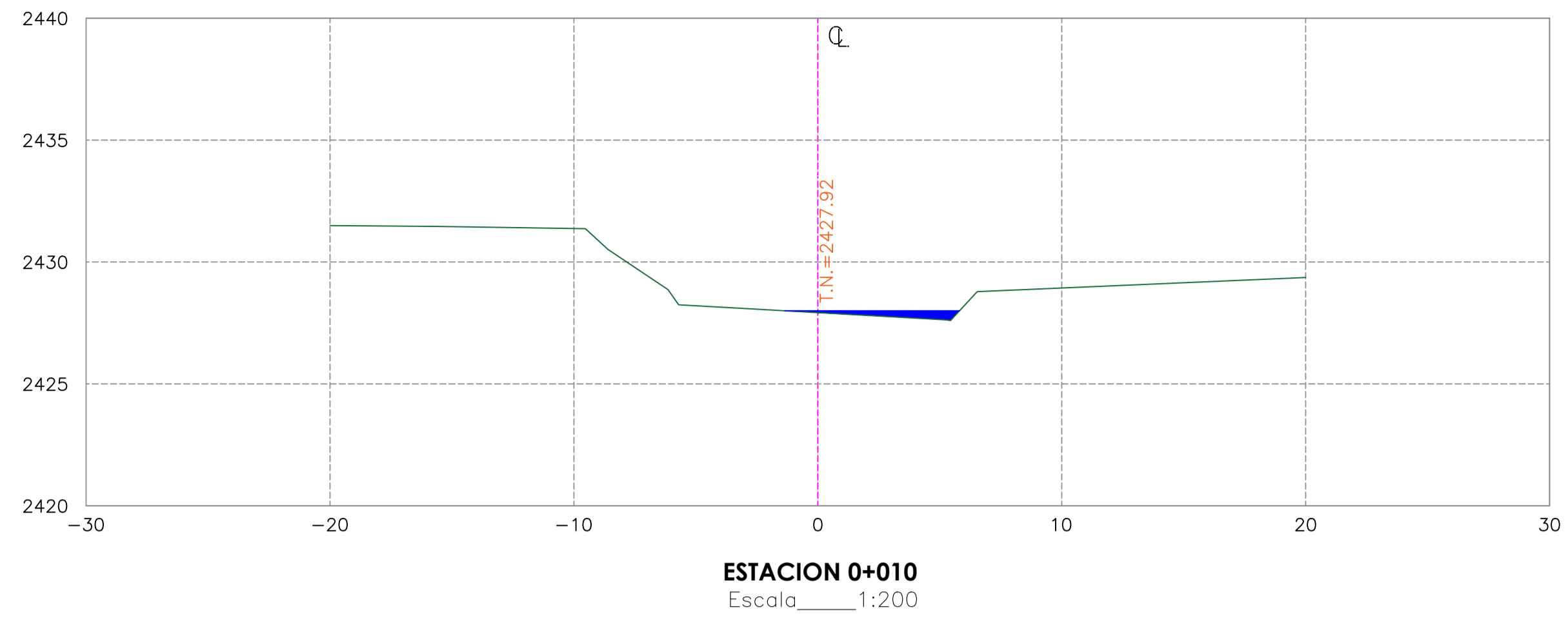
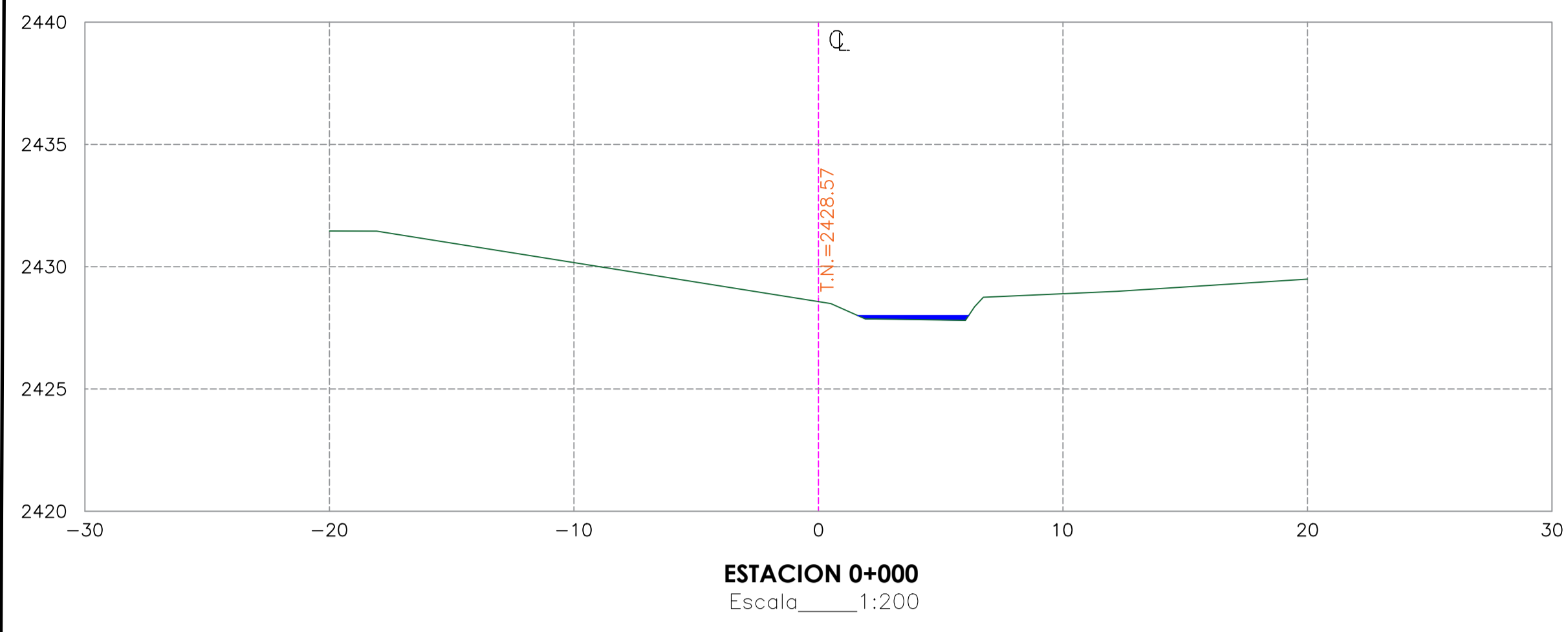
Mc.	Ø	No.	TIPO	DIMENSIONES					LONGITUD DE CORTE (m.)	LONGITUD TOTAL (m.)	PESO (Kg.)
				a	b	c	d	g			
ACERO EN EL ARCO											
1	28	4	V	4.50	6.85		0.65		12.00	48.00	232.02
2	25	16	V	4.50	6.85		0.65		12.00	192.00	739.84
3	28	4	I	12.00					12.00	48.00	232.02
4	25	16	I	12.00					12.00	192.00	739.84
5	28	4	I	12.00					12.00	48.00	232.02
6	25	16	I	12.00					12.00	192.00	739.84
7	25	16	V	4.50	6.85		0.65		12.00	192.00	739.84
8	28	4	V	4.50	6.85		0.65		12.00	48.00	232.02
9	18	8	J	1.00	10.80			0.20	12.00	96.00	191.77
10	18	8	J	1.00	10.80			0.20	12.00	96.00	191.77
11	18	8	I	12.00					12.00	96.00	191.77
12	18	8	I	12.00					12.00	96.00	191.77
13	18	8	I	12.00					12.00	96.00	191.77
14	18	8	I	12.00					12.00	96.00	191.77
15	18	8	J	1.00	10.80			0.20	12.00	96.00	191.77
16	18	8	J	1.00	10.80			0.20	12.00	96.00	191.77
17	28	12	V	4.50	6.85		0.65		12.00	144.00	696.05
18	25	8	V	4.50	6.85		0.65		12.00	96.00	369.92
19	28	12	I	12.00					12.00	144.00	696.05
20	25	8	I	12.00					12.00	96.00	369.92
21	25	8	I	12.00					12.00	96.00	369.92
22	28	12	I	12.00					12.00	144.00	696.05
23	25	8	V	4.50	6.85		0.65		12.00	96.00	369.92
24	28	12	V	4.50	6.85		0.65		12.00	144.00	696.05
25	10	592	O	0.45	0.70			0.10	2.50	1480.00	912.47
26	10	592	O	0.30	0.70			0.10	2.20	1302.40	802.98
27	10	592	O	0.45	0.30			0.10	1.70	1006.40	620.48
ACERO EN VIGA LONGITUDINAL											
28	28	8	I	6.10				0.25	6.60	52.80	255.22
29	25	8	I	6.10				0.25	6.60	52.80	203.46
30	28	8	L	11.70	0.30				12.00	96.00	464.03
31	28	20	I	2.50				0.25	3.00	60.00	290.02
32	25	8	I	2.50				0.25	3.00	24.00	92.48
33	25	12	I	2.50				0.25	3.00	36.00	138.72
34	28	8	I	9.00					9.00	72.00	348.02
35	25	8	I	2.50				0.25	3.00	24.00	92.48
36	28	20	I	2.50				0.25	3.00	60.00	290.02
37	28	8	L	11.70	0.30				12.00	96.00	464.03
38	25	8	I	6.10				0.25	6.60	52.80	203.46
39	28	8	I	6.10				0.25	6.60	52.80	255.22
40	25	12	I	11.70				0.25	12.20	146.40	564.13
41	28	8	I	11.70				0.25	12.20	97.60	471.76
42	25	12	I	9.00					9.00	108.00	416.16
43	28	8	I	9.00					9.00	72.00	348.02
44	28	8	I	11.70				0.25	12.20	97.60	471.76
45	25	12	I	11.70				0.25	12.20	146.40	564.13
46	20	8	L	11.70	0.30				12.00	96.00	236.75
47	20	8	I	9.00					9.00	72.00	177.56
48	20	8	L	11.70	0.30				12.00	96.00	236.75
49	20	8	L	11.70	0.30				12.00	96.00	236.75
50	20	8	I	9.00					9.00	72.00	177.56
51	20	8	L	11.70	0.30				12.00	96.00	236.75
52	12	696	O	0.45	0.55			0.10	2.20	1531.20	1359.42
53	12	696	O	0.25	0.55			0.10	1.80	1252.80	1112.25
54	12	696	O	0.55	0.25			0.10	1.80	1252.80	1112.25
ACERO EN VIGA TRANSVERSAL											
55	22	28	C	7.60	0.20	0.20			8.00	224.00	688.42
56	22	14	C	7.60	0.20	0.20			8.00	112.00	334.21
57	22	28	C	7.60	0.20	0.20			8.00	224.00	688.42
58	22	14	C	7.60	0.20	0.20			8.00	112.00	334.21
59	12	400	O	0.55	0.55			0.10	2.40	960.00	852.30
60	12	400	O	0.20	0.55			0.10	1.70	680.00	603.71
61	12	400	O	0.55	0.20			0.10	1.70	680.00	603.71
ACERO EN VIGA RIGIDIZADORA											
62	14	33	I	7.60				0.20	8.00	264.00	319.02
63	14	22	I	7.60				0.20	8.00	176.00	212.68
64	14	33	I	7.60				0.20	8.00	264.00	319.02
65	10	429	O	0.30	0.30				1.20	514.80	317.39
ACERO EN POSTE PARA BARANDA											
66	10	128	L	1.45	0.15				1.60	204.80	126.27
67	8	320	O	0.08	0.12			0.10	0.60	192.00	75.76
ACERO PARA LOSA ACERA											
68	12	8	J1	11.85				0.15	12.00	96.00	85.23
69	12	8	J	7.50					7.50	60.00	53.27
70	12	8	J1	11.85				0.15	12.00	96.00	85.23
71	12	8	J1	11.85				0.15	12.00	96.00	85.23
72	12	8	J	7.50					7.50	60.00	53.27
73	12	8	J1	11.85				0.15	12.00	96.00	85.23
74	12	128	I	1.60				0.15	1.90	243.20	215.92
75	12	128	I	1.60				0.15	1.90	243.20	215.92

