



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

**UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA INDUSTRIA Y
CONSTRUCCIÓN.**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**“DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO DEL PUENTE
SOBRE EL RÍO TARQUI EN LA CALLE FERNANDO DE ARAGÓN
ENTRE LAS CALLES ORTEGA Y GASSET; Y MENÉNDEZ Y
PELAYO.”**

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

PEDRO ALEJANDRO HURTADO LEÓN

ING. M.SC. JUAN MEDARDO SOLÁ QUINTUÑA

2016

DECLARACIÓN

Yo, Pedro Alejandro Hurtado León, 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.

Pedro Alejandro Hurtado León

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Pedro Alejandro Hurtado León, bajo mi supervisión.

Ing. M.Sc. Juan Medardo Solá Quintuña

DIRECTOR

DEDICATORIA

A mis Padres y Hermanos con mucho amor, les presento este trabajo con el cual culminaré mis estudios universitarios, a ellos que nunca dejaron de confiar en mí, esforzándose y dándome su apoyo necesario para seguir adelante en mi vida.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios por brindarme salud, fortaleza y sabiduría para encaminarme en todos los instantes de mi vida y en especial ahora que gracias a él culminaré mi carrera de Ingeniero Civil en la Universidad Católica de Cuenca, también a los catedráticos que compartieron conmigo sus conocimientos para mi preparación estudiantil, a mi director de tesis el Ing. M.Sc. Juan Solá que a más de sus conocimientos supo darme consejos muy profesionales. A mis padres y hermanos que con amor me apoyaron con buenos consejos, valores y principios para ser un excelente profesional y lo más importante un hombre de bien.

INDICE DE CONTENIDOS

DECLARACIÓN.....	I
CERTIFICACIÓN.....	II
DEDICATORIA.....	III
AGRADECIMIENTOS.....	IV
INDICE DE CONTENIDOS.....	V-VI
LISTA DE TABLAS.....	VII
LISTA DE CUADROS.....	VIII
RESUMEN.....	IX
ABSTRACT.....	X
OBJETIVOS & JUSTIFICATIVO	

CAPÍTULO I ESTUDIOS PRELIMINARES

1.1 UBICACIÓN.....	11
1.2 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO.....	12
1.3 ESTUDIO DE SUELOS.....	14
1.4 ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRAÚLICO.....	16

CAPÍTULO II CARGAS Y ESFUERZOS PARA EL DISEÑO DEL PUENTE

2.1 Cargas verticales.....	18
2.1.1 Carga muerta (D).....	18
2.1.2 Cargas viva (L).....	19
2.2 Cargas longitudinales.....	25
2.2.1 Fuerzas de frenado (BR).....	25
2.2.2 Fuerzas de contracción o retracción (SH).....	26
2.2.3 Empuje de los rellenos (EH).....	26
2.2.4 Presión del agua en las pilas (WA).....	28
2.2.5 Fuerzas producidas por cambios de temperatura.....	29
2.2.6 Fuerzas centrífugas (CE).....	29
2.2.7 Fuerzas sísmicas.....	29
2.2.8 Presión del viento (WL y WS).....	31
2.2.9 Fuerzas en las protecciones laterales (Bordillo).....	33
2.2.10 Factor de Impacto (I).....	33

CAPÍTULO III CÁLCULO Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA Y SUBESTRUCTURA DEL PUENTE

3.1 Diseño de superestructura.....	35
3.1.1 Diseño de losa de calzada.....	38
3.1.2 Diseño de vigas longitudinales.....	60
3.1.3 Diseño de bordillos.....	76
3.1.4 Diseño de veredas.....	76
3.1.5 Diseño de neopreno.....	77
3.2 Diseño de subestructura.....	82

3.2.1	Diseño de estribos o muros de contención	82
3.2.2	Diseño de cimentación de estribos.....	88
PLANOS ESTRUCTURALES		
CONCLUSIONES..... 90		
RECOMENDACIONES..... 90		
BIBLIOGRAFÍA..... 91		
ANEXOS. 92		
ANEXO A. PLANOS TOPOGRÁFICOS 93		
ANEXO B. ESTUDIO DE SUELOS..... 94		
ANEXO C. INFORME HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO 95		
ANEXO D. PROTOCOLO 96		

LISTA DE TABLAS

Tabla I Coordenadas de Referencias Topográficas.	12
Tabla II Coordenadas de Calicatas	14
Tabla III modelo camión estándar ²	22
Tabla IV Modelo de carga equivalente ²	23
Tabla V Porcentaje de incremento en carga dinámica.	24
Tabla VI Carga peatonal en acera.....	24
Tabla VII Incremento de temperatura en estructuras de hormigón.....	26
Tabla VIII Fuerza del viento sobre la carga viva WL.....	32
Tabla IX Fuerza del viento sobre la superestructura.....	33
Tabla X Combinaciones de cargas y factores de cargas ³	37
Tabla XI Factores de carga para cargas permanentes. ³	37

LISTA DE IMÁGENES

Fig 1.1 Ubicación.....	11
Fig 1.2 Emplazamiento.....	113
Fig 2.1 sobrecarga vehicular.....	20
Fig 2.2 Modelo de carga HS-MOP 2000.....	22
Fig 2.3 Carga militar.....	23
Fig 2.4 Corte transversal del puente.....	24
Fig 2.5 Corte transversal del puente.....	27
Fig. 3.1 Franja Transversal del Puente.....	39
Fig. 3.2 Aceras tipo Losa Nervada Unidireccional - Aliviada.....	40
Fig. 3.3 Balastrada de H ^o A ^o – Vista Lateral del Puente.....	40
Fig. 3.4 Baranda de H ^o A ^o y Viga de Borde.....	41
Fig. 3.5 Sobrecarga Peatonal en la Acera del Puente.....	41
Fig. 3.6 Modelo de Cargas HS- MOP ó HS 25.....	42
Fig. 3.7 Ubicación de cargas Vehiculares y Peatonales – Hipótesis 1.....	42
Fig. 3.8 Ubicación de cargas Vehiculares y Peatonales – Hipótesis 2.....	42
Fig. 3.9 Viga continua, con carga Permanente y Transitoria. Hipótesis 1.....	43
Fig. 3.10 Viga continua, con carga Permanente y Transitoria. Hipótesis 2.....	43
Fig. 3.11 Cargas Propias de Acera y Barandales (SAP 2000).....	43
Fig. 3.12 Cargas Peatonales en Acera (SAP 2000).....	43
Fig. 3.13 Cargas Vehiculares, Eje posterior de 2 Camiones HS MOP2000 (SAP 2000).....	44
Fig. 3.14 Combinación para Resistencia I (AASHTO 2004 tabla 3.4.1-1).....	44
Fig. 3.15 Combinación para Servicio I (AASHTO 2004 tabla 3.4.1-1).....	44
Fig. 3.16 Diagrama de Momentos Flectores en el eje Z-Z (Resistencia I), Unidad: Kg. cm.....	45
Fig. 3.17 Diagrama de Momentos Flectores en el eje Z-Z (Servicio I), Unidad: Kg. cm.....	45
Fig. 3.18 Sección de losa transversal propuesta.....	46
Fig. 3.19 Franja Longitudinal de 1m de ancho.....	47
Fig. 3.20 Ubicación del Tren de Cargas HS MOP2000 (Modelo Camión Estándar).....	48
Fig. 3.21 Línea de Carga Equivalente para camión HS MOP2000 (Modelo Alternativo).....	48
Fig. 3.22 Tablero con Carga Equivalente – Modelo Viga Continua.....	49
Fig. 3.23 Cargas en la Franja de Tablero Longitudinal (Ancho =3.05m).....	52
Fig.3.24 Modelo Estructural de Viga Continua con Carga LL (Carga Equivalente) Franja de Losa L=20m, e=25cm (Ancho =3.05m).....	52
Fig. 3.25 Diagrama de Momentos Flectores (Combinación de Resistencia I) Unidades: Kg.cm.....	53
Fig. 3.26 Diagrama de Momentos Flectores (Combinación de Servicio I) Unidades: Kg.cm.....	53
Fig. 3.27 Sección Propuesta y Armado Longitudinal.....	54
Fig. 3.28 Diagramas de Cortante y Momento (Estado de Resistencia I).....	57
Fig. 3.29 Diagramas de Cortante y Momento (Estado de Resistencia I).....	58
Fig. 3.30 Diagramas de Cortante y Momento (Estado de Resistencia I).....	59
Fig. 3.31 Modelo tridimensional de la subestructura y superestructura.....	60
Fig. 3.32 Secciones de prediseño del estribo, pórtico y tablero.....	60
Fig. 3.33 Balastrada de H ^o A ^o - Vista lateral del puente.....	62
Fig. 3.34 Carga peatonal en aceras (Kg/m ²).....	62
Fig. 3.35 Vista Lateral del Puente y Camión de Diseño HS MOP (Camión Estándar).....	64
Fig. 3.36 Carga de camión HS MOP en el tablero.....	66
Fig. 3.37 Fuerza de impacto para el camión HS - MOP.....	67
Fig. 3.38 Fuerza de frenado para el camión HS-MOP.....	68
Fig. 3.39 Empuje activo y pasivo del suelo en el estribo.....	69
Fig. 3.40 Pórtico central B-B (Momentos flectores para Resistencia I).....	70
Fig. 3.41 Deformada del sistema aporticado (Resistencia I).....	71
Fig. 3.42 Diseño de Bordillo.....	76
Fig. 3.43 Diseño de veredas.....	77
Fig. 3.44 Carga aplicada al neopreno y deformación vertical y lateral.....	78
Fig. 3.45 Sección asumida del Neopreno Reforzado.....	80
Fig. 3.46 Sección de pre diseño del muro.....	83
Fig. 3.47 Geometría del muro.....	85
Fig. 3.48 Cálculo de momentos en el muro.....	86
Fig. 3.49 talón del muro.....	87
Fig. 3.50 Diseño de cimentación de estribos.....	88

RESUMEN

En la zona donde se va a ejecutar el proyecto, existe un puente de hormigón armado que tiene un ancho de calzada de 3.70m. Constituyendo un estrechamiento muy brusco en relación al ancho de la calle Fernando de Aragón que es de 7m. Para solucionar este inconveniente y permitir la circulación vehicular en ambos sentidos y tener otro ingreso hacia el sector comprendido entre la autopista y el río Tarqui se ha visto la necesidad de proceder a diseñar el puente y los accesos que cumplan con las características adecuadas.

En este proyecto está la ejecución de los estudios de campo, estructurales y diseño de hormigón armado, que sirvan de base para la construcción del puente sobre el río Tarqui en la calle Fernando de Aragón entre las calles Ortega y Gasset; y Menéndez y Pelayo.

Palabras clave: PUENTE DE HORMIGÓN, CIRCULACION VEHICULAR, ESTUDIO ESTRUCTURAL, HORMIGÓN ARMADO.

ABSTRACT

In the area where the project will be implemented, there is a reinforced concrete bridge with a carriageway of 3.70m of width. Forming a very sharp narrowing in relation to the width of the Fernando de Aragon Street which is 7m. To solve this problem and allowing vehicle circulation in both ways and having another profit to the area between the highway and the Tarqui River it has seen the need to proceed with the design of a bridge and the approaches that meet the appropriate characteristics.

This project is the implementation of field studies, structural and design of the reinforced concrete, which form the basis for the construction of the bridge over the Tarqui River Ferdnando de Aragón Street between Ortega and Gasset streets; and Menendez and Pelayo streets.

Keywords: CONCRETE BRIDGE, VEHICULAR CIRCULATION, STRUCTURAL STUDY, CONCRETE.

OBJETIVOS

GENERAL

Calcular y diseñar el puente en hormigón armado, sobre el río Tarqui en la calle Fernando de Aragón entre las calles Ortega y Gasset; y Menéndez y Pelayo.

ESPECÍFICOS

Revisar y analizar los estudios de suelos e hidrológicos facilitados por el GAD municipal de Cuenca.

Realizar el levantamiento topográfico de la zona donde se va a implantar el nuevo puente.

Realizar el cálculo estructural y su diseño en hormigón armado.

JUSTIFICATIVO

El puente a construir es uno de los accesos necesarios para los transeúntes que viven en la localidad que desean movilizarse desde la calle Fernando de Aragón entre las calles Ortega y Gasset; y Menéndez y Pelayo en dos direcciones.

En consecuencia será necesario tomar las siguientes consideraciones:

- Antes del diseño estructural del puente, se deberá considerar la topografía establecida. Además, buscar la mejor solución para este cruce y obtener una estructura optimizada desde el punto de vista técnico y económico.*
- La infraestructura debe tener la seguridad hidráulica necesaria debido a que la zona se caracteriza por un régimen de lluvias intenso.*
- Los procesos de estudio de suelos (SUELOTEC 2015), datos hidrológicos (RASTER 2011) y topografía (ESTUDIANTE), serán obtenidos particularmente y en conjunto con el GAD municipal de Cuenca.*

CAPÍTULO I ESTUDIOS PRELIMINARES

1.1 UBICACIÓN

El puente en estudio es uno de los accesos necesarios para los transeúntes que viven en la localidad que desean movilizarse desde la calle Fernando de Aragón entre las calles Ortega y Gasset; y Menéndez y Pelayo en dos direcciones. Ubicado en la parroquia Yanuncay del Cantón Cuenca en la provincia del Azuay tiene como coordenadas WGS84 ESTE: 720065.29 NORTE: 9677111.07.



Fig 1.1 Ubicación

1.2 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO.

El primer estudio preliminar que se tiene que poner en ejecución es el levantamiento topográfico de la zona.

Utilicé Estación Total marca TOPCON serie GTS252W propiedad del autor plantándola en 2 estaciones analizadas con anterioridad para la buena visibilidad del terreno. Utilizando como referencias 2 puntos fijos en la zona ya puestos en un estudio preliminar que realizó el GAD municipal de Cuenca en el proyecto de diseño de camineras en el Río Tarqui en la calle Fernando de Aragón entre las calles Ortega y Gasset; y Menéndez y Pelayo.

Al cumplir con la primera estación ubicada en la zona aguas abajo del puente actual, se trasladó a la estación 2 para poder visualizar aguas arriba.

Cumpliendo con un levantamiento taquimétrico de 70 metros aguas arriba y abajo del puente actual. Utilicé el programa TOPCONlink para descargar los puntos tomados con sus respectivas coordenadas.

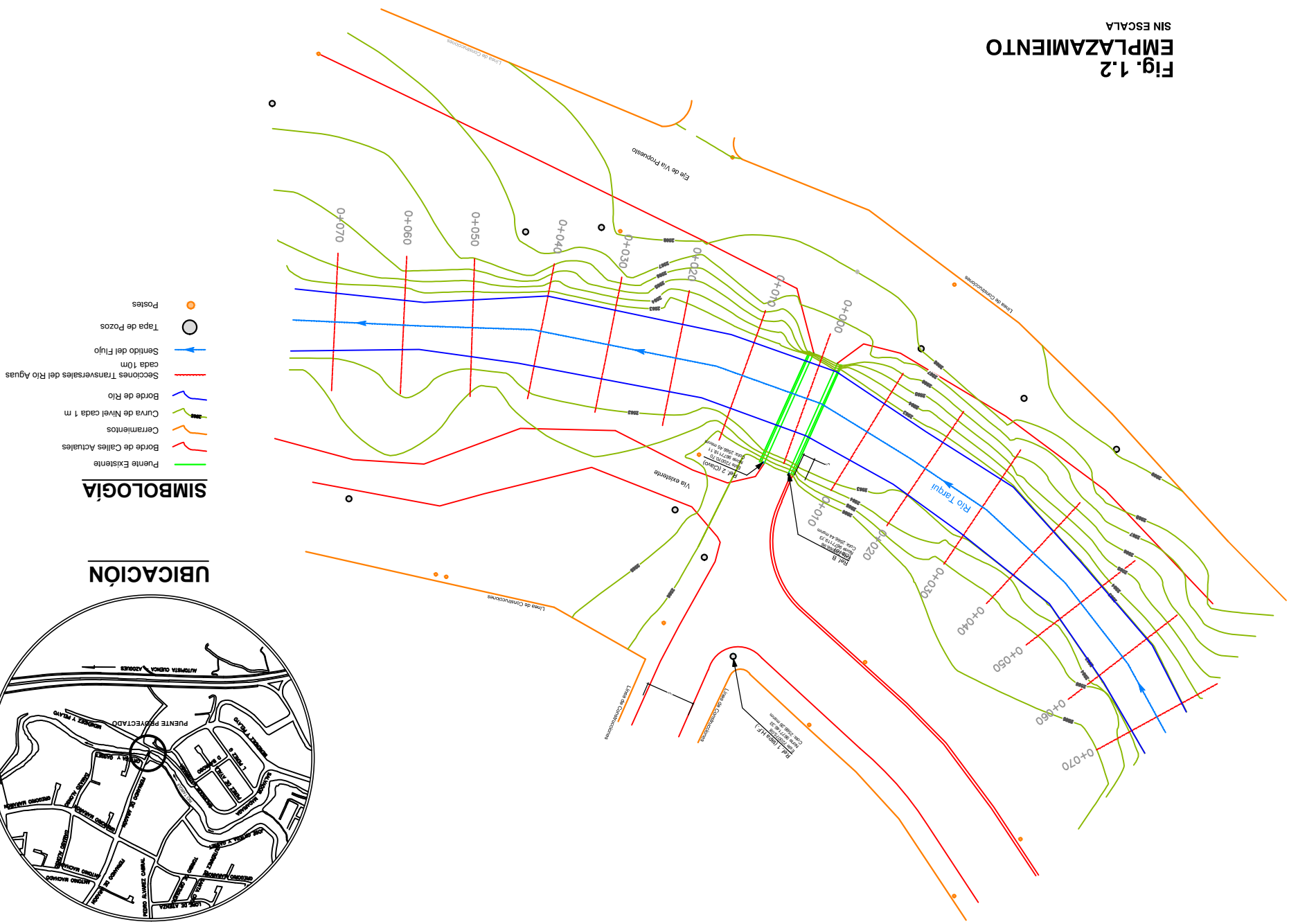
Con uso del programa AUTOCAD CIVIL 3d el autor presenta el levantamiento topográfico con sus respectivos detalles como calles, líneas de fábrica, postes, pozos, y tapas de alcantarillado.

Luego de tener una mejor visualización del terreno en el programa procedí a crear los respectivos perfiles del río cada 10 metros ubicando el perfil principal con abscisa 0+00 donde está ubicado el puente actual. Las coordenadas de los puntos referencia son:

Tabla I Coordenadas de Referencias Topográficas.

Ref. Tapa H.F.	ESTE: 720075.08 NORTE: 9677146.33	ETAPA E.P.
Ref. RA.	ESTE: 720070.70 NORTE: 9677118.11	GAD Municipal de Cuenca
Ref. RB.	ESTE: 720066.96 NORTE: 9677119.73	GAD Municipal de Cuenca

Fig. 1.2
EMPLAZAMIENTO
SIN ESCALA



1.3 ESTUDIO DE SUELOS.

Para el segundo estudio preliminar el GAD municipal de Cuenca facilitó el informe Geotécnico ya hecho con anterioridad por parte de la empresa SUELOTEC ASESORÍA EN INGENIERÍA CIVIL en el año 2015.

Este estudio contó con 2 perforaciones en las siguientes coordenadas

Tabla III Coordenadas de Calicatas

COORDENADAS UTM (DATUM WGS84)		
PUNTO	COORDENADA ESTE	COORDENADA NORTE
P1	720073	9677121
P2	720065	9677099

Las perforaciones se efectuaron mediante tubo shelby en los dos estribos para llevar las muestras a su laboratorio.

Realizaron también ensayos de penetración SPT en los estratos granulares.

Llevando a cabo los siguientes ensayos en laboratorio.

- Granulometría > Tamiz # 200: ASTM D422-63 y lavado en muestras que pasan por el tamiz # 200
- Contenido de Humedad Natural (ASTM D2216)
- Plasticidad.- La cual se obtiene a través de las pruebas llamadas de "Límites de Plasticidad".
- Atterberg", siendo estas las del límite líquido (ASTM 423-66) y límite plástico (ASTM 424-59).
- Ensayo SPT ASTM D 1586/84
- Clasificación de los suelos por SUCS y ASSHTO

Luego de resultados obtenidos nos recomienda cimentar los estribos a una profundidad mínima de 4.00 metros tomando como referencia el nivel actual de la losa del puente existente que está en la cota 2566,42 msnm.

El cálculo de la tensión admisible la encuentra mediante la resolución de la ecuación de Terzaghi en la profundidad de 5,5 metros perforados, teniendo como resultado un Q admisible de 2,46 kg/cm².

Y como recomendaciones para efectos de diseño de los estribos, muros de contención o pantallas de sostenimiento o protección, nos pide rellenar en la parte posterior del muro con material de préstamo con las siguientes características $\phi >33^\circ$, $\gamma >1900 \text{ Kg/m}^3$, LL(Limite Liquido) <35 ; IP(Índice de Plasticidad) <12 ; y que este material deberá ser compactado en capas de 25 cm., a una densidad $> 95\%$ del proctor modificado; en una longitud mínima de 2.00mtrs.

ANEXO 1.3

1.4 ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO.

Y como último estudio preliminar tenemos el Hidrológico e Hidráulico que por parte del GAD municipal de Cuenca fue facilitado para el diseño estructural del puente en hormigón armado.

Este estudio fue realizado por RASTER INGENIERÍA DE PROYECTOS en el año 2011, previo al inicio de este estudio se realizó la recopilación de información histórica existente en la cuenca de aporte. Toda la información obtenida corresponde a registros pluviográficos cuya fuente principal es el INAMHI-SENAGUA y ETAPA.

En los cálculos nos presentan los resultados de caudal de diseño de 106,4 m³/seg. Con una velocidad de cauce en 2,6 m/seg. Para obras de drenaje para un período de 100 años. Obtenido el calado máximo para un tirante de 3.4 metros con una altura de socavación promedio de 2,1 metros.

Como recomendaciones nos pide que:

En lo posible, el puente debe diseñarse de forma que no se afecte la sección hidráulica del río para condiciones de creciente, lo que está limitado por el tipo de estructura, la longitud del puente y su costo

Para reducir la influencia del flujo, los estribos deben quedar alineados con la dirección de la corriente y disponer de una forma hidrodinámica

La altura entre el nivel de máxima creciente y el borde inferior de la viga de la superestructura del nuevo puente debería ser, en lo posible, como mínimo de 1,6m.

La cimentación de las estructuras debe quedar por debajo de la profundidad de socavación total.

La longitud óptima de las luces de un puente (distancia entre apoyos) depende principalmente de los siguientes factores:

- a) Ubicación conveniente de los apoyos, de conformidad con las condiciones topográficas, hidráulicas, geotécnicas y constructivas.
- b) Dimensiones suficientes para permitir el paso de los cuerpos flotantes mayores que arrastre el río, y al tirante máximo probable durante las crecientes.

Para evitar tales daños, se pueden emplear defensas que consoliden y protejan dichas orillas o márgenes. Tales defensas son de sistemas y materiales muy variados: plantaciones en las orillas que las consoliden y dificulten el arrastre de

la tierra fija por sus raíces; empalizadas; revestimiento con gaviones, rellenos de piedras y superpuestos formando escollera, con o sin espigones; gaviones de fondo, para evitar que la orilla cuando es alta, sea socavada por el agua; diques o presas, muros de suelo reforzado entre otras.

ANEXO 1.4

CAPÍTULO II CARGAS Y ESFUERZOS PARA EL DISEÑO DEL PUENTE.

2.1 Cargas verticales.

2.1.1 Carga muerta (D)

La carga permanente incluirá el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicio unidas a la misma, superficie de rodamiento, futuras sobre capas y ensanchamientos previstos ³.

La carga muerta, consiste del peso de la estructura (placa, vigas, andenes o bordillos, barandas, etc.), la capa de rodadura y los ductos de servicios públicos que puedan ser soportados por la estructura.

La capa de rodadura, (carpeta asfáltica), generalmente es de 0.05m. Cuando el puente se pone al servicio sin la colocación de la carpeta asfáltica, debe dejarse un espesor adicional a la placa de 0.007m. Mínimo, como capa de desgaste ¹.

La AASHTO clasifica a las cargas permanentes en las siguientes:

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

DW = peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.

En este estudio se pre dimensionan los elementos estructurales de la subestructura y superestructura, con criterios de deflexión y recomendaciones indicadas en el ACI-318S-14, para losas y vigas, en las tablas 8.3.1.2 y 9.3.1.1.

En el modelo computacional se asigna secciones y materiales a cada barra y placa del sistema aporticado en arco, siendo el programa encargado en determinar el peso propio de toda la estructura para crear el estado de carga propia que será combinado con las demás cargas, que se nombran a continuación. Es importante indicar que el software a utilizar para el análisis y diseño del modelo estructural es el ETABS versión 9.7.4, que trabaja con el método matricial de rigideces mediante elementos finitos y el diseño lo hace por resistencia última con los esfuerzos resultantes de la combinación de cargas que solicita la norma AASHTO-2004 en su tabla 3.4.1-1

2.1.2 Cargas viva (L)

La carga viva es la correspondiente a la carga de servicio. Corresponde entonces a la carga móvil de vehículos, trenes, peatones, etc ¹.

La AASHTO ha clasificado las cargas vivas o de servicio en las siguientes:

LL = sobrecarga vehicular

PL = sobrecarga peatonal

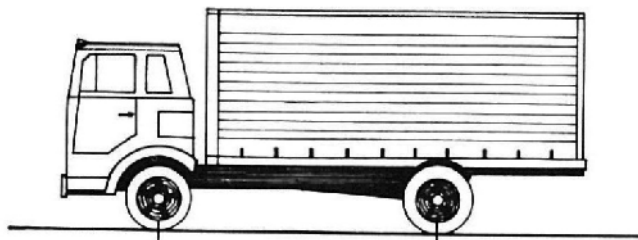
Sobrecarga Vehicular (LL).- La AASHTO ha estandarizado la carga para carreteras en cuatro clases: H20, H15, HS 20, y HS 15. Las cargas H15 y HS15 son el 75% de las cargas H20 y HS 20 respectivamente ¹.

La carga H corresponde a un camión de dos ejes. Se denomina por la letra H seguida de un número que indica el peso en toneladas inglesas, seguido de otro número que indica el año en que se adoptó la norma ¹.

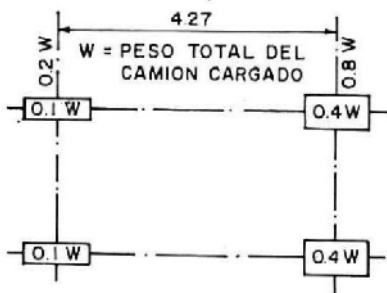
La carga HS corresponde a un vehículo tractor con un semitrailer (vehículo de 3 ejes). Se denomina por las letras HS seguidas de un número que indica el peso del camión tractor en toneladas inglesas, seguido de otro número que indica el año de adopción de la norma ¹.

Entre el eje trasero del camión tractor y el eje del semitrailer, se tiene una distancia variable, con el objeto de poder calcular los esfuerzos máximos, tanto por flexión como por esfuerzo cortante. En vigas continuas, esta separación debe tomarse de manera de producir el máximo momento negativo en el apoyo¹.

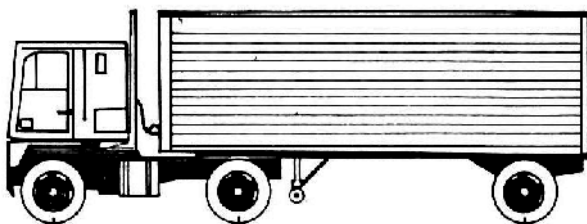
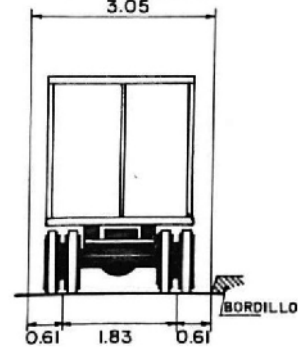
Figura 2.1 sobrecarga vehicular¹



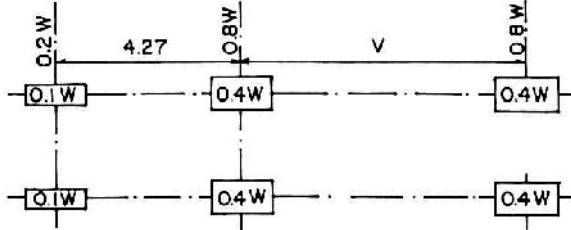
H 20-44 3.64 TON. 14.54 TON.
 H 15-44 2.73 TON. 10.91 TON.



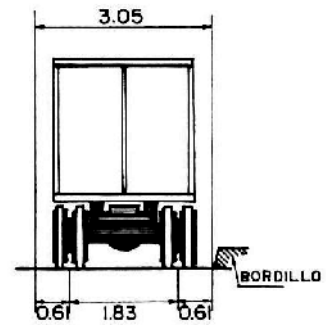
ESPACIO LIBRE Y ANCHO DE LA LINEA DE TRANSITO 3.05



HS 20-44 3.64 TON. 14.54 TON. 14.54 TON.
 HS 15-44 2.73 TON. 10.91 TON. 10.91 TON.



ESPACIO LIBRE Y ANCHO DE LA LINEA DE TRANSITO 3.05



W = PESO TOTAL DE LA CARGA H
 V = LONGITUD VARIABLE DE 4.27m A 9.15m.
 PARA PRODUCIR LOS MAXIMOS ESFUERZOS

Se debe indicar que en el Ecuador el MTOP (Ministerio de Transporte y Obras Públicas) ha venido utilizando las cargas AASHO y sus similares de AASHTO hasta la fecha. Sin embargo, en febrero del 2001, el MOP se propuso revisar las cargas para diseño de puentes con la finalidad de ajustarse a las cargas adoptadas por los países del Pacto Andino y a las cargas de AASHTO 1994, cuya filosofía es la de dotar a las estructuras para puentes de una resistencia acorde a las exigencias y magnitudes de los camiones utilizados actualmente para el transporte ².

Las cargas de diseño para puentes, consisten en modelos de carga que tratan de interpretar los efectos que produce el prototipo (trafico real) sobre la estructura del puente, considerando que las magnitudes de las cargas reales (camiones) y la ubicación dentro del puente varia continuamente ².

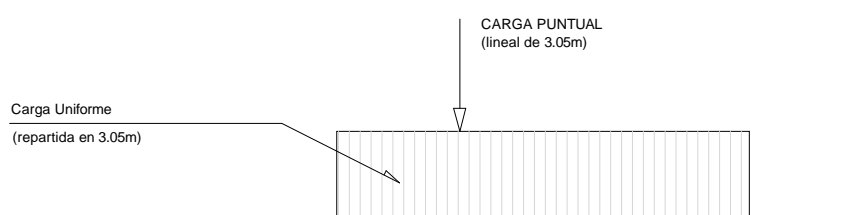
Por otro lado, la combinación de varios camiones unos a continuación de otros, con cargas diferentes, sobre el tablero del puente localizados en una vía o todas las vías, producen efectos especiales sobre las estructuras, los mismos que deben ser analizados e interpretados correctamente para obtener los máximos efectos para el diseño de los elementos resistentes ².

El modelo consiste en un sistema de cargas puntuales, denominado Camión Estándar que representa a un camión real sobre el puente ².

El modelo es complementado con otra alternativa, representada como una carga uniformemente repartida, denominada Carga en Línea o Carga Equivalente acompañada por una carga puntual, en forma de cuchillo ².

Carga Equivalente.- Es un modelo que representa la condición de la carga cuando el puente esta solicitado por varios camiones, recuérdese que *cuando se utiliza el modelo Camión Estándar el puente solamente está solicitado por un solo camión*².

La magnitud de la carga es consistente con el tipo de carga utilizada esto es H u HS.



MODELO	Q	PM	PV
	t/ml/vía	t/vía	t/vía
H20-44 y HS20-44	0.96	8.18	11.82
H15-44 Y HS15-45	0.72	6.14	8.86
H10-44	0.48	4.09	5.01

PM = Para Momento

PV = Para Esfuerzo Cortante

Tabla III modelo camión estándar².

La carga equivalente es una carga uniformemente repartida de longitud variable a ser aplicada sobre el puente en las posiciones y en las longitudes que produzcan los máximos efectos en la estructura. La carga puntual lineal, será aplicable una sola vez en cada tramo del tablero del puente, así en puentes isostáticos simples de un tramo se aplicará una sola vez; mientras que en puentes continuos podrá aplicarse en cada tramo para producir el máximo efecto de momento negativo y en un solo tramo para efectos de máximo momento positivo².

Modelo de Carga, HS-MOP 2000.- Este modelo de carga vehicular para el diseño de puentes es similar al HS20-44, con un incremento del 25% en la magnitud de las cargas de los dos modelos, Camión Estándar y Carga Equivalente, este modelo será semejante a la carga HS25².

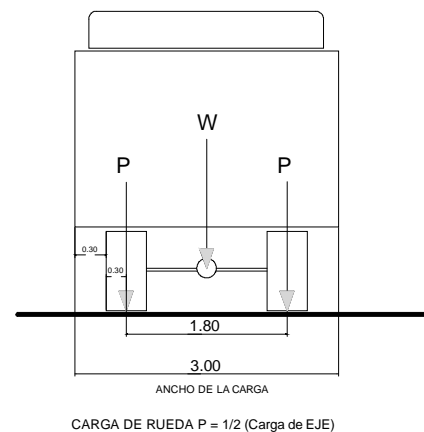
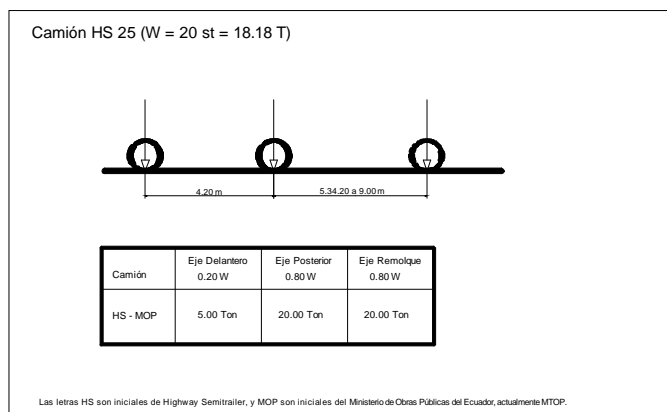
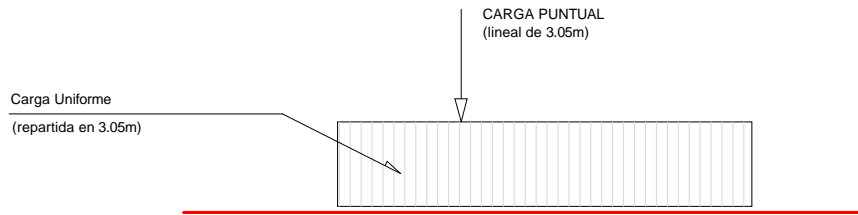


Figura 2.2 Modelo de carga HS-MOP 2000



MODELO	q	PM	PV
	t/ml/vía	t/vía	t/vía
HS - MOP	1.2	10.2	14.80

PM = Para Momento
 PV = Para Esfuerzo Cortante

Tabla IV Modelo de carga equivalente².

Tándem de Diseño.- La normativa AASHTO 94, plantea una alternativa de carga puntual, para ser utilizada como una carga inusual, en reemplazo a la denominada Carga Militar de AASHTO 92².

Esta carga consiste en dos ejes de 10 Ton separadas 1.22m uno de otro. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1.83m². Se deberá considerar el incremento de carga dinámica según el Art. 3.6.2 del AASHTO³.

Figura 2.3 Carga militar³



Incremento por Carga Dinámica (IM).- Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayorar aplicando los porcentajes indicados en la siguiente tabla³.

Componente	IM
Juntas del tablero – Todos los Estado Límite	75%

Todos los demás componentes: <ul style="list-style-type: none"> • Estado Límite de fatiga y fractura • Todos los demás Estados Límite 	15% 33%
---	------------

Tabla V Porcentaje de incremento en carga dinámica.

El factor a aplicar a la carga estática se deberá tomar como: $(1 + IM/100)$

El incremento por carga dinámica no se aplicará a las cargas peatonales ni a la carga del carril de diseño ³.

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

La carga de uso (peatonal) para el diseño de los elementos resistentes del puente tales como: vigas principales (longitudinales), vigas y losa del tablero en volado, etc. Es una carga uniformemente repartida de intensidad variable en función de la longitud del puente, localizada sobre todo el ancho de la acera ².

Tabla VI Carga peatonal en acera.

Longitud del Puente	Carga de Acera, Ca (Kg/m ²)
$L < 7.60m$	416
$7.90 > L < 30.50$	295
$L > 30.50$	$(146.7+4473/L)*((55-3.3W)/50) < 295$

L = Longitud del Puente

W = Ancho de acera

La carga de acera se localizará sobre una o dos aceras para obtener los efectos más desfavorables sobre la estructura del puente ².

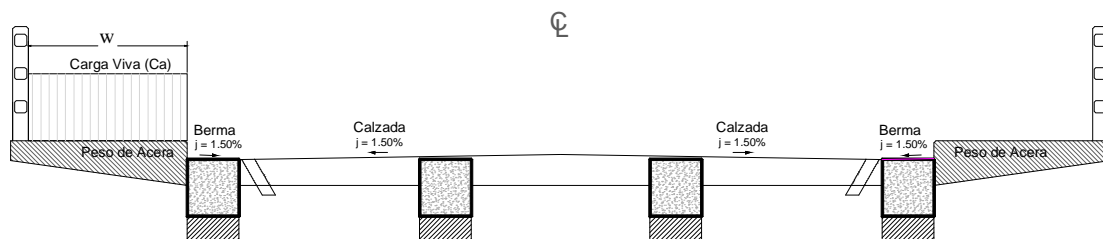


Figura 2.4 Corte transversal del puente: AUTOR Pedro Hurtado L.

2.2 Cargas longitudinales.

2.2.1 Fuerzas de frenado (BR)

La fuerza longitudinal es una fuerza horizontal, originada por la fricción y la parada brusca de los vehículos ¹.

Como es improbable la detención simultánea de todo el tren de vehículos, las normas siempre especifican un porcentaje bajo del tren de cargas, como fuerza longitudinal o fuerza de frenado ¹.

De acuerdo a las normas de la AASHTO, la fuerza longitudinal es igual al 5% de la carga viva considerada en todas las líneas de tránsito que puedan llegar a tener circulación en la misma dirección, como previsión para el futuro ¹.

La carga viva, sin impacto, es la de la línea de carga equivalente, con la carga concentrada especificada para momento y con la reducción correspondiente a varias líneas de tránsito. El centro de gravedad de esta fuerza se localiza a 1.83m., sobre la calzada y se transmite a la infraestructura, a través de la superestructura¹.

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

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

En base a los principios de la energía, y suponiendo una desaceleración uniforme, la fuerza de frenado determinada como una fracción del peso del vehículo es igual a:

$$b = \frac{v^2}{2ga}$$

Donde a es la longitud de desaceleración uniforme y b es la fracción del peso del vehículo. Calculando para una longitud de frenado de 122m y una velocidad de 90 Km/h se obtiene $b=0,26$ para una fuerza horizontal que actuará durante aproximadamente 10 segundos. El factor b se aplica a todos los carriles con tráfico en la misma dirección porque todos los vehículos pueden haber reaccionado dentro de este tiempo ³.

2.2.2 Fuerzas de contracción o retracción (SH)

Los cambios de temperatura y los acortamientos elástico y de retracción del concreto, se traducen en variaciones de las dimensiones de los elementos de la estructura, que pueden originar fuerzas moleculares de considerable magnitud, cuando los apoyos están restringidos en su movimiento ¹.

Para evitar la acción de estas fuerzas horizontales, se especifica la colocación de apoyos móviles. En general se recomienda que en todo puente exista un apoyo fijo y los demás apoyos sean móviles. Cuando por la forma de la estructura, no es posible proveer esta condición, es necesario tener en cuenta estas acciones moleculares en el diseño, para lo cual debe considerarse la variación real de temperatura en el sitio de la obra y los efectos por acortamiento elástico y plástico y retracción de los materiales ¹.

El coeficiente de dilatación térmica tanto para el concreto como para el acero, es igual a 0.000012 por grado centígrado y el coeficiente de retracción de fraguado, para concretos normales curados con humedad es 0.0002, por unidad de longitud¹.

Debido a consideraciones difíciles de asumirse entre la temperatura del aire y la temperatura interior de la masa de hormigón de los miembros de la estructura, el rango de temperatura será el siguiente ²:

Estructuras de Hormigón	Subida de temperatura	Caída de Temperatura
Clima moderado	0°	5° C
Clima frío	2°	7° C

Tabla VII Incremento de temperatura en estructuras de hormigón.

2.2.3 Empuje de los rellenos (EH)

Las normativas AASHTO especifican que el empuje debe calcularse por la fórmula de Rankine, pero al calcularlo éste no debe ser menor al empuje producido por un líquido de peso específico igual a 482 Kg/m³ ¹.

Cuando la carga viva llega a estar en un punto cuya distancia horizontal al borde superior interior de la estructura de contención es igual o menor a la mitad de su

altura, el empuje de tierras debe incrementarse considerando un relleno adicional de 0.61m ¹.