RESUMEN DE HIERROS DE LA INFRAESTRUCTURA			
Ø	LONG. TOT. (m.)	W/m. (Kg/m.)	W. TOT. (Kg.)
8		0.395	
10		0.617	
12	1064.00	0.888	944.64
14	16185.80	1.208	19559.19
16		1.578	
18	18311.60	1.998	36579.00
20		2.466	
22	960.00	2.984	2864.69
25		3.853	
28	2464.00	4.834	11910.15
30		5.549	
32		6.313	
40		9.865	
TOTAL			71867.66

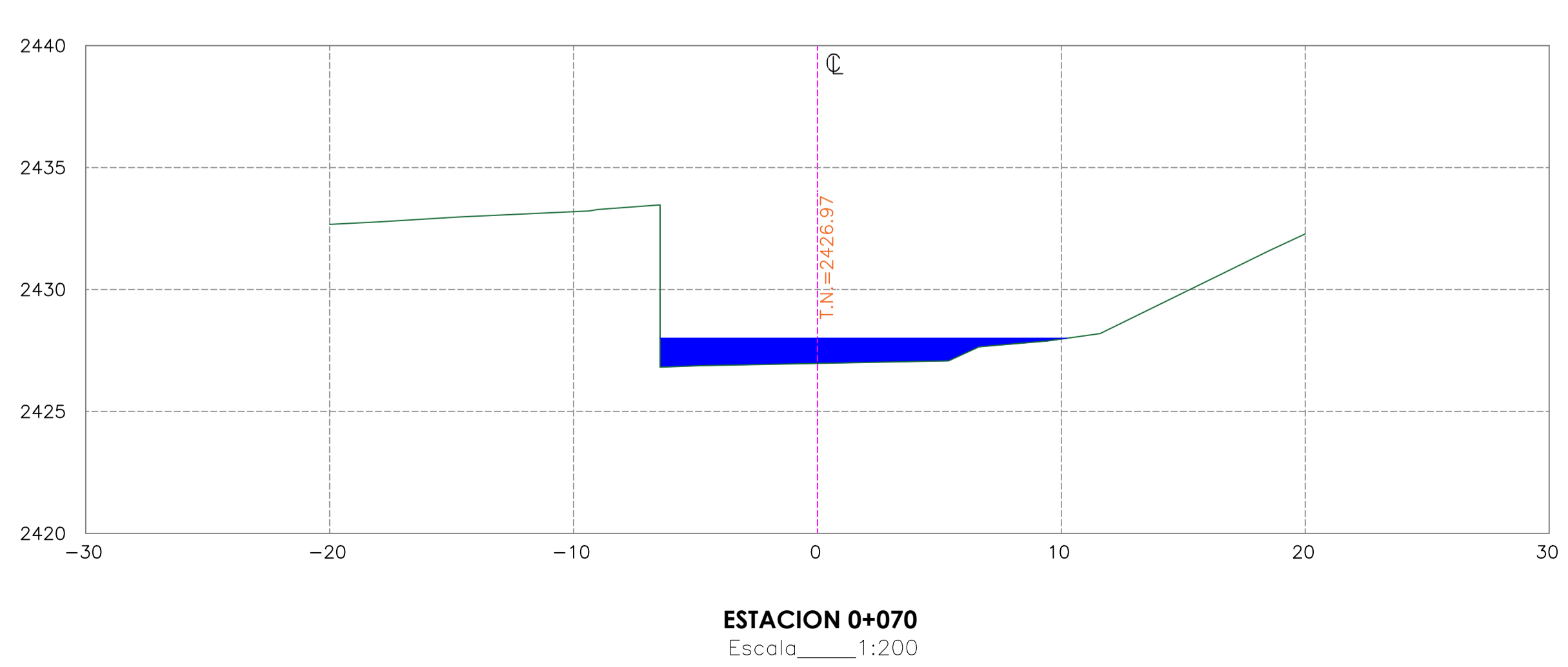
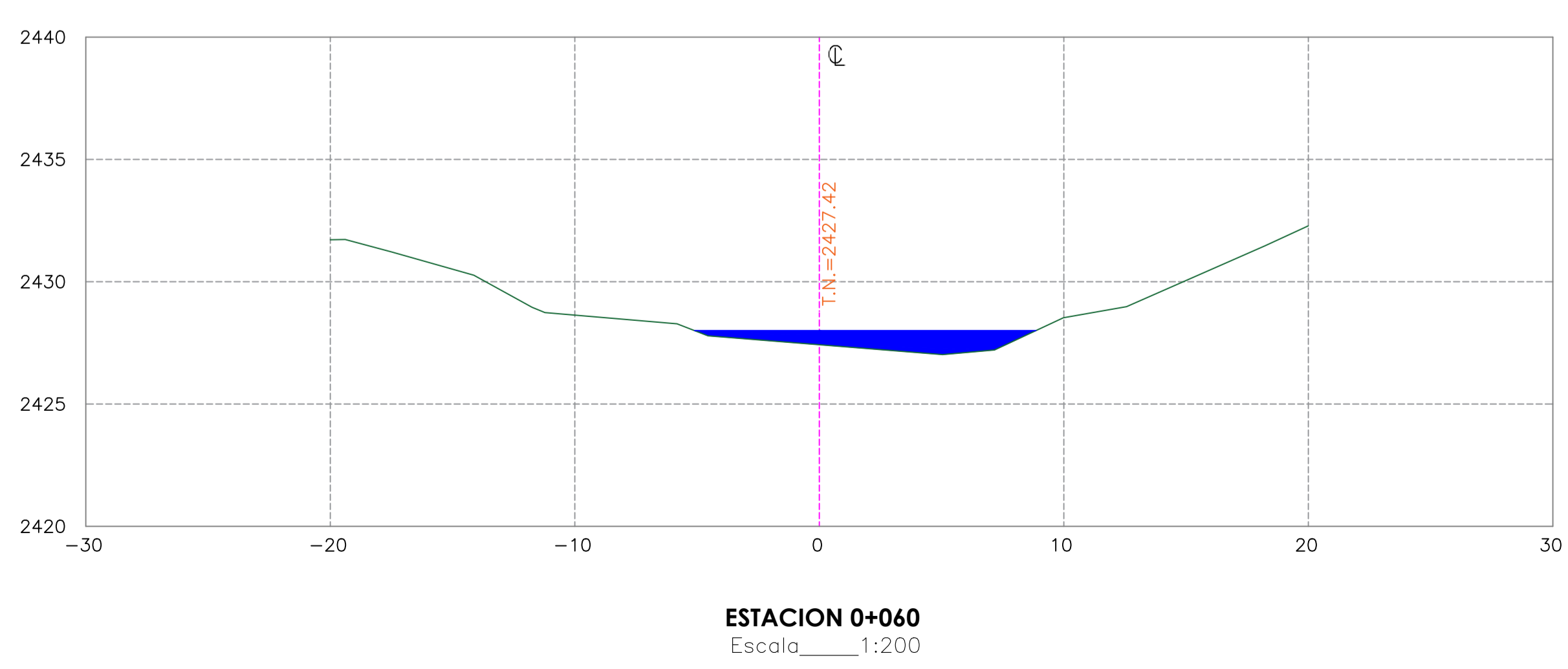
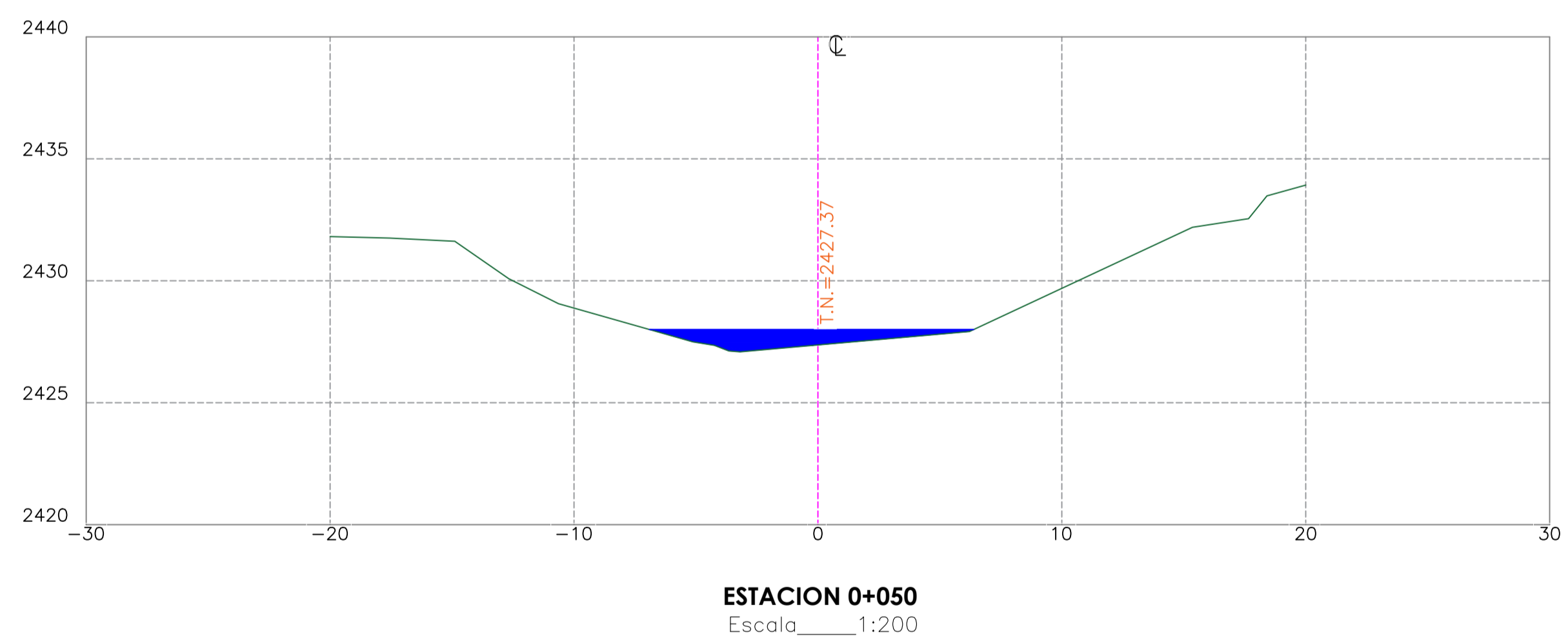
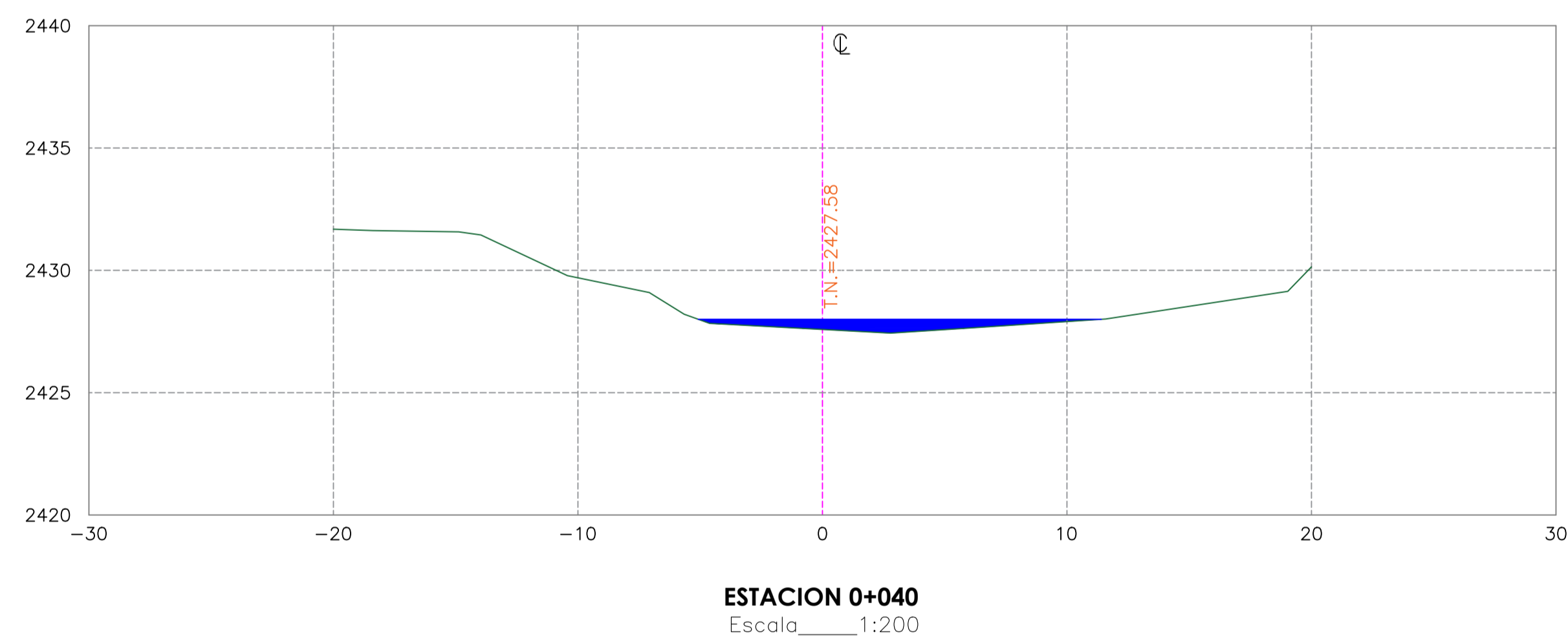