Todas las estructuras de contención de tierras deben estar provistas de los drenes necesarios, para evacuar el agua de infiltración, que podría en un momento determinado incrementar el empuje, desestabilizando la estructura o produciendo roturas en ella ¹.

De acuerdo a lo anterior el empuje de tierras, cuando existe sobrecarga es igual a:

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

= peso unitario del material de relleno

K_a = coeficiente de presión activa = $\text{tg}^2 (45 - \frac{\phi}{2})$

ϕ = ángulo de fricción interna de la tierra

Este empuje está aplicado en el centro de gravedad del trapecio.

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

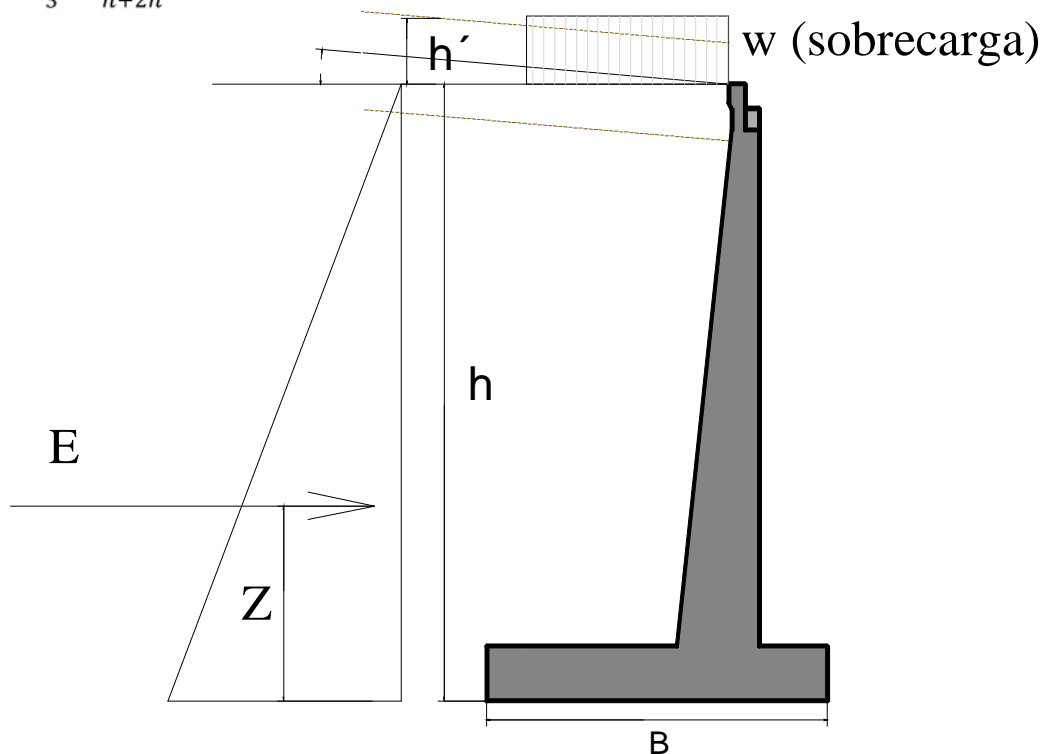


Figura 2.5 Corte transversal del puente: AUTOR Pedro Hurtado L.

Cuando no existe sobrecarga el valor del empuje es:

$$E = \frac{1}{2} \gamma K_a h^2 ; \quad Z = \frac{h}{3}$$

$$K_a = \frac{\cos \delta - \sqrt{(\cos^2 \delta - \cos^2 \emptyset)}}{\cos \delta + \sqrt{(\cos^2 \delta - \cos^2 \emptyset)}}$$

= ángulo de inclinación del terreno

\emptyset = ángulo de fricción interna del suelo o talud natural de los suelos.

2.2.4 Presión del agua en las pilas (WA)

La presión hidrostática actúa de forma perpendicular a la superficie que retiene el agua. La presión se deberá calcular como el producto entre la altura de la columna de agua sobre el punto considerado, la densidad de agua y g (aceleración de la gravedad).

Las pilas y las partes de la estructura que estén sujetas a la presión de la corriente deben diseñarse, para el esfuerzo máximo inducidos en ellos.

De acuerdo a la AASHTO, la presión de la corriente sobre las pilas se calcula por la fórmula:

$$P = 52.57 KV^2$$

Donde:

P = Presión de la corriente en Kg/m²

V = Velocidad del agua en m/seg

K = Coeficiente que depende de la forma de la pila

K = 1 3/8 para extremos cuadrados

K = 1/2 para extremos en ángulo igual o menor a 30°

K = 2/3 para extremos circulares.

La fuerza debida a la corriente debe considerarse para las hipótesis de aguas mínimas y de aguas máximas ¹.

2.2.5 Fuerzas producidas por cambios de temperatura

Se aplicará de acuerdo a lo indicado en el numeral 2.2.2 del presente estudio. Y siguiendo las recomendaciones de AASHTO 2004 artículo 3.12.

2.2.6 Fuerzas centrífugas (CE)

Las estructuras para puentes, localizados en curva, deben diseñarse para una fuerza radial horizontal, correspondiente a la producida por la circulación de los vehículos ¹.

Esta fuerza depende de la velocidad y del radio de la curva ¹.

La AASHTO, especifica que se calcule por la expresión:

$$C = \frac{0.7865 S^2}{R}$$

Donde:

C = Fuerza centrífuga, en porcentaje de la carga viva, sin impacto.

S = Velocidad de diseño, en Kilómetros por hora.

R = Radio de la curva, en metros.

Esta fuerza se considera en todas las líneas de tránsito y se aplica a 1.83m, sobre la calzada, medida sobre el eje longitudinal de la vía. La carga viva es la correspondiente a un camión estándar sobre cada línea de tránsito, colocado en la posición de máxima carga. Para este cálculo de la fuerza centrífuga no se puede usar la línea de carga equivalente ¹.

2.2.7 Fuerzas sísmicas

Hasta hace poco, los efectos sísmicos en el caso de puentes eran bastante ignorados o fueron considerados solo en el diseño de las subestructuras. Se supone que las superestructuras son adecuadas para resistir cualquier fuerza de inercia en las direcciones vertical u horizontal ⁴.

El efecto de un sismo en una estructura depende de las características elásticas de un puente, y de la distribución de masas. Un análisis riguroso resulta complejo e inclusive la aplicación de un análisis dinámico de estructuras.

Además, es necesario establecer el movimiento esperado del suelo bajo la estructura. El procedimiento normal es simplificar el problema considerando que el sismo produce fuerzas laterales que actúan en cualquier dirección y en el centro de gravedad de la estructura, teniendo una magnitud igual a un porcentaje del peso de la estructura o cualquier parte de esta en consideración. Estas fuerzas laterales son tratadas como fuerzas estáticas ⁴.

Las actuales normas de la AASHTO, dan la siguiente expresión para el cálculo sísmico ¹:

$$EQ = CFW$$

Donde

EQ = Fuerza estática horizontal equivalente, aplicada en el centro de gravedad de la estructura.

F = Factor de forma

F = 1.00 para estructuras donde columnas simples o pilas resisten la fuerza horizontal.

F = 0.80 para estructuras aporticadas, donde los pórticos resisten la fuerza aplicada.

W = Carga muerta total de la estructura, en toneladas.

C = Coeficiente sísmico, que es función de la máxima aceleración esperada a nivel de roca (A), del factor de respuesta normalizada en roca (R), del factor de amplificación del suelo (S), y del factor de reducción por ductilidad y riesgo (Z).

El valor de C es función del período de vibración de la estructura T;

$$T = 0.32 \sqrt{W/P}$$

Donde

T = Período de vibración de la estructura, en segundos.

P = Fuerza total uniforme en toneladas, requerida para causar una de flexión horizontal máxima de 2.5 cm en la estructura.

El mínimo valor que permite la norma para el valor de C, es de 0.06 para estructuras con A menor a 0.3g; g = 9.81 m/seg².

2.2.8 Presión del viento (WL y WS)

El viento da origen a presiones normales al eje de la vía y la magnitud depende de su velocidad y del área de exposición de la estructura ¹.

Esta fuerza o carga del viento debe considerarse para el diseño de la superestructura y de la infraestructura. Cuando se diseña la infraestructura, debe considerarse la presión ejercida por el viento en la superestructura y la presión aplicada directamente a ella ¹.

Las cargas de viento especificadas por la AASHTO, se basan en velocidades de viento de 160.90 Km/hora y deben multiplicarse por la relación $(V/160.90)$ al cuadrado para otras velocidades ¹.

Fuerza del Viento sobre la Estructura.- Cuando la superestructura es de perfiles de alma llena o son vigas de concreto, la presión se ejerce sobre la proyección vertical de las áreas expuestas. Cuando la superestructura es de vigas en celosía, la presión del viento actúa también en los elementos situados a sotavento, pero con menor intensidad ¹. Según las normas AASHTO, para:

Vigas en celosía y arcos: 367 Kg/m² - Vigas de alma llena: 245 Kg/m²

Para vigas en celosía y arcos: la fuerza total no debe ser menor a 447 Kg/ml para el lado de barlovento y no debe ser menor de 223.50 Kg/ml para el lado de sotavento.

En el caso de vigas de alma llena, la fuerza total no debe ser menor de 447 Kg/ml de luz de la viga ¹.

Viento sobre la Carga Viva (WL).- El viento sobre la carga viva, se toma igual a 149 Kg/ml aplicado normalmente al eje longitudinal de la estructura y localizado a 1.83m, sobre la calzada. La carga de viento sobre la carga viva, se toma igual a:

Ángulo del viento (Grados)	Fuerza Lateral (Kg/ml)	Fuerza Longitudinal (Kg/ml)
0	149	0
15	131	18

30	122	36
45	98	48
60	51	57

Tabla VIII Fuerza del viento sobre la carga viva WL

Para el caso de puentes de luces menores a 38.10m, la norma específica que se pueden usar los siguientes valores en lugar de los más precisos, dados anteriormente ¹.

Viento sobre la Estructura (W)

Sentido transversal 245 Kg/m²

Sentido longitudinal 59 Kg/m²

Las dos fuerzas se aplican simultáneamente en el centro de gravedad del área expuesta ¹.

Viento sobre la Carga Viva (WL)

Sentido transversal 149 Kg/ml

Sentido longitudinal 60 Kg/ml

Las dos fuerzas se aplican simultáneamente en el centro de gravedad del área expuesta ¹.

Fuerza proveniente de la superestructura.- De acuerdo a las normas de la AASHTO, estas cargas para varios ángulos de incidencia del viento son las siguientes:

Vigas de Alma Llena

Ángulo del viento (Grados)	Fuerza Lateral (Kg/ml)	Fuerza Longitudinal (Kg/ml)
0	245	0
15	215	29

30	200	59
45	161	78
60	83	93

Tabla IX Fuerza del viento sobre la superestructura.

El ángulo del viento se mide con respecto a la normal al eje longitudinal.

Las dos fuerzas, lateral y longitudinal, se aplican simultáneamente en el centro de gravedad del área expuesta.

Fuerza del viento aplicada directamente a la infraestructura.- De acuerdo a la AASHTO, la fuerza transversal y la fuerza longitudinal que se aplica directamente a la infraestructura, para una velocidad del viento de 160.90 Km/h, se asume igual a 196 Kg/m² ¹.

Fuerza de Volcamiento.- Debe tenerse en cuenta el efecto del viento que puede producir el volcamiento de la estructura, adicionando a las fuerzas horizontales del viento que obran normalmente al eje longitudinal de la estructura, una fuerza hacia arriba de 97.80 Kg/m², para estructuras sin carga viva y de 29.30 Kg/m², para estructuras con carga viva, aplicada a ¼ del ancho de la placa, medida tomada del lado de la acción del viento ¹.

2.2.9 Fuerzas en las protecciones laterales (Bordillo)

La AASHTO especifica que los bordillos deben diseñarse para resistir una carga lateral de 745 Kg/ml, aplicada en la parte superior del bordillo o a una altura de 0.25m, si el bordillo tiene más de 0.25m de altura ¹.

2.2.10 Factor de Impacto (I)

La circulación de las cargas móviles a velocidad sobre la estructura de un puente da origen a esfuerzos instantáneos y de vibración, los cuales hacen que el material se fatigue y pueda entrar en resonancia, debido a la oscilación. Estos efectos se combinan con una carga de impacto que se produce cuando el vehículo penetra a una estructura menos rígida.

Para tener en cuenta estos efectos dinámicos, vibratorios y de impacto y a fin de dejar un margen de seguridad suficiente, se ha adoptado adicionar a las cargas vivas de los vehículos, de un porcentaje por impacto, el cual se denomina factor de impacto ¹.

Según las normas de la AASHTO, el factor de impacto se calcula por la siguiente fórmula:

$$I = \frac{15.24}{38.1 + L}$$

I = Factor de Impacto, en porcentaje de la carga viva; Máx. 30%

L = Longitud en metros de la porción de la luz que se debe cargar para producir el máximo esfuerzo en el elemento.

Según la norma:

El factor de impacto se aplica a la superestructura y a los elementos de apoyo (columnas, torres, etc.) que sean monolíticos con ella. En el caso de apoyos sobre pilotes, que estén conectados rígidamente a la superestructura, se aplica a la parte de esos pilotes que sobresale del terreno ¹.

El factor de impacto no se usa en el cálculo de estribos, muros de contención (aletas o muros de acompañamiento), pilas y pilotes (con excepción de lo visto anteriormente); para hallar la presión en zapatas o fundaciones; para estructuras de madera; para cargas de andén y para estructuras y alcantarillas que tengan rellenos superiores a 0.91m ¹.

Para estructuras y alcantarillas que tengan relleno:

De 0.0m a 0.31m I = 30%

De 0.32m a 0.61m I = 20%

De 0.62m a 0.91m I = 10%

CAPÍTULO III CÁLCULO Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA Y SUBESTRUCTURA DEL PUENTE.

3.1 Diseño de superestructura.

Antes de proceder con el análisis y diseño es importante indicar las cargas solicitadas por la AASHTO, su descripción y combinaciones requeridas.

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 de suelo

EV = presión vertical del peso propio del suelo de relleno

Cargas Transitorias:

BR = fuerza de frenado de los vehículos

CE = fuerza centrífuga de los vehículos

CR = fluencia lenta

CT = fuerza de colisión 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

La sollicitación mayorada total se tomará como:

$$Q = \sum_i i_i Q_i$$

Donde:

i_i = modificador de las cargas especificado en el artículo 1.3.2 de la AASHTO.

i_i = factores de carga especificados en las tablas 1 y 2, que se indican a continuación.

Q_i = sollicitaciones de las cargas especificadas en la sección 3.5, 3.6, 3.7, 3.8, 3.9, 3.10, 3.11, 3.12, 3.13 y 3.14 de la AASHTO.

Para el presente estudio se consideran las siguientes cargas:

Permanentes: DC, EH, ES, EV

Transitorias: BR, EQ, IM, LL, PL, WL, WS.

Y se aplicará el modelo de camión estándar, más no el de carga equivalente.

Tabla 3.4.1-1 – Combinaciones de Cargas y Factores de Carga

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	IU CR SH	IG	SE	Usar sólo uno por vez			
										FQ	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_{TC}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TC}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TC}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo <i>EH, EV, ES, DW, DC</i>	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_{TC}	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_{TC}	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_{TC}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-
FATIGA - Sólo <i>LL, IM y CE</i>	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla X Combinaciones de cargas y factores de cargas³.

Tabla 3.4.1-2 – Factores de carga para cargas permanentes, γ_p

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

Tabla XI Factores de carga para cargas permanentes. ³

3.1.1 Diseño de losa de calzada

La losa se armará con acero principal perpendicular al tráfico y armadura secundaria paralela al tráfico.

Procedemos a realizar el modelo de una franja de losa de 1.00 m de ancho por 0.25m de espesor, apoyada en cuatro puntos que son los arcos y con los volados que funcionaran como aceras.

La capa de rodadura, (carpeta asfáltica), generalmente es de 0.05m. Cuando el puente se da al servicio sin la colocación de la carpeta asfáltica, debe dejarse un espesor adicional a la placa de 0.007m (7mm), mínimo, como capa de desgaste¹.

Para este caso se consideró los 7mm dentro del espesor de prediseño de 25cm, y no se colocara carpeta asfáltica.

Ubicación de la Carga Vehicular:

Las líneas de carga, de 3050mm de ancho, deberán ubicarse dentro de los anchos de vía para producir los máximos efectos.

El camión de diseño o la carga militar deberán colocarse transversalmente de tal manera que los centros de las ruedas no se encuentren dentro de los siguientes límites:

- a) Para el diseño del tablero, el centro de la rueda estará a 300mm del borde del bordillo de la acera.
- b) Para el diseño de otros componentes, el extremo de la línea de carga se colocará a 600mm (600mm al eje de la rueda)
- c) Cuando las aceras no son protegidas convenientemente, se debe investigar los efectos cuando el vehículo se suban sobre la acera. La carga de rueda se deberá ubicarla a 0.30m de la cara de la baranda.

Cálculo de Cargas Permanentes y Transitorias, para la sección transversal:

Para el análisis de la losa de rodadura y aceras se selecciona una sección transversal, por un metro de profundidad.

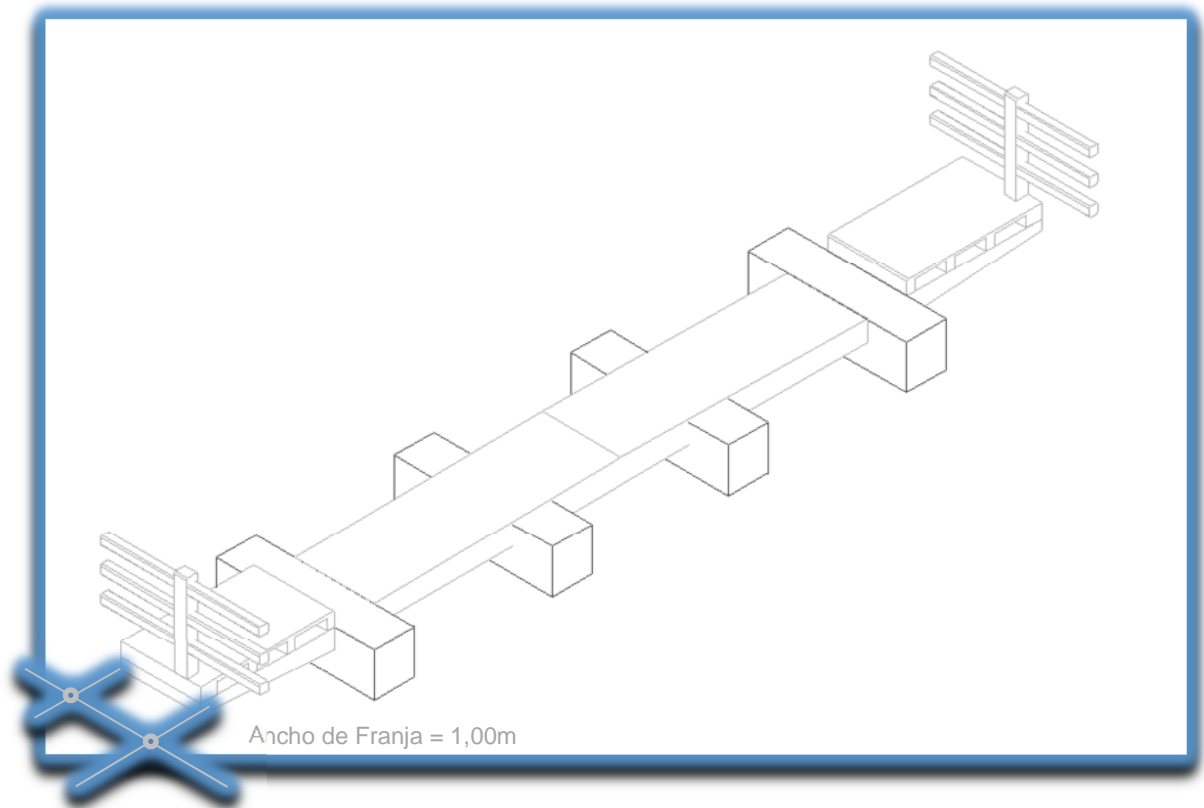


Fig. 3.1 Franja Transversal del Puente. AUTOR Pedro Hurtado L.

Cargas Permanentes:

a. Carga Propia de la Infraestructura y Superestructura (DC)

En este proceso el Programa Etabs V9.7.4, ensambla las matrices del método matricial de análisis con las masas del concreto multiplicada por la longitud y sección de cada barra y/o placa. Por lo cual el cálculo de cargas propias es automático.

En el caso del tablero tenemos que para un espesor de 25cm, en un metro cuadrado con un concreto de peso específico $P_e = 2400,00 \text{ Kg/m}^3$, el peso por metro cuadrado será:

$$D_{\text{Closatablero}} = 1,00\text{m} \times 1,00\text{m} \times 0,25\text{m} \times 2400,00 \text{ Kg/m}^3 = 600,00 \text{ Kg/m}^2$$

b. Carga Propia de Aceras (DC)

Debido a que asumimos un tablero de 25cm de espesor y nos hace falta el peso del espaldón o acera, que es necesario para incrementar los 18cm de altura para peatones, calculamos esta carga propia para sumar en el ancho de 1.70m del tablero (volados). Esta carga calculamos de la siguiente manera:

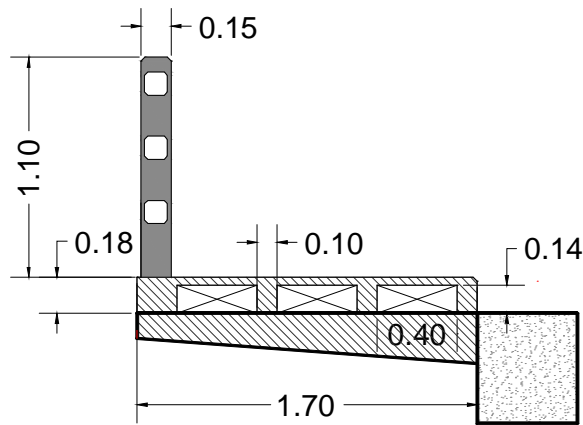


Fig. 3.2 Aceras tipo Losa Nervada Unidireccional - Alivianada AUTOR Pedro Hurtado L.

Si consideramos una acera maciza tendríamos:

$$DC_{acera} = 0.18 \times 1.00 \times 1.00 \times 2400 = 432.00 \text{ Kg/m}^2$$

Como se observa es un valor muy alto, por lo cual la acera se diseña con casetones de espuma flex y nervios unidireccionales paralelos al tránsito.

En este caso, únicamente la chapa de concreto de la acera es de 4cm, se reduce el peso a lo siguiente:

$$DC_{acera \text{ chapa}} = 0.04 \times 1.00 \times 1.00 \times 2400 = 96.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$DC_{acera \text{ nervios}} = 0.14 \times 0.10 \times 1.00 \times 2.00 \times 2400 = 67.20 \text{ Kg/m}^2$$

$$DC_{total \text{ acera}} = 96.00 + 67.20 = 163.20 \text{ Kg/m}^2$$

c. Carga Propia de Barandas (DC)

De igual forma asumimos barandas con columnas de concreto armado en 15*15cm y 1.10m de alto, a cada 1.80m. Y las protecciones horizontales son de 10*10cm en un largo de 1.65m, entrando un total de 3 unidades cada vano.

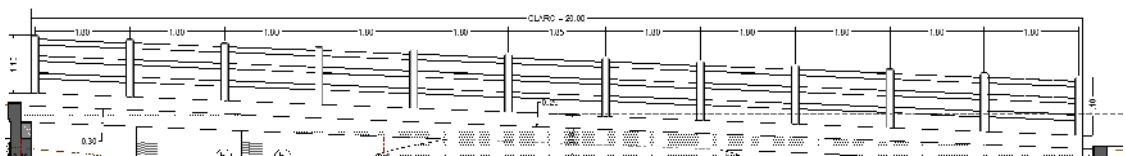


Fig. 3.3 Balastrada de HºAº – Vista Lateral del Puente AUTOR Pedro Hurtado L.

Calculando tenemos:

$$P_1 = 0.15 \times 0.15 \times 1.10 \times 2400 \times 12 = 712.80 \text{ Kg}$$

$$P_2 = 0.10 \times 0.10 \times 1.65 \times 3 \times 11 \times 2400 = 1320.00 \text{ Kg}$$

$P_{total \text{ de barandales}} = P_1 + P_2 = 2032.80 \text{ Kg}$ esto si fuera carga puntual, pero distribuimos para toda la longitud de la acera del puente.

$$DC_{barandas} = 2032.80 / 20 = 101.64 \text{ Kg/ml}$$

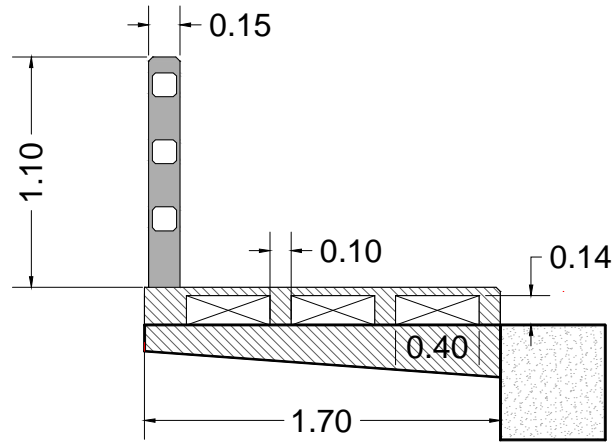


Fig. 3.4 Baranda de H^oA^o y Viga de Borde AUTOR Pedro Hurtado L.

Cargas Transitorias:

a. Sobrecarga Peatonal o Carga Viva de Aceras (PL)

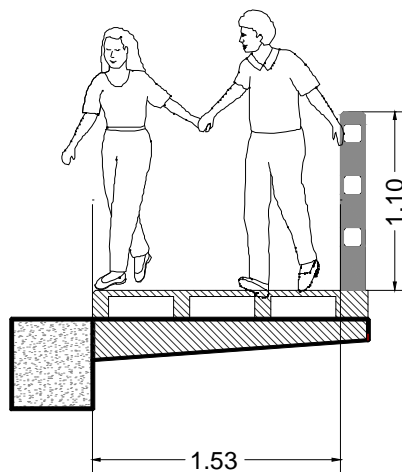


Fig. 3.5 Sobrecarga Peatonal en la Acera del Puente AUTOR Pedro Hurtado L.

De acuerdo a lo indicado en la AASHTO 2004, artículo 3.6.1.6 que dice:

Se deberá aplicar una carga peatonal de 3.6×10^{-3} Mpa. En todas las aceras de más de 600mm de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

Entonces tenemos $PL = 367.10 \text{ Kg/m}^2$

b. Sobrecarga Vehicular (LL)

Aplicando el modelo de carga HS-MOP 2000:

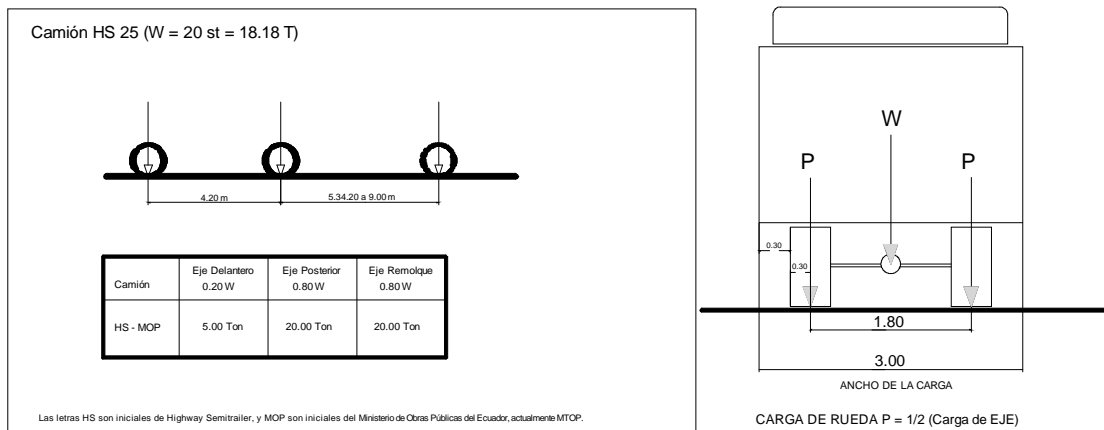


Fig. 3.6 Modelo de Cargas HS- MOP ó HS 25

Asumimos dos posiciones críticas de la carga vehicular, para el análisis y diseño del tablero, en lo referente a su armadura principal, perpendicular al tráfico.

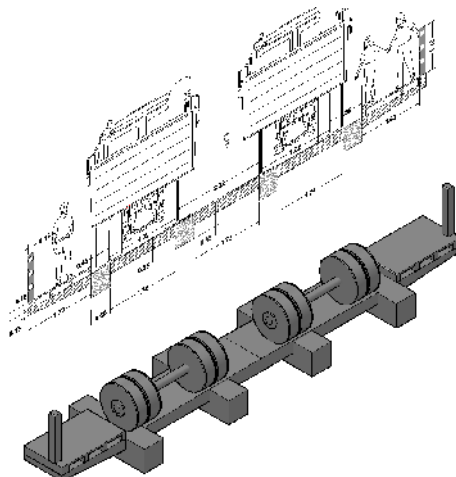


Fig. 3.7 Ubicación de cargas Vehiculares y Peatonales – Hipótesis 1 AUTOR Pedro Hurtado L.

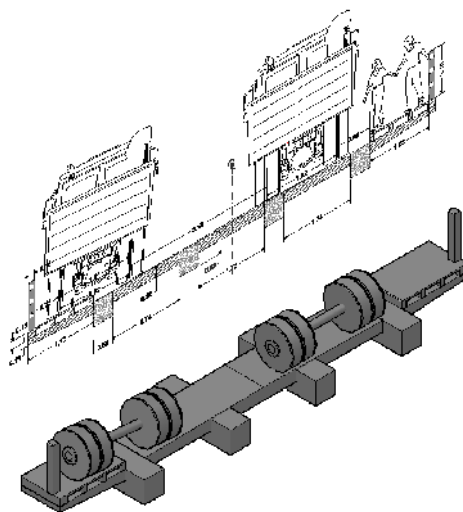


Fig. 3.8 Ubicación de cargas Vehiculares y Peatonales – Hipótesis 2 AUTOR Pedro Hurtado L.

Luego de determinadas las cargas se realiza el modelo estructural con las dos hipótesis de carga y sus respectivas combinaciones.

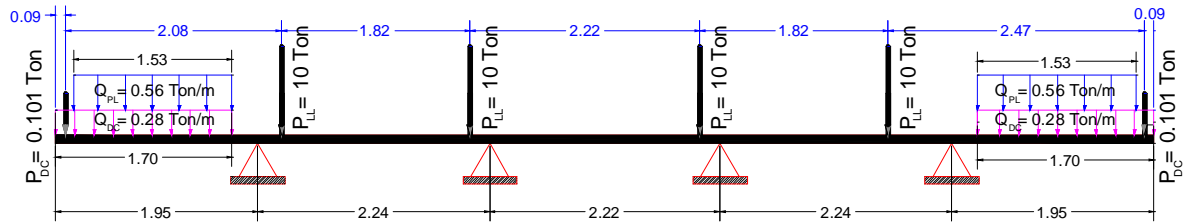


Fig. 3.9 Viga continua, con carga Permanente y Transitoria. Hipótesis 1

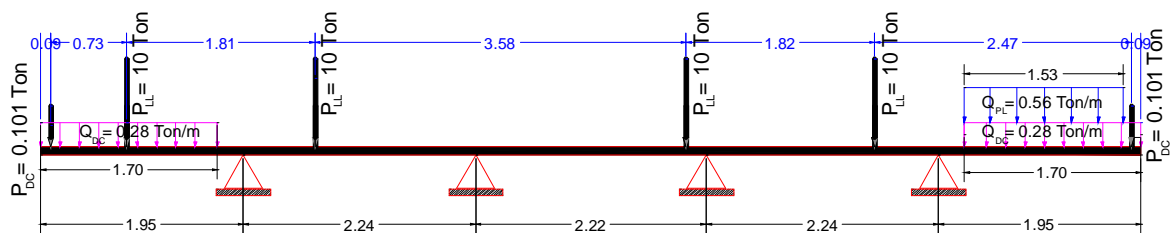


Fig. 3.10 Viga continua, con carga Permanente y Transitoria. Hipótesis 2

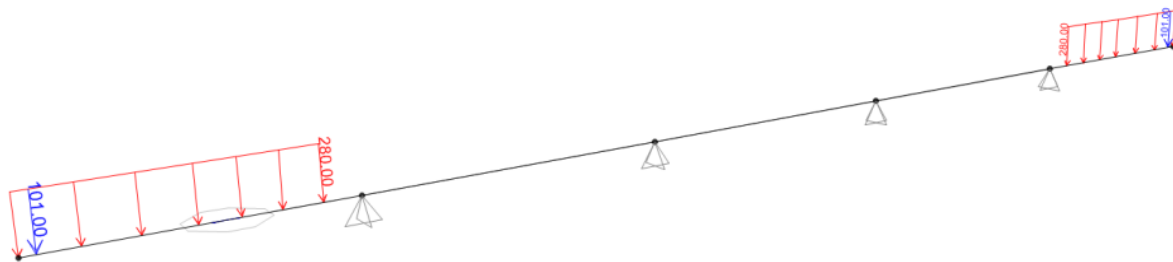


Fig. 3.11 Cargas Propias de Acera y Barandales (SAP 2000)

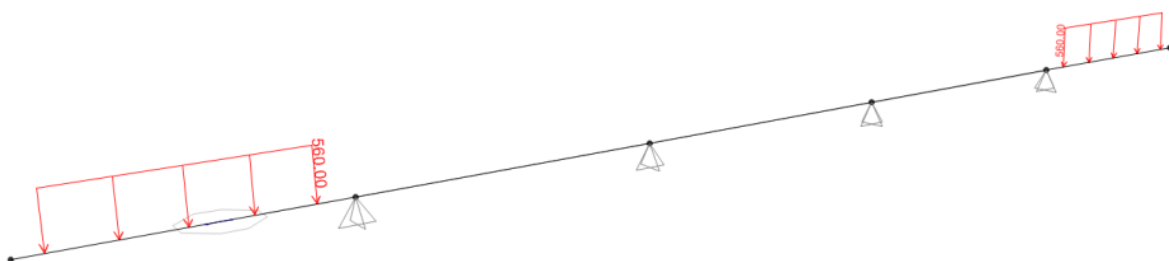


Fig. 3.12 Cargas Peatonales en Acera (SAP 2000)

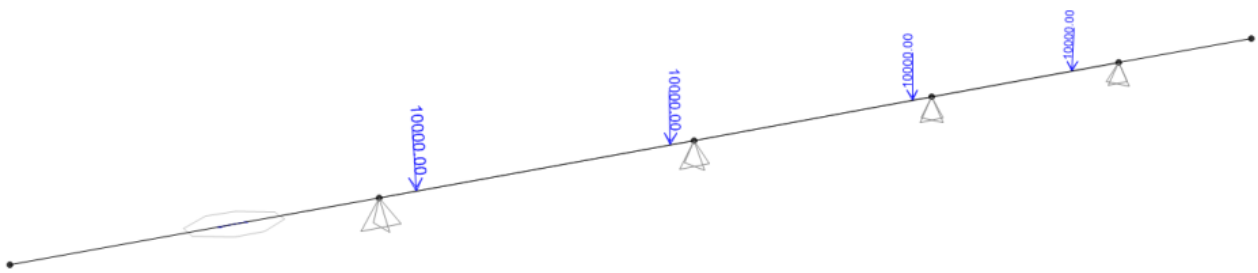


Fig. 3.13 Cargas Vehiculares, Eje posterior de 2 Camiones HS MOP2000 (SAP 2000)

Se realiza las combinaciones de carga indicadas en la AASHTO 2004, para resistencia y servicio.

Load Combination Data

Load Combination Name (User Generated): RESISTENCIA1

Notes: Modify/Show Notes...

Load Combination Type: Linear Add

Options: Convert to User Load Combo, Create Nonlinear Load Case from Load Combo

Define Combination of Load Case Results:

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1.25
DEAD	Linear Static	1.25
PL	Linear Static	1.75
LL	Linear Static	1.75
SIXXX	Linear Static	0.7

Buttons: Add, Modify, Delete

Fig. 3.14 Combinación para Resistencia I (AASHTO 2004 tabla 3.4.1-1)

Load Combination Data

Load Combination Name (User Generated): SERVICIO 1

Notes: Modify/Show Notes...

Load Combination Type: Linear Add

Options: Convert to User Load Combo, Create Nonlinear Load Case from Load Combo

Define Combination of Load Case Results:

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1.
DCAC	Linear Static	1
LL	Linear Static	1
PL	Linear Static	1
SIXXX	Linear Static	0.5

Buttons: Add, Modify, Delete

Fig. 3.15 Combinación para Servicio I (AASHTO 2004 tabla 3.4.1-1)

Luego de realizado el análisis estructural en el software se tiene los siguientes diagramas de esfuerzos:

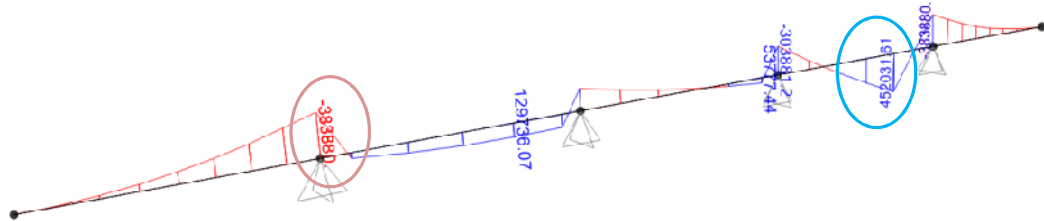


Fig. 3.16 Diagrama de Momentos Flectores en el eje Z-Z (Resistencia I), Unidad: Kg. cm

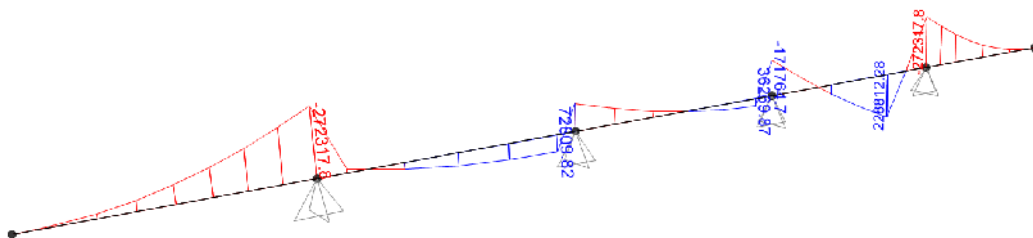


Fig. 3.17 Diagrama de Momentos Flectores en el eje Z-Z (Servicio I), Unidad: Kg. cm

De donde tenemos que los mayores momentos positivo y negativo son:

$$Mu_{\max}^+ = 452.031,61 \text{ Kg.cm}$$

$$Mu_{\max}^- = -383880,00 \text{ Kg.cm}$$

Aplicando el diseño a flexión del ACI a última resistencia con los siguientes parámetros:

$$F'_c = 300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E = 220000 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$\beta_1 = 0.825$$

Y la sección de pre diseño:

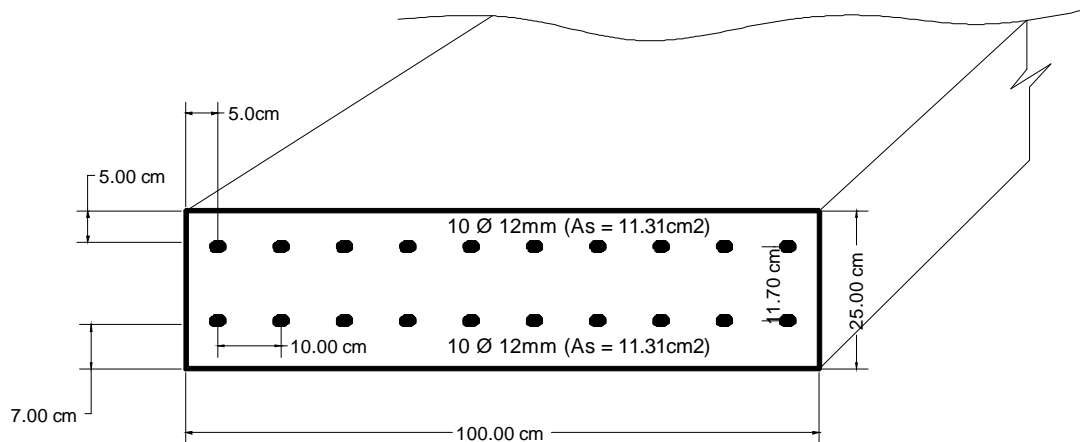


Fig. 3.18 Sección de losa transversal propuesta

$$\begin{matrix} M_n & M_u \\ C = T \end{matrix}$$

$$\begin{aligned} \rho_b f_y b d &= 0.85 \beta_1 f'_c b c \\ M_n &= \rho F_y b d^2 \left(1 - 0.59 \frac{\rho f_y}{f'_c} \right) \\ &= 0.90 \end{aligned}$$

Sabiendo que según ACI 318S-11, la cuantía Máxima es :

$$\begin{aligned} \rho_{max} &= 0.75 \rho_{bal} \\ \rho_{bal} &= \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{6120}{6120 + f_y} \right) \end{aligned}$$

Para $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

$$\rho_{bal} = 0.0296$$

$$\rho_{max} = 0.022$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

Ahora se determina el $\rho_{asumido}$

$$\rho_{asumido} = \frac{A_s}{b.d} = \frac{11,31}{100 \times 20} = 0.0056 \quad (\text{Acero positivo})$$

$$\rho_{asumido} = \frac{A_s}{b.d} = \frac{11,31}{100 \times 18} = 0.0062 \quad (\text{Acero negativo})$$

Por lo tanto el acero asumido está dentro del mínimo y máximo, y cumple los requisitos del ACI.

Ahora determinamos el momento resistente de la sección:

$$M_n = \rho F_y b d^2 \left(1 - 0.59 \frac{\rho f_y}{f'_c} \right)$$
$$= 0.0056 \times 4200 \times 100 \times 20^2 \times \left(1 - 0.59 \frac{0.0056 \times 4200}{300} \right)$$

$$M_n = 897282.35 \text{ Kg.cm}$$

$$M_{\text{resistente}} = 0.90 \times 897282.35 = 807554.12 \text{ Kg.cm}$$

Por lo tanto se cumple a flexión:

$$452.031,61 \text{ Kg.cm} < 807554,12 \text{ Kg.cm}$$

$$383880,00 \text{ Kg.cm} < 807554,12 \text{ Kg.cm}$$

Ahora se procede a diseñar el acero del tablero paralelo al tráfico.

Se selecciona una franja de un metro de ancho a lo largo del puente.

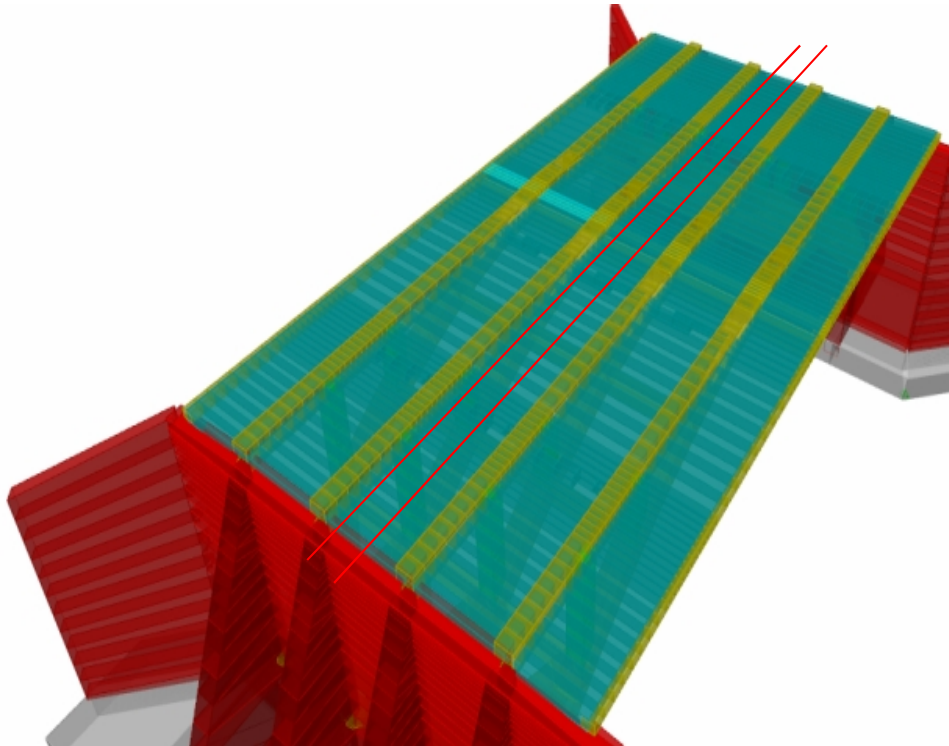


Fig. 3.19 Franja Longitudinal de 1m de ancho. AUTOR Pedro Hurtado L.

Con la posición del tren de cargas tipo HS MOP 2000, con la metodología de tándem de diseño, tendremos la siguiente ubicación de cargas:

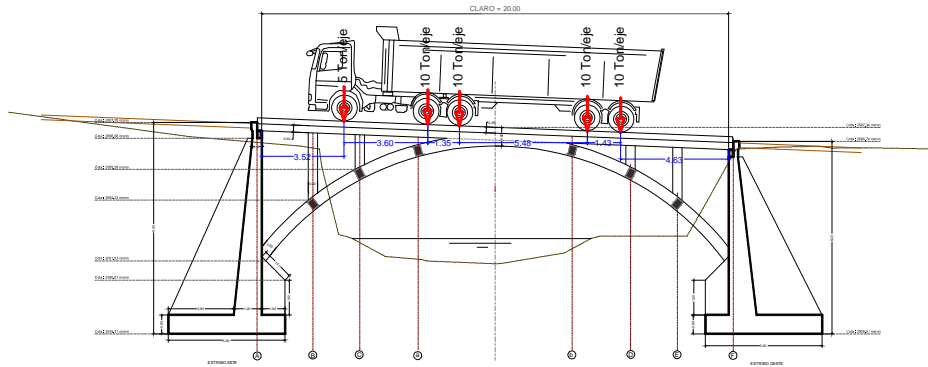


Fig. 3.20 Ubicación del Tren de Cargas HS MOP2000 (Modelo Camión Estándar) AUTOR Pedro Hurtado L.

Pero la metodología AASHTO nos permite colocar en la Carga Equivalente o Carga en Línea.

Carga Equivalente o Carga en Línea, es un modelo que representa la condición de la carga cuando el puente está solicitado por varios camiones.

La magnitud de la carga es consistente con las magnitudes de HS-MOP.

La carga equivalente es una carga uniformemente repartida de longitud variable y se aplica sobre el puente en la posición y longitud que produzcan el máximo esfuerzo en la estructura. La carga puntual lineal en forma de cuchillo, será aplicable una sola vez en cada tramo del tablero del puente, así en puentes continuos se podrá aplicar en dos tramos continuos, para producir el máximo efecto de momento negativo; y, en un solo tramo para efectos de máximo cortante.²

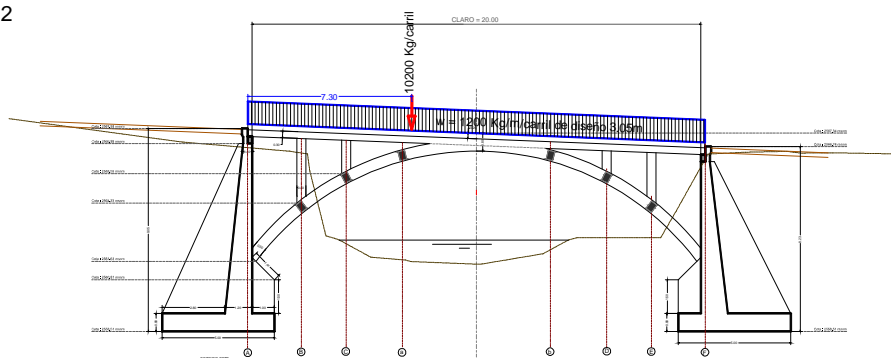


Fig. 3.21 Línea de Carga Equivalente para camión HS MOP2000 (Modelo Alternativo) AUTOR Pedro Hurtado L.

Para el diseño del acero longitudinal del tablero se opta por el modelo de línea de carga equivalente en un ancho de franja 3.05m.

Para el armado del tablero en el sentido del tráfico analizamos una franja de losa longitudinal (3.05m) apoyada en las vigas transversales.

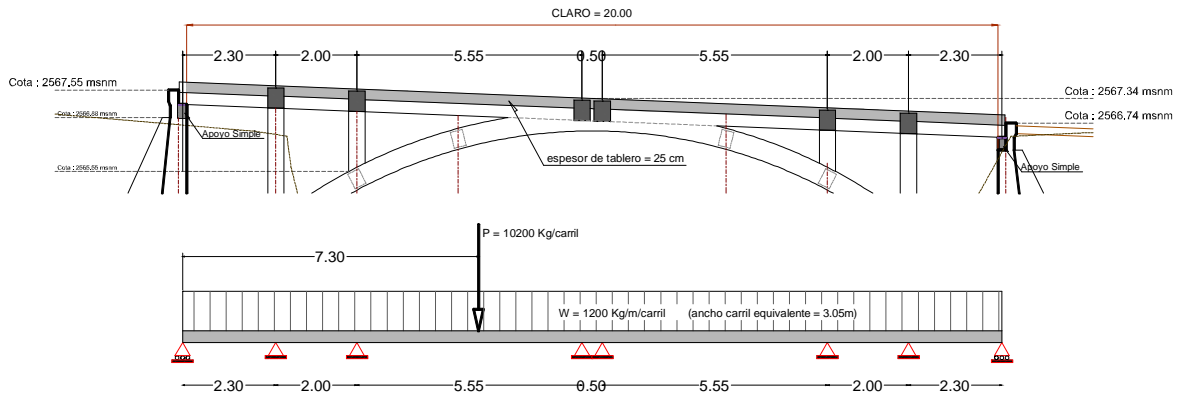


Fig. 3.22 Tablero con Carga Equivalente – Modelo Viga Continua AUTOR Pedro Hurtado L.

Cargas Permanentes:

a. Carga Propia del Tablero (DC)

En este proceso el Programa Etabs V9.7.4, ensambla las matrices del método matricial de análisis con las masas del concreto multiplicada por la longitud y sección de cada barra y/o placa. Por lo cual el cálculo de cargas propias es automático.

En el caso del tablero tenemos que para un espesor de 25cm, en un metro cuadrado con un concreto de peso específico $P_e = 2400,00 \text{ Kg/m}^3$, el peso por metro cuadrado será:

$$Dc_{\text{losatablero}} = 1,00\text{m} \times 1,00\text{m} \times 0,25\text{m} \times 2400,00 \text{ Kg/m}^3 = 600,00 \text{ Kg/m}^2$$

Cargas Transitorias:

a. Sobrecarga Vehicular (LL)

Se aplica el modelo de carga HS-MOP 2000, con el método línea de carga equivalente:

MODELO	q	PM	PV
	t/ml/vía	t/vía	t/vía
HS - MOP	1.2	10.2	14.80

PM = Para Momento
PV = Para Esfuerzo Cortante

b. Incremento por Carga Dinámica (IM)

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayorar aplicando los porcentajes indicados en la siguiente tabla.

Componente	IM
Juntas del tablero- Todos los estados Límite	75%
Todos los demás componentes:	
• Estado Límite de fatiga y fractura	15%
• Todos los demás Estados Límite	33%

De igual manera se puede calcular de la siguiente manera:

$$I = \frac{15.24}{38.1 + L}$$

I = Factor de Impacto, en porcentaje de la carga viva; Máx. 30%

L = Longitud en metros de la porción de la luz que se debe cargar para producir el máximo esfuerzo en el elemento.

En el presente caso se calcula con el 30%.

$$W_{IM} = 0.30 \times 1200 \text{ Kg/m/carril} = 360 \text{ Kg/m/carril}$$

c. Efectos de Frenado (BR)

Esta sollicitación es el resultado de las fuerzas de inercia de la masa de los vehículos circulando sobre el puente para mantener la condición de movimiento o para llegar al reposo. Estas fuerzas dinámicas causan una reacción sobre el tablero en el sentido del movimiento.²

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

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

En base a los principios de la energía, y suponiendo una desaceleración uniforme, la fuerza de frenado determinada como una fracción del peso del vehículo es igual a:

$$b = \frac{v^2}{2ga}$$

Donde a es la longitud de desaceleración uniforme y b es la fracción del peso del vehículo. Calculando para una longitud de frenado de 122m y una velocidad de 90 Km/h se obtiene $b=0,26$ para una fuerza horizontal que actuará durante aproximadamente 10 segundos. El factor b se aplica a todos los carriles con tráfico en la misma dirección porque todos los vehículos pueden haber reaccionado dentro de este tiempo ³.

La carga viva, sin impacto, es la de la línea de carga equivalente, con la carga concentrada especificada para momento y con la reducción correspondiente a varias líneas de tránsito. El centro de gravedad de esta fuerza se localiza a 1.83m., sobre la calzada y se transmite a la infraestructura, a través de la superestructura¹.

La carga vehicular, para el análisis será la carga equivalente ($W=1200$ Kg/ml/carril) más la carga concentrada para momento ($P=10200$ Kg/carril) sin impacto.

$$F_{BR} = 0.05 ((1200\text{Kg/ml/carril} \times 20\text{m}) + 10200 \text{ Kg/carril})$$

$$F_{BR} = 1710 \text{ Kg}$$

La misma que se aplicara en el centro de masa del tablero, en este caso la franja analizada (3.05m).

Luego de colocar todas las cargas la franja de tablero de losa en el sentido longitudinal queda de la siguiente forma:

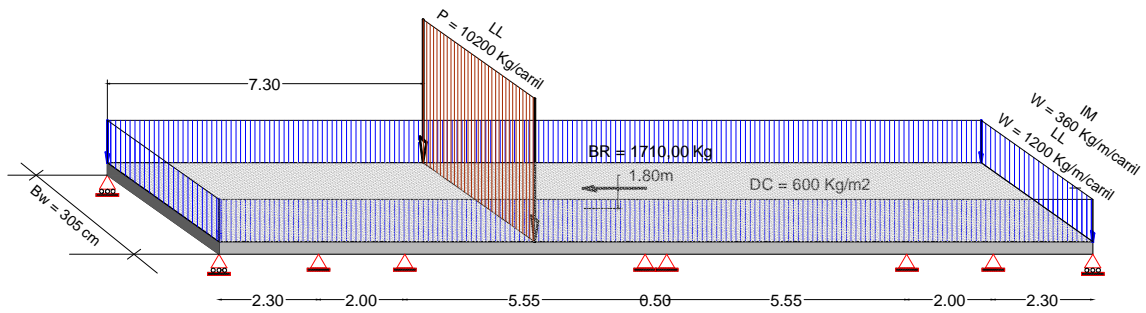


Fig. 3.23 Cargas en la Franja de Tablero Longitudinal (Ancho =3.05m) AUTOR Pedro Hurtado L.

Procedemos a la carga en el software SAP2000, con cada caso de Carga individual, para luego realizar la combinación de cargas.

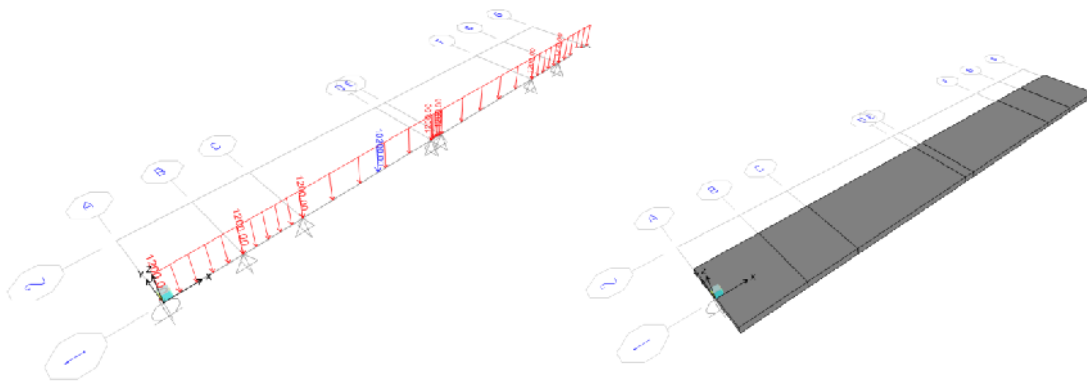


Fig. 3.24 Modelo Estructural de Viga Continua con Carga LL (Carga Equivalente) Franja de Losa L=20m, e=25cm (Ancho =3.05m)

Luego realizamos las combinaciones:

Resistencia I: $1.25DC + 1.75 LL + 1.75 IM + 1.75 BR_{xx} + 0.50 EQ_{xx}$

Servicio I: $1.00 DC + 1.00 LL + 1.00 IM + 1.00BR_{xx} + 0.5 EQ_{xx}$

Donde:

DC: Peso propio del tablero

LL: Sobrecarga Vehicular (modelo línea de carga equivalente)

IM: Incremento por carga vehicular dinámica

BR: Fuerza de frenado de los vehículos (en el sentido del trafico)

EQxx: Sismo (en el sentido del tráfico)

Luego del análisis estructural con las dos combinaciones tenemos los siguientes diagramas de esfuerzos:

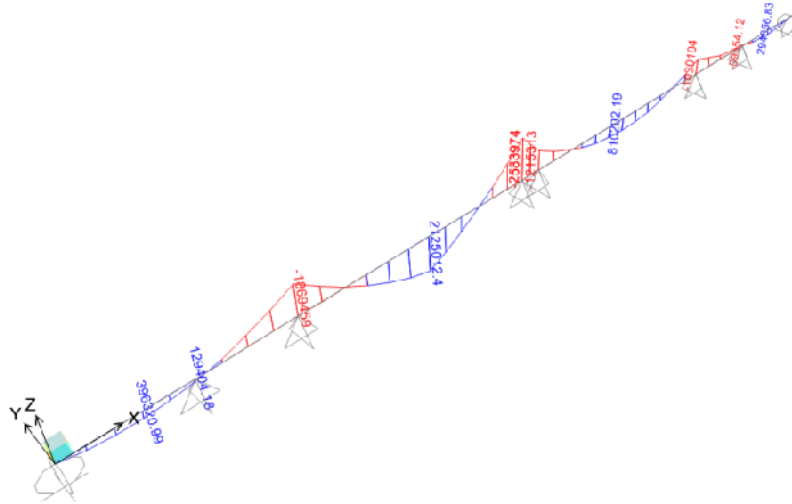


Fig. 3.25 Diagrama de Momentos Flectores (Combinación de Resistencia I) Unidades: Kg.cm

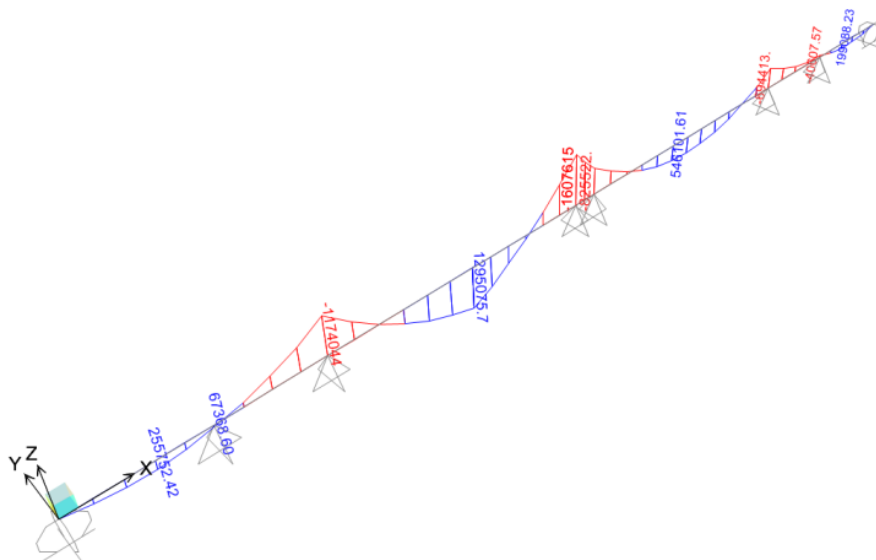


Fig. 3.26 y Diagrama de Momentos Flectores (Combinación de Servicio I) Unidades: Kg.cm

De lo anterior tenemos que el máximo momento positivo y negativo es:

$$Mu_{\max}^+ = 2125012,40 \text{ Kg.cm}$$

$$Mu_{\max}^- = -2583974,35 \text{ Kg.cm}$$

Aplicando el diseño a flexión del ACI a última resistencia con los siguientes parámetros:

$$F'c = 300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E = 220000 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$\beta_1 = 0.825$$

Y la sección de pre diseño:

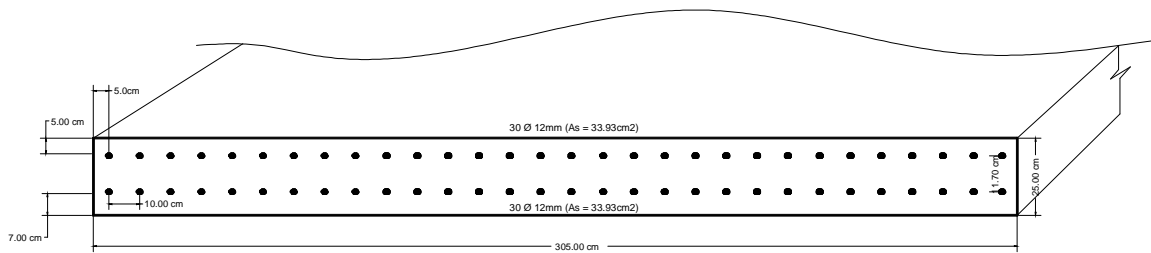


Fig. 3.27 Sección Propuesta y Armado Longitudinal AUTOR Pedro Hurtado L.

$$\begin{aligned} M_n &= \mu M_u \\ C &= T \\ \rho_b f_y b d &= 0.85 \beta_1 f'_c b c \\ M_n &= \rho F_y b d^2 \left(1 - 0.59 \frac{\rho f_y}{f'_c} \right) \\ &= 0.90 \end{aligned}$$

Sabiendo que según ACI 318S-11, la cuantía Maxima es :

$$\begin{aligned} \rho_{max} &= 0.75 \rho_{bal} \\ \rho_{bal} &= \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{6120}{6120 + f_y} \right) \end{aligned}$$

Para $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

$$\rho_{bal} = 0.0296$$

$$\rho_{max} = 0.022$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

Ahora se determina el $\rho_{asumido}$

$$\rho_{asumido} = \frac{As}{b.d} = \frac{33,93}{305 \times 20} = 0.0056 \quad (\text{Acero positivo})$$

$$\rho_{asumido} = \frac{As}{b.d} = \frac{33,93}{305 \times 18} = 0.0062 \quad (\text{Acero negativo})$$

Por lo tanto el acero asumido está dentro del mínimo y máximo, y cumple los requisitos del ACI.

Ahora determinamos el momento resistente de la sección:

$$\begin{aligned} M_n &= \rho F_y b d^2 \left(1 - 0.59 \frac{\rho f_y}{f'_c} \right) \\ &= 0.0056 \times 4200 \times 305 \times 20^2 \times \left(1 - 0.59 \frac{0.0056 \times 4200}{300} \right) \end{aligned}$$

$$M_n = 2736711.18 \text{ Kg.cm}$$

$$M_{resistente} = 0.90 \times 2736711.18 = 2463040.065 \text{ Kg.cm}$$

Por lo tanto se cumple a flexión:

$$2125012,40 \text{ Kg.cm} < 2463040.065 \text{ Kg.cm} \quad \text{Cumple}$$

$$2583974,35 \text{ Kg.cm} < 2463040.065 \text{ Kg.cm} \quad \text{No Cumple}$$

Como se observa es necesario subir el diámetro o estrechar las varillas superiores, porque el momento negativo M_u es mayor a $\emptyset M_n$.

En este caso colocamos 1 \emptyset 14mm cada 10cm, por criterio de diseño y constructivo.

Recalculando tenemos:

$$As = 30 \times 1.539 \text{cm}^2 = 46.17 \text{cm}^2$$

$$\rho_{asumido} = \frac{As}{b.d} = \frac{46,17}{305 \times 18} = 0.0084 \quad (\text{acero negativo})$$

$$\begin{aligned} M_n &= \rho F_y b d^2 \left(1 - 0.59 \frac{\rho f_y}{f'_c} \right) \\ &= 0.0084 \times 4200 \times 305 \times 18^2 \times \left(1 - 0.59 \frac{0.0084 \times 4200}{300} \right) \end{aligned}$$

$$M_n = 3244471.33 \text{ Kg.cm}$$

$$\emptyset M_n = 0.90 \times 3244471.33 \text{ Kg.cm} = 2920024.19 \text{ Kg.cm}$$

2583974,35 Kg.cm < 2920024.19 Kg.cm Si Cumple.

Revisión por cortante:

Aplicando el diseño a Resistencia Última del ACI 318S-11 en su capítulo 11, tenemos:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde $\phi = 0.75$ (ACI 318S-11, Art. 9.3.2.3)

$$V_n = V_c + V_s$$

V_c : resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto

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

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

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$$

$$A_{v,min} = 0.2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

$$3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

Donde

λ : factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto de peso liviano, $\lambda = 0.85$ para concreto liviano de arena de peso normal y 0.75 para los otros concretos de peso liviano.

b_w : ancho del alma de la sección o viga.

d : distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

f_{yt} : resistencia especificada a la fluencia f_y del refuerzo transversal

A_v : área del refuerzo de cortante con un espaciamiento s

s : espaciamiento medido de centro a centro entre el refuerzo longitudinal o transversal.

Para la revisión por cortante de las secciones transversal y longitudinal de las franjas se determina de acuerdo al ACI 318S-11, en su artículo 11.2.2.1.

$$V_c = \left(0.5\lambda\sqrt{f'_c} + 176\rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d$$

Pero cumpliendo que: $V_c \geq 0.93 \lambda\sqrt{f'_c} b_w d$

Y al calcular $\frac{V_u d}{M_u}$ no debe tomarse mayor que 1.0

Es importante indicar que en este caso no se determina V_s del acero de confinamiento transversal por no tratarse de una viga y no existir estribos, por lo que el código solicita que se aplique únicamente el cálculo de V_c , de acuerdo a 11.2.2.1.

Se tiene:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde $\phi = 0.75$ (ACI 318S-11, Art. 9.3.2.3)

$$V_n = V_c$$

Para el análisis de la sección transversal de 1.0m de ancho de la losa tenemos:

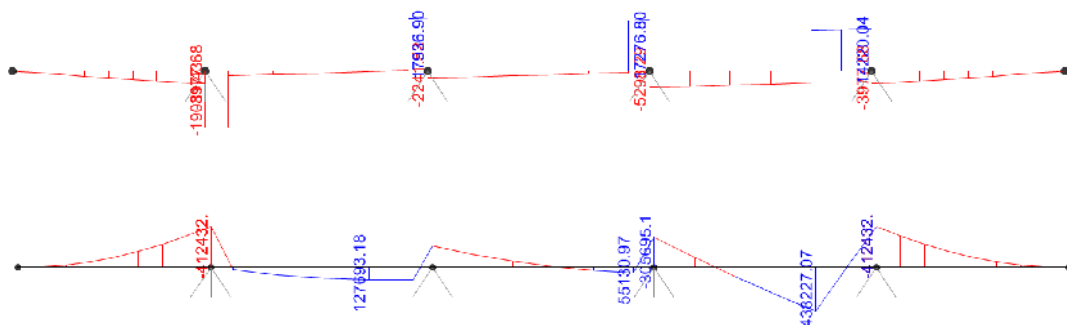


Fig. 3.28 Diagramas de Cortante y Momento (Estado de Resistencia I)

De los diagramas observamos que el mayor momento y cortante ocurre en los apoyos extremos, para el tren de cargas camión estándar, esto debido a la carga del eje del camión y peatonal de las aceras se concentra en este lado.

$$M_{u_{max}} = 412431.57 \text{ Kg.cm}$$

$$V_{u_{max}} = 14220.04 \text{ Kg}$$

Aplicando la fórmula de cortante tenemos:

$$V_c = \left(0.5\lambda\sqrt{f'_c} + 176\rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d$$

$$V_c = \left(0.5 \times 0.85 \frac{300}{300} + 176 \times 0.0062 \frac{14220.04}{412431.57} \frac{18}{18} \right) 100 * 18$$

$$V_c = 14468.78 \text{ Kg}$$

Por lo tanto la sección y armadura cumplen a corte.

Para el análisis de la sección longitudinal de un 3.05m de ancho de la losa tenemos:

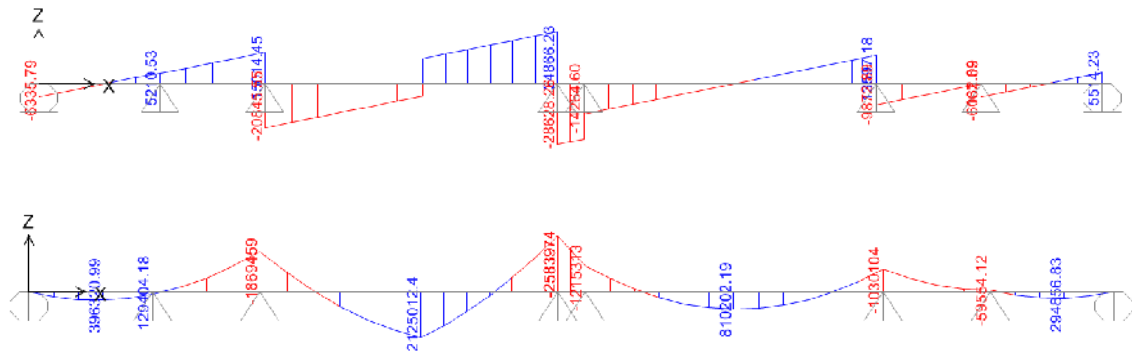


Fig. 3.29 Diagramas de Cortante y Momento (Estado de Resistencia I)

De los diagramas observamos que el mayor momento y cortante ocurre en los apoyos centrales, para el tren de cargas del modelo de línea de carga equivalente, esto debido a la carga en cuchilla que se colocó a 7.30m del apoyo.

$$M_{u_{max}} = 2583974.35 \text{ Kg.cm}$$

$$V_{u_{max}} = 24866.23 \text{ Kg}$$

Aplicando la fórmula de cortante tenemos:

$$V_c = \left(0.5\lambda\sqrt{f'_c} + 176\rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d$$

$$V_c = \left(0.5 \times 0.85 \frac{300}{300} + 176 \times 0.0084 \frac{24866.23}{2583974.35} \frac{18}{18} \right) 305 * 18$$

$$V_c = 40413.07 \text{ Kg}$$

Por lo tanto la sección y armadura cumplen a corte.

En conclusión la sección y armado del tablero será el siguiente:

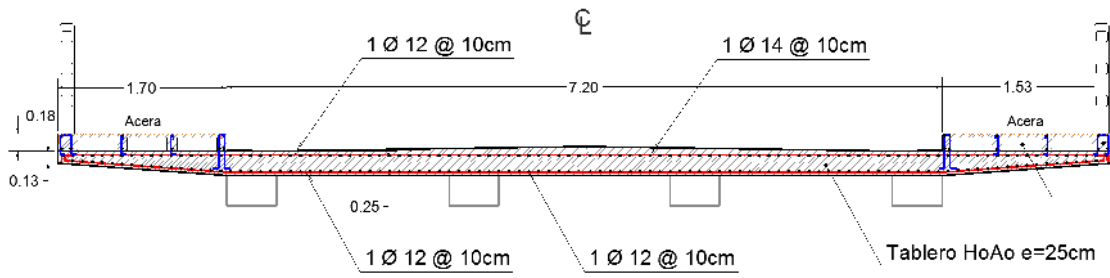
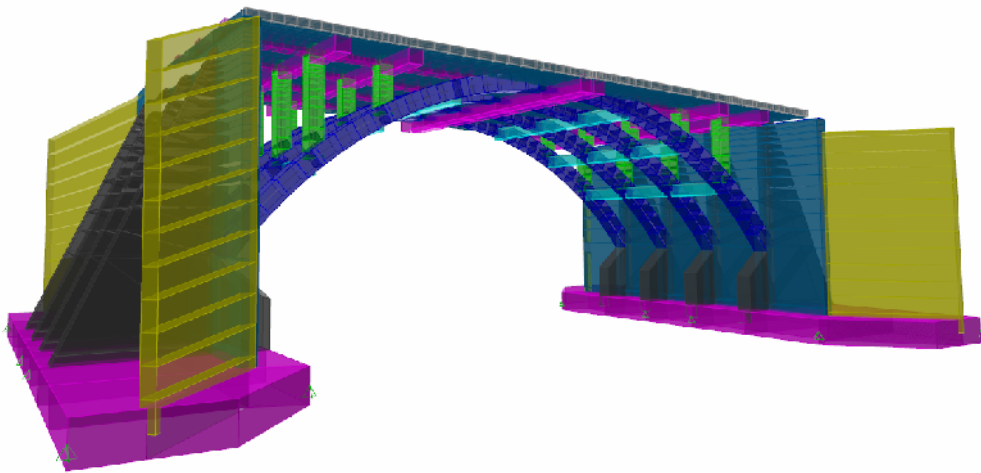


Fig. 3.30 Diagramas de Cortante y Momento (Estado de Resistencia I) AUTOR Pedro Hurtado L.

3.1.2 Diseño de vigas longitudinales

Al ser un puente aperticado hiperestático se realiza el análisis estructural con la ayuda del software ETABS 9.7.4, y se concibe una estructura tridimensional de toda la superestructura y subestructura, como se puede ver en el siguiente gráfico:

Fig. 3.31 Modelo tridimensional de la subestructura y superestructura AUTOR Pedro Hurtado L.



Se colocan las secciones de prediseño de cada uno de los elementos barra y placa.

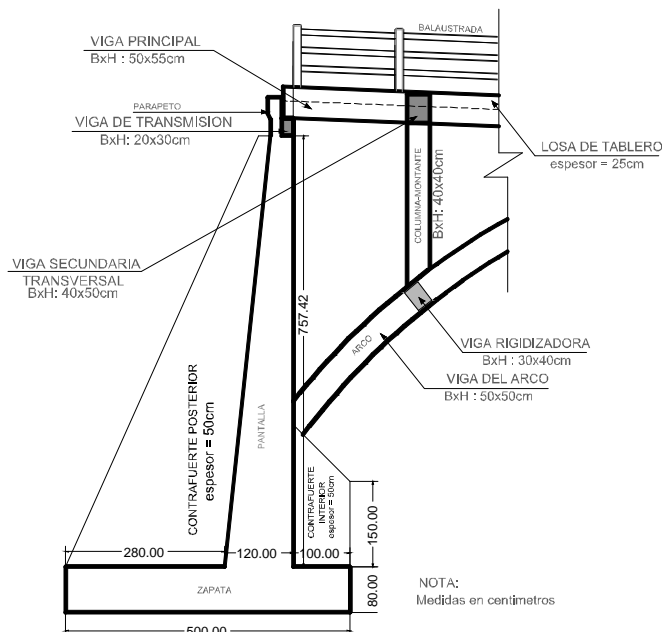


Fig. 3.32 Secciones de prediseño del estribo, pórtico y tablero. AUTOR Pedro Hurtado L.

Posteriormente se determina las cargas que actúan sobre la infraestructura y superestructura.

Cargas Permanentes:

a. Carga Propia de la Superestructura (DC):

En este proceso el Programa Etabs V9.7.4, ensambla las matrices del método matricial de análisis con las masas del concreto multiplicada por la longitud y sección de cada barra y/o placa. Por lo cual el cálculo de cargas propias es automático y no es necesario realizar de forma manual, pero en todo caso se explica el cálculo del peso propio a continuación.

En el caso del tablero tenemos que para un espesor de 25cm, en un metro cuadrado con un concreto de peso específico $P_e = 2400,00 \text{ Kg/m}^3$, el peso por metro cuadrado será:

$$Dc_{\text{losa tablero}} = 1,00\text{m} \times 1,00\text{m} \times 0,25\text{m} \times 2400,00 \text{ Kg/m}^3 = 600,00 \text{ Kg/m}^2$$

En el caso de la viga del arco de 50x50cm tenemos:

$$Dc_{\text{viga arco}} = 1,00\text{m} \times 0,50\text{m} \times 0,50\text{m} \times 2400,00 \text{ Kg/m}^3 = 600,00 \text{ Kg/ml}$$

b. Carga Propia de Aceras (DC)

Debido a que asumimos un tablero de 25cm de espesor y nos hace falta el peso del espaldón o acera, que es necesario para incrementar los 18cm de altura para peatones, calculamos esta carga propia para sumar en el ancho de 1.70m del tablero (volados). Esta carga calculamos de la siguiente manera:

$$Dc_{\text{acera chapa}} = 0.04 \times 1.00 \times 1.00 \times 2400 = 96.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$Dc_{\text{acera nervios}} = 0.14 \times 0.10 \times 1.00 \times 2.00 \times 2400 = 67.20 \text{ Kg/m}^2$$

$$Dc_{\text{total acera}} = 96.00 + 67.20 = 163.20 \text{ Kg/m}^2$$

Esta carga si se ingresa en el modelo estructural ya que no se modela este elemento estructural y por tanto el software requiere de este peso adicional dentro del estado de carga permanente DC.

c. Carga Propia de Barandas (DC)

De igual forma asumimos barandas con columnas de concreto armado en 15*15cm y 1.10m de alto, a cada 1.80m. Y las protecciones horizontales son de 10*10cm en un largo de 1.65m, en total de 3 unidades cada vano.

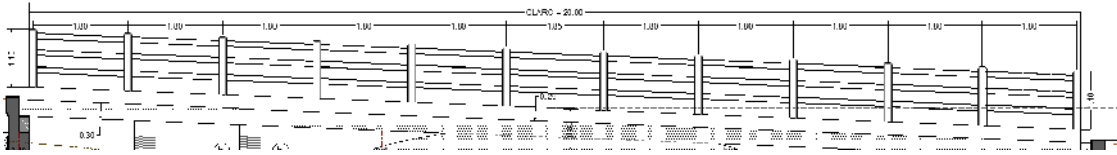


Fig. 3.33 Balaustrada de H°A - Vista lateral del puente. AUTOR Pedro Hurtado L.

Calculando tenemos:

$$P_1 = 0.15 * 0.15 * 1.10 * 2400 * 12 = 712.80 \text{ Kg}$$

$$P_2 = 0.10 * 0.10 * 1.65 * 3 * 11 * 2400 = 1320.00 \text{ Kg}$$

$$P_{\text{total de barandales}} = P_1 + P_2 = 2032.80 \text{ Kg}$$

Esto si fuera carga puntual, pero distribuimos para toda la longitud de la acera del puente.

$$DC_{\text{barandas}} = 2032.80 / 20 = 101.64 \text{ Kg/ml}$$

De igual forma la carga de barandas se ingresa en el modelo estructural ya que no se modela este elemento estructural y por tanto el software requiere de este peso adicional dentro del estado de carga permanente DC.

Todo el análisis y determinación de pesos propios (DC) ya se explicó con más detalle en el diseño del tablero.

Cargas Transitorias:

La carga viva es la correspondiente a la carga de servicio, como lo son vehículos, trenes, peatones, etc.¹

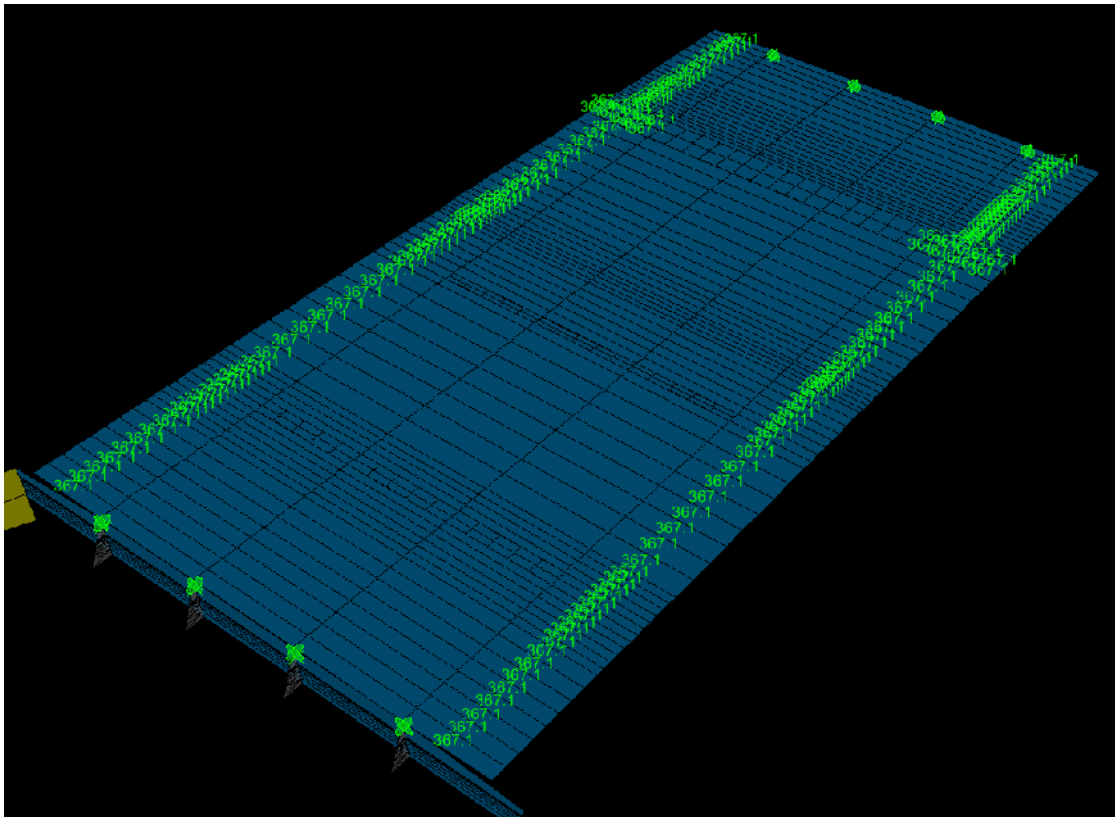
a. Sobrecarga Peatonal o Carga Viva de Aceras (PL)

De acuerdo a lo indicado en la AASHTO 2004, artículo 3.6.1.6 que dice:

Se deberá aplicar una carga peatonal de 3.6×10^{-3} Mpa en todas las aceras de más de 600mm de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

$$\text{Entonces tenemos } PL = 367.10 \text{ Kg/m}^2$$

Fig. 3.34 Carga peatonal en aceras (Kg/m2) AUTOR Pedro Hurtado L.



b. Sobrecarga Vehicular (LL)

Se aplica el modelo de carga HS-MOP 2000, con el modelo línea de carga equivalente o el modelo de camión estándar.