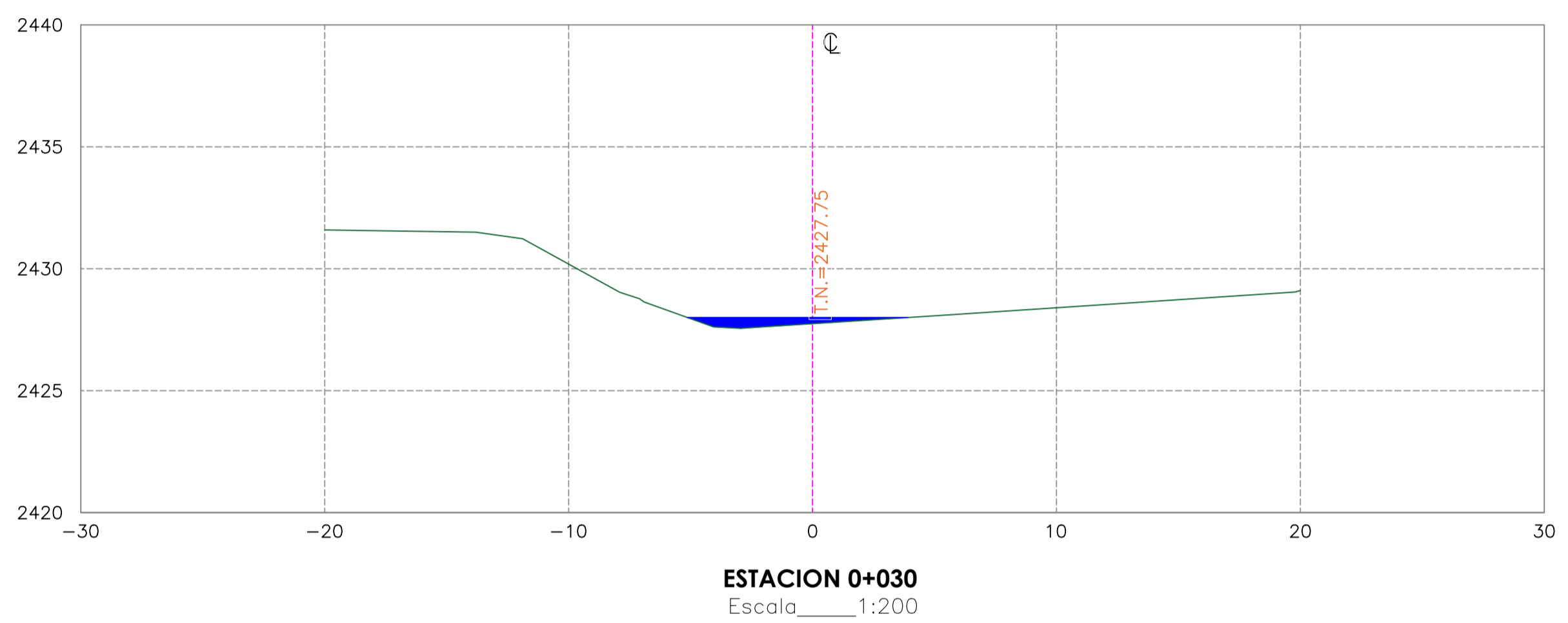
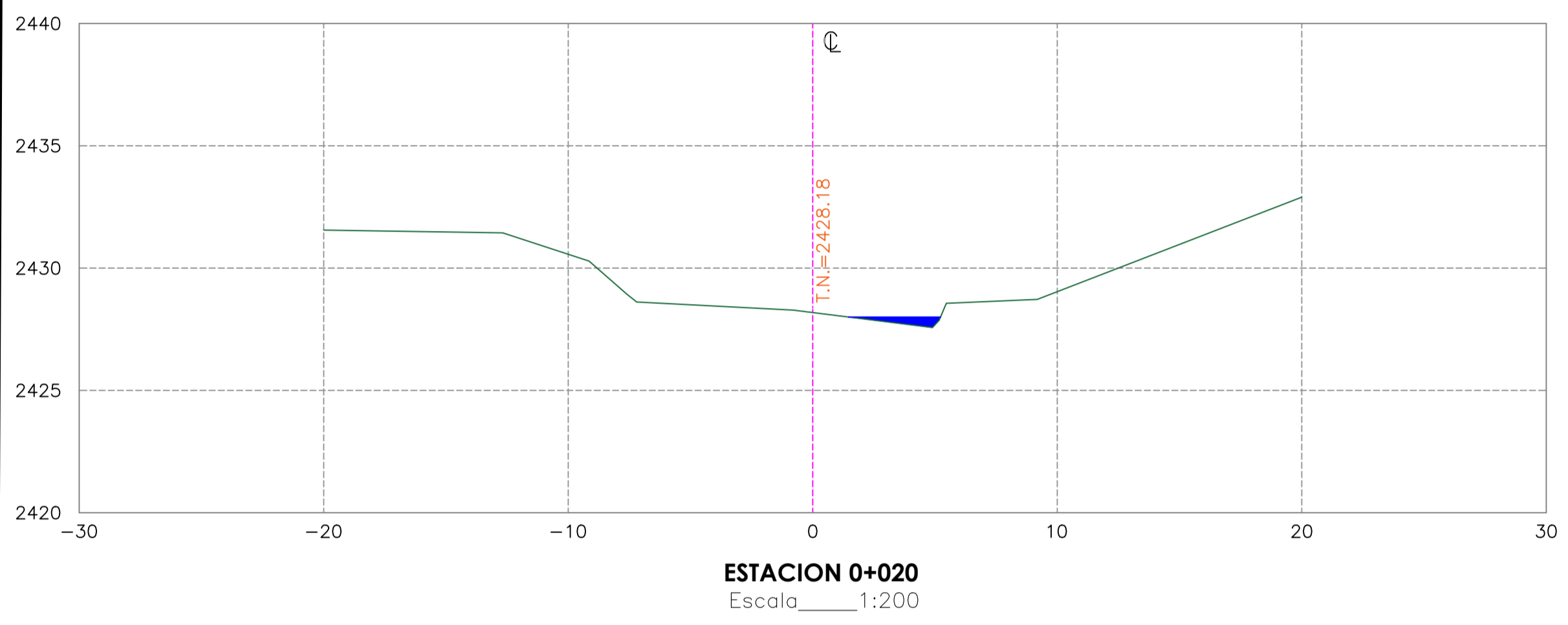
RESUMEN DE HIERROS DE LA SUPERESTRUCTURA			
Ø	LONG. TOT. (m.)	W/m. (Kg/m.)	W. TOT. (Kg.)
8	192.00	0.395	75.76
10	5531.40	0.617	3410.32
12	16489.20	0.888	14639.38
14	4872.20	1.208	5887.65
16		1.578	
18	768.00	1.998	1534.15
20	528.00	2.466	1302.13
22	672.00	2.984	2005.28
25	3776.00	3.853	14550.32
28	1524.80	4.834	7370.37
30		5.549	
32		6.313	
40		9.865	
TOTAL			50775.36