MODELO	q	PM	PV
	t/ml/vía	t/vía	t/vía
HS - MOP	1.2	10.2	14.80

PM = Para Momento
 PV = Para Esfuerzo Cortante

En el caso del diseño longitudinal del tablero se aplicó el modelo de línea de carga equivalente, pero para el análisis y diseño de las vigas de la superestructura y de los estribos, en el presente estudio se opta por la sobrecarga vehicular como camión estándar o cargas puntuales por cada eje, ya que se considera que es un modelo más ajustado al tráfico real y fuerzas que soportará la obra.

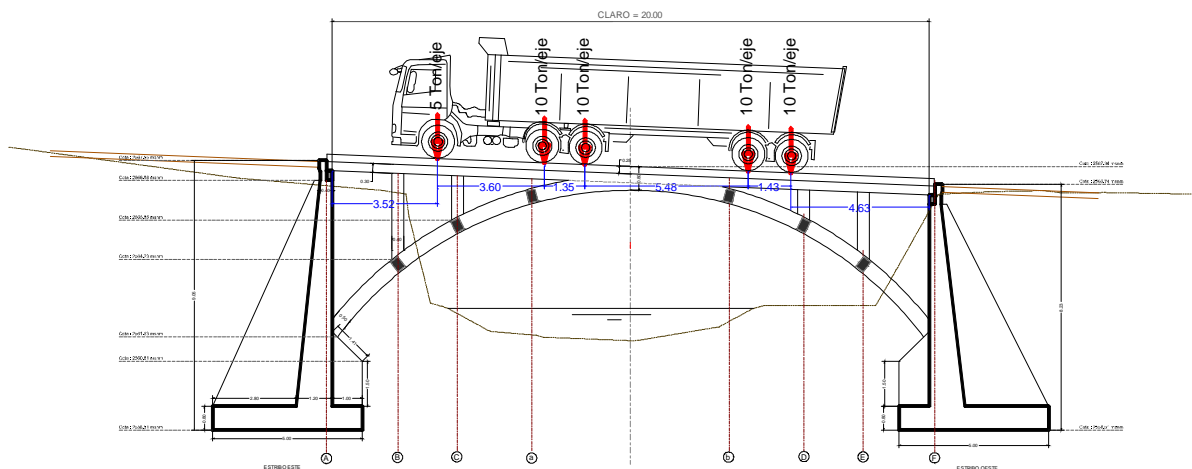


Fig. 3.35 Vista Lateral del Puente y Camión de Diseño HS MOP (Camión Estándar) AUTOR Pedro Hurtado L.

Las cargas de diseños para puentes, consisten en modelos de carga que tratan de interpretar los efectos que produce el prototipo sobre la estructura del puente, considerando que las magnitudes de las cargas reales (camiones) y la ubicación dentro del puente varía continuamente.²

El modelo de Camión Estándar, consiste en un sistema de cargas puntuales que representa a un camión real sobre el puente. El modelo de carga tiene dos modalidades, la una que representa un camión de dos ejes y otra que representa un camión de tres ejes, esto es un camión acompañado de un remolque, cuyas denominaciones según la AASHTO son:

Camión H20-44 (W = 18.18 Ton)

Camión H15-44 (W = 13.64 Ton)

Camión H10-44 (W = 9.09 Ton)

Camión HS20-44 (W = 18.18 Ton)

Camión HS15-44 (W = 13.64 Ton)

H : es la inicial de Highway Loading

S: es la inicial de Semitrailer

20: Indica el peso total de los dos primeros ejes en toneladas cortas (1 ts =2000lbs)

44: Indica el año en que se adoptó como modelo de diseño.

Cuando se trata de un camión tipo H: el 20% del Peso (W) se considera en el eje delantero y el 80% del Peso (W) se considera en el eje posterior.

Cuando se trata de un camión con remolque de tipor HS: el 20% del Peso (W) se considera en el eje delantero y el 80% del Peso (W) se considera en el eje posterior y un 80% del Peso (W) en el eje del remolque.

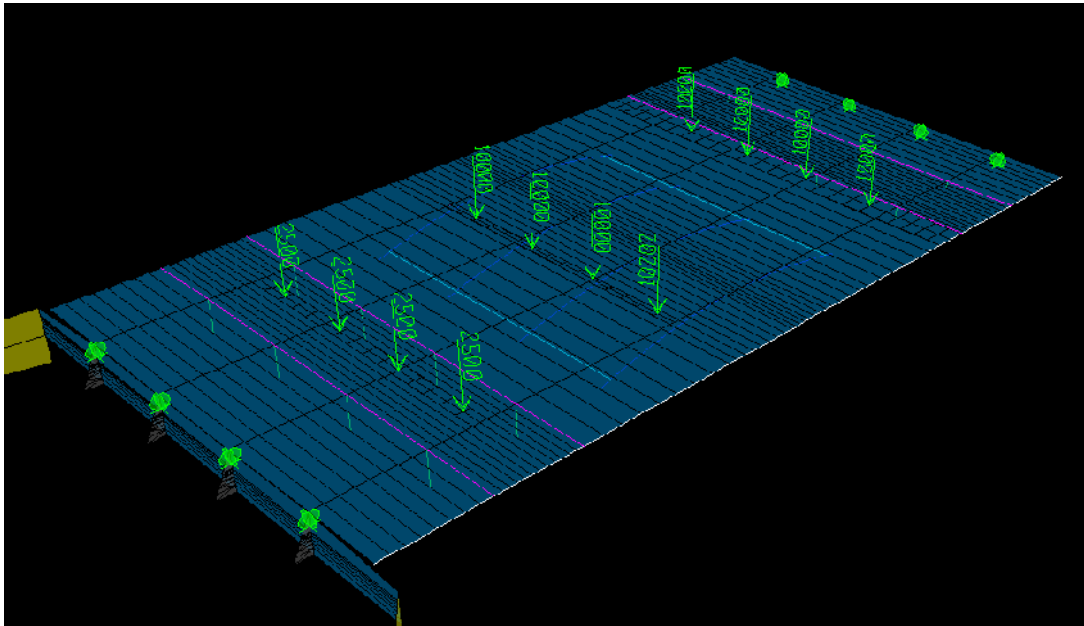
Las distancias entre ejes delantero y posterior serán de 4.27m o lo indicado por el fabricante del camión. Las distancias entre el eje posterior y el eje del remolque puede estar entre 4.27 y 9.15m, de manera que se provoque el mayor esfuerzo en la superestructura. ²

En el Ecuador el MOP, en febrero del año 2001 revisó las cargas y con la finalidad de ajustarse a las cargas adoptadas por los países del Pacto Andino asumió el camión de diseño HS MOP, este modelo de carga vehicular para el diseño de puentes es similar al HS20-44, con un incremento del 25% en la magnitud de las cargas de los dos modelos, Camión Estándar y Carga Equivalente, este modelo es semejante a la carga HS25.²

Según la AASHTO en el modelo de camión estándar, en puentes hiperestáticos se usará un solo camión sobre la estructura.

Por lo tanto el modelo estructural de Camión Estándar tipo HS-MOP, aplicado directamente al tablero como cargas puntuales queda de la siguiente forma:

Fig. 3.36 Carga de camión HS MOP en el tablero.



c. Sobrecarga de Impacto (IM)

La carga vehicular, tiene un efecto dinámico sobre la estructura del puente, que responde a la ley del movimiento, cuyo efecto es un incremento en la carga de uso por efectos dinámicos.

El factor de Impacto es cuantificado por la siguiente expresión:

$$I = \frac{15.24}{38.1 + L}$$

I = Factor de Impacto, en porcentaje de la carga viva.

L = Longitud en metros de la porción de la luz que se debe cargar para producir el máximo esfuerzo en el elemento.

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayorar aplicando los porcentajes indicados en la siguiente tabla.

Componente	IM
Juntas del tablero- Todos los estados Límite	75%
Todos los demás componentes:	
<ul style="list-style-type: none"> Estado Límite de fatiga y fractura 	15%
<ul style="list-style-type: none"> Todos los demás Estados Límite 	33%

En el presente caso se calcula con el 30%.

$$W_{IM} = 0.30 \times 2500,00 \text{ Kg/m/carril} = 750,00 \text{ Kg (Eje delantero)}$$

$$W_{IM} = 0.30 \times 10000,00 \text{ Kg/m/carril} = 3000,00 \text{ Kg (Eje posterior y remolque)}$$

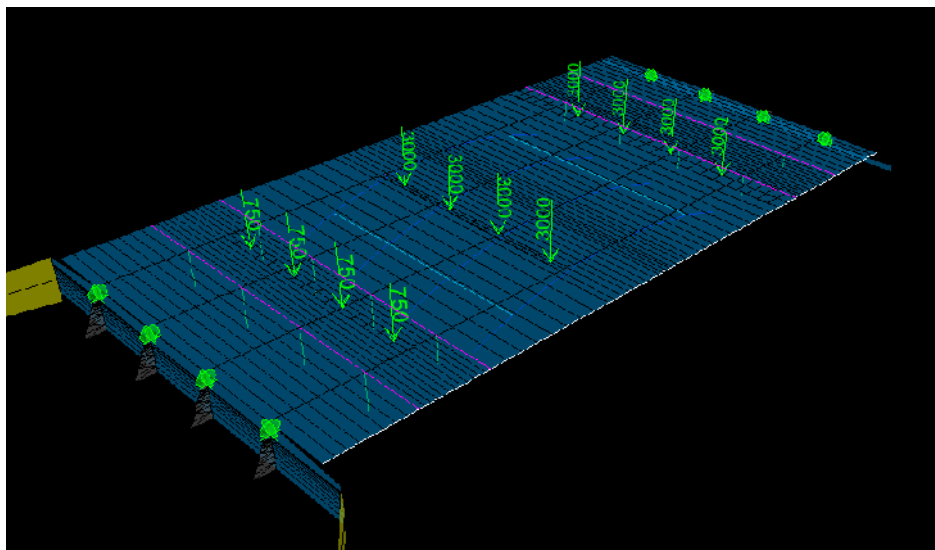


Fig. 3.37 Fuerza de impacto para el camión HS - MOP

d. Efectos de Frenado (BR)

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

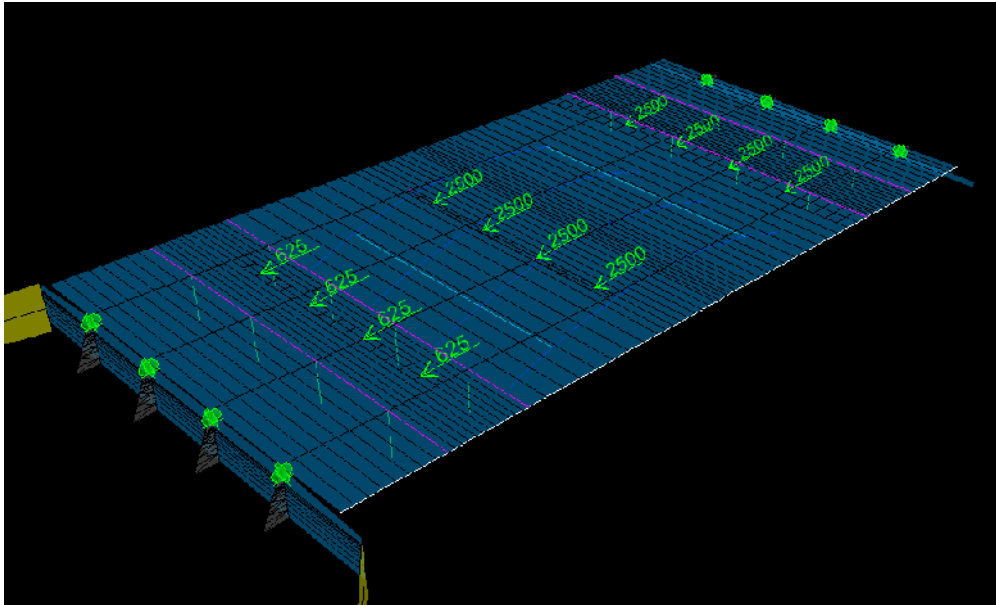
- 25 % de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño, o
- 5 % del camión de diseño más la carga del carril o 5 % del tándem de diseño más la carga del carril.

En este caso se calcula con el 25% de los pesos por eje:

$$F_{BR} = 0.25 \times 2500,00 \text{ Kg/m/carril} = 625,00 \text{ Kg (Eje delantero)}$$

$$F_{BR} = 0.25 \times 10000,00 \text{ Kg/m/carril} = 2500,00 \text{ Kg (Eje posterior y remolque)}$$

Fig. 3.38 Fuerza de frenado para el camión HS-MOP



Luego se procede a analizar las cargas del suelo sobre los estribos:

e. Empuje Horizontal del Suelo (EH)

La carga de presión de tierra sobre muros de sostenimiento o estructuras es una función del tipo y la condición del suelo de relleno, la pendiente del suelo atrás del muro, la fricción entre la pared y el suelo y la posibilidad de giros y corrimientos del muro por causa del relleno.

Las estructuras flexibles son capaces de rotar libremente sobre la base, los muros de sostenimiento son fijos o parcialmente restringidos contra la traslación y/o la rotación.

Para los muros flexibles, la presión de tierra es calculada asumiendo esfuerzos activos por la teoría de Coulomb.²

De igual forma se puede utilizar la teoría de Rankine que es válida para suelos no cohesivos como arenas y gravas.

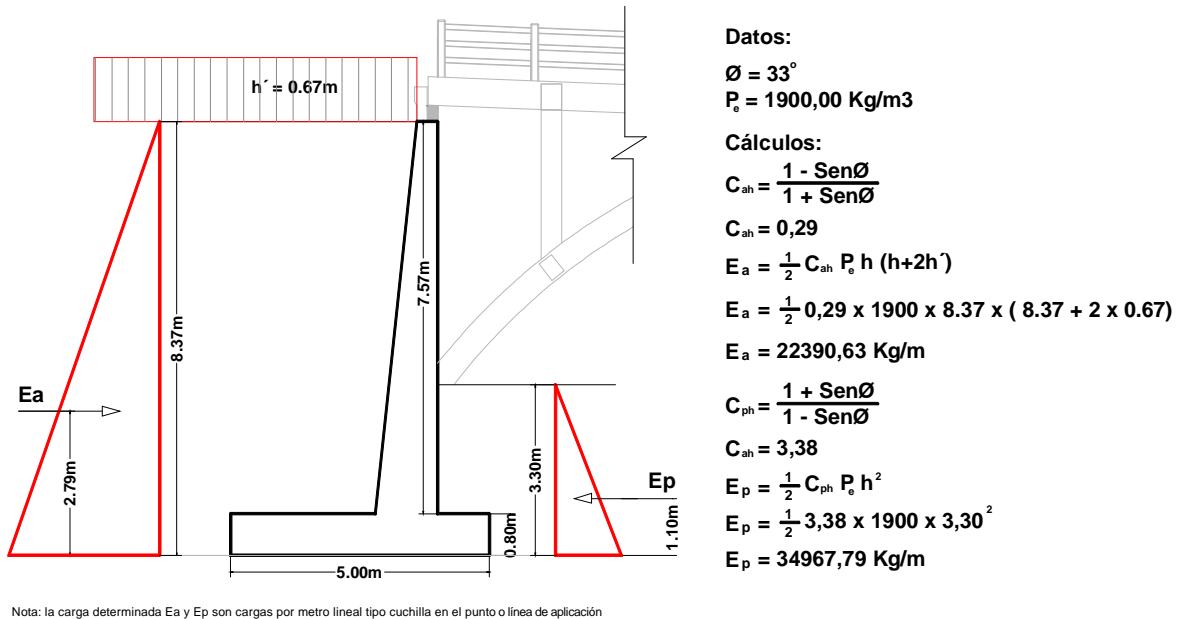


Fig. 3.39 Empuje activo y pasivo del suelo en el estribo. AUTOR Pedro Hurtado L.

Una vez asignados todos los estados de carga permanentes y transitorios, procedemos a realizar las combinaciones para los estados de Resistencia y Servicio. Para el presente estudio se selecciona los siguientes:

Luego realizamos las combinaciones:

Resistencia I : 1.25DC + 1.50 EH + 1.75 LL + 1.75 IM + 1.75 BRxx + 1.00 EQxx

Servicio I : 1.00 DC + 1.00 EH + 1.00 LL + 1.00 IM + 1.00BRxx + 1.00 EQxx

Dónde:

DC: Peso propio del tablero, vigas, aceras, barandales, columnas y estribos.

LL: Sobrecarga Vehicular (modelo Camión Estándar tipo HS MOP)

EH: Empuje Horizontal del Suelo.

IM : Incremento por carga vehicular dinámica (30% LL)

BR : Fuerza de frenado de los vehículos (en el sentido del trafico 25% LL)

EQxx : Sismo (en el sentido del tráfico)

EQyy : Sismo (en el sentido perpendicular al tráfico)

Luego de realizar las combinaciones necesarias solicitadas por la AASHTO tenemos los resultados de esfuerzos en vigas, columnas y tablero (losa).

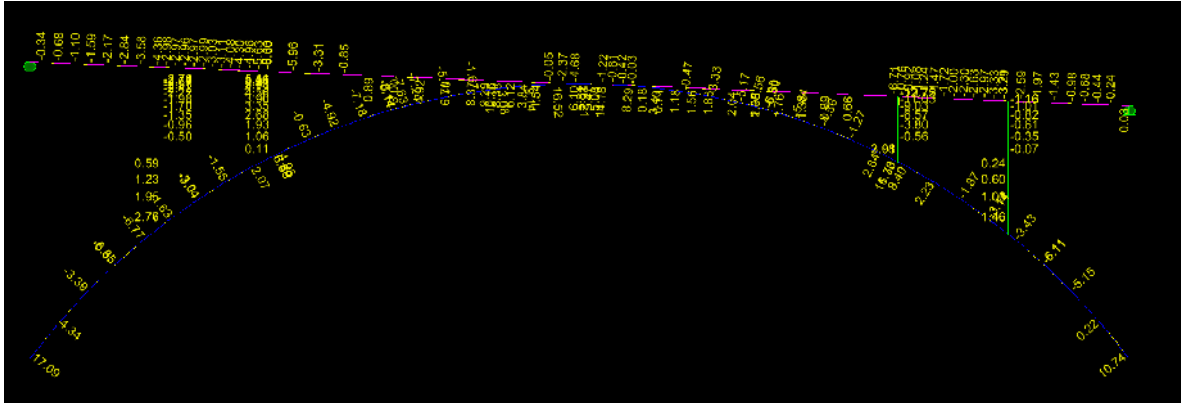


Fig. 3.40 Pórtico central B-B (Momentos flectores para Resistencia I)

Los resultados de esfuerzos en barras se presentan en forma tabulada de la siguiente manera:

No. Barra	COMBINACION DE CARGA	Longitud	P	V2	V3	T	M2	M3
		cm	Kg	Kg	Kg.cm	Kg.cm	Kg.cm	Kg.cm
22	RESISTENCIAUNO	50.01	-85500.54	-19154.08	-231.39	125752.71	45622.13	2681287.03
160	RESISTENCIAUNO	50.01	-75707.95	-17199.09	-63.28	42319.43	11683.13	2521410.18
215	RESISTENCIAUNO	50.01	-73646.33	-16648.49	-2.87	11213.71	987.66	2441735.09
13	RESISTENCIAUNO	52.50	-88008.03	2659.51	93.36	55169.32	307.22	-942921.99
314	RESISTENCIAUNO	0.00	-88052.58	-2203.62	93.36	55101.87	-2744.49	-942921.99
800	RESISTENCIAUNO	46.70	-1110.73	6977.19	-116.26	43278.25	5584.60	-971002.64

Nota: la presente tabla presenta un resumen de los valores más altos de momento positivo y negativo.

Es importante también presentar el esquema de la elástica o deformada del pórtico para determinar las posiciones del acero de refuerzo positivo y negativo.

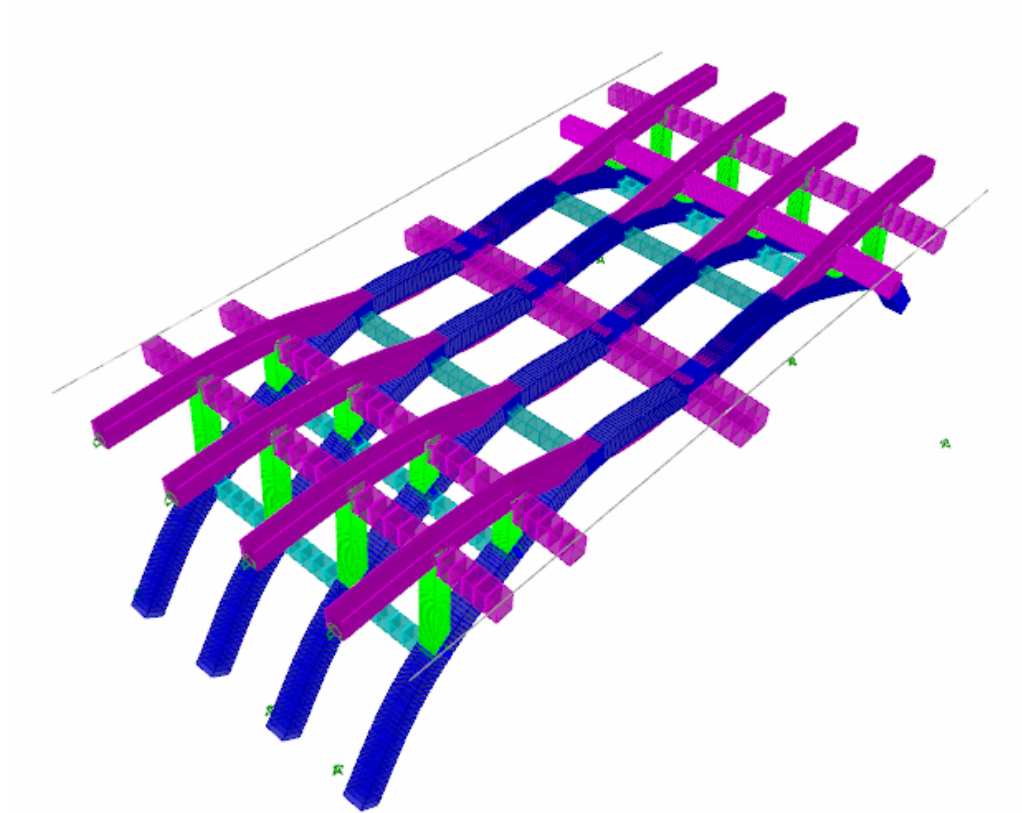


Fig. 3.41 Deformada del sistema aporcado (Resistencia I) AUTOR Pedro Hurtado L.

Finalmente se procede a diseñar las vigas del arco, principales, secundarias y rigidizadoras a flexión y corte, aplicando la teoría de diseño a Resistencia Ultima que nos presenta el ACI.

Datos de Entrada:

$$F'c = 300 \text{ Kg/cm}^2$$

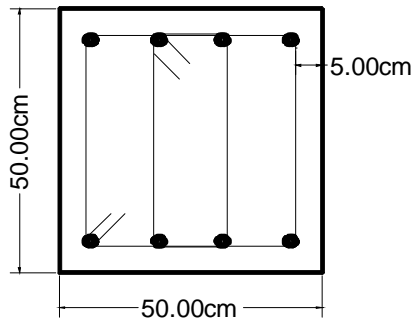
$$E = 220000 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$\beta_1 = 0.825$$

Y la sección de prediseño:

Viga del Arco



8 Ø 18mm

Estribos 2 Ø 10mm c/7cm

$M_n \quad M_u$

$$C = T$$

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

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

$$= 0.90$$

Sabiendo que según ACI 318S-11, la cuantía Maxima es :

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

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

Para $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

$$\rho_{bal} = 0.0296$$

$$\rho_{max} = 0.022$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

Ahora se determina el $\rho_{asumido}$

$$4 \text{ Ø } 18 \text{ mm} \text{ ----- } A_s = 4 * 2.544 \text{ cm}^2 = 10.176 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{asumido} = \frac{A_s}{b.d} = \frac{10.17}{50 \times 45} = 0.00452 \quad (\text{acero positivo})$$

$$\rho_{asumido} = \frac{A_s}{b.d} = \frac{10.17}{50 \times 45} = 0.00452 \quad (\text{acero negativo})$$

Por lo tanto el acero asumido está dentro del mínimo y máximo, y cumple los requisitos del ACI.

Ahora determinamos el momento resistente de la sección:

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

$$= 0.00452 \times 4200 \times 50 \times 45^2 \times \left(1 - 0.59 \frac{0.00452 \times 4200}{300} \right)$$

$$M_n = 1\,850\,366.89 \text{ Kg.cm}$$

$$M_{\text{resistente}} = 0.90 \times 1\,850\,366.89 = 1\,655\,330.20 \text{ Kg.cm}$$

Por lo tanto se cumple a flexión para los momentos negativos del arco:

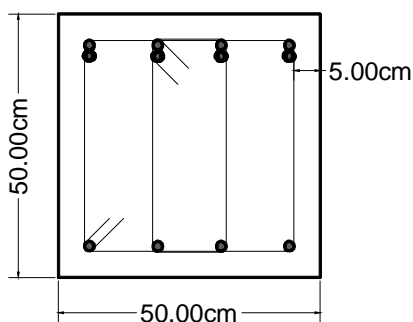
$$971\,002.64 \text{ Kg.cm} < 1\,655\,330.20 \text{ Kg.cm} \quad (\text{ver tabla anterior de esfuerzos})$$

Pero para momento positivo:

$$2\,681\,287.03 \text{ Kg.cm} < 1\,655\,330.20 \text{ Kg.cm} \quad \text{No cumple}$$

Por lo tanto se coloca más acero de refuerzo en la parte superior de la viga del arco en la sección central (ver planos). Quedando el armado de la siguiente manera:

Viga del Arco



12 Ø 18mm

Estribos 2 Ø 10mm c/7cm

Ahora se determina el ρ_{asumido}

$$8 \text{ Ø } 18 \text{ mm} \text{ ----- } A_s = 8 * 2.544 \text{ cm}^2 = 20.352 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\text{asumido}} = \frac{A_s}{b.d} = \frac{20.35}{50 \times 43} = 0.00946 \quad (\text{acero positivo})$$

Por lo tanto el acero asumido está dentro del mínimo y máximo, y cumple los requisitos del ACI.

Ahora determinamos el momento resistente de la sección:

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

$$= 0.00946 \times 4200 \times 50 \times 43^2 \times \left(1 - 0.59 \frac{0.00946 \times 4200}{300} \right)$$

$$M_n = 3\,386\,015.73 \text{ Kg.cm}$$

$$M_{\text{resistente}} = 0.90 \times 3\,386\,015.73 = 3\,047\,414.16 \text{ Kg.cm}$$

Por lo tanto se cumple a flexión para los momentos positivos del arco:

$$2\,681\,287.03 \text{ Kg.cm} < 3\,047\,414.16 \text{ Kg.cm} \quad (\text{ver tabla anterior de esfuerzos})$$

De esta manera se diseñan los demás elementos como vigas principales, secundarias y rigidizadoras.

Ahora se procede a revisar por cortante:

Aplicando el diseño a Resistencia Ultima del ACI 318S-11 en su capítulo 11, tenemos:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\text{Donde } \phi = 0.75 \text{ (ACI 318S-11, Art. 9.3.2.3)}$$

$$V_n = V_c + V_s$$

V_c : resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto

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

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

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$$

$$A_{v,min} = 0.2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

$$3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

Calculamos el cortante únicamente de la sección de concreto

$$V_c = 0.53 \times 0.85 \sqrt{300} \times 50 \times 43 = 16776.21 \text{ Kg}$$

Comprobando:

$$0.75 \times 16776.21 = 12582.15 \text{ Kg}$$

$$19154.08 > 12582.15 \text{ No cumple}$$

Por lo tanto se coloca los estribos para incrementar el cortante nominal resistente.

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$$

Si colocamos 2 Ø 10mm c/7cm, tenemos:

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

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

$$d = 1 \text{ cm}$$

$$s = 7 \text{ cm}$$

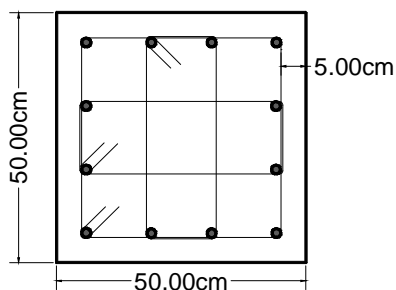
$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} = \frac{3.14 \times 4200 \times 43}{7} = 81012.00 \text{ Kg}$$

$$V_n = V_c + V_s = 16776.21 + 81012.00 = 97788.21 \text{ Kg}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times 97788.21 = 73341.15 \text{ Kg}$$

$$19154.08 < 73341.15 \text{ Si cumple}$$

Se colocan refuerzos laterales para torsión, de manera que la viga del arco queda armada como se indica en el siguiente esquema:



12 Ø 18mm

Estribos 3 Ø 10mm c/7cm

3.1.3 Diseño de bordillos

La AASHTO especifica que los bordillos deben diseñarse para resistir una carga lateral de 745 Kg/ml, aplicada en la parte superior del bordillo o a una altura de 25cm, si el bordillo tiene más de 25cm de alto.

En el presente estudio el bordillo es parte integral de la acera y no trabajará como un parapeto individual, por lo cual no se realiza el análisis y diseño estructural, sino únicamente se requiere de acero para temperatura y está anclado a la losa del tablero de la siguiente manera.

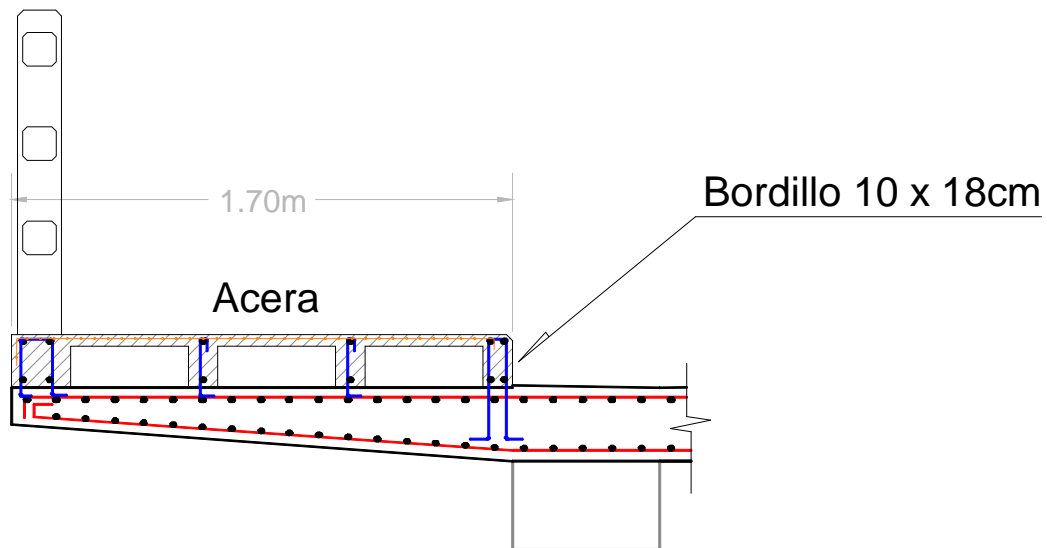


Fig. 3.42 Diseño de Bordillo

3.1.4 Diseño de veredas

De igual forma no se analiza estructuralmente al estar sobrepuesto sobre el volado del tablero principal, es un elemento tipo losa nervada unidireccional con casetones, con el objeto de alivianar peso al volado del tablero. El armado principal de la acera lo conforma el tablero, sobre este se realizara un armado de nervios en el sentido del tráfico y malla electrosoldada en la chapa de compresión para contracción y temperatura, los nervios se anclaran con varillas tipo J en el acero del tablero, el hormigón será de $F'c = 300 \text{ kg/cm}^2$.

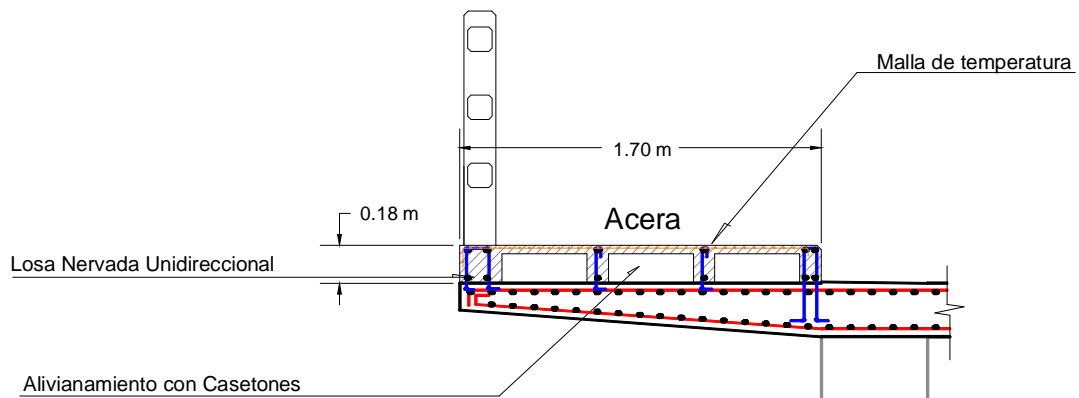


Fig. 3.43 Diseño de veredas

3.1.5 Diseño de neopreno

El movimiento de origen térmico total de diseño para un apoyo elastomérico, el cual no se desplazará durante el montaje, se deberá determinar como:

$$= 1,3\alpha L (T_{M\acute{a}x\ Dise\~{n}o} - T_{M\acute{i}n\ Dise\~{n}o})$$

Donde:

L = longitud de expansión (mm)

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

En general los apoyos elastoméricos no se desplazan durante el montaje como se hace con la mayoría de los sistemas de apoyo. Si un apoyo elastomérico se reinstala a la temperatura promedio entre $T_{Max\ Dise\~{n}o}$ y $T_{Min\ Dise\~{n}o}$, entonces el factor 1,3 se puede reducir a 1,0. Además, los apoyos elastoméricos son poco sensibles a deformaciones poco frecuentes que superan su capacidad de deformación nominal.

Los aparatos de apoyo son elementos que se colocan entre las vigas y la superficie de apoyo de la caja del estribo o de las pilas. Sirven para distribuir las reacciones de las vigas en áreas que den esfuerzos admisibles en la superficie de contacto y para absorber los movimientos de la estructura debidos a fuerzas longitudinales. ¹

Las ventajas de los apoyos de caucho sintético con respecto a los apoyos mecánicos de tipo convencional, son: economía, efectividad y ausencia de mantenimiento.

Sobre la goma natural se prefiere actualmente el caucho sintético, debido principalmente, a su mayor resistencia a la compresión, y mayor durabilidad.⁴

De los cauchos sintéticos, uno de los más usados es el neopreno, aunque hoy en día, existen diversos tipos de gomas sintéticas o elastómeros, similares en su rendimiento al neopreno.

Las principales propiedades físicas del neopreno son:

- Dureza Shore: Resistencia a la penetración. 50 a 70
- Densidad : 1400,00 Kg/m³
- Resistencia a la Tracción: 1750,00 T /m²
- Elongación máxima de rotura: 350%
- Deformación bajo carga permanente: menor a 20%
- Módulo de elasticidad (E) = 500 T /m²
- Módulo de Corte (G) = 100 T /m²

Existen varias posibilidades de diseño en lo referente a apoyos de goma (neopreno): apoyos simples, apoyos con placas de acero intercaladas, y los apoyos con material confinado, con o sin capa deslizante de teflón. ⁴

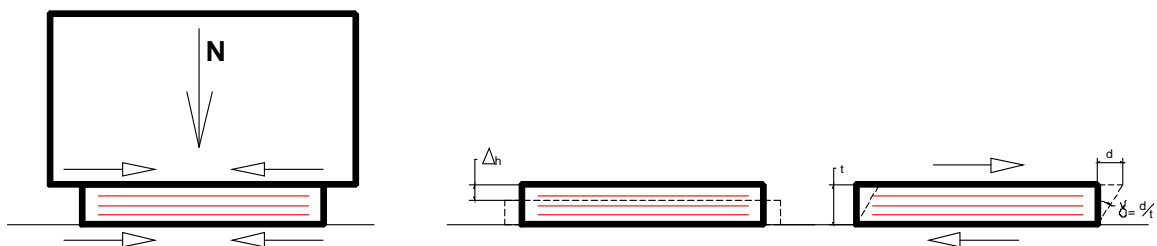


Fig. 3.44 Carga aplicada al neopreno y deformación vertical y lateral

Las especificaciones AASHTO nos indican los siguientes requerimientos para el diseño de un neopreno:

- Los movimientos provocados por variaciones de temperatura, deben ser menores que la mitad del espesor del apoyo.

- El esfuerzo admisible será:
350 T/m² para peso propio
560 T/m² para peso propio + cargas accidentales con impacto
- La deformación inicial bajo carga total, no debe exceder del 15%
- Los apoyos deben ser fabricados en una sola capa, a excepción de apoyos de varias capas con chapas rígidas de acero intercaladas.
- El factor de forma mínimo debe ser de 1.25
- La tangente del ángulo de distorsión = 0.50
- La máxima presión por compresión debida a la carga muerta más la carga viva, no debe ser mayor a 800 psi, para placas sin refuerzo
- La máxima presión por compresión debida a la carga muerta más la carga viva, no debe ser mayor a 1000 psi, para placas reforzadas.
- La deformación por compresión no debe ser mayor a 0.07 t.
- El desplazamiento por flexión de las vigas no debe ser mayor a 0.06 t, para el apoyo de neopreno.
- Si se usan varias placas de neopreno el valor de “t” no debe ser mayor a 5/8 de pulgada.
- Por seguridad, el espesor total de la placa de neopreno no debe exceder de:
L /5, W/5 para placas simples.
L/3, W/3 para placas reforzadas.
- La fuerza cortante inducida por la deformación del apoyo es aproximadamente igual a:

$$Fuerza\ Cortante = \frac{GxLxW}{T} Desplazamiento$$

Donde:

L = Longitud en pulgadas de la placa rectangular, en el sentido paralelo al eje longitudinal del puente.

W = Ancho en pulgadas de la placa rectangular, en el sentido normal al eje longitudinal del puente.

T = Espesor total en pulgadas, de la placa de neopreno

t = Espesor en pulgadas de las placas de neopreno, para placas reforzadas

F = Factor de forma de la placa de neopreno

$$F = LW / 2t(L+W)$$

G = Modulo de esfuerzo cortante en psi, del neopreno para temperatura de 73°

F.

Dureza	Valores de G
50	85-110
60	120-155
70	160-260

En general, el proceso de diseño es el siguiente:

1. Se selecciona el espesor según el desplazamiento por temperatura
2. Se dimensiona el área (L y W), de acuerdo a la máxima presión por compresión
3. Se calcula la presión por compresión con las dimensiones adoptadas y el factor de forma
4. Se selecciona la dureza del neopreno y se comprueba la deformación por compresión.
5. Se comprueba el desplazamiento del apoyo por flexión de la viga
6. Se calcula la fuerza cortante aplicada a la infraestructura, la cual debe ser menor al 20% de la reacción de carga muerta.

El apoyo a utilizarse en este diseño se conforma de capas elastómeras y placas de acero intercaladas, con una dureza de 60. Se asume las siguientes dimensiones:

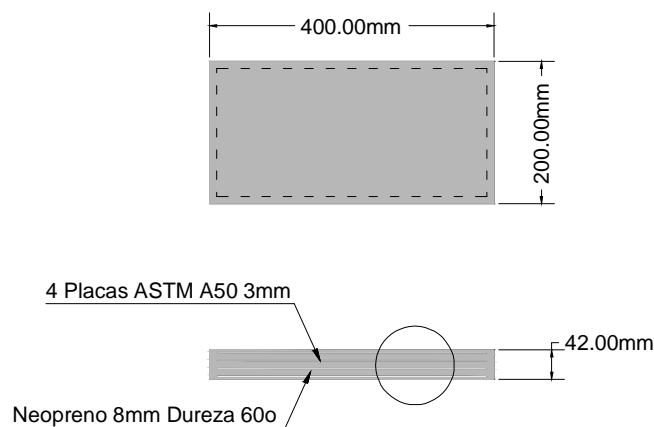


Fig. 3.45 Sección asumida del Neopreno Reforzado

Datos:

Luz = 20m = 787.40 pulg.