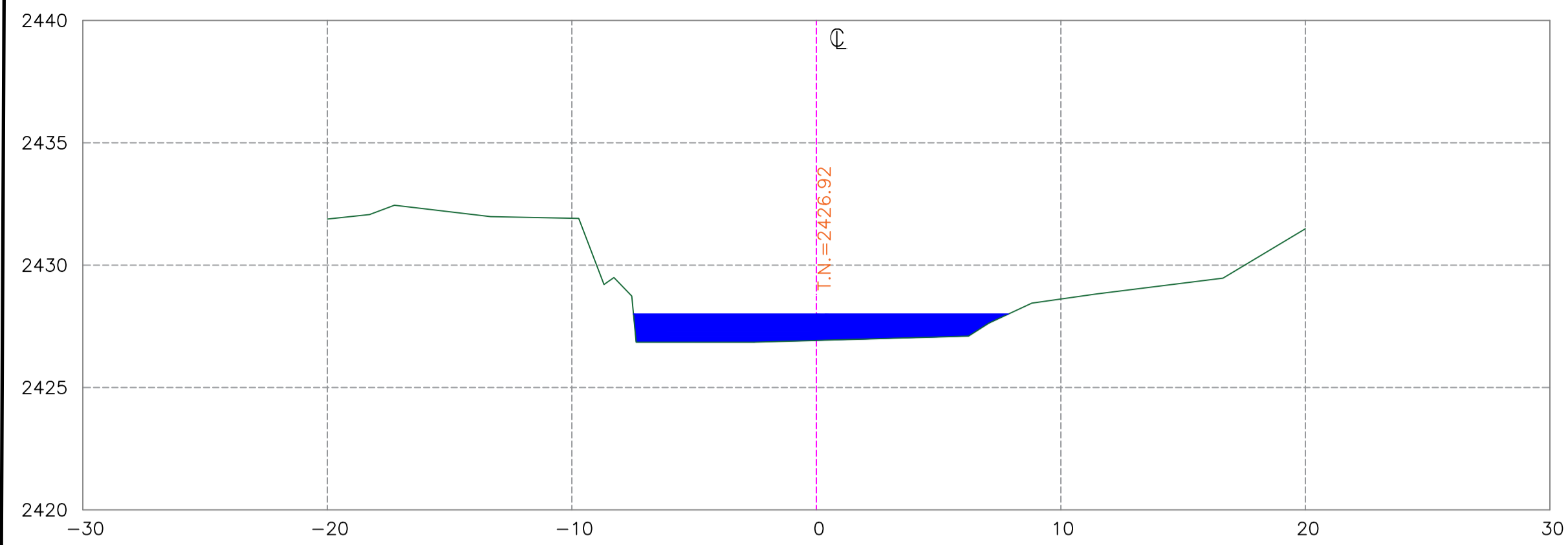
ACERO PARA COLUMNAS												
Mc.	Ø	No.	TIPO	a	b	c	d	g	LONGITUD DE CORTE (m.)	LONGITUD TOTAL (m.)	PESO (Kg.)	
76	25	40	C	5.80	0.40	0.40				6.60	264.00	1017.29
77	25	16	J	5.80	0.40				0.20	6.40	102.40	394.58
78	25	16	J	5.80	0.40				0.20	6.40	102.40	394.58
79	25	16	J	5.80	0.40				0.20	6.40	102.40	394.58
80	25	40	C	5.80	0.40	0.40				6.60	264.00	1017.29
81	25	40	C	4.30	0.40	0.40				5.10	204.00	786.08
82	25	16	J	4.30	0.40				0.20	4.90	78.40	302.10
83	25	16	J	4.30	0.40				0.20	4.90	78.40	302.10
84	25	16	J	4.30	0.40				0.20	4.90	78.40	302.10
85	25	40	C	4.30	0.40	0.40				5.10	204.00	786.08
86	25	40	C	2.40	0.40	0.40				3.20	128.00	493.23
87	25	16	J	2.40	0.40				0.20	3.00	48.00	184.96
88	25	16	J	2.40	0.40				0.20	3.00	48.00	184.96
89	25	16	J	2.40	0.40				0.20	3.00	48.00	184.96
90	25	40	C	2.40	0.40	0.40				3.20	128.00	493.23
91	25	20	C	1.70	0.40	0.40				2.50	50.00	192.67
92	25	8	J	1.70	0.40				0.20	2.30	18.40	70.90
93	25	8	J	1.70	0.40				0.20	2.30	18.40	70.90
94	25	8	J	1.70	0.40				0.20	2.30	18.40	70.90
95	25	20	C	1.70	0.40	0.40				2.50	50.00	192.67
96	14	556	O	0.45	0.55				0.10	2.20	1223.20	1478.13
97	14	556	O	0.25	0.55				0.10	1.80	1000.80	1209.38
98	14	556	O	0.45	0.30				0.10	1.70	945.20	1142.19
ACERO PARA LOSA DE TABLERO												
99	12	74	J1	11.85					0.15	12.00	888.00	788.38
100	12	74	J	7.50						7.50	555.00	492.74
101	12	74	J1	11.85					0.15	12.00	888.00	788.38
102	12	74	J1	11.85					0.15	12.00	888.00	788.38
103	12	74	J	7.50						7.50	555.00	492.74
104	12	74	J1	11.85					0.15	12.00	888.00	788.38
105	12	200	I1	10.90					0.15	11.20	2240.00	1988.



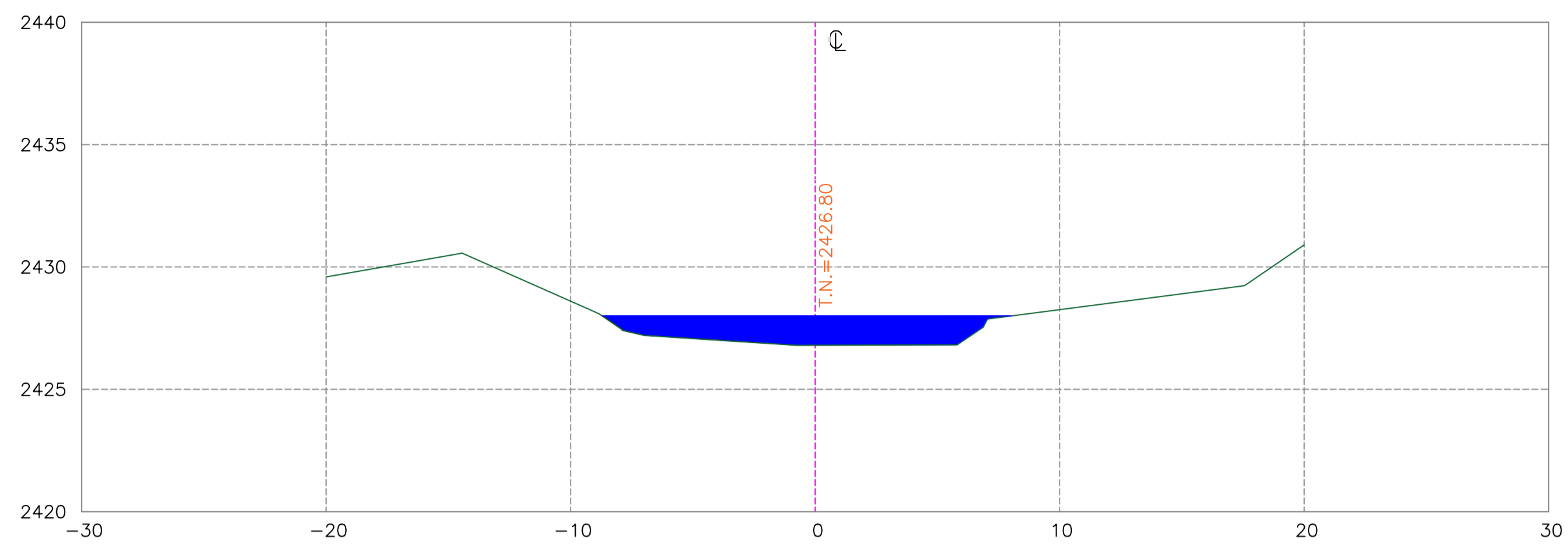
UBICACION DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES



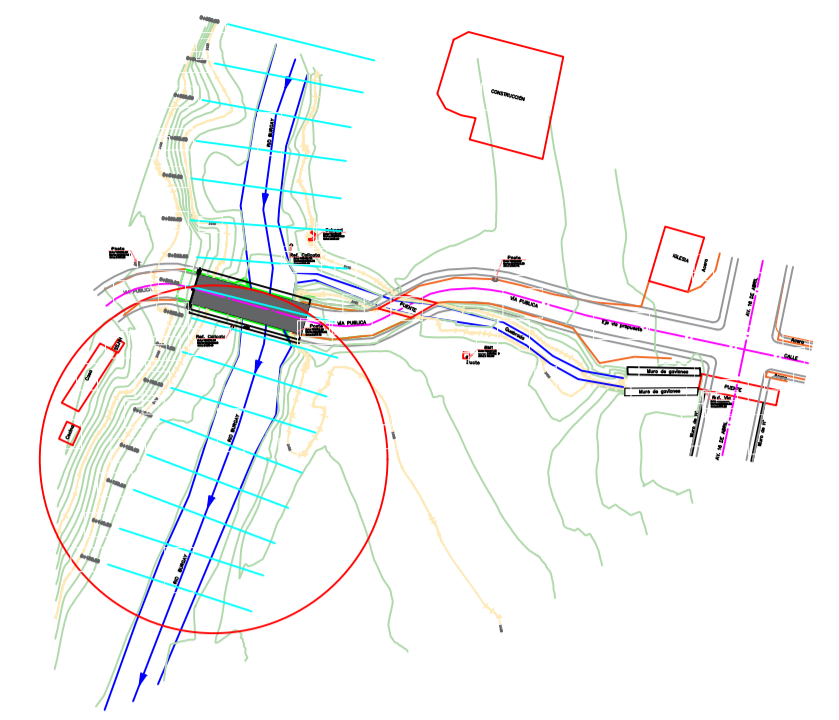
PUENTE SOBRE EL RIO BURGAY EN LA CALLE NELA MARTINEZ ESPINOZA	
ESCALA: Las Indicadas	
	Dis. SEBASTIAN LUNA VARGAS.
	Dib. SEBASTIAN LUNA VARGAS.
	Rev. ING. JUAN SOLA
	SEBASTIAN LUNA VARGAS
CONTIENE: SECCIONES TRANSVERSALES DEL RIO DESDE LA ABSCISA 0+000 HASTA LA 0+070	FECHA: ABRIL - 2018
	DIB. N°