G = 85 T/m²

$t = 28^{\circ} C = 50.4^{\circ} F$

t = 42mm = 0.42cm = 0.165 pulg

Almohadilla (neoprenos) de dimensiones:

X = 20cm = 7.87 pulg

Y = 40cm = 15.74 pulg

Reacción por Carga Propia (ETABS):

Apoyo	Load	FX	FY	FZ
		Kg	Kg	Kg
1	Carga Propia	-2913.97	242.84	2914.21
113	Carga Propia	-3193.47	51.76	425.6
163	Carga Propia	-3189.18	-41.78	361.6
213	Carga Propia	-2904.98	-236.43	2912.49

Reacción por Carga Viva – Camión HS MOP (ETABS):

Apoyo	Load	FX	FY	FZ
		Kg	Kg	Kg
1	Carga Viva	-265.91	3.65	-1583.99
113	Carga Viva	-146.99	-33.8	-1293.24
163	Carga Viva	-86.13	17.23	-1161.68
213	Carga Viva	-95.63	3.62	-1419.36

Se observa que del análisis estructural para carga transitoria del camión de diseño HS MOP las reacciones son negativas, por la razón de que el puente es hiperestático y los apoyos del arco son empotrados en el estribo, siendo los que reciben las mayores reacciones de la superestructura, mientras que los apoyos que se están diseñando en neopreno únicamente son para soportar las vigas longitudinales de los pórticos las mismas que al recibir la carga del camión se levantan 1.92mm, quedando las almohadillas libres. Mientras que cuando el puente se encuentra sin carga viva los apoyos reciben los pesos propios y las reacciones son positivas como se indica en la tabla anterior para carga propia.

El desplazamiento de las vigas principales y tablero en estos puntos de apoyo del cabezal del estribo son de 2mm a 6mm

De lo anterior tenemos que el desplazamiento de la viga es:

$z = 0.23$ pulgadas.

Cálculos:

Factor de Forma = F

$$F = (7.87 \times 15.74) / 2(7.87 + 15.74) \times 0.165 = 15.89$$

El esfuerzo de compresión “ ” debido a la carga propia en la almohadilla será:

$$N = \text{Reacción} = 2914.21 \text{ Kg} \times 2.2 = 6411.26 \text{ Libras}$$

$$= 6411.26 / (7.87 \times 15.74) = 51.75 \text{ psi}$$

Ingresando a la tabla de Esfuerzo de Compresión versus Deformación por Compresión de los proveedores de Neopreno con dureza 60, Determinamos que el esfuerzo de compresión es 900 psi y el $= 4 \% < 7\%$

$900 \text{ psi} > 51.75 \text{ psi}$ Cumple.

Si calculamos que el eje posterior del camión estándar estaría sobre este punto de apoyo tendríamos una carga adicional a la propia de 10000 Kg.

$$N = 2914.21 + 10000.00 = 12914.21 \text{ Kg}$$

$$N = 12914.21 \times 2.2 = 28411.26 \text{ Libras}$$

$$= 28411.26 / (7.87 \times 15.74) = 229.35 \text{ psi}$$

$900 \text{ psi} > 229.35 \text{ psi}$ Cumple.

Por lo tanto la placa de neopreno de 20x40x0.42cm es suficiente para soportar la compresión y asentamiento de la viga principal de pórtico tipo VT-1.

3.2 Diseño de subestructura.

3.2.1 Diseño de estribos o muros de contención

Se toma una sección transversal del estribo con contrafuertes, por un metro de franja para hacer la comprobación de estabilidad (volcamiento, asentamiento y deslizamiento) y luego se procede al diseño de armadura principal y de confinamiento.

3.2.1.1 Sección de Pre diseño.

Nos imponemos las dimensiones de ancho de zapata (pie y talón) y espesores de pantalla; ya que la altura total del estribo se conoce porque se dimensiona en base a los parámetros recomendados en el estudio geotécnico e hidráulico.

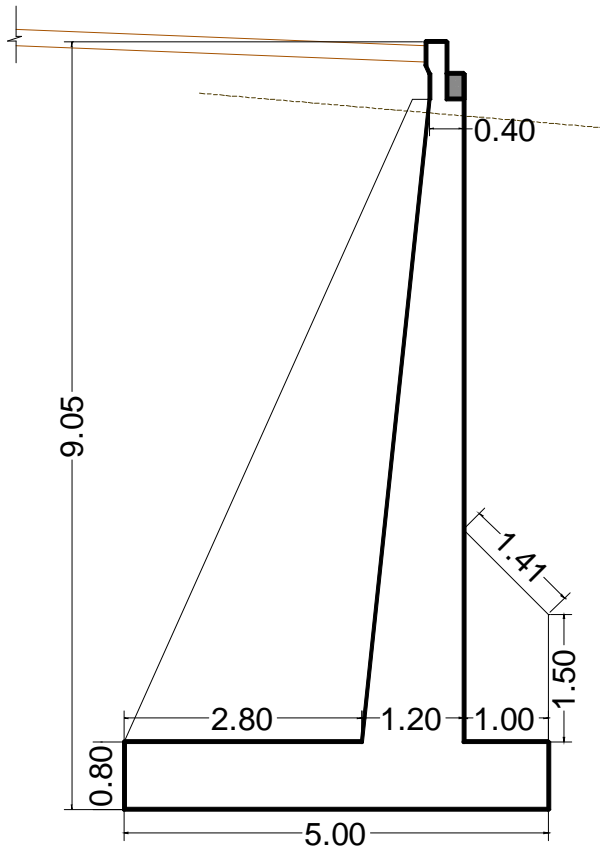


Fig. 3.46 Sección de pre diseño del muro AUTOR Pedro Hurtado L.

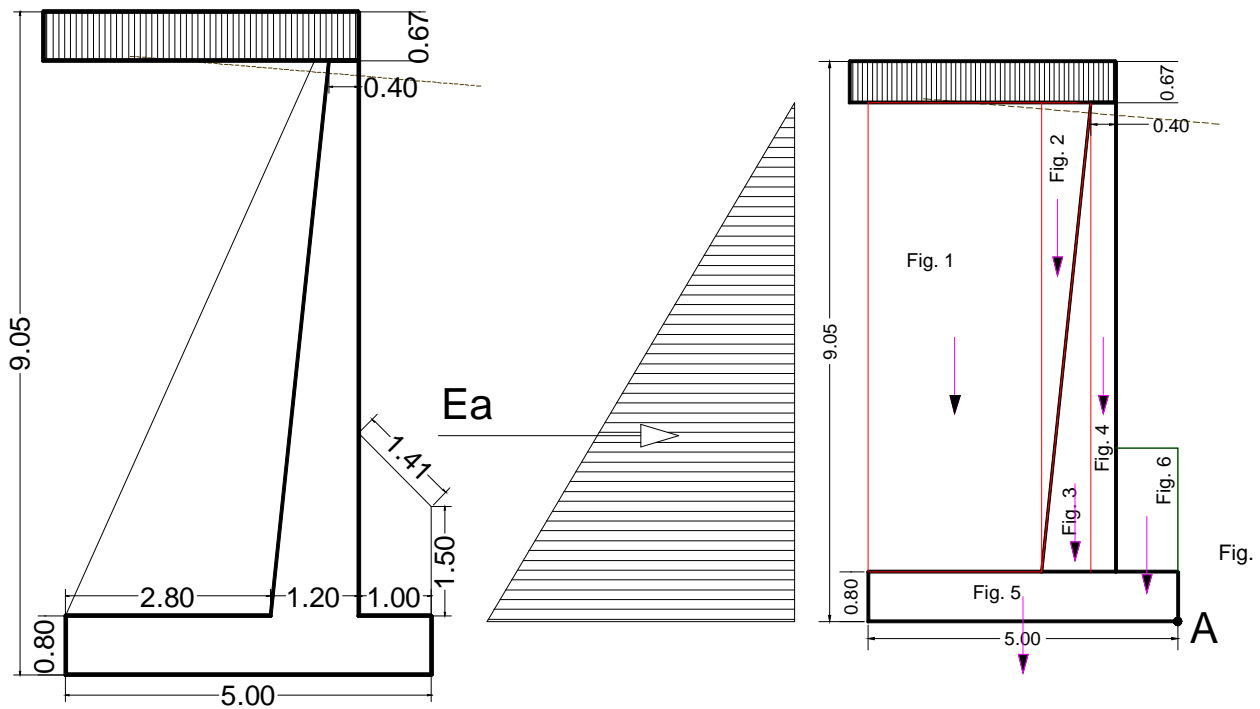
Como parámetros de diseño del muro en cantiliver o voladizo con contrafuertes se asume lo siguiente:

- Se desprecia la altura del parapeto, y se asume una sobrecarga vertical de 0.67m de la estructura de vía y carga vehicular de acceso al puente.
- Para el análisis de estabilidad externa (volcamiento, deslizamiento y asentamiento) se desprecia el contrafuerte interno y externo ya que es peso sobre el pie y el talón de los bloques de suelo sustituyen este peso, dentro del metro de franja a analizar. Mientras que para el diseño

estructural son considerados como elementos muy importantes y se diseña su espesor y armadura

- Para el suelo de relleno posterior se considera un suelo granular filtrante con ángulo de fricción interna de 33° y peso específico de 1900 Kg/m^3 .
- La capacidad portante del suelo es de $24600,00 \text{ Kg/m}^2$ de acuerdo al estudio geotécnico que se adjunta.
- El hormigón armado del estribo será con hormigón simple de $F'c=280 \text{ Kg/cm}^2$ y acero corrugado de $Fy=4200 \text{ Kg/cm}^2$
- El módulo de elasticidad del hormigón será de $E=250000 \text{ Kg/cm}^2$
- Se considera la ley de Rankine para el análisis del Empuje Activo
- Se considera una altura de relleno en la puntera de 2.00m para calcular el empuje pasivo, lo cual se deberá cumplir en obra previo al relleno del trasdós.
- Las cargas verticales y diagonales provenientes de la superestructura (empotramiento del arco y apoyo móvil del tablero) no se consideran para la estabilidad del estribo ya que constructivamente las mismas no estarán actuando sino hasta el final del proyecto. Y el muro se rellenará en su totalidad previo al armado del arco y tablero.
- Para efectos de socavación se dejó una altura de protección de 2.20m y se protege con muro de entrada de tipo escollera por lo que los empujes hidráulicos no se consideran.
- Es importante desde el punto de vista geotécnico saber que se va a retirar una gran masa de suelo que luego se sustituirá por el contrafuerte y material granular en el aproche, se debe considerar que este suelo de soporte ya tiene una capacidad portante para recibir nuevamente ese peso adicional a la capacidad portante del estudio geotécnico.

Luego de esto la geometría para el análisis nos queda de la siguiente manera:



3.47 Geometría del muro AUTOR Pedro Hurtado L.

Volcamiento (FS = 2.00):

Figura	Area	Peso	Brazo	Momento
	m ²	Kg	m	Kg.m
1	21.20	40280.00	3.60	145008.00
2	3.03	5757.00	1.94	11168.58
3	3.03	7272.00	1.66	12071.52
4	3.03	7272.00	1.20	8726.40
5	4.00	9600.00	2.50	24000.00
6	2.00	3800.00	0.50	1900.00
TOTAL		73981.00		202874.50

Mv = 202874.50 Kg.m

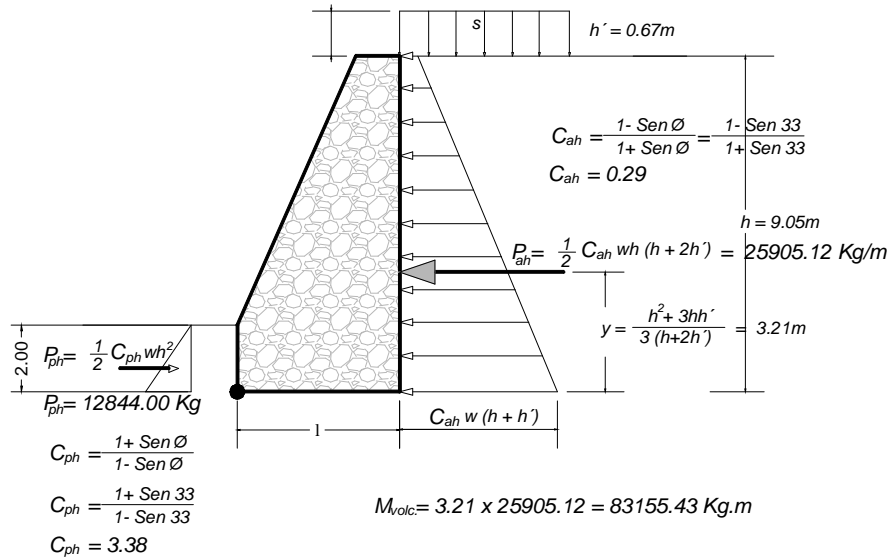


Fig. 3.48 Cálculo de momentos en el muro AUTOR Pedro Hurtado L.

$$M_v = 83155.43 \text{ Kg.m}$$

De donde:

$$F_{\text{Svolcamiento}} = 202874.50 / 83155.43 = 2.43 \text{ Ok. Cumple}$$

Deslizamiento (FS = 1.50):

$$P_{ph} = 12844.00 \text{ Kg}$$

$\mu = 0.40$ (coeficiente de rozamiento suelo – hormigón)

$$F_s = ((0.4 \times 73981.00) + 12844.00) / 25905.12 = 1.63 \text{ Ok. Cumple}$$

Asentamiento ($Q_{adm} = 2.46 \text{ Kg/cm}^2$):

1) $Q_{admisible} \text{ del suelo} > Q_{max} \text{ actua}$

$$q_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M c}{I}$$

$$q_{min} = \frac{N}{A} - \frac{M c}{I}$$

$$M_{\text{resultante neto}} = M_{\text{equil.}} - M_{\text{volc.}} = 202874.50 - 83155.43 = 119719.07 \text{ Kg.m}$$

Tomando la teoría de Muros del Autor Braja M. Das, tenemos que comprobar que la excentricidad e , sea menor que $B/6$, donde:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_{\text{resultante neto}}}{\Sigma V}$$

$$e = \frac{5}{2} - \frac{119719.07}{73981.00} = 0.88$$

$$\frac{B}{6} = \frac{5.00}{6} = 0.83$$

0.88 < 0.83 (esto indica que existirá una mínima tensión en el suelo en la parte del talón)

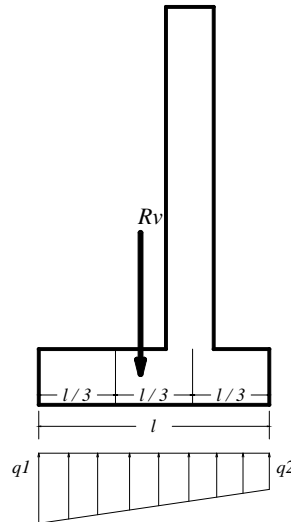


Fig. 3.49 talón del muro AUTOR Pedro Hurtado L.

$$q_{max} = \frac{73981.00}{5.00} + \frac{119719.07 \times 2.50}{\frac{B \times H^3}{12}}$$

$$q_{max} = \frac{73981.00}{5.00} + \frac{119719.07 \times 2.50}{\frac{1 \times 5.00^3}{12}} = 43519.58$$

$$q_{min} = \frac{73981.00}{5.00} - \frac{119719.07 \times 2.50}{\frac{1 \times 5.00^3}{12}} = -13926.80$$

Nota: los valores indican la distribución de presiones, q_{min} al ser negativo indica que esta área del suelo no estará comprimida, pero no que se levantara la zapata, ya que previamente se analizó el volcamiento.

Del estudio de suelos se dispone que $Q_{admisible} = 24600,00 \text{ Kg/m}^2$

Por lo tanto $Q_{admisible} < Q_{actua}$

$24600.00 < 43519.58$ Redimensionar el Cimiento o Mejorar el Suelo

En este caso y por recomendación del estudio Geotécnico se mejorara el cimiento.

3.2.2 Diseño de cimentación de estribos

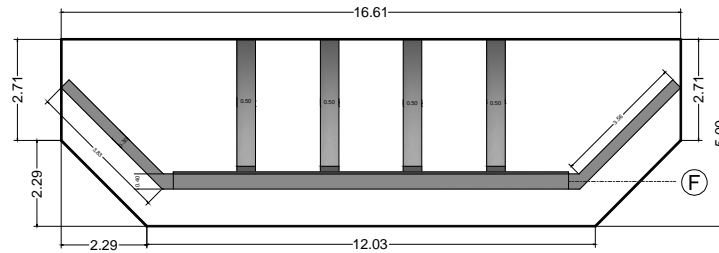


Fig. 3.50 Diseño de cimentación de estribos AUTOR Pedro Hurtado L.

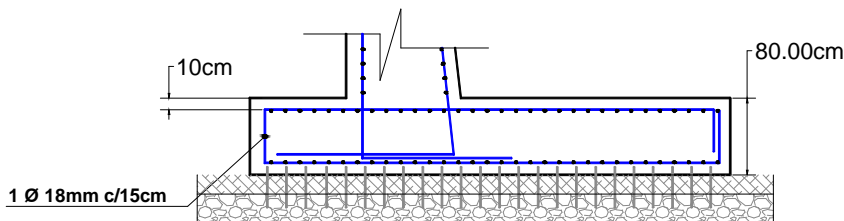
Con la geometría diseñada con el criterio geotécnico, ahora procedemos a diseñar estructuralmente el acero de refuerzo del cimiento, por última resistencia.

Aplicando el Momento Flector Resultante del análisis de estabilidad del muro.

$$M_{\text{resultante neto}} = M_{\text{equil.}} - M_{\text{volc.}} = 202874.50 - 83155.43 = 119719.07 \text{ Kg.m}$$

$$M_{\text{diseño}} = 11971907,00 \text{ Kg.cm}$$

La sección y armado propuestos son:



Realizamos el diseño para un metro de ancho de zapata:

Tendremos entonces:

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

$$H = 80 \text{ cm}$$

$$r' = 10 \text{ cm}$$

$$d = 70 \text{ cm}$$

$$1 \text{ } \varnothing \text{ 18mm c/15cm}$$

$$A_{s \text{ } 1\text{m}} = 7 \times 2.544 \text{ cm}^2 = 17.80 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{17.80}{100 \times 70} = 0.0025 \text{ (De acuerdo al capítulo 14 del ACI para muros } \rho_{\text{min}} = 0.002)$$

$$\begin{aligned} M_n &= \mu M_u & C &= T \\ \rho_b f_y b d &= 0.85 \beta_1 f'_c b c \\ M_n &= \rho F_y b d^2 \left(1 - 0.59 \frac{\rho f_y}{f'_c} \right) & &= 0.90 \end{aligned}$$

Sabiendo que según ACI 318S-11, la cuantía Maxima es :

$$\rho_{max} = 0.75\rho_{bal}$$
$$\rho_{bal} = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{6120}{6120 + f_y} \right)$$

Para $f'_c=300 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

$$\rho_{bal} = 0.0214 \quad \rho_{max} = 0.016 \quad \rho_{min} = 0.002$$

Ahora determinamos el momento resistente de la zapata:

$$M_n = 0.0025 \times 4200 \times 100 \times 70^2 \left(1 - 0.59 \frac{0.0025 \times 4200}{300} \right)$$
$$M_n = 5\,038\,755,00 \text{ Kg.cm}$$

$$M_n = 0.90 \times 5\,038\,755,00 = 4\,534\,880,17 \text{ Kg.cm}$$

$M_n \quad M_u$

$$4\,534\,880,17 \text{ Kg.cm} < 11\,971\,907,00 \text{ Kg.cm} \text{ No cumple}$$

Se incrementa el diámetro del acero de refuerzo a cada 28mm y cada 10cm.

$$A_{s_{1m}} = 9 \times 6.157 \text{ cm}^2 = 55.41 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{55.41}{100 \times 70} = 0.0080 > \rho_{min} = 0.0033 \text{ (Para flexión)}$$

Ahora el Nuevo momento resistente será:

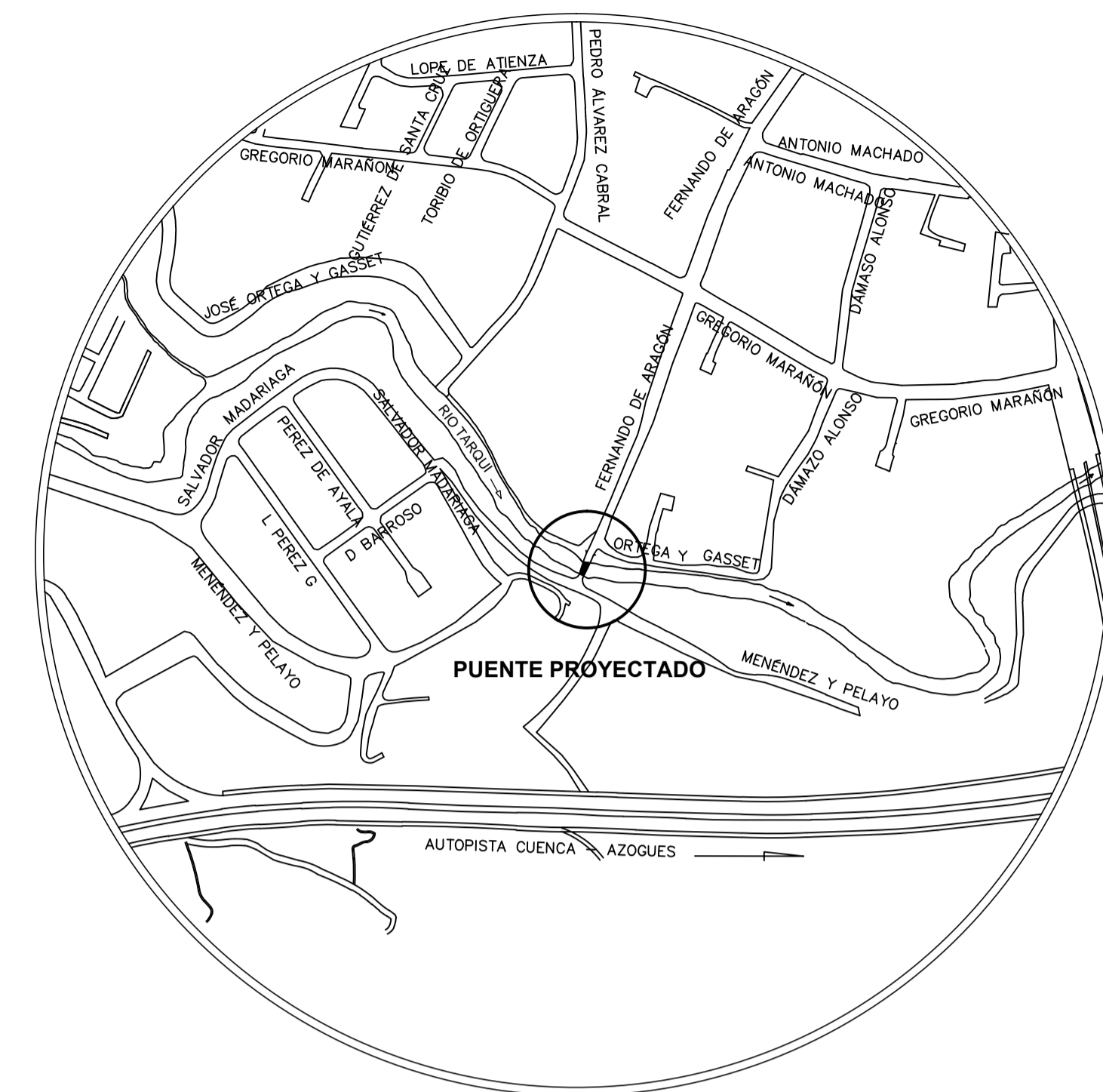
$$M_n = 0.0080 \times 4200 \times 100 \times 70^2 \left(1 - 0.59 \frac{0.0080 \times 4200}{300} \right)$$

$$M_n = 15\,376\,058,88 \text{ Kg.cm}$$

$$M_n = 0.90 \times 15\,376\,058,88 = 13\,838\,452,99 \text{ Kg.cm}$$

$$13\,838\,452,99 \text{ Kg.cm} > 11\,971\,907,00 \text{ Kg.cm} \text{ Si cumple}$$

A continuación los planos estructurales del puente diseñado que se emplazara en la calle Fernando de Aragón entre las calles Ortega y Gasset; y Menéndez y Pelayo.



UBICACIÓN

SIN ESCALA

SIMBOLOGÍA

- Puente Existente
- Borde de Calles Actuales
- Cerramientos
- Curva de Nivel cada 1 m
- Borde de Río
- - - Secciones Transversales del Río Aguas cada 10m
- Sentido del Flujo
- Eje de Vías Propuestas para mejorar el trazado
- Bordillo y acera propuestas
- Tapa de Pozos
- Postes

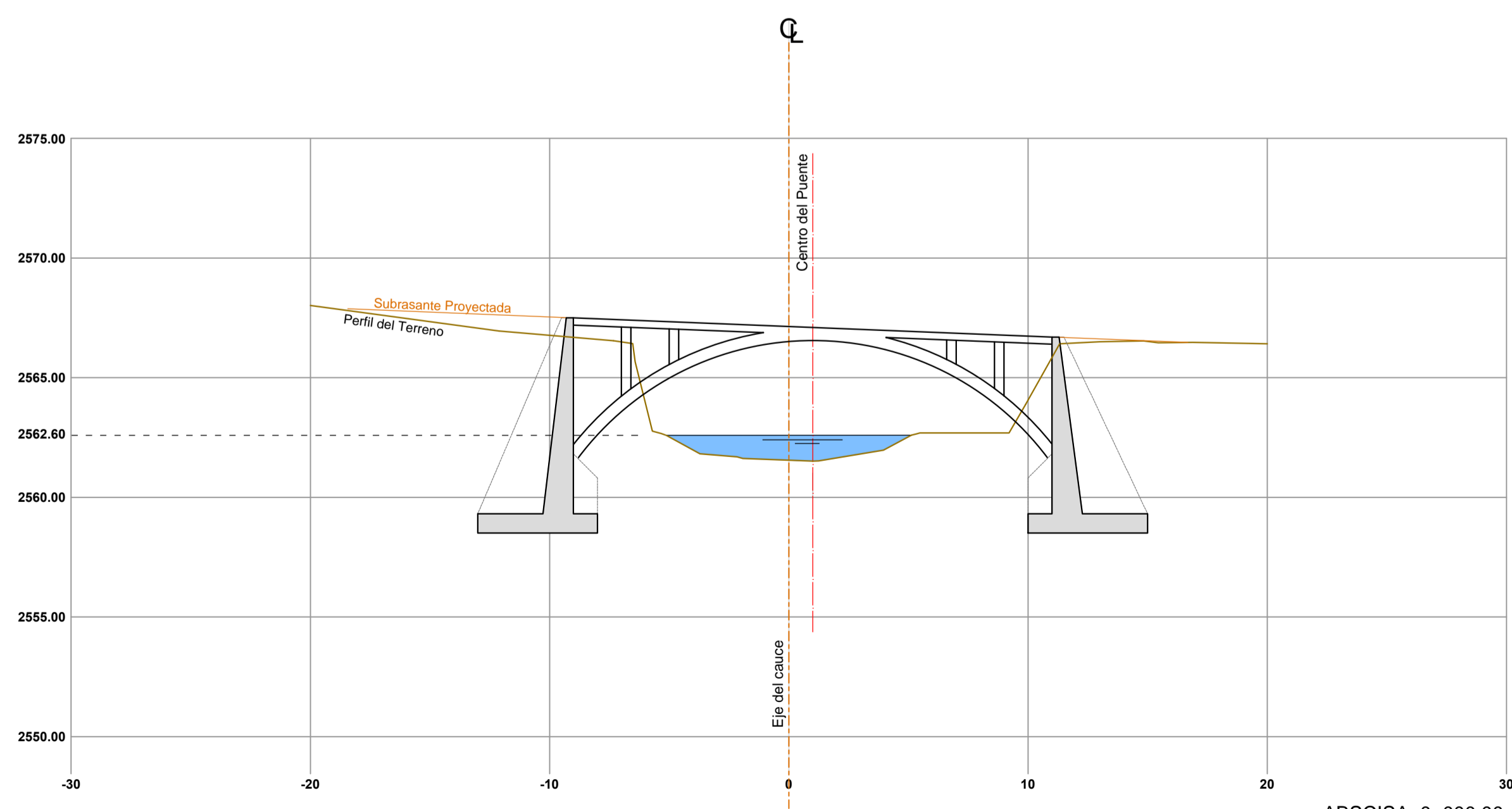
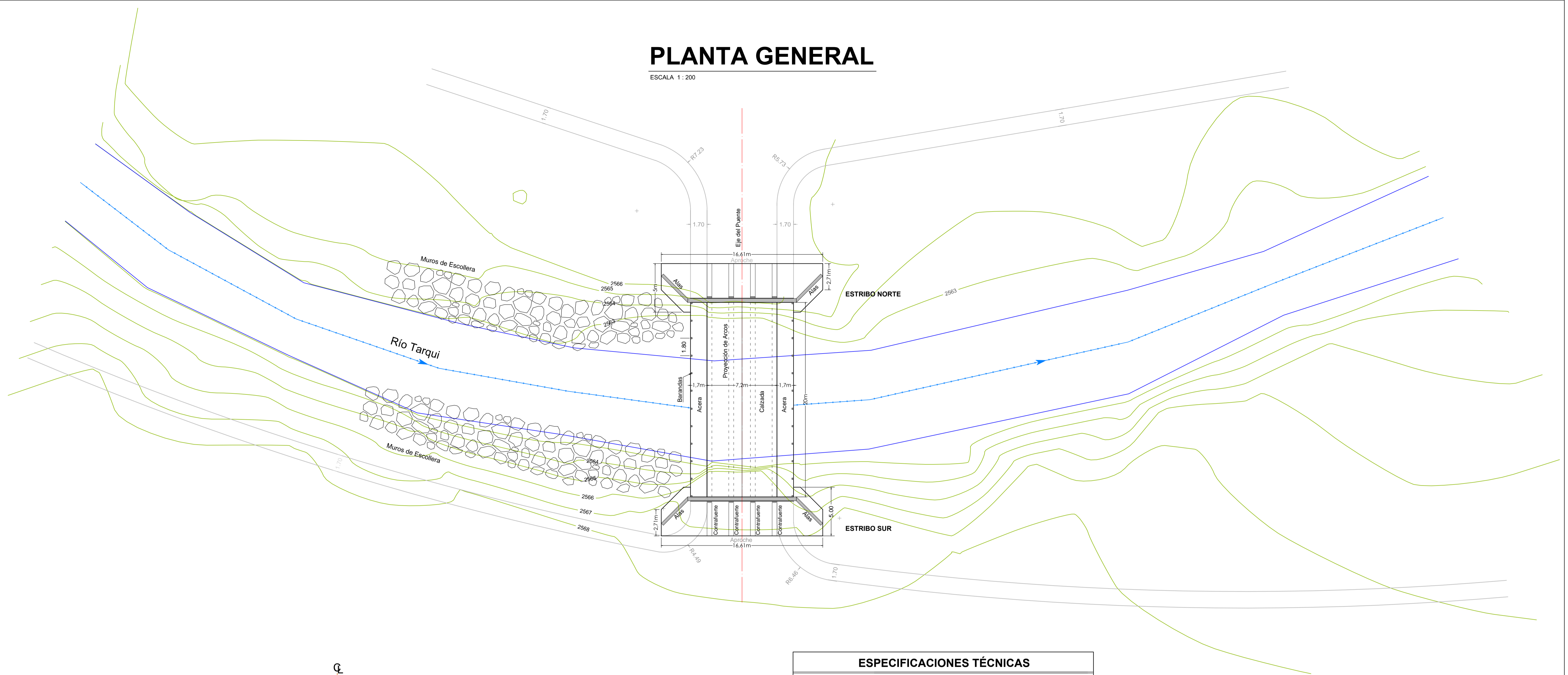
EMPLAZAMIENTO DEL PUENTE

Esc. 1 : 250

PROYECTO : PUENTE SOBRE EL RÍO TARQUI EN LA CALLE FERNANDO DE ARAGÓN	
ESCALA: 1 : 250	DISEÑO: P.H.L. DIBUJO: P.H.L. REVISIÓN: ING. JUAN SOLÁ
Pedro Hurtado León	
CONTIENE: - UBICACIÓN - EMPLAZAMIENTO DEL PUENTE - SIMBOLOGÍA	Cuenca, Marzo de 2016 LAMINA: 1 / 11

PLANTA GENERAL

ESCALA 1 : 200



SECCION LONGITUDINAL

ESCALA 1 : 200

ABSCISA 0+000.00
ESCALA HORIZONTAL 1 : 200
ESCALA VERTICAL 1 : 200

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- HORMIGÓN ESTRUCTURAL:
Zapatas, muros laterales y pantallas: $f_c=300 \text{ kg/cm}^2$
Losa de tablero, losa de acceso y aceras: $f_c=300 \text{ kg/cm}^2$
Arcos: $f_c=300 \text{ kg/cm}^2$
Modulo de Elasticidad: $E = 220000,00 \text{ kg/cm}^2$
- ACERO DE REFUERZO: $f_y=4.200,00 \text{ Kg/cm}^2$ (420 MPa)
- EL DISEÑO SE HA REALIZADO DE ACUERDO A LAS ESPECIFICACIONES ASSHTO-2004 y ACI-318S-11
- EL TERRENO BAJO LA CIMENTACIÓN DEBE SER LIMPIO, PURO Y ASPERO
- PREVIO A LA CIMENTACIÓN DEL ESTRIBO SE FUNDIRÁ HORMIGÓN CICLÓPEO
 $60\% \text{ HoSo } f_c = 240 \text{ Kg/cm}^2 + 40\% \text{ Piedra, DE ESPESOR } 30 \text{ cm}$
- LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO DE CIMENTACIÓN ES DE $24,60 \text{ Tn/m}^2$
- EL MATERIAL DE RELLENO DEL APROCHE O TRAS DÓS DEL ESTRIBO SERÁ GRANULAR CON PESO ESPECÍFICO = $1900,00 \text{ Kg/m}^3$, y ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA 33°
- LA PLACA DE NEOPRENO SERÁ DE TIPO SHORE DUREZA 60
- OBSERVAR Y CUMPLIR LOS RECUBRIMIENTOS INDICADOS EN CADA UNO DE LOS ELEMENTOS
CIMENTACIÓN DE ESTRIBOS = 10 cm
PANTALLA DE ESTRIBOS = 7 cm
VIGAS DEL ARCO = 5 cm
COLUMNAS o MONTANTES DEL ARCO = 5 cm
VIGAS PRINCIPALES LONGITUDINALES = 5 cm
VIGAS SECUNDARIAS TRANSVERSALES = 4 cm
VIGAS TENSOR-PUNTAL RIGIDIZADORAS = 4 cm
TABLERO RECUBRIMIENTO SUPERIOR = 7 cm , RECUBRIMIENTO INFERIOR = 4 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 SEGUN ACI-318S-11 Y ACI-315
- LA CARGA ADOPTADA PARA EL DISEÑO CORRESPONDE AL TREN:
HS20-44 Y HS-MOP 2000
- PASAMANOS ó BALAUSTRADA DE HORMIGÓN ARMADO : HoSo 210 Kg/cm^2
- PESO PROPIO DE LAS ACERAS = $84,00 \text{ Kg/m}^2$ (Carga sobre los volados laterales del tablero)
- PESO PROPIO DE LOS BARANDALES = $101,64 \text{ Kg/m}$
- SOBRECARGA PEATONAL SOBRE ACERAS (PL) = $295,00 \text{ Kg/m}^2$
- VELOCIDAD DEL VIENTO DE DISEÑO $v = 90 \text{ Km/h}$

PROYECTO : **PUENTE SOBRE EL RÍO TARQUI
EN LA CALLE FERNANDO DE ARAGÓN**

ESCALA: 1 : 200

DISEÑO: P.H.L.
DIBUJO: P.H.L.
REVISIÓN: ING. JUAN SOLÁ

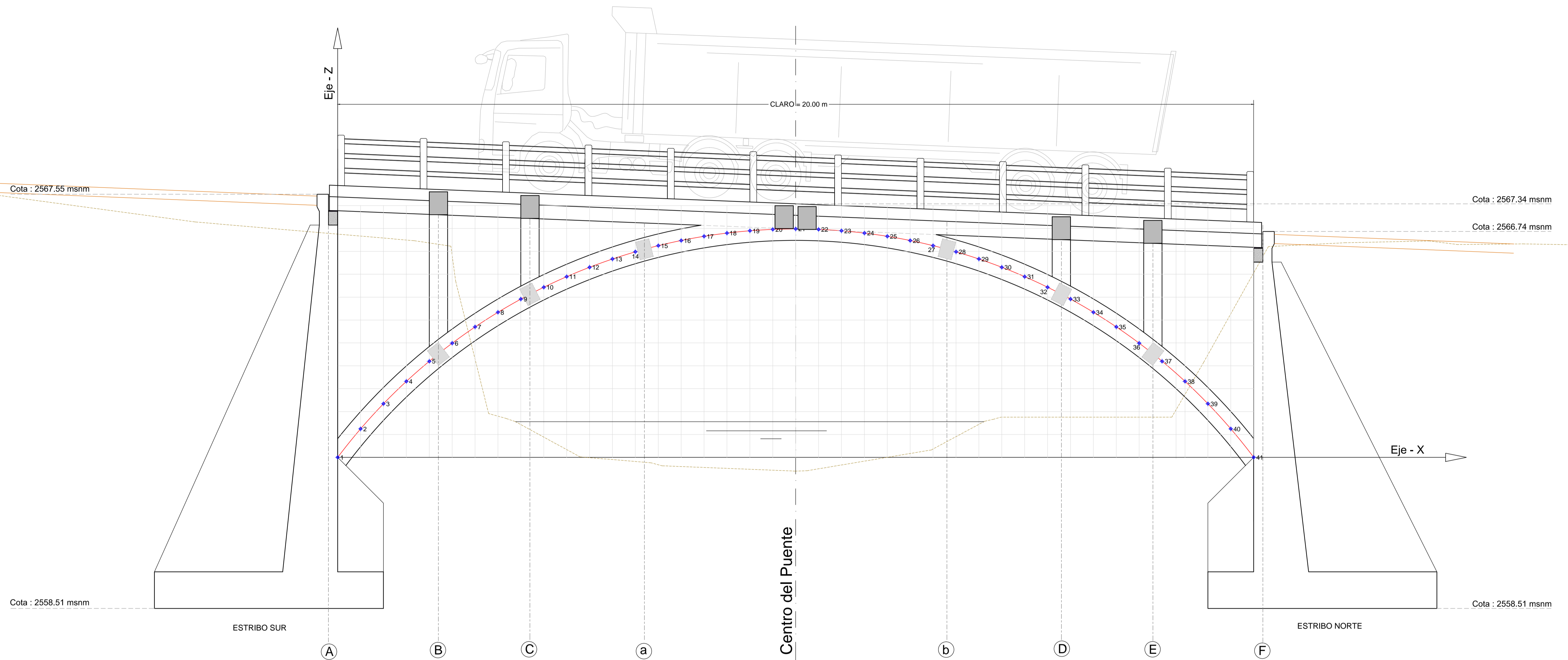
Pedro Hurtado León

CONTIENE : **- PLANTA GENERAL
- ESPECIFICACIONES TÉCNICAS
- SECCION LONGITUDINAL**

Cuenco, Marzo de 2016

LAMINA:

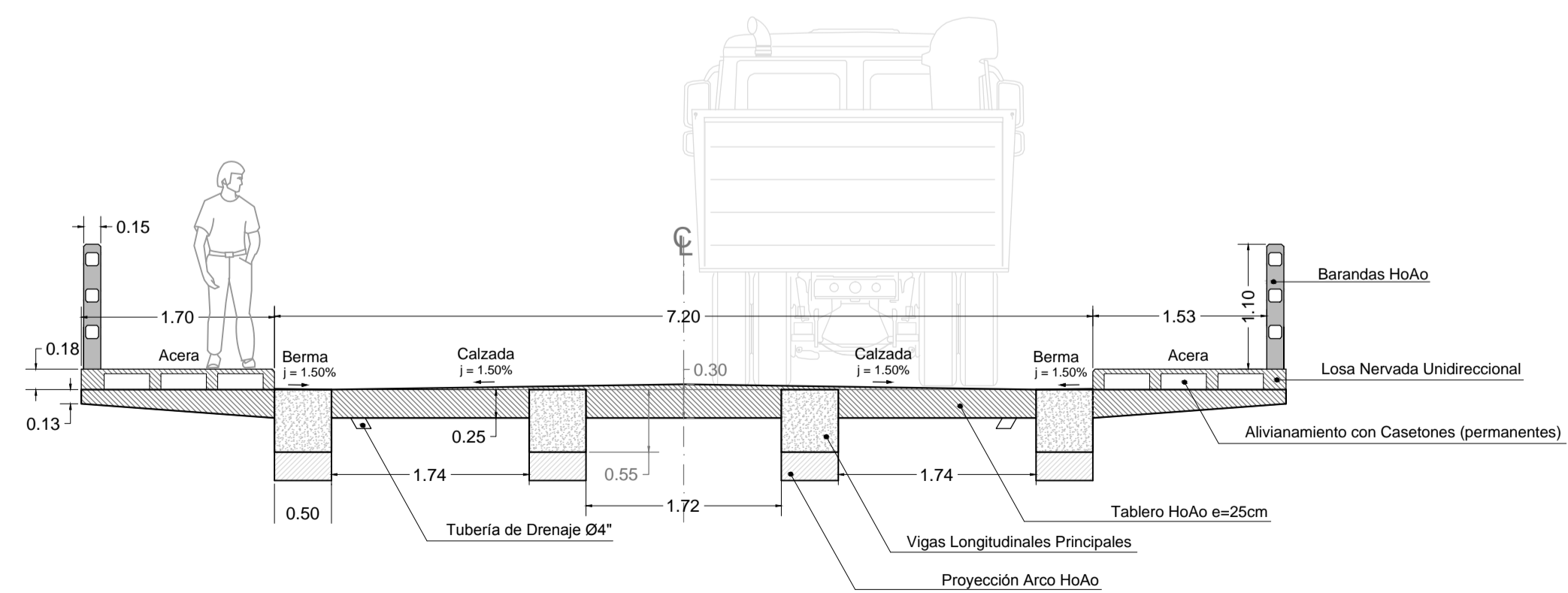
2
11



GEOMETRÍA DEL ARCO

ESCALA 1 : 50

COORDENADAS DEL ARCO		
Punto	Eje X-X	Eje Z-Z
1	0.00	0.00
2	0.50	0.62
3	1.00	1.17
4	1.50	1.66
5	2.00	2.10
6	2.50	2.49
7	3.00	2.85
8	3.50	3.17
9	4.00	3.46
10	4.50	3.72
11	5.00	3.95
12	5.50	4.15
13	6.00	4.33
14	6.50	4.49
15	7.00	4.62
16	7.50	4.74
17	8.00	4.83
18	8.50	4.90
19	9.00	4.95
20	9.50	4.98
21	10.00	4.99
22	10.50	4.98
23	11.00	4.95
24	11.50	4.90
25	12.00	4.83
26	12.50	4.74
27	13.00	4.62
28	13.50	4.49
29	14.00	4.33
30	14.50	4.15
31	15.00	3.95
32	15.50	3.72
33	16.00	3.46
34	16.50	3.17
35	17.00	2.85
36	17.50	2.49
37	18.00	2.10
38	18.50	1.66
39	19.00	1.17
40	19.50	0.62
41	20.00	0.00



GEOMETRÍA DEL TABLERO

SECCION TRANSVERSAL

ESCALA 1 : 50

PROYECTO : **PUENTE SOBRE EL RÍO TARQUI
EN LA CALLE FERNANDO DE ARAGÓN**

ESCALA: 1 : 50

DISEÑO: P.H.L.

DIBUJO: P.H.L.

REVISIÓN: ING. JUAN SOLÁ

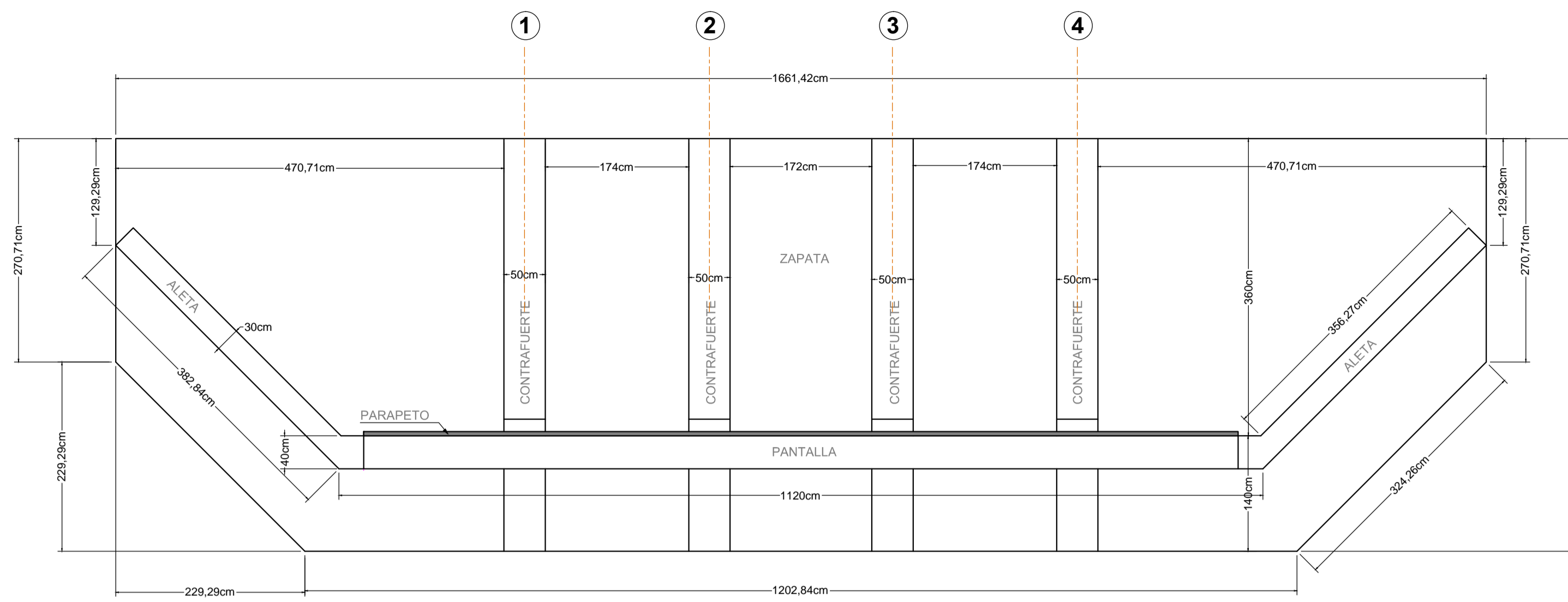
Pedro Hurtado León

CONTIENE : - GEOMETRÍA DEL ARCO
- COORDENAS DEL ARCO
- SECCION TRANSVERSAL

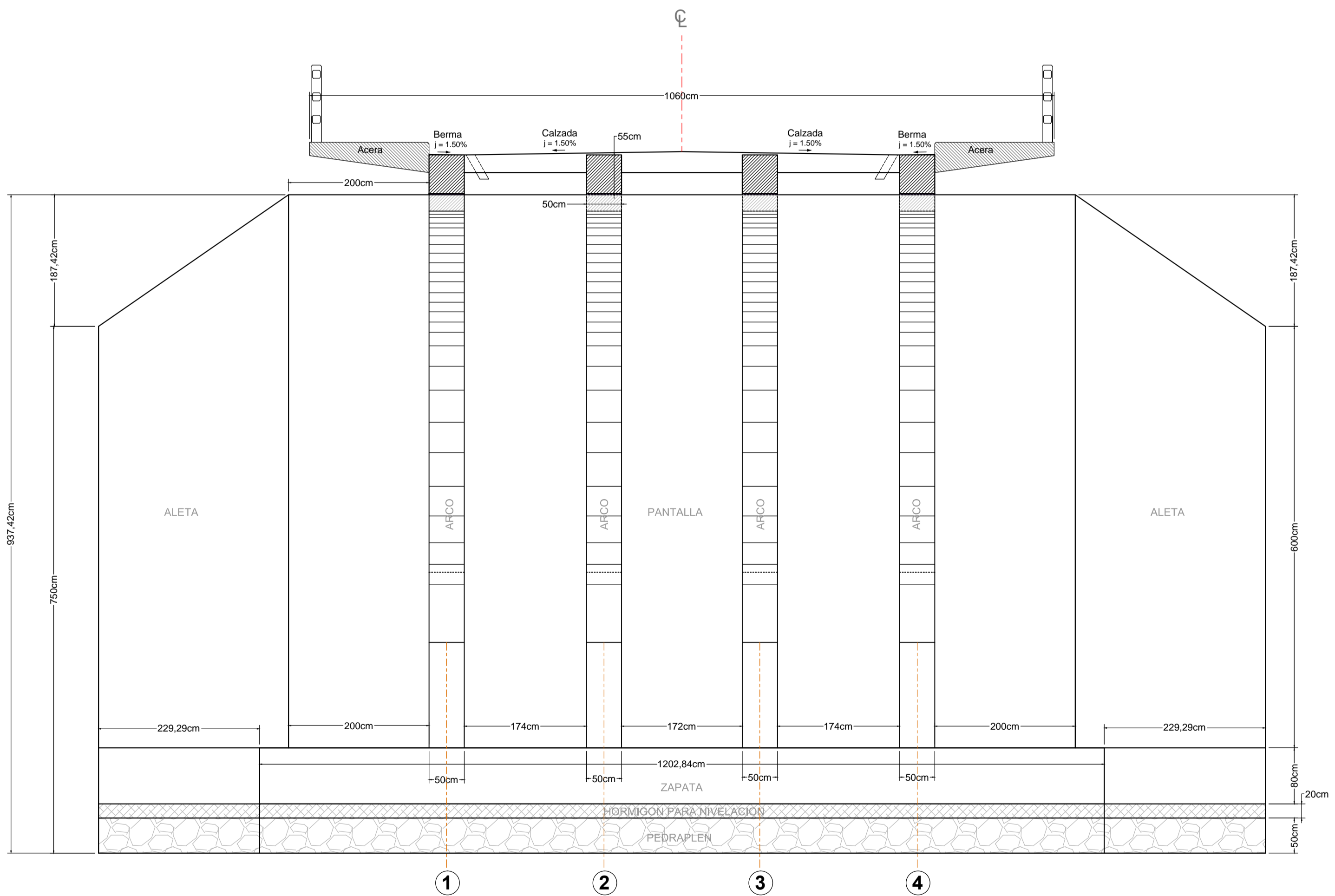
Cuéncas, Marzo de 2016

LAMINA:

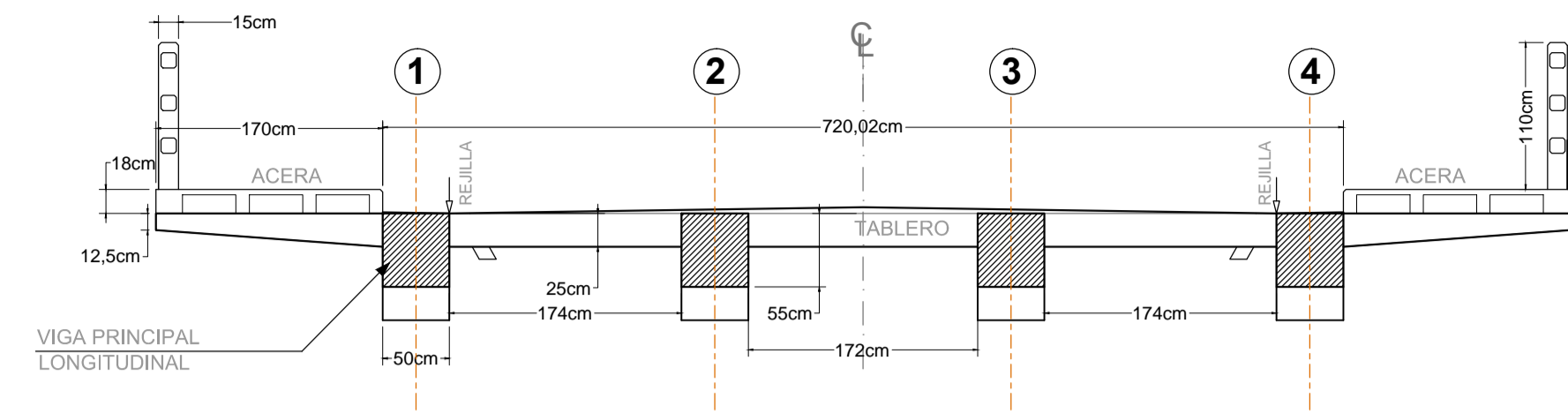
3
11



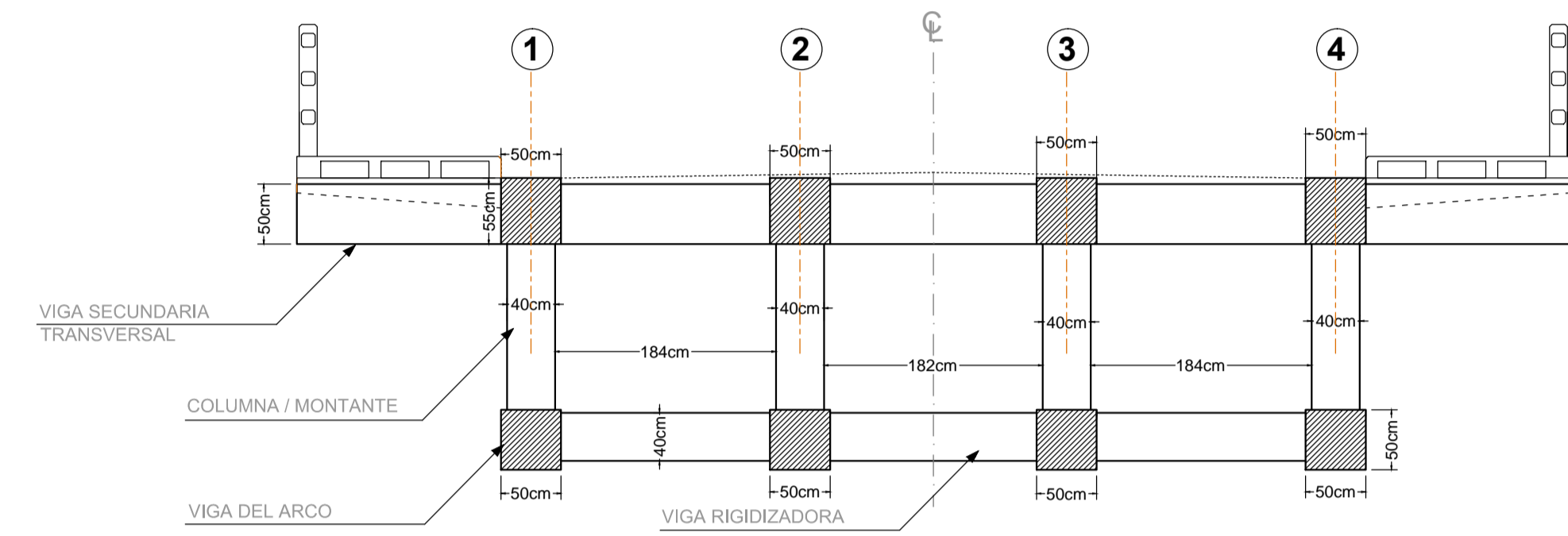
GEOMETRIA
PLANTA DEL ESTRIBO
ESCALA 1 : 50



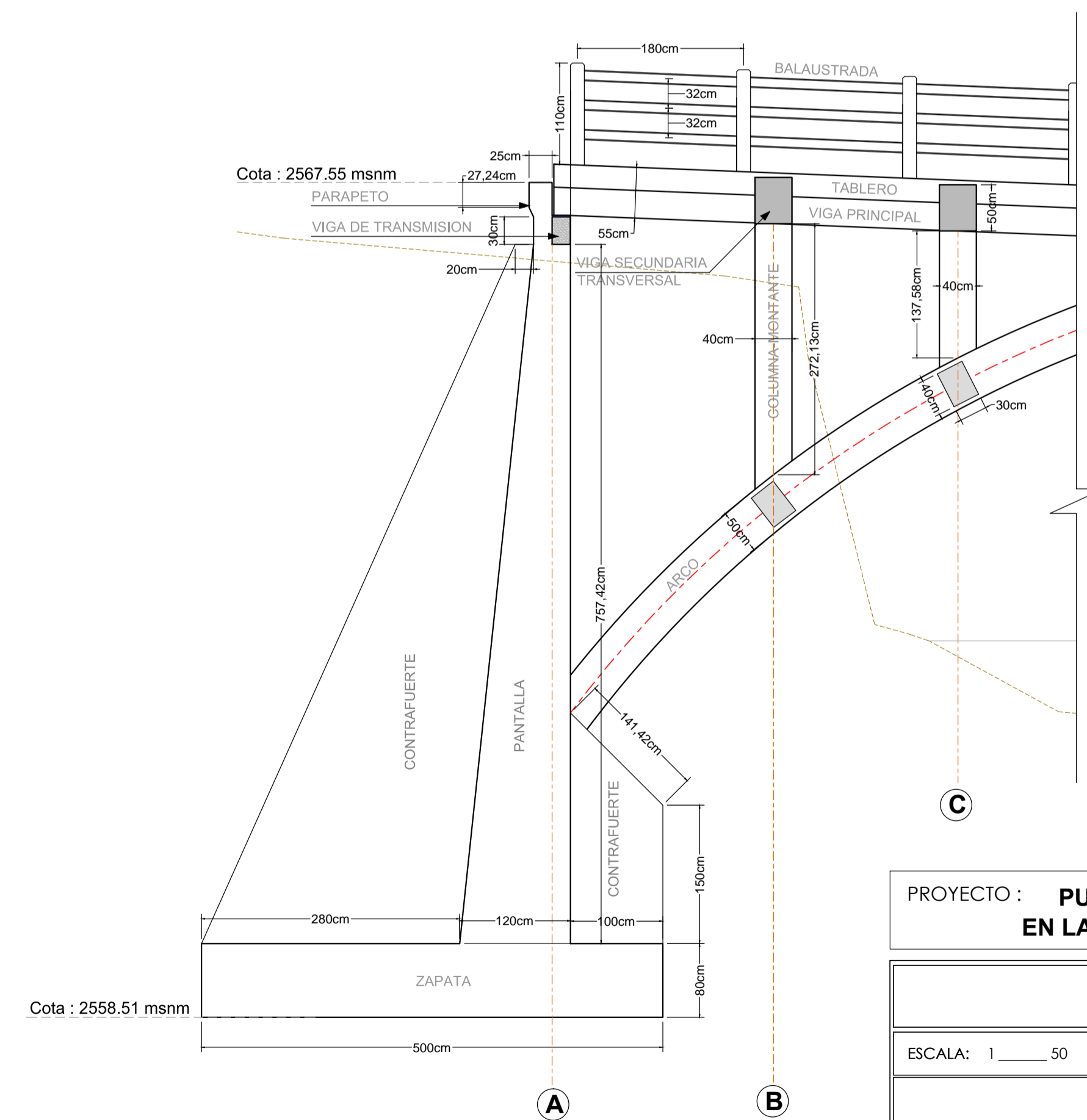
GEOMETRIA
VISTA FRONTAL DEL ESTRIBO
ESCALA 1 : 50



GEOMETRIA
SECCION TRANSVERSAL
ESCALA 1 : 50



GEOMETRIA
SECCION TRANSVERSAL / EJE C-C
ESCALA 1 : 50



GEOMETRIA
VISTA LATERAL DEL ESTRIBO
ESCALA 1 : 50

PROYECTO : **PUENTE SOBRE EL RÍO TARQUI
EN LA CALLE FERNANDO DE ARAGÓN**

ESCALA: 1 : 50

DISEÑO: P.H.L.
DIBUJO: P.H.L.
REVISIÓN: ING. JUAN SOLÁ

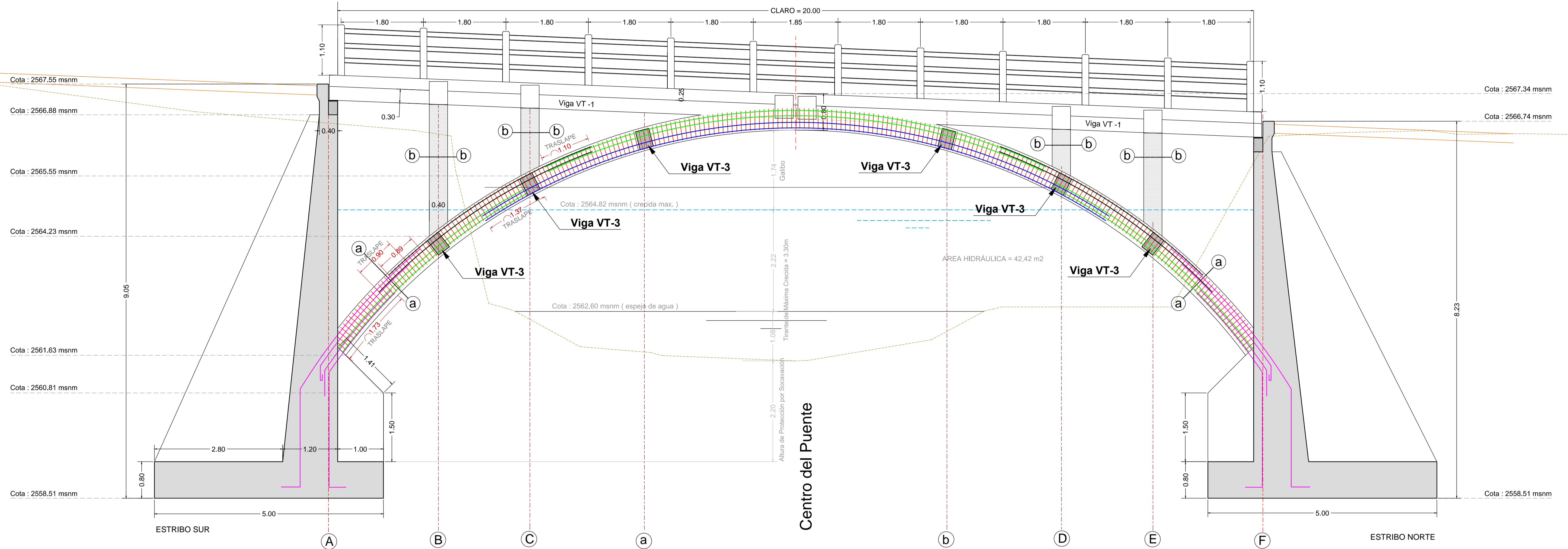
Pedro Hurtado León

CONTIENE : - PLANTA DEL ESTRIBO
- VISTA FRONTAL DEL ESTRIBO
- VISTA LATERAL DEL ESTRIBO
- SECCION TRANSVERSAL DEL TABLERO

Cuenco, Marzo de 2016

LAMINA:

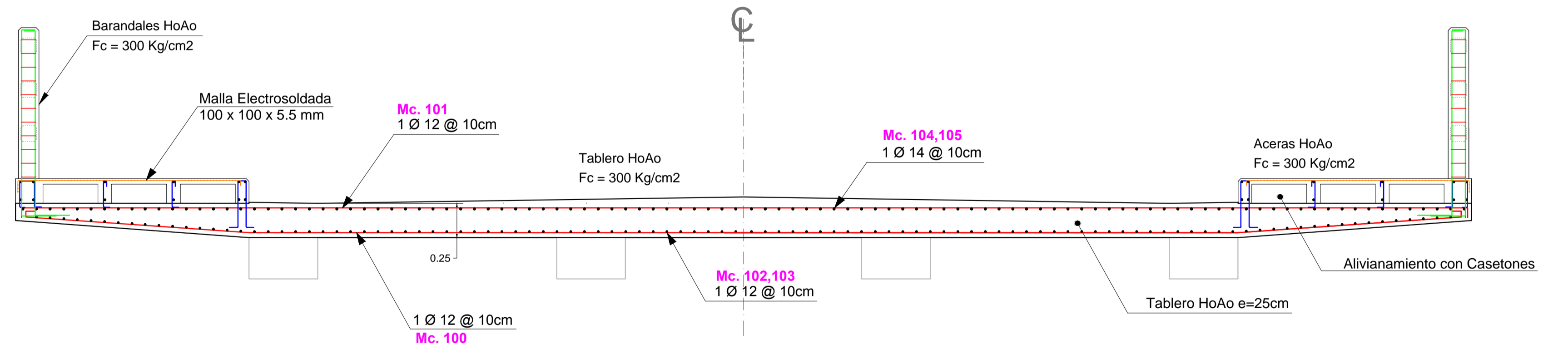
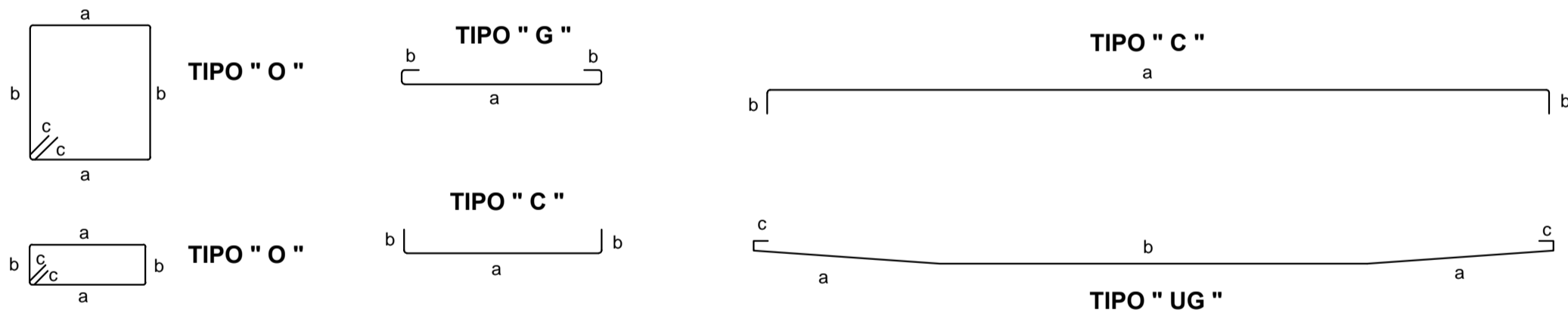
4
11



SECCION LONGITUDINAL

ESCALA 1 : 50

TIPOS DE HIERROS



SECCION TRANSVERSAL

ESCALA 1 : 25

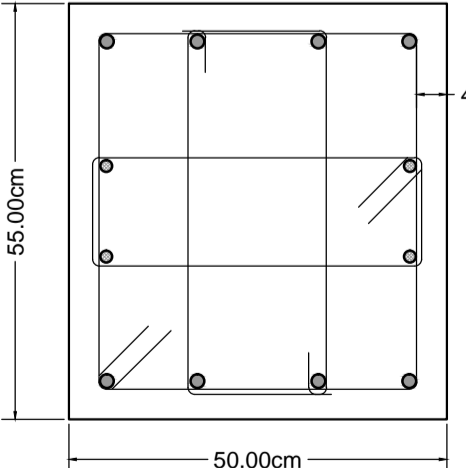
TIPOS DE SECCIONES

ESCALA 1 : 10

Viga Tipo VT-1

Esc. 1 : 25

M resistente = 1 808 363,00 Kg.cm



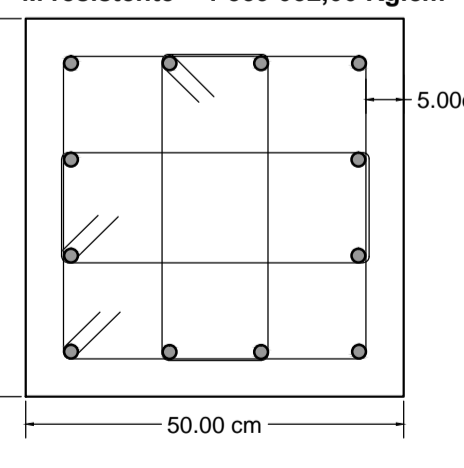
Mc. 228,229,230,231 Mc. 232,233
8 Ø 18mm + 4 Ø 16mm
 Estribos 4 Ø 10mm c/10cm
 Mc. 234,235,236

Seccion d - d

Viga Tipo VT-2

Esc. 1 : 10

M resistente = 1 539 032,00 Kg.cm



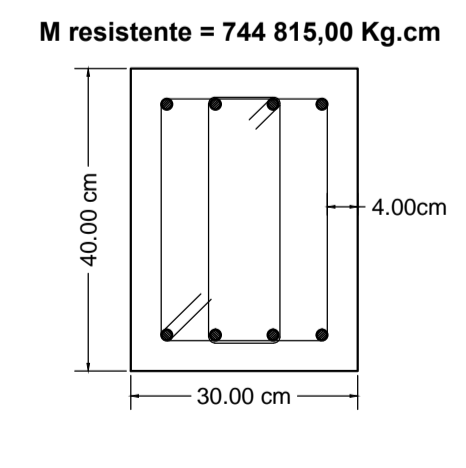
Mc. 204,205,206,207
12 Ø 18mm
 Estribos 3 Ø 10mm c/7cm
 Mc. 208,209

Seccion a - a

Viga Tipo VT-3

Esc. 1 : 10

M resistente = 744 815,00 Kg.cm



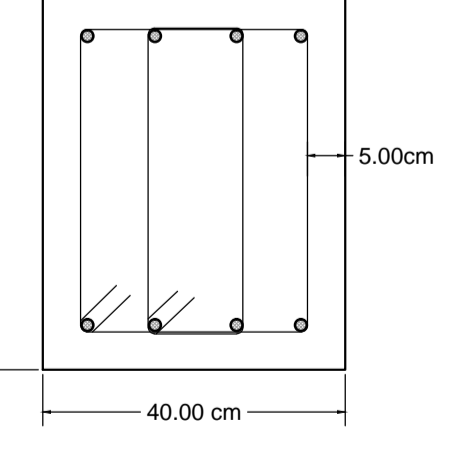
Mc. 241
8 Ø 14mm
 Estribos 2 Ø 10mm c/12cm
 Mc. 242,243

Seccion e - e

Viga Tipo VT-4

Esc. 1 : 10

M resistente = 1 216 025,00 Kg.cm

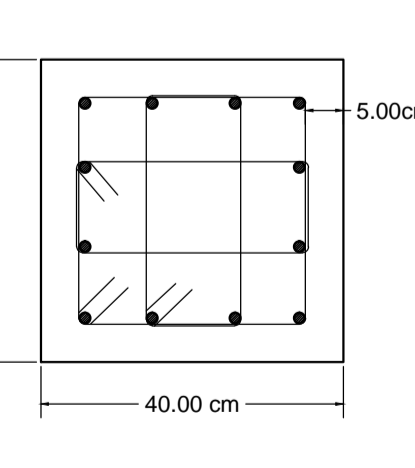


Mc. 237,238
8 Ø 16mm
 Estribos 2 Ø 10mm c/7cm
 Mc. 239,240

Seccion c - c

Columna C-1

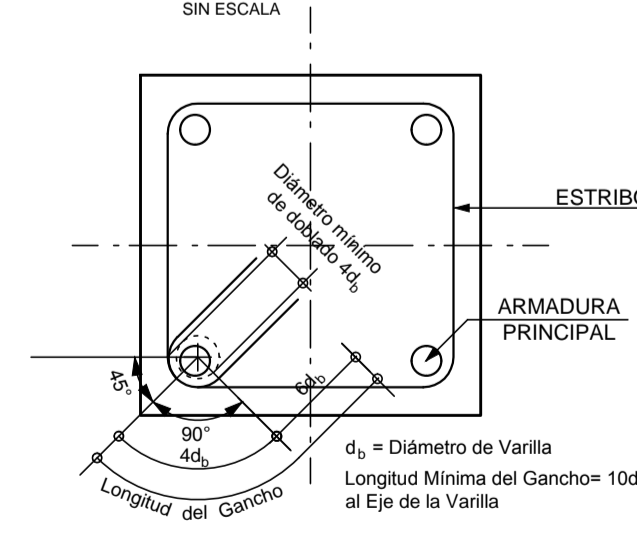
Esc. 1 : 10



12 Ø 14mm
 Estribos 3 Ø 10mm c/7cm
 Mc. 226,227

Seccion b - b

DETALLE DE GANCHOS PARA ESTRIBOS



DETALLE DE GANCHOS DOBLADOS A 180°

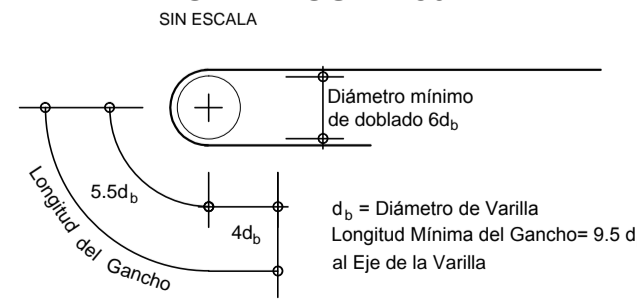


TABLA DE VARILLAS

Varilla	Área
Varilla Ø 28mm	Área = 6.157 cm ²
Varilla Ø 25mm	Área = 4.908 cm ²
Varilla Ø 22mm	Área = 3.801 cm ²
Varilla Ø 20mm	Área = 3.142 cm ²
Varilla Ø 18mm	Área = 2.544 cm ²
Varilla Ø 16mm	Área = 2.010 cm ²
Varilla Ø 14mm	Área = 1.539 cm ²
Varilla Ø 12mm	Área = 1.131 cm ²
Varilla Ø 10mm	Área = 0.785 cm ²
Varilla Ø 8mm	Área = 0.503 cm ²

PROYECTO : **PUENTE SOBRE EL RÍO TARQUI EN LA CALLE FERNANDO DE ARAGÓN**

ESCALA: 1 : 50 1 : 10
 1 : 25

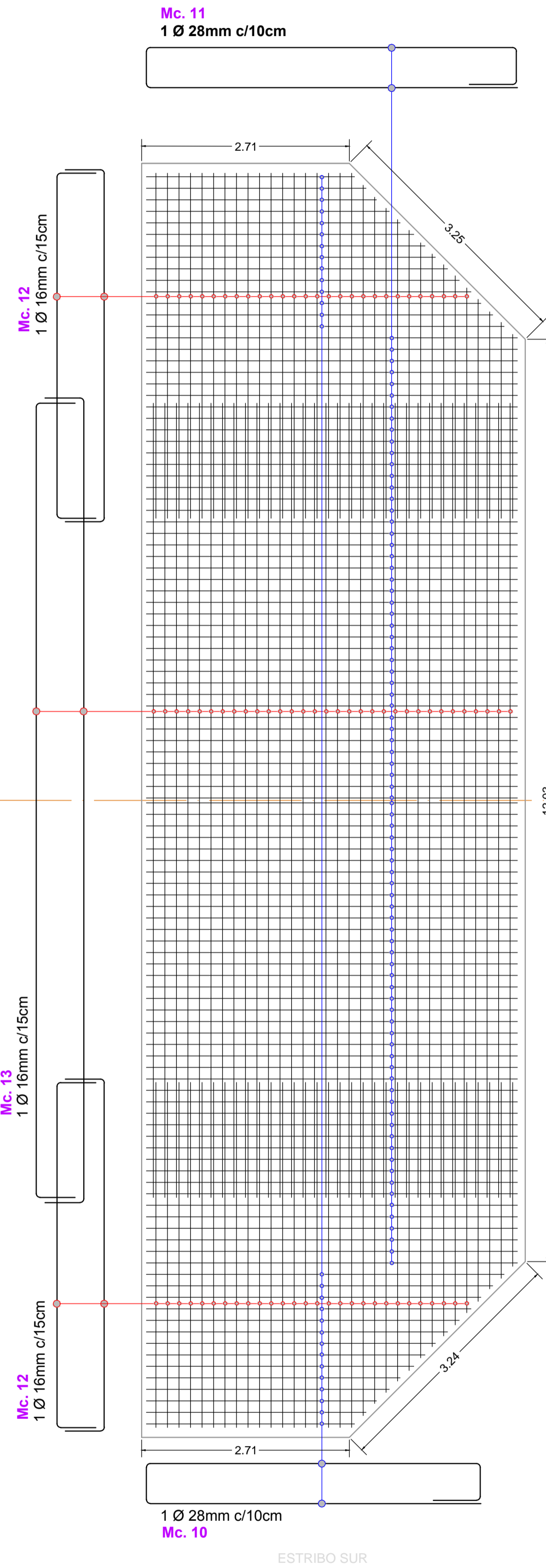
DISEÑO: P.H.L.
 DIBUJO: P.H.L.
 REVISIÓN: ING. JUAN SOLÁ

Pedro Hurtado León

CONTIENE : - SECCION LONGITUDINAL
 - SECCION TRANSVERSAL
 - TIPOS DE SECCIONES
 - TABLA DE VARILLAS
 - DETALLES DE DOBLADO

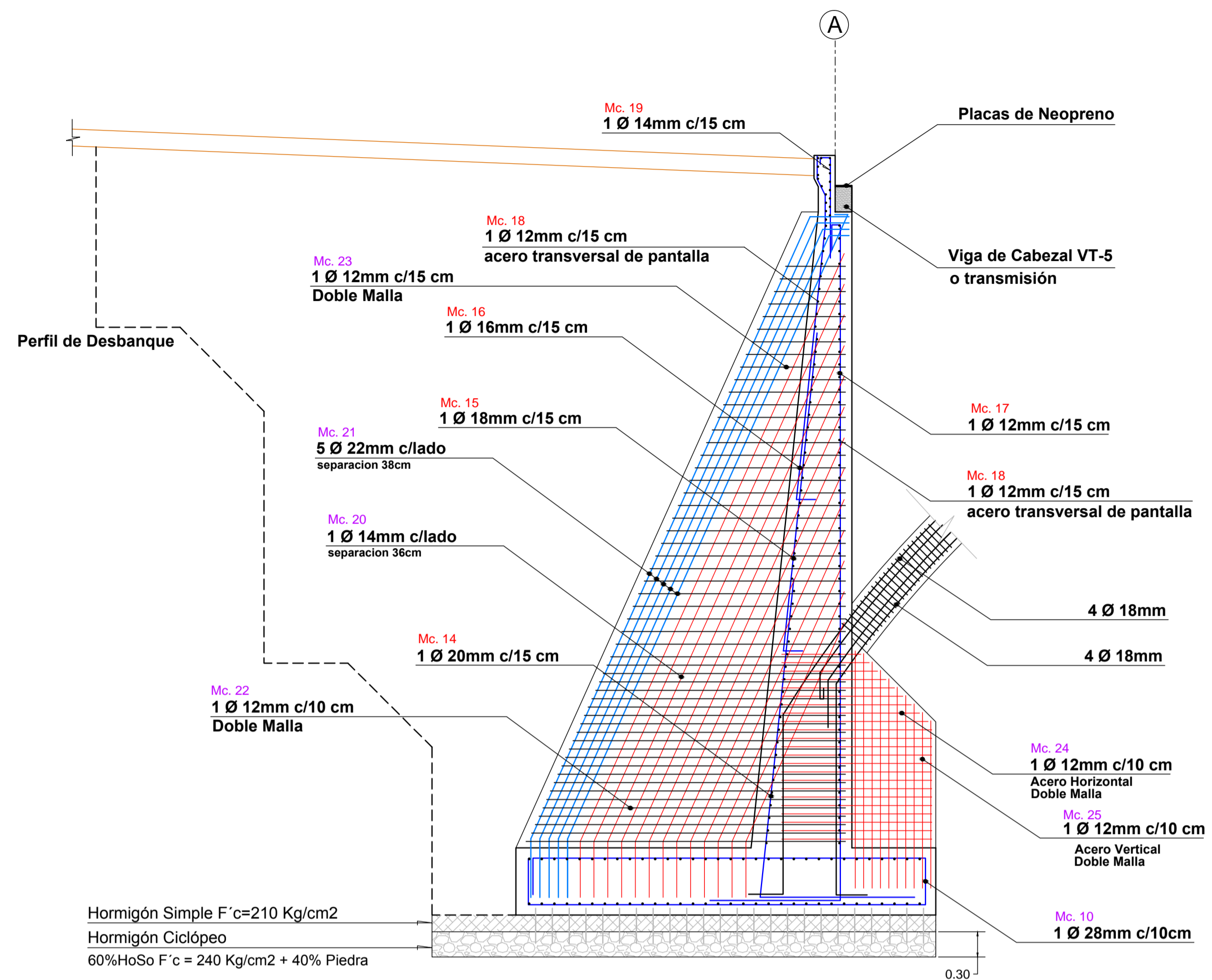
Cuencá, Marzo de 2016

LAMINA: **5**
11



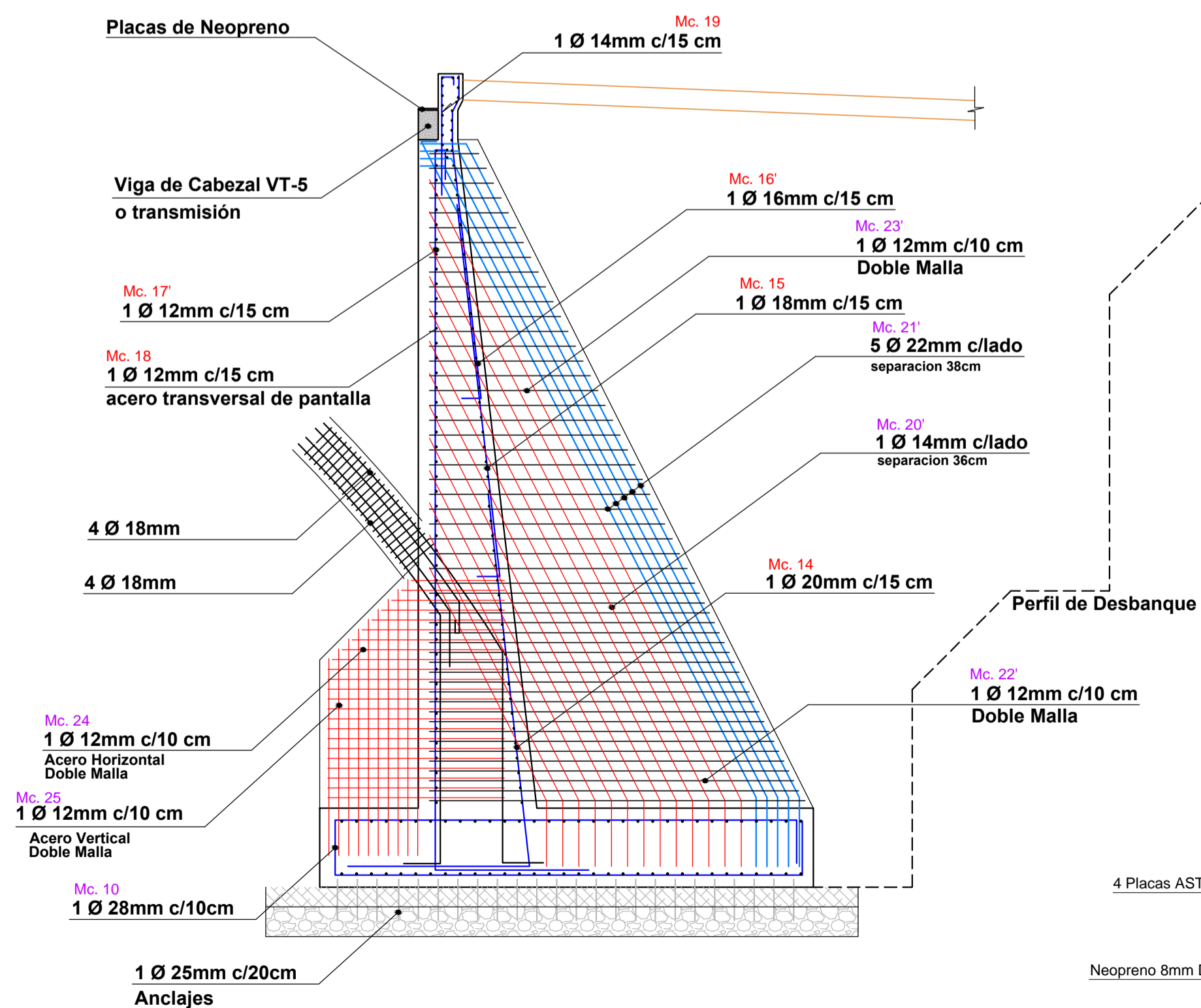
ZAPATA PARA ESTRIBOS

ESCALA 1:50



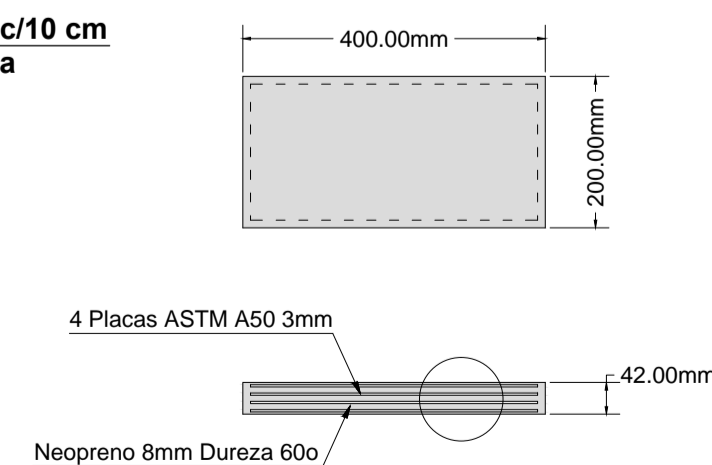
ESTRIBO SUR

ESCALA 1:50



ESTRIBO NORTE

ESCALA 1:50



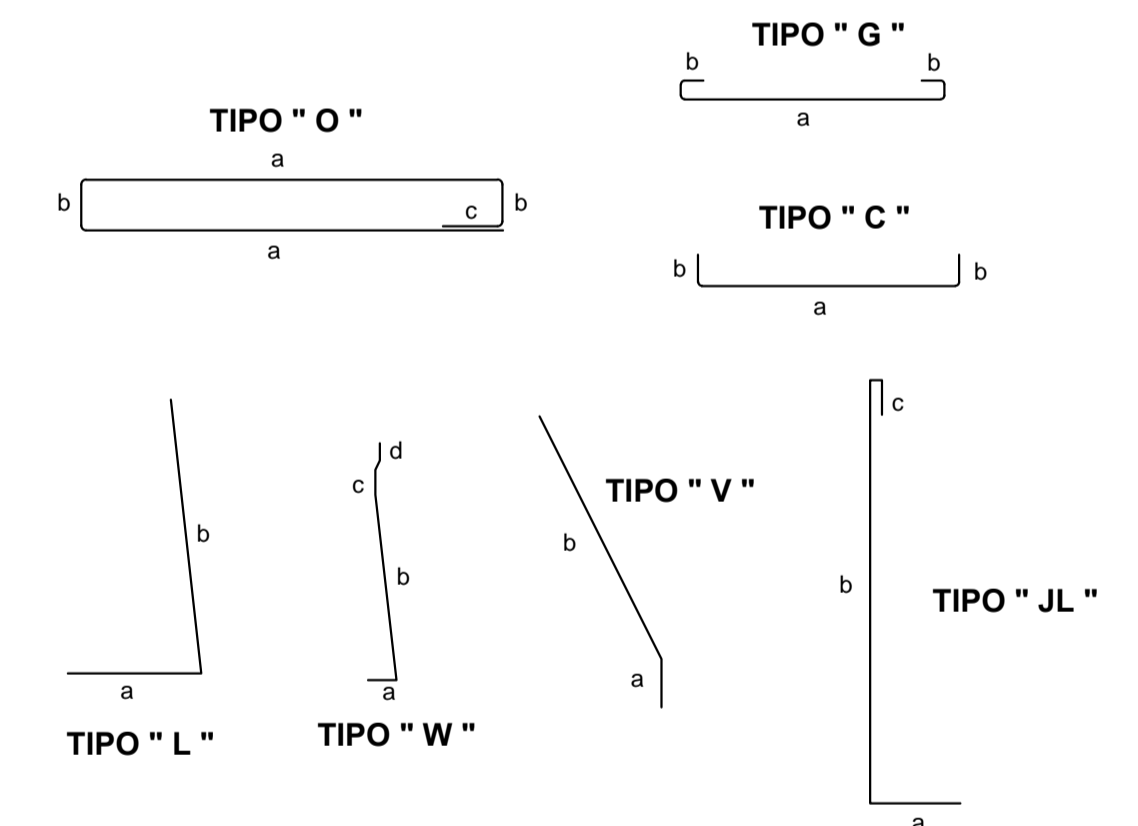
APOYO ELASTOMÉRICO

ESCALA 1:10

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- HORMIGÓN ESTRUCTURAL:
Zapatas, muros laterales y pantallas: $f_c=300 \text{ kg/cm}^2$
Losa de tablero, losa de acceso y aceras: $f_c=300 \text{ kg/cm}^2$
Arcos: $f_c=300 \text{ kg/cm}^2$
Modulo de Elasticidad: $E = 220000,00 \text{ kg/cm}^2$
- ACERO DE REFUERZO: $f_y=4,200,00 \text{ Kg/cm}^2$ (420 MPa)
- EL DISEÑO SE HA REALIZADO DE ACUERDO A LAS ESPECIFICACIONES ASSHTO-2004 y ACI-318S-11
- EL TERRENO BAJO LA CIMENTACIÓN DEBE SER LIMPIO, PURO Y ASPERO
- PREVIO A LA CIMENTACIÓN DEL ESTRIBO SE FUNDIRÁ HORMIGÓN CICLOPEO 60%HoSo $F'c = 240 \text{ Kg/cm}^2 + 40\% \text{ Piedra}$, DE ESPESOR 30 cm
- LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO DE CIMENTACIÓN ES DE 24.60 Tn/m²
- EL MATERIAL DE RELLENO DEL APROCHE O TRAS DÓS DEL ESTRIBO SERÁ GRANULAR CON PESO ESPECIFICO = 1900,00 Kg/m³, Y ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA 33°
- LA PLACA DE NEOPRENO SERÁ DE TIPO SHORE DUREZA 60
- OBSERVAR Y CUMPLIR LOS RECURRIMIENTOS INDICADOS EN CADA UNO DE LOS ELEMENTOS
CIMENTACIÓN DE ESTRIBOS = 10 cm
PANTALLA DE ESTRIBOS = 7 cm
VIGAS DEL ARCO = 5 cm
COLUMNAS o MONTANTES DEL ARCO = 5 cm
VIGAS PRINCIPALES LONGITUDINALES = 5 cm
VIGAS SECUNDARIAS TRANSVERSALES = 4 cm
VIGAS TENSOR-PUNTAL RIGIDIZADORAS = 4 cm
TABLERO RECUBRIMIENTO SUPERIOR = 7 cm, RECUBRIMIENTO INFERIOR = 4 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 REALIZARAN SEGUN ACI-318S-11 Y ACI-315
- LA CARGA ADOPTADA PARA EL DISEÑO CORRESPONDE AL TREN: HS20-44 Y HS-MOP 2000
- PASAMANOS o BALAUSTRADA DE HORMIGÓN ARMADO : HoSo 210 Kg/cm²
- PESO PROPIO DE LAS ACERAS = 84,00 Kg/m² (Carga sobre los volados laterales del tablero)
- PESO PROPIO DE LOS BARANDALES = 101,64 Kg/m
- SOBRECARGA PEATONAL SOBRE ACERAS (PL) = 295,00 Kg/m²
- VELOCIDAD DEL VIENTO DE DISEÑO $v = 90 \text{ Km/h}$

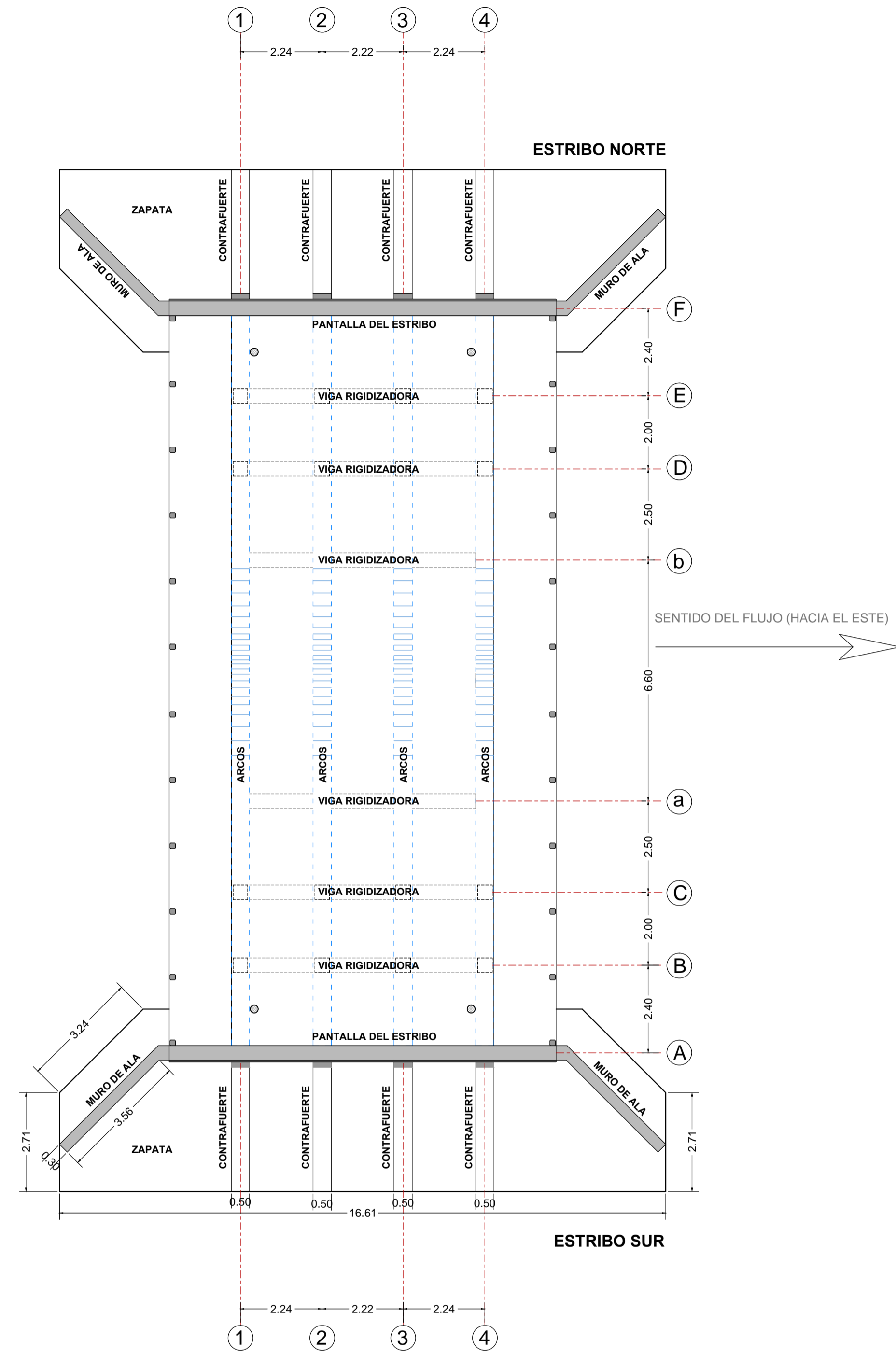
TIPOS DE HIERROS



PROYECTO : **PUNTE SOBRE EL RÍO TARQUI EN LA CALLE FERNANDO DE ARAGÓN**

ESCALA: 1:50 1:10	DISEÑO: P.H.L. DIBUJO: P.H.L. REVISIÓN: ING. JUAN SOLÁ
Pedro Hurtado León	

CONTIENE : - ZAPATA PARA ESTRIBOS NORTE Y SUR - ESTRIBO SUR - ESTRIBO NORTE - ESPECIFICACIONES TECNICAS	Cuéncas, Marzo de 2016 LAMINA: 6 11
--	---

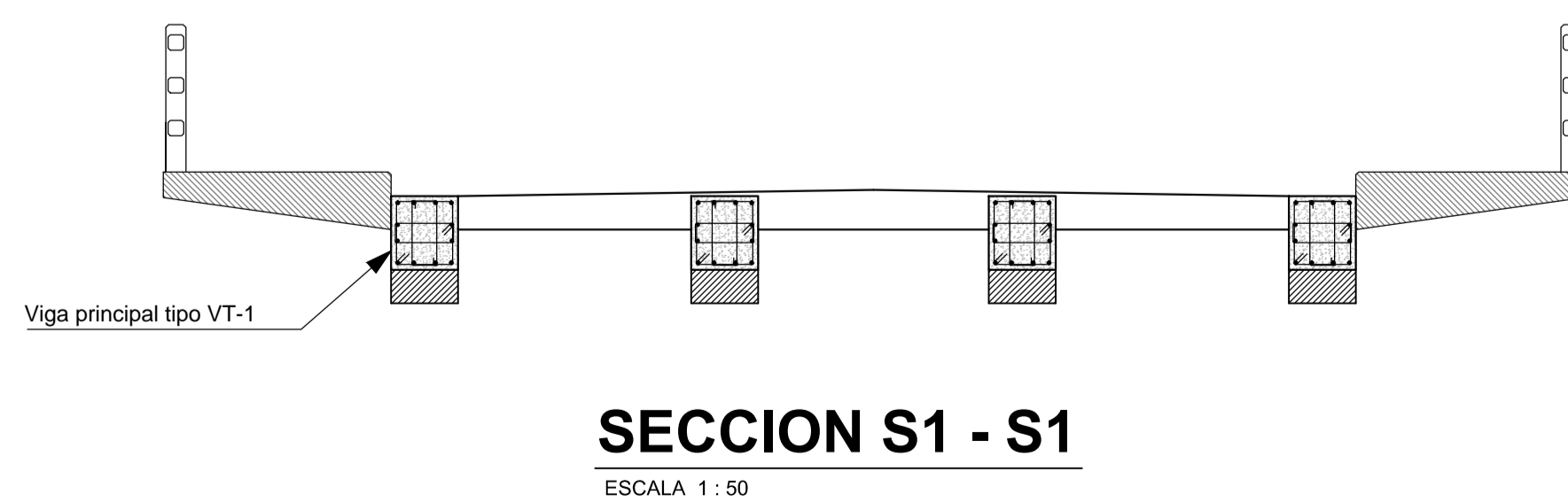
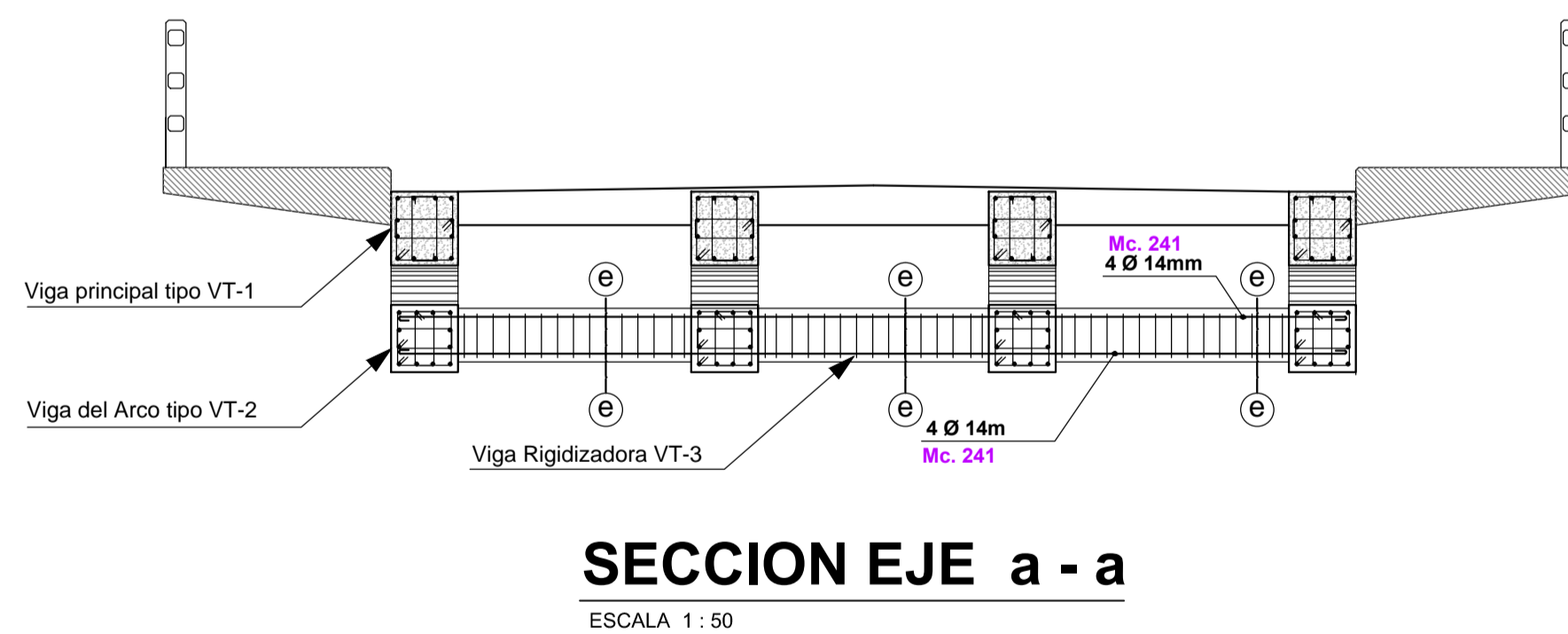
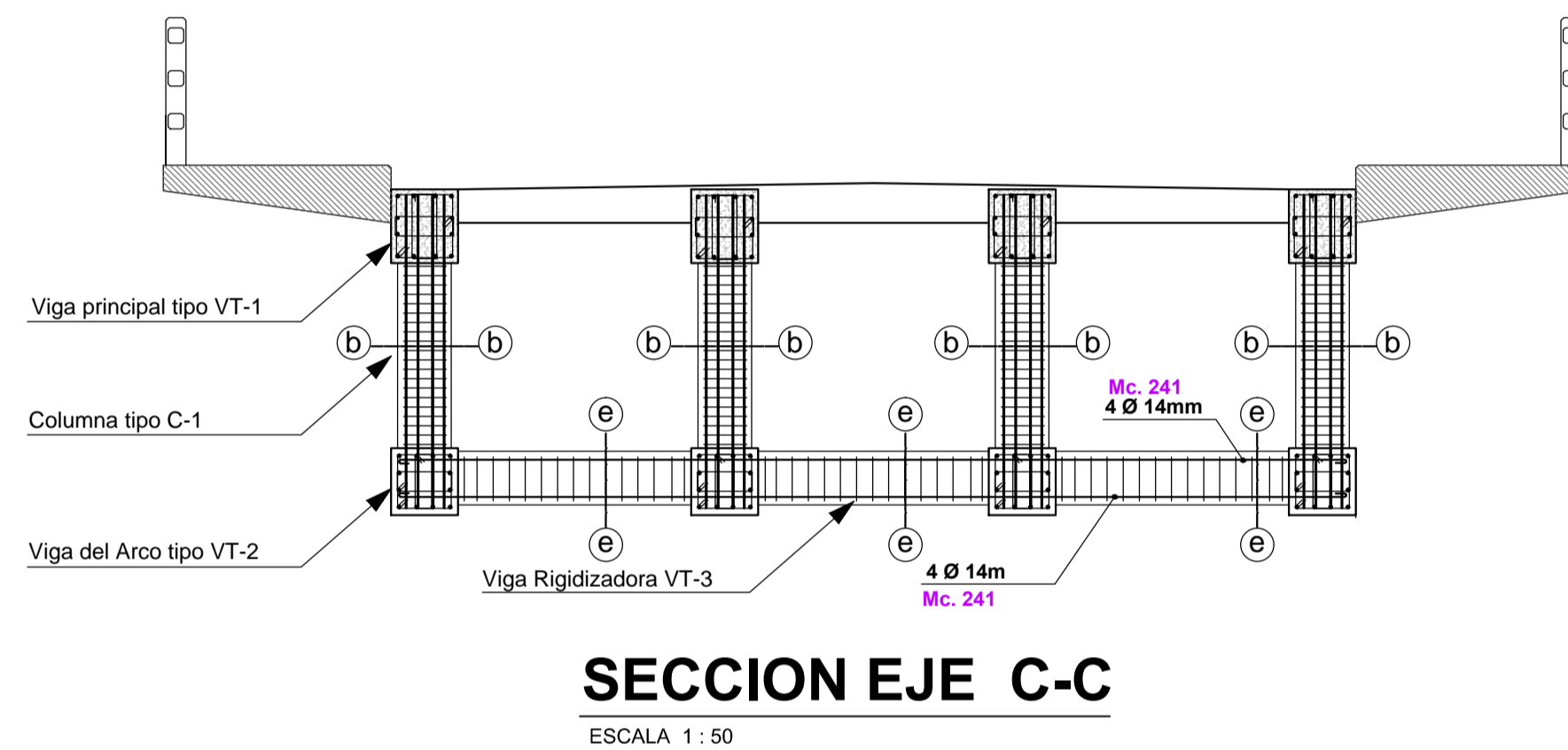
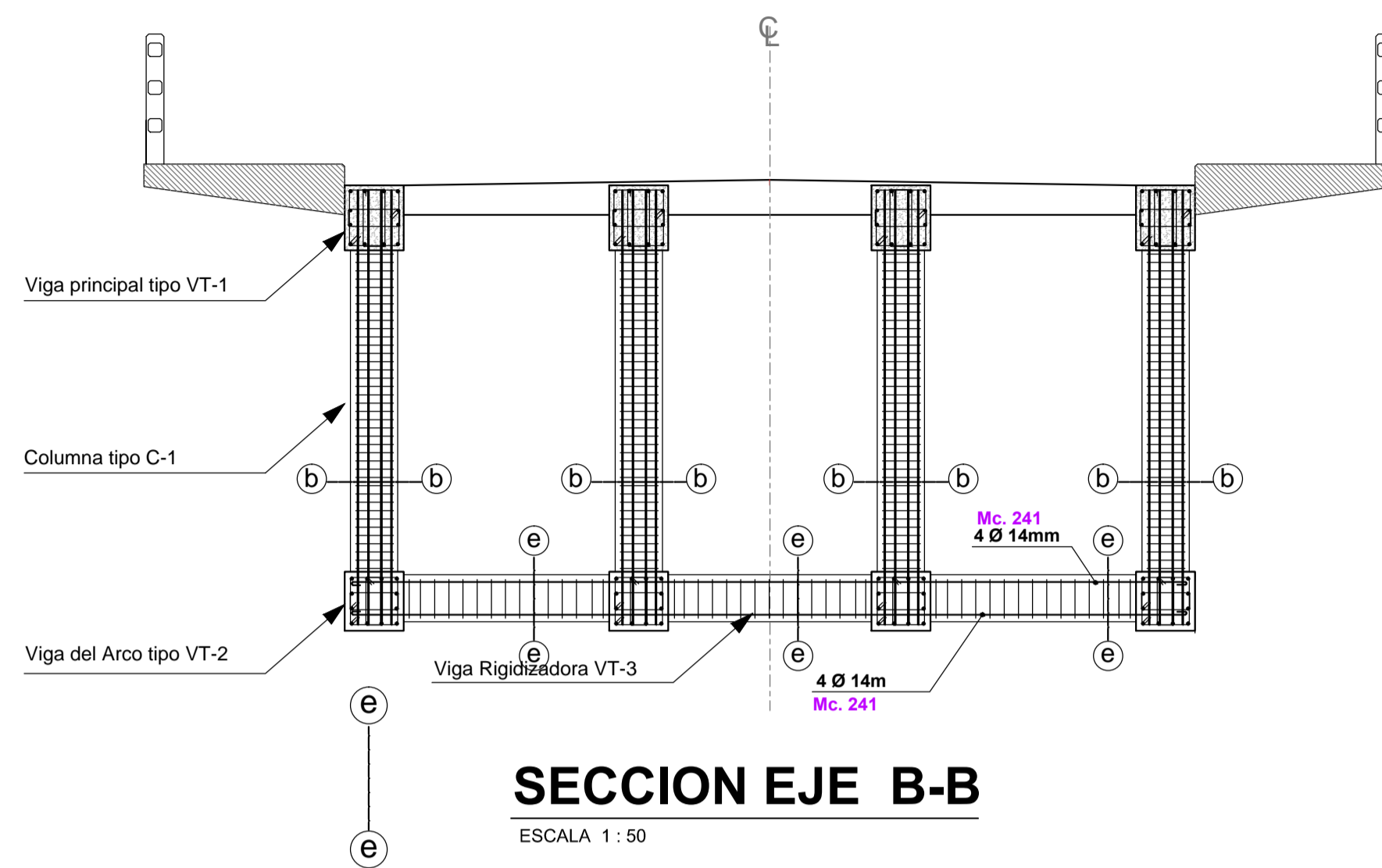


PLANTA GENERAL DEL PUENTE

ESCALA 1:100

SECCIONES TRANSVERSALES

ESCALA 1:50



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

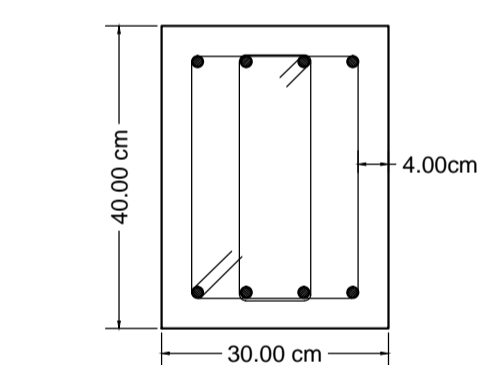
- HORMIGÓN ESTRUCTURAL:
Zapatas, muros laterales y pantallas: $f_c=300 \text{ kg/cm}^2$
Losa de tablero, losa de acceso y aceras: $f_c=300 \text{ kg/cm}^2$
Arcos: $f_c=300 \text{ kg/cm}^2$
Modulo de Elasticidad: $E = 220000,00 \text{ kg/cm}^2$
- ACERO DE REFUERZO: $f_y=4.200,00 \text{ Kg/cm}^2$ (420 MPa)
- EL DISEÑO SE HA REALIZADO DE ACUERDO A LAS ESPECIFICACIONES ASSHTO-2004 y ACI-318S-11
- EL TERRENO BAJO LA CIMENTACIÓN DEBE SER LIMPIO, PURO Y ASPERO
- PREVIO A LA CIMENTACIÓN DEL ESTRIBO SE FUNDIRÁ HORMIGÓN CICLÓPEO $60\% \text{ HoSo } F'c = 240 \text{ Kg/cm}^2 + 40\% \text{ Piedra, DE ESPESOR } 30 \text{ cm}$
- LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO DE CIMENTACIÓN ES DE $24,60 \text{ Tn/m}^2$
- EL MATERIAL DE RELLENO DEL APROCHE O TRAS DÓS DEL ESTRIBO SERÁ GRANULAR CON PESO ESPECÍFICO = $1900,00 \text{ Kg/m}^3$, y ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA 33°
- LA PLACA DE NEOPRENO SERÁ DE TIPO SHORE DUREZA 60
- OBSERVAR Y CUMPLIR LOS RECUBRIMIENTOS INDICADOS EN CADA UNO DE LOS ELEMENTOS
CIMENTACIÓN DE ESTRIBOS = 10 cm
PANTALLA DE ESTRIBOS = 7 cm
VIGAS DEL ARCO = 5 cm
COLUMNAS o MONTANTES DEL ARCO = 5 cm
VIGAS PRINCIPALES LONGITUDINALES = 5 cm
VIGAS SECUNDARIAS TRANSVERSALES = 4 cm
VIGAS TENSOR-PUNTAL RIGIDIZADORAS = 4 cm
TABLERO RECUBRIMIENTO SUPERIOR = 7 cm , RECUBRIMIENTO INFERIOR = 4 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 REALIZARAN SEGUN ACI-318S-11 Y ACI-315
- LA CARGA ADOPTADA PARA EL DISEÑO CORRESPONDE AL TREN: HS20-44 y HS-MOP 2000
- PASAMANOS o BALAUSTRADA DE HORMIGÓN ARMADO: HoSo 210 Kg/cm²
- PESO PROPIO DE LAS ACERAS = $84,00 \text{ Kg/m}^2$ (Carga sobre los volados laterales del tablero)
- PESO PROPIO DE LOS BARANDALES = $101,64 \text{ Kg/m}$
- SOBRECARGA PEATONAL SOBRE ACERAS (PL) = $295,00 \text{ Kg/m}^2$
- VELOCIDAD DEL VIENTO DE DISEÑO $v = 90 \text{ Km/h}$

TIPOS DE SECCIONES

ESCALA 1:10

Viga Tipo VT-3

Esc. 1:10

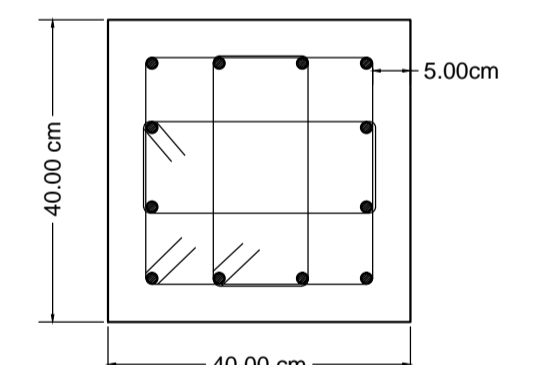


Mc. 241
8 Ø 14mm
Estribos 2 Ø 10mm c/12cm
Mc. 242,243

Seccion e - e

Columna C-1

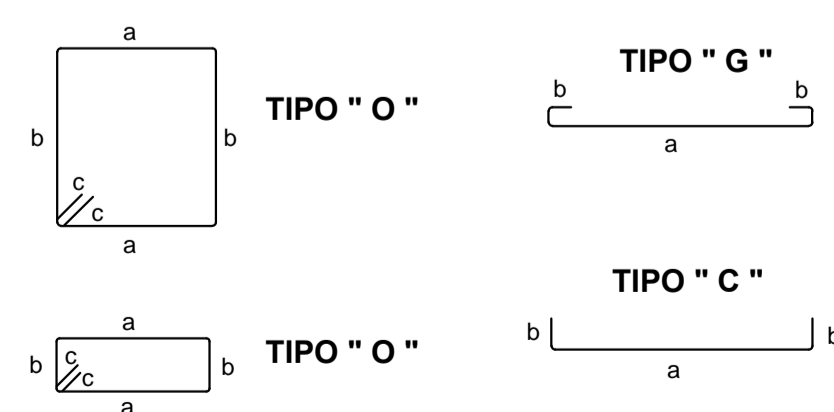
Esc. 1:10



12 Ø 14mm
Estribos 3 Ø 10mm c/7cm
Mc. 226,227

Seccion b - b

TIPOS DE HIERROS



PROYECTO: **PUENTE SOBRE EL RÍO TARQUI EN LA CALLE FERNANDO DE ARAGÓN**

ESCALA: 1:100, 1:50

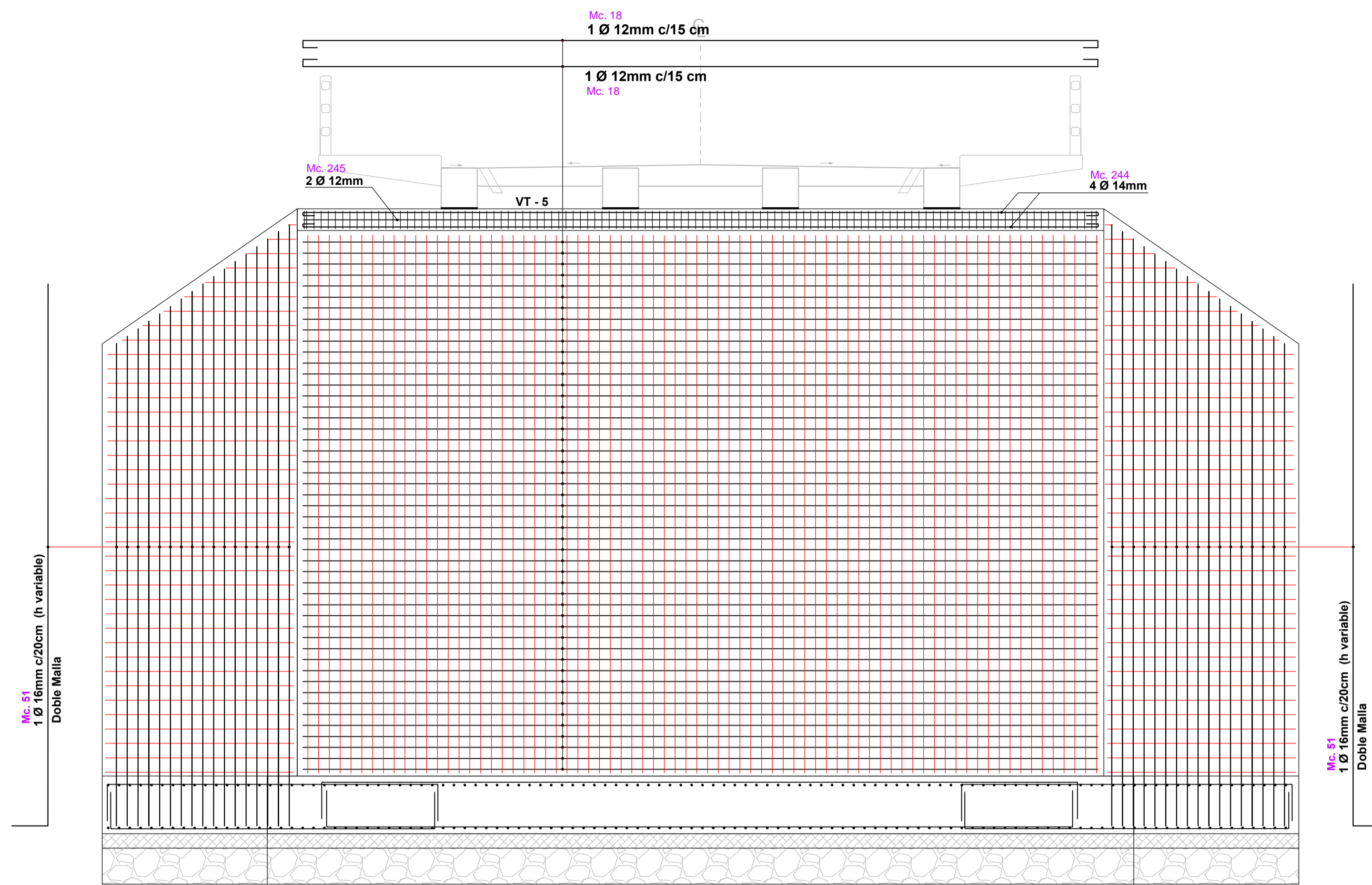
DISEÑO: P.H.L.
DIBUJO: P.H.L.
REVISIÓN: ING. JUAN SOLÁ

Pedro Hurtado León

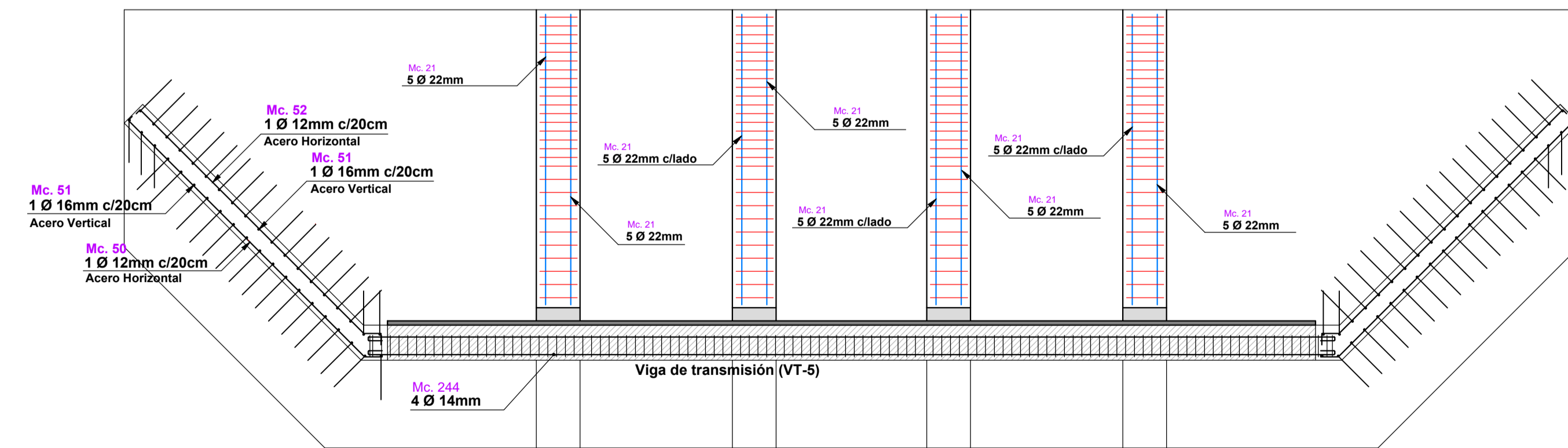
CONTIENE: - PLANTA GENERAL DEL PUENTE
- SECCIONES TRANSVERSALES
- TIPOS DE SECCIONES
- ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Cuencu, Marzo de 2016

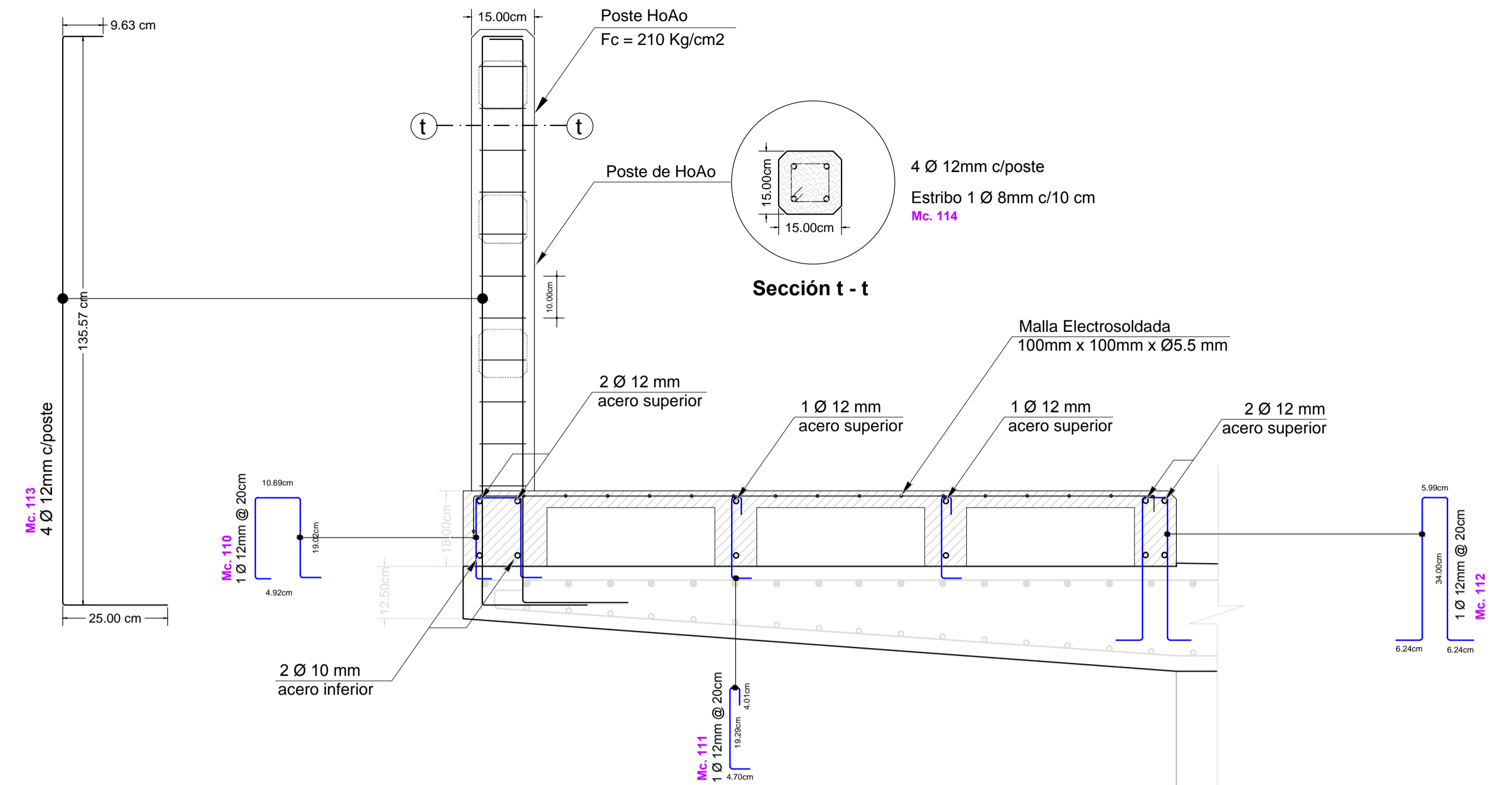
LAMINA: **7** / **11**



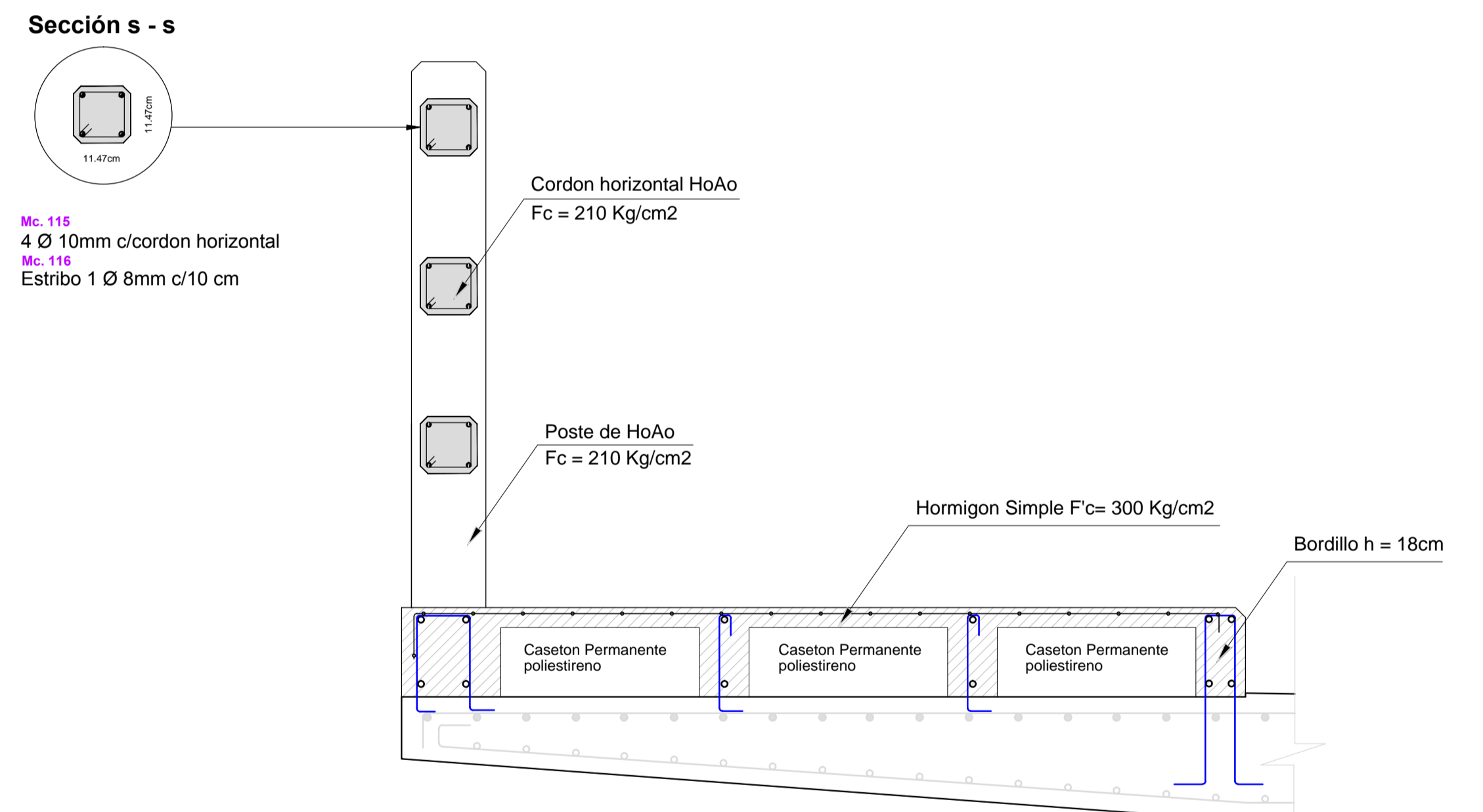
ARMADO DE PANTALLAS
ESTRIBO Y MUROS DE ALA
ESCALA 1 : 50



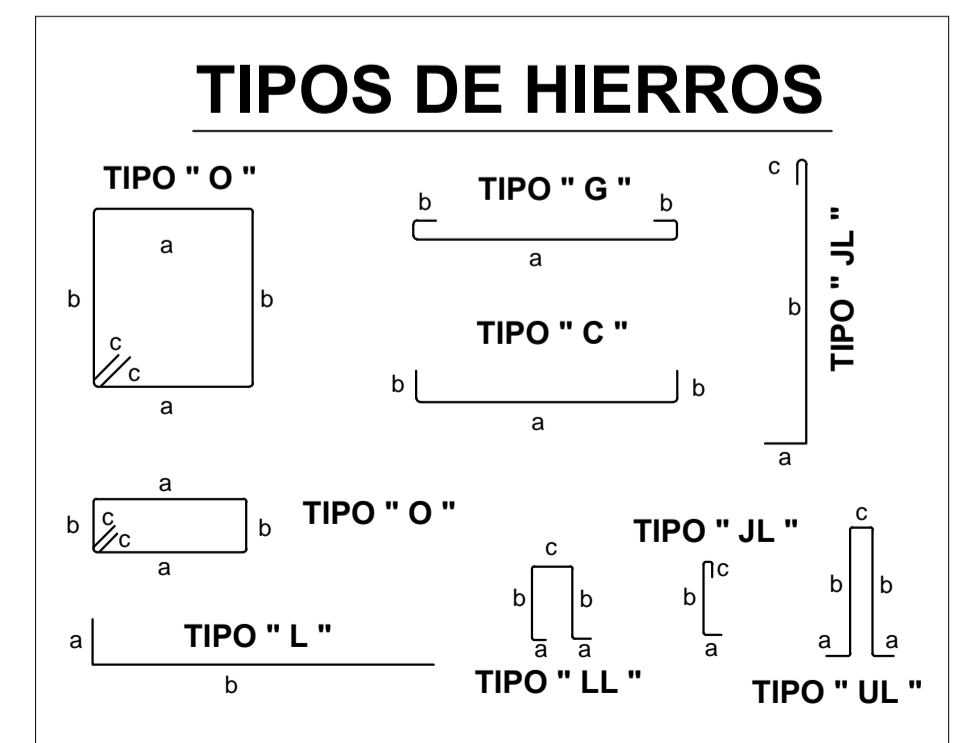
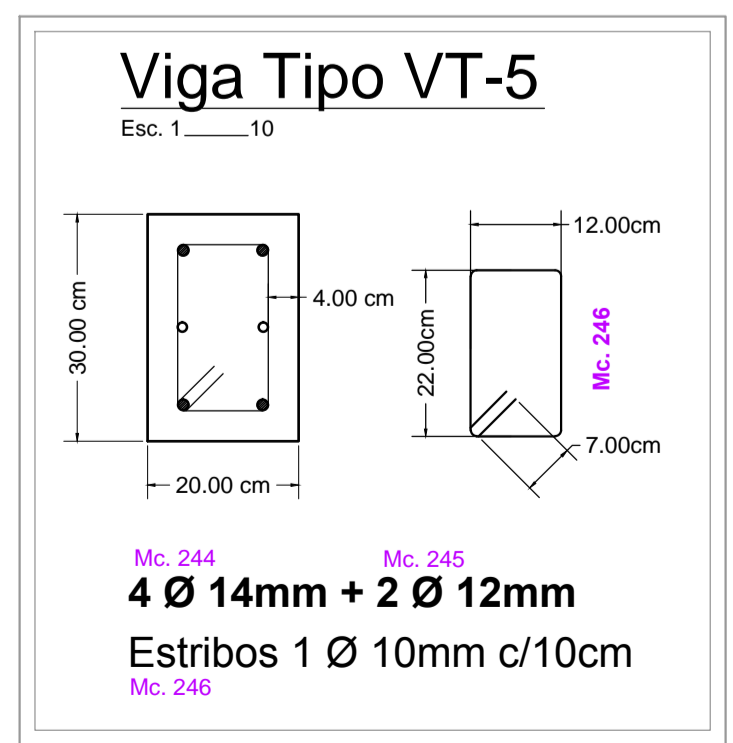
ARMADO DE PANTALLAS
PLANTA DEL ESTRIBO
ESCALA 1 : 50



ARMADO
SECCION DE ACERAS Y BARANDA
ESCALA 1 : 10



ARMADO
SECCION DE BARANDA
ESCALA 1 : 10



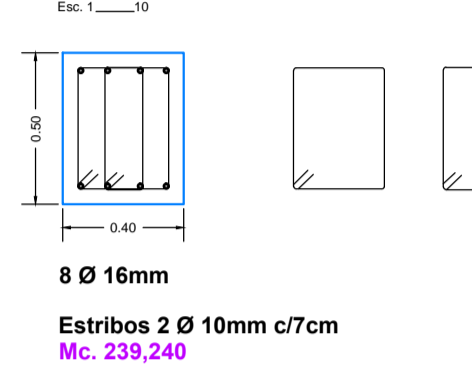
PROYECTO : **PUENTE SOBRE EL RÍO TARQUI EN LA CALLE FERNANDO DE ARAGÓN**

ESCALA: 1 : 50 1 : 10	DISEÑO: P.H.L. DIBUJO: P.H.L. REVISIÓN: ING. JUAN SOLÁ
<p>Pedro Hurtado León</p>	
<p>CONTIENE : - ESTRIBO Y MUROS DE ALA - PLANTA DEL ESTRIBO - SECCION DE ACERA Y BARANDA - SECCIONES DE BARANDA</p>	
<p>Cuenco, Marzo de 2016</p>	
LAMINA:	8

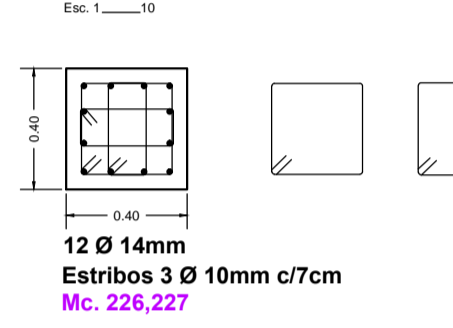
ARMADO SECCIONES TRANSVERSALES

ESCALA 1 : 50

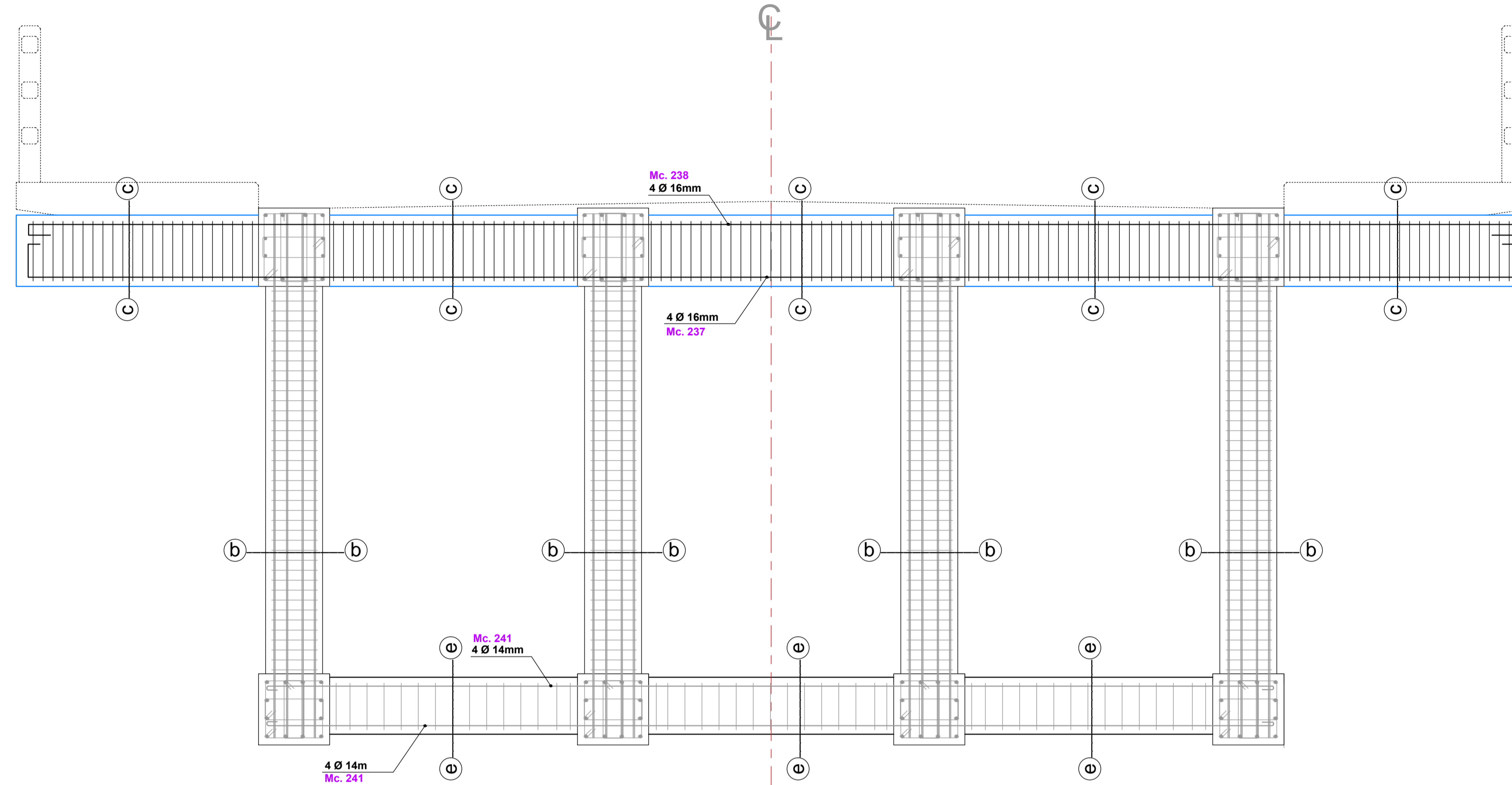
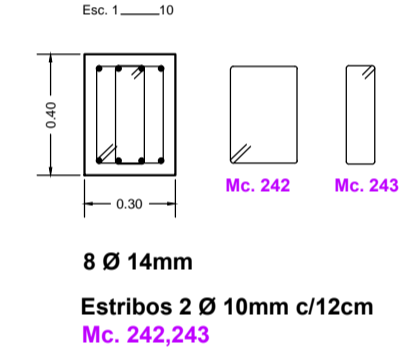
Seccion c - c (VT-4)



Seccion b - b (C-1)



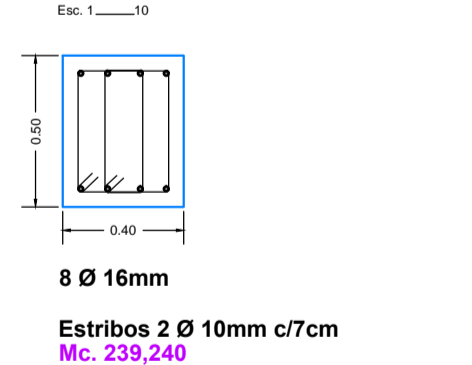
Seccion e - e (VT-3)



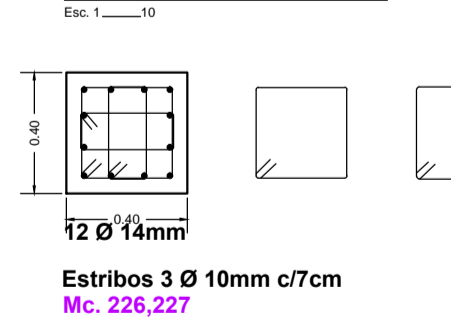
SECCION EJE B-B

ESCALA 1 : 25

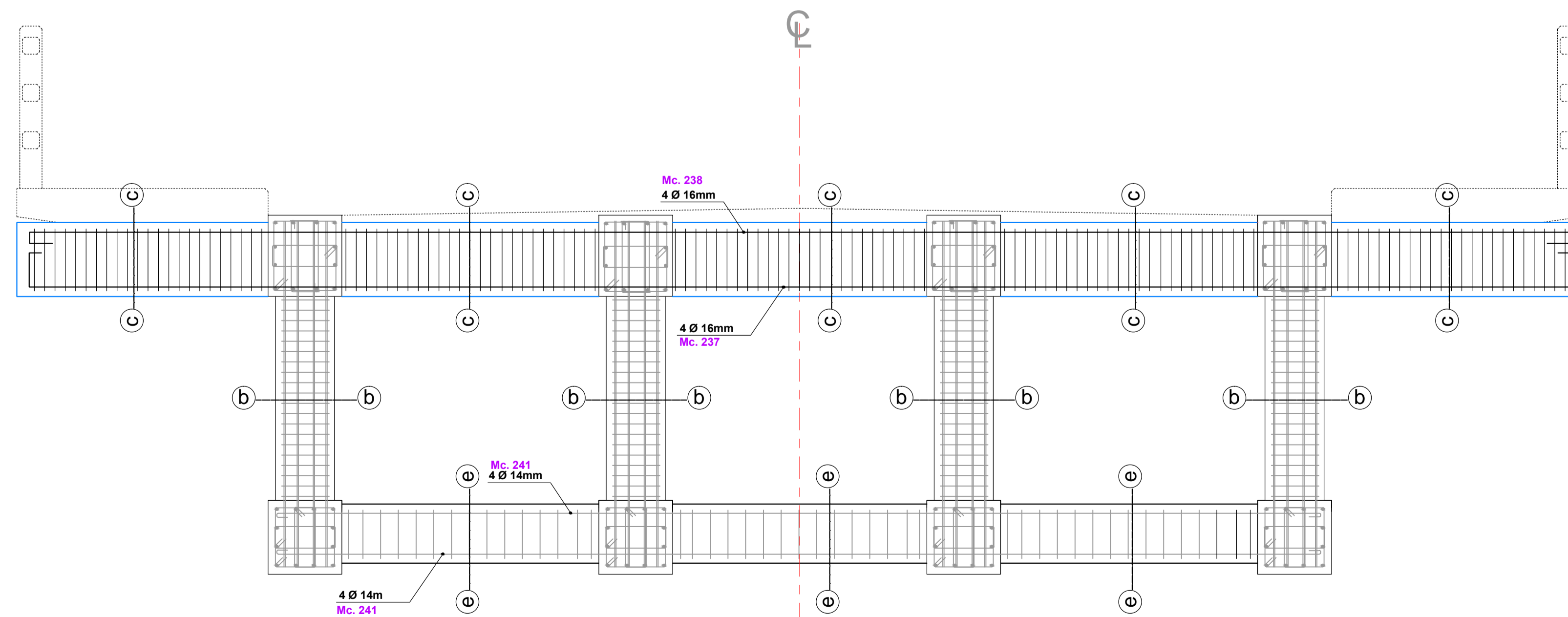
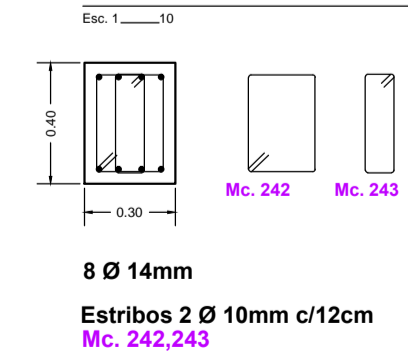
Seccion c - c (VT-4)



Seccion b - b (C-1)



Seccion e - e (VT-3)



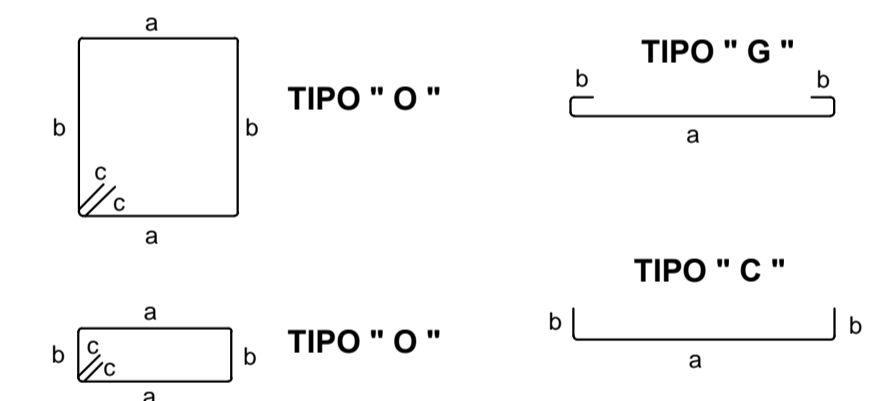
SECCION EJE C-C

ESCALA 1 : 25

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- HORMIGÓN ESTRUCTURAL:
Zapatas, muros laterales y pantallas: $f'c=300$ kg/cm²
Losa de tablero, losa de acceso y aceras: $f'c=300$ kg/cm²
Arcos: $f'c=300$ kg/cm²
Modulo de Elasticidad: $E = 220000.00$ kg/cm²
- ACERO DE REFUERZO: $f_y=4.200.00$ Kg/cm² (420 MPa)
- EL DISEÑO SE HA REALIZADO DE ACUERDO A LAS ESPECIFICACIONES ASSHTO-2004 y ACI-318S-11
- EL TERRENO BAJO LA CIMENTACIÓN DEBE SER LIMPIO, PURO Y ASPERO
- PREVIO A LA CIMENTACIÓN DEL ESTRIBO SE FUNDIRÁ HORMIGÓN CICLÓPEO 60%HoSo $F'c = 240$ Kg/cm² + 40% Piedra, DE ESPESOR 30 cm
- LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO DE CIMENTACIÓN ES DE 24.60 Tn/m²
- EL MATERIAL DE RELLENO DEL APROCHE O TRAS DÓS DEL ESTRIBO SERÁ GRANULAR CON PESO ESPECÍFICO = 1900.00 Kg/m³, Y ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA 33°
- LA PLACA DE NEOPRENO SERÁ DE TIPO SHORE DUREZA 60
- OBSERVAR Y CUMPLIR LOS RECUBRIMIENTOS INDICADOS EN CADA UNO DE LOS ELEMENTOS
CIMENTACIÓN DE ESTRIBOS = 10 cm
PANTALLA DE ESTRIBOS = 7 cm
VIGAS DEL ARCO = 5 cm
COLUMNAS o MONTANTES DEL ARCO = 5 cm
VIGAS PRINCIPALES LONGITUDINALES = 5 cm
VIGAS SECUNDARIAS TRANSVERSALES = 4 cm
VIGAS TENSOR-PUNTAL RIGIDIZADORAS = 4 cm
TABLERO RECUBRIMIENTO SUPERIOR = 7 cm, RECUBRIMIENTO INFERIOR = 4 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 REALIZARAN SEGUN ACI-318S-11 Y ACI-315
- LA CARGA ADOPTADA PARA EL DISEÑO CORRESPONDE AL TREN: HS20-44 Y HS-MOP 2000
- PASAMANOS o BALAUSTRADA DE HORMIGÓN ARMADO : HoSo 210 Kg/cm²
- PESO PROPIO DE LAS ACERAS = 84.00 Kg/m² (Carga sobre los volados laterales del tablero)
- PESO PROPIO DE LOS BARANDALES = 101.64 Kg/m
- SOBRECARGA PEATONAL SOBRE ACERAS (PL) = 295.00 Kg/m²
- VELOCIDAD DEL VIENTO DE DISEÑO $v = 90$ Km / h

TIPOS DE HIERROS



PROYECTO : **PUENTE SOBRE EL RÍO TARQUI
EN LA CALLE FERNANDO DE ARAGÓN**

ESCALA: 1 : 25

DISEÑO: P.H.L.
DIBUJO: P.H.L.
REVISIÓN: ING. JUAN SOLÁ

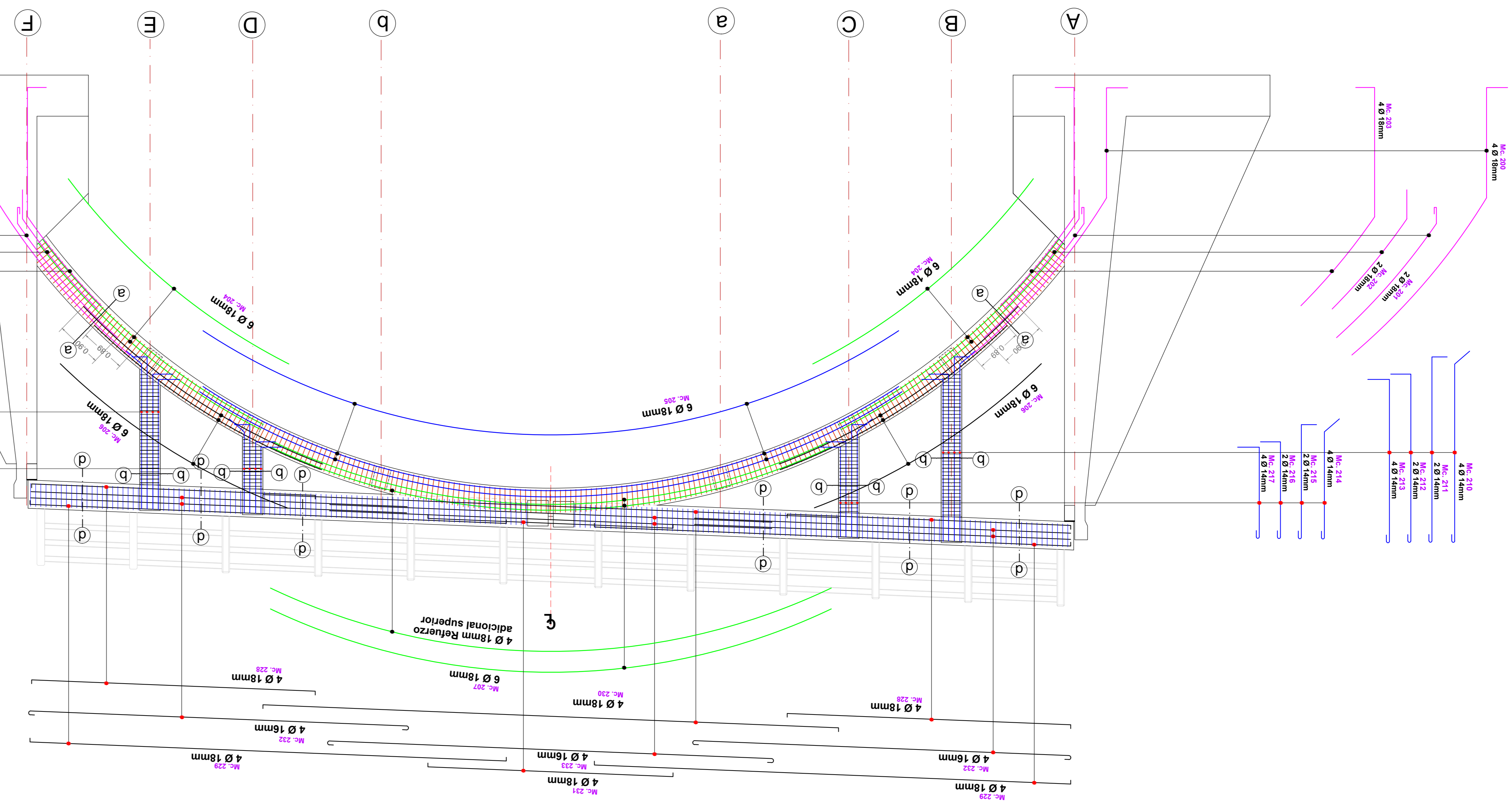
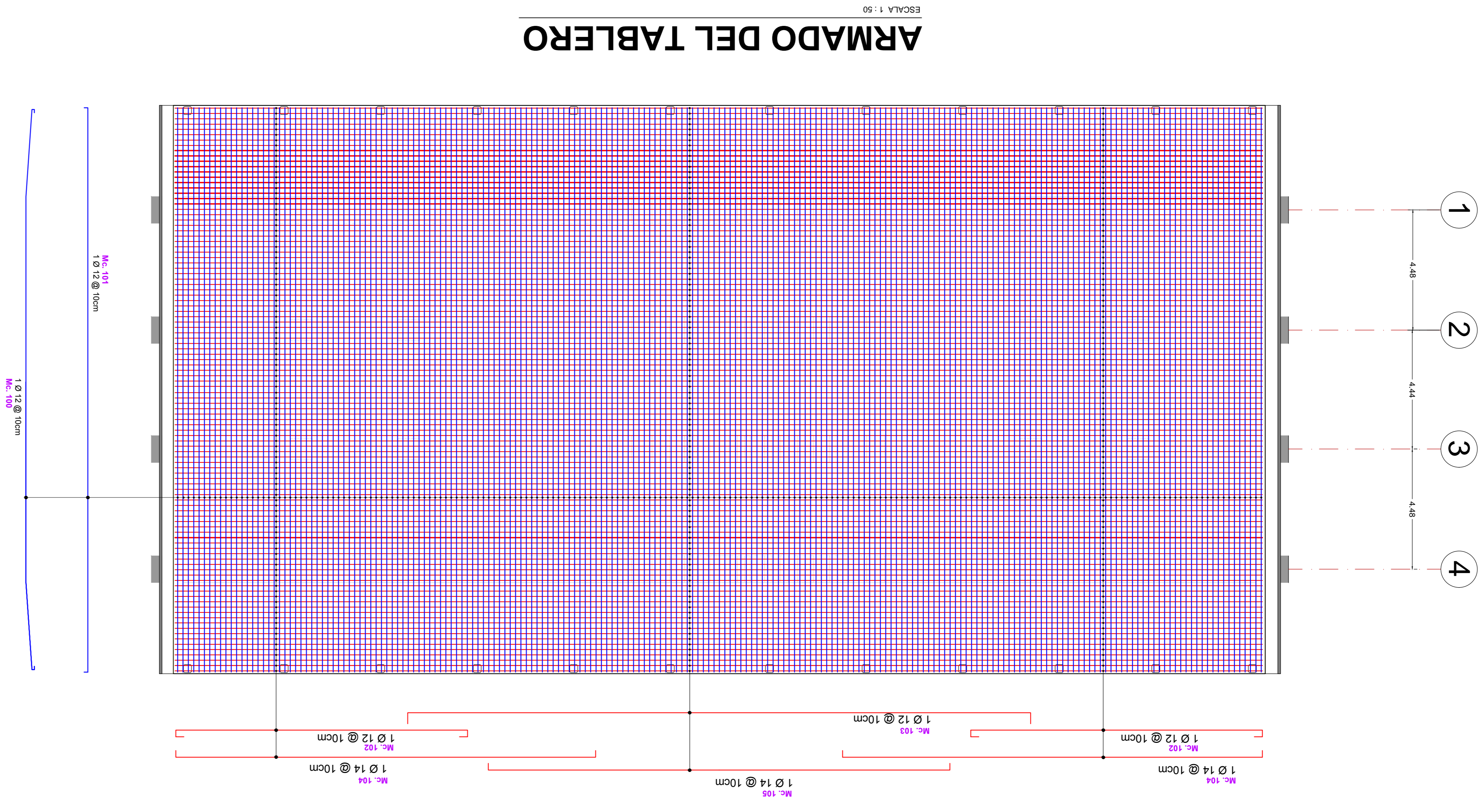
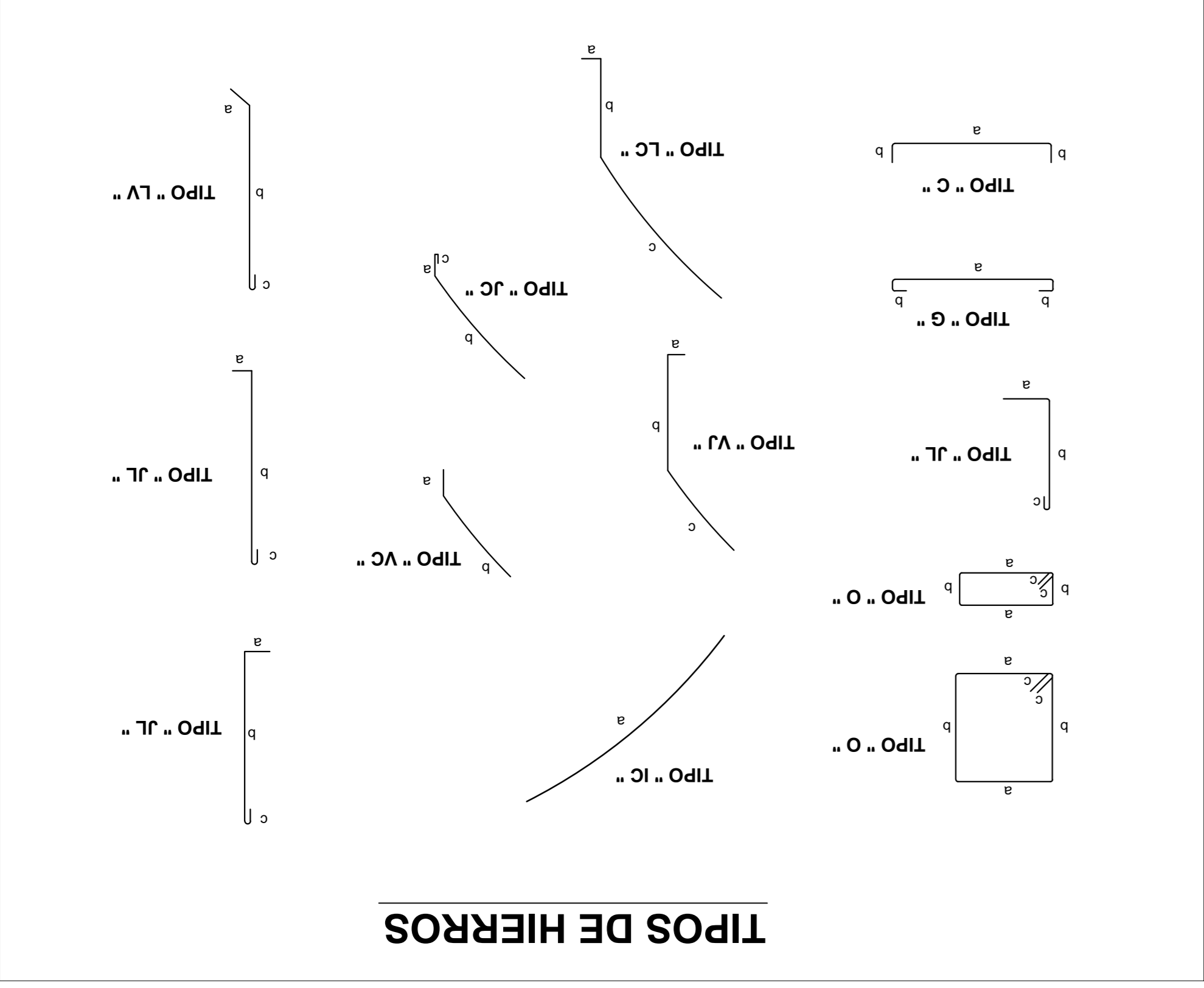
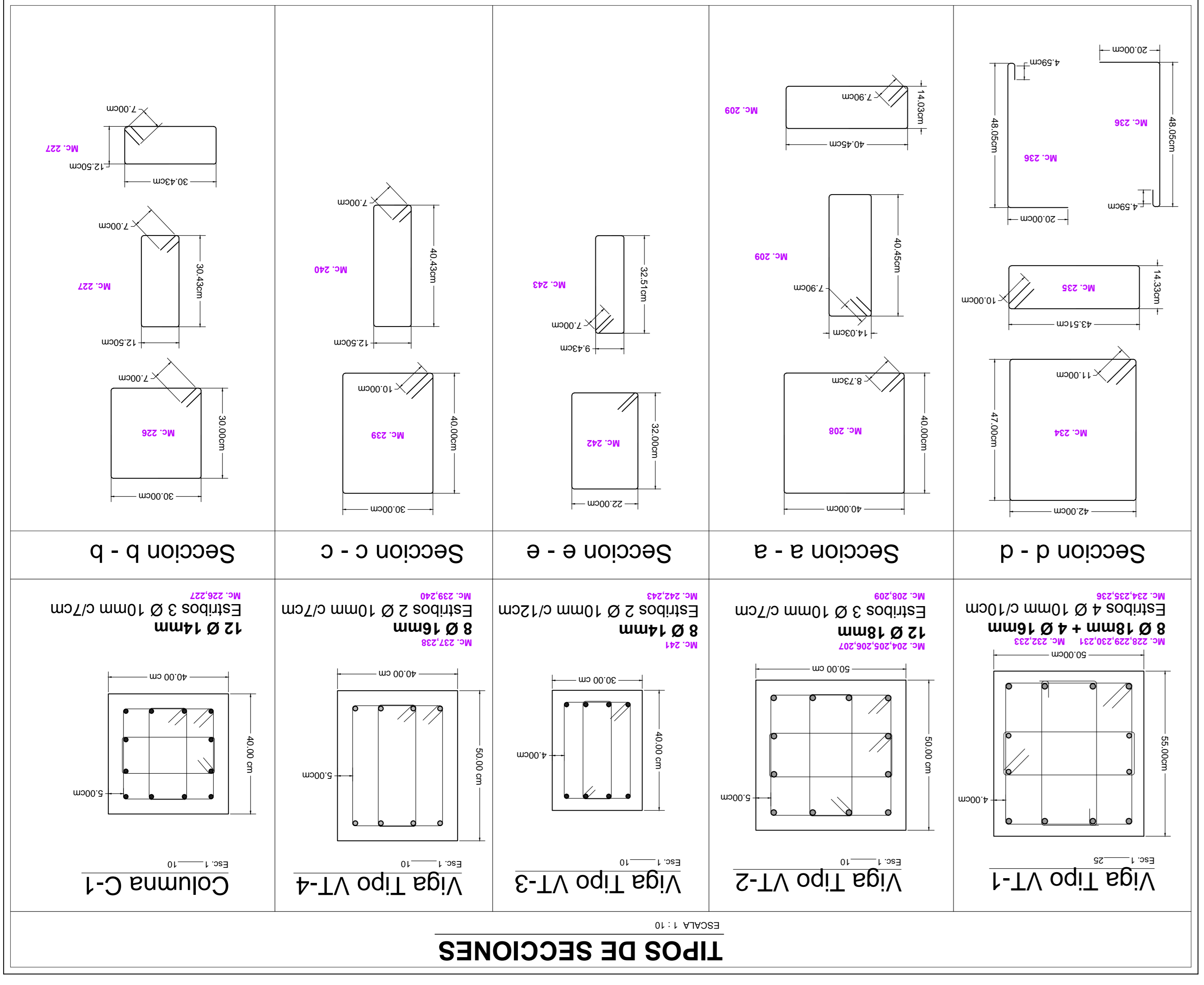
Pedro Hurtado León

CONTIENE : - SECCIONES TRANSVERSALES
- SECCIÓN / EJE B-B
- SECCIÓN / EJE C-C
- ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Cuencu, Marzo de 2016

LAMINA:

9
11



CONCLUSIONES

Se realizó los cálculos y el diseño pertinente de un puente en arco que solucione el problema de tránsito vehicular y peatonal en la calle Fernando de Aragón entre las calles Ortega y Gasset; y Menéndez y Pelayo

Luego de revisar en conjunto el autor con el tutor y el GAD Municipal de Cuenca los informes hidrológico y de suelos se concluyó que son los necesarios para la elaboración del proyecto.

Se realizó el levantamiento topográfico necesario para la elaboración del diseño estructural en hormigón armado del puente en la calle Fernando de Aragón entre las calles Ortega y Gasset; y Menéndez y Pelayo.

El alcance de los estudios cubrió todos los aspectos necesarios para la obtención de los cálculos y diseños en hormigón armado que permitan a su vez la construcción del puente y sus accesos.

RECOMENDACIONES

Debido a que actualmente existe un puente isostático con infraestructura de estribos y superestructura de vigas simples y tablero de hormigón armado, se recomienda realizar la demolición por las siguientes razones:

- Emplazamiento Incorrecto con respecto al proyecto vial horizontal
- Perfil Vertical muy bajo con respecto a la vía de entrada y salida
- Galibo muy pequeño con respecto al espejo de agua.
- Vida Útil Cumplida