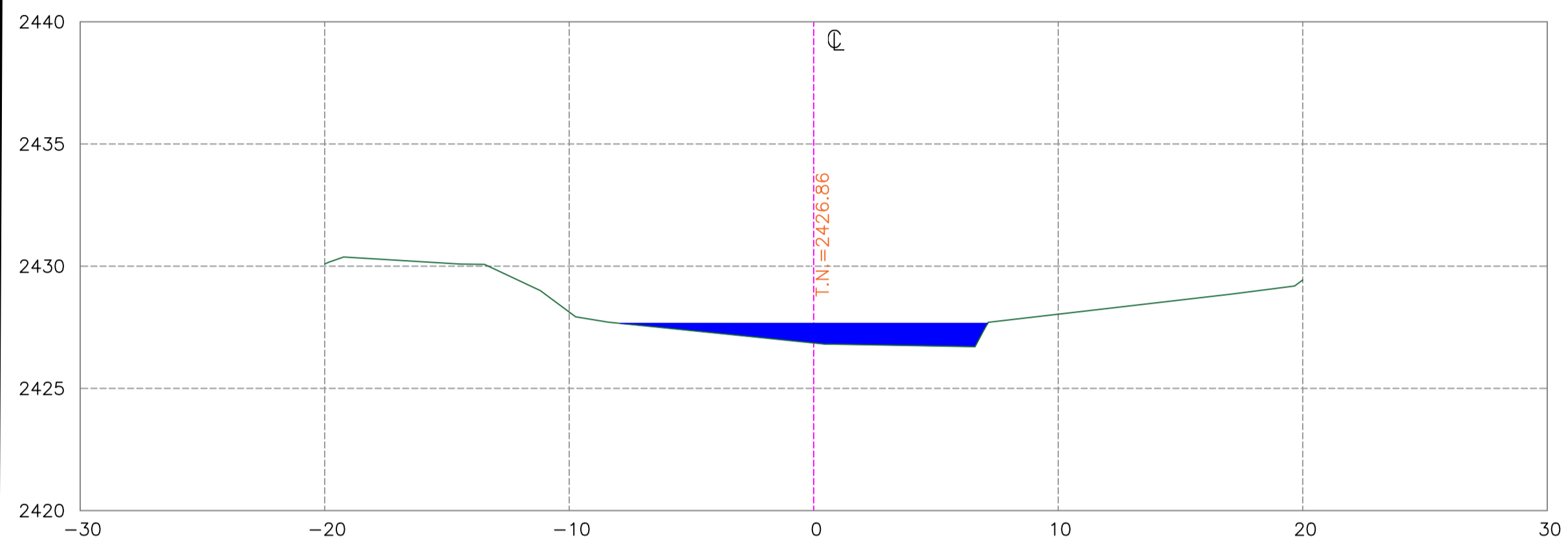
ESTACION 0+080
Escala 1:200



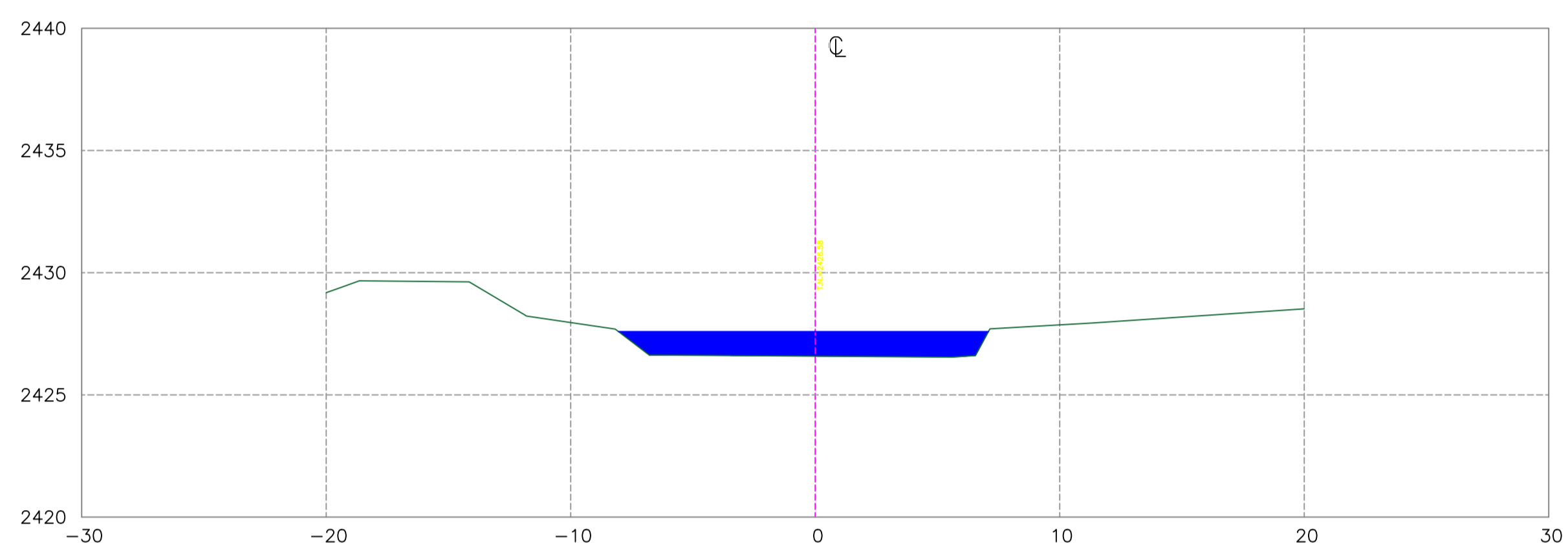
ESTACION 0+090
Escala 1:200



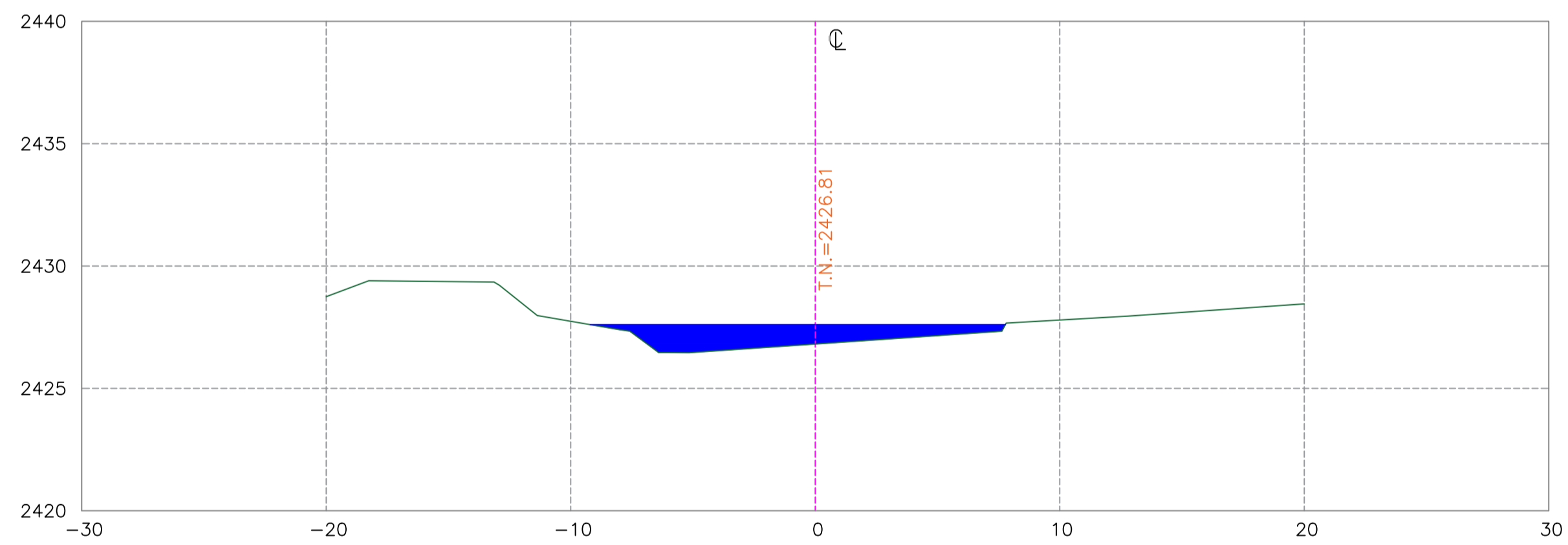
UBICACION DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES



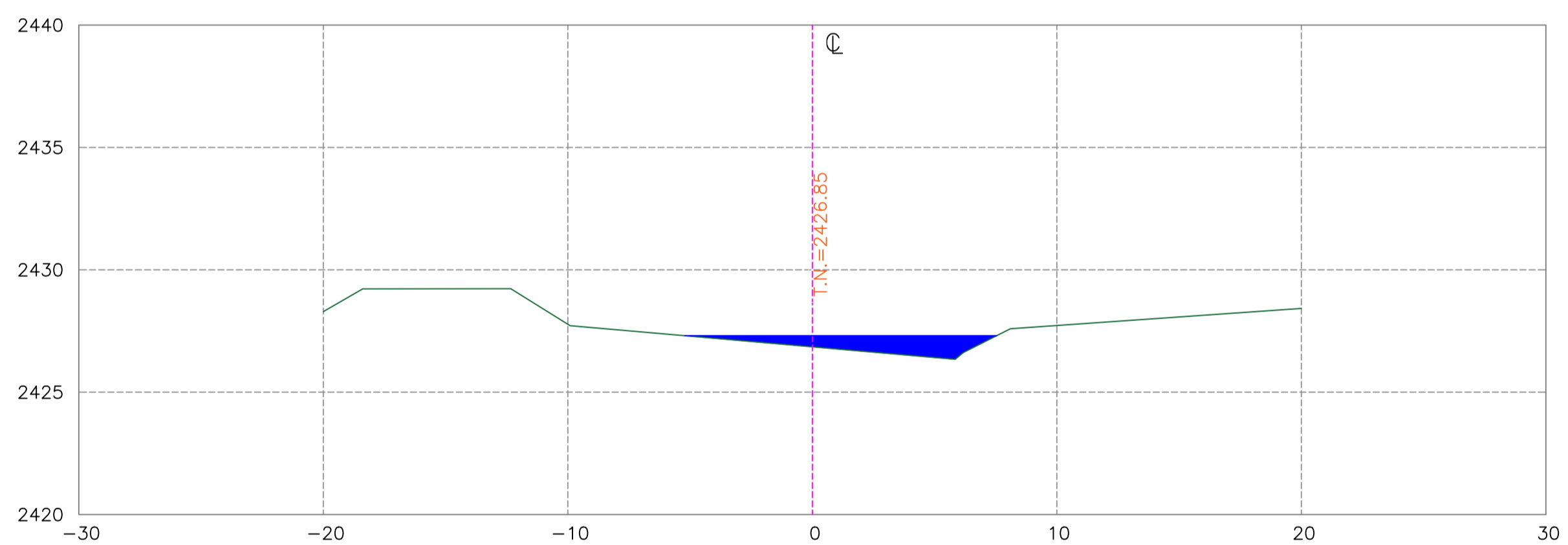
ESTACION 0+100
Escala 1:200



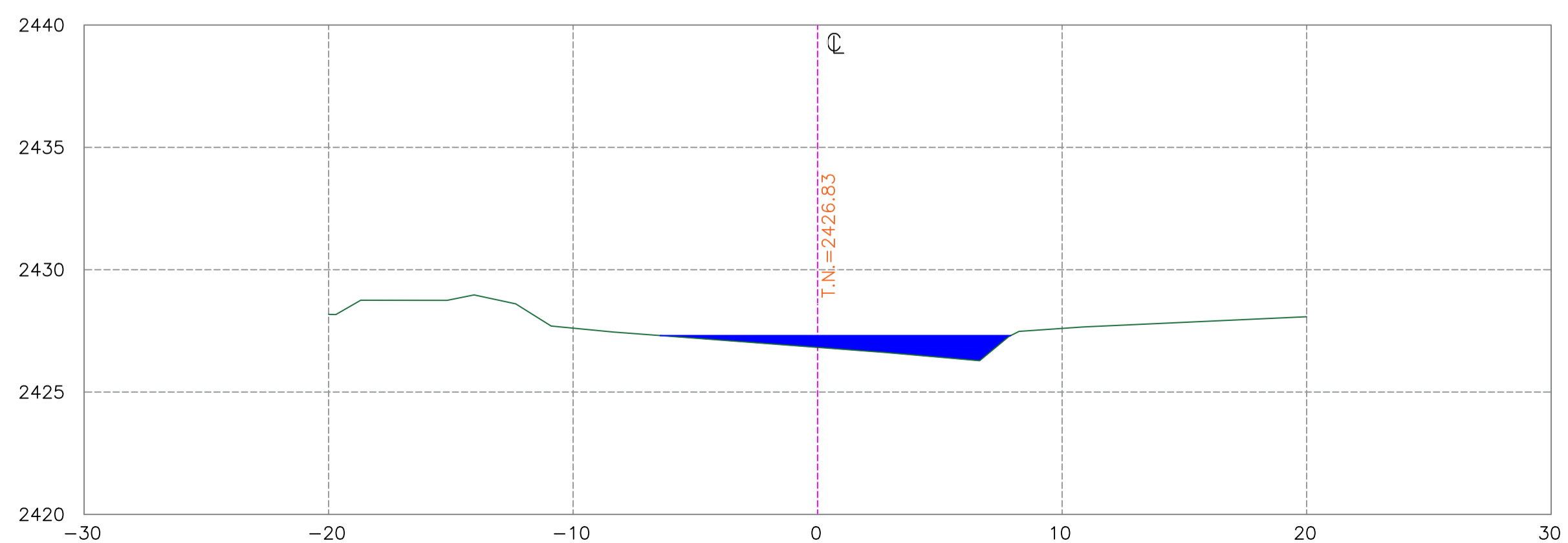
ESTACION 0+110
Escala 1:200



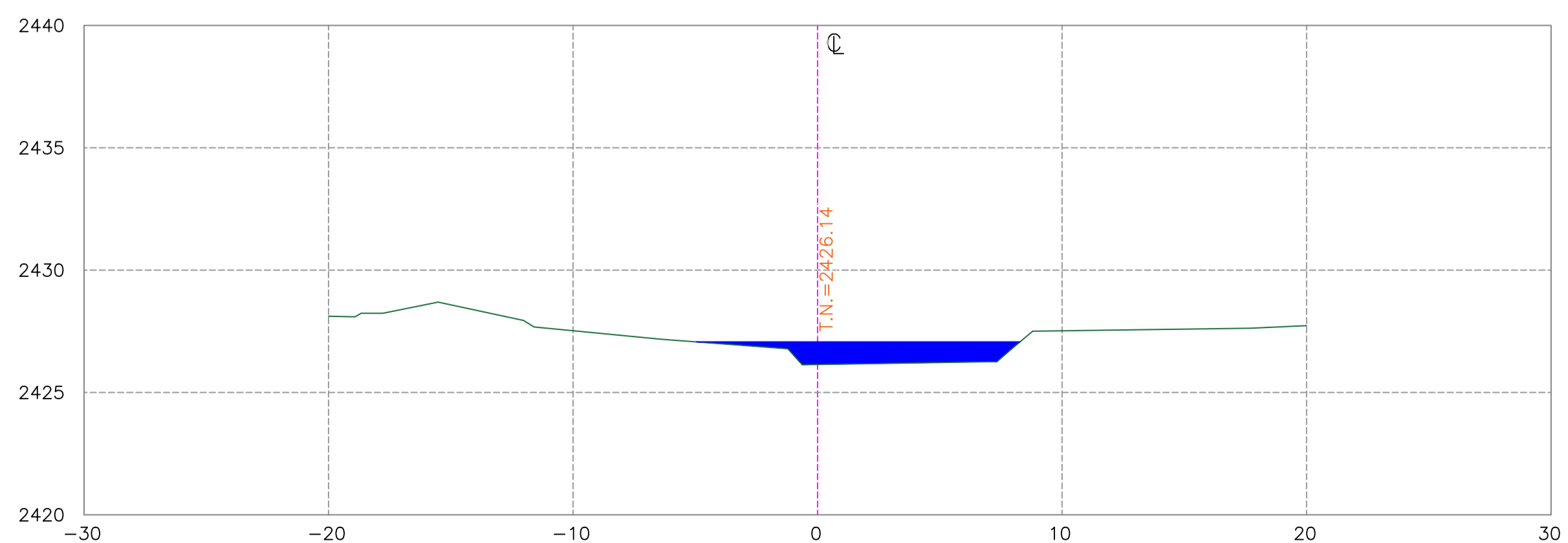
ESTACION 0+120
Escala 1:200



ESTACION 0+130
Escala 1:200



ESTACION 0+140
Escala 1:200



ESTACION 0+150
Escala 1:200

PUENTE SOBRE EL RIO BURGAY EN LA CALLE NELA MARTINEZ ESPINOZA	
ESCALA: Las Indicadas	
	Dis. SEBASTIAN LUNA VARGAS.
	Dib. SEBASTIAN LUNA VARGAS.
	Rev. ING. JUAN SOLA
	SEBASTIAN LUNA VARGAS
CONTIENE:	FECHA:
SECCIONES TRANSVERSALES DEL RIO DESDE LA ABSCISA 0+070 HASTA LA 0+150	ABRIL - 2018
	DIB. N°
	13/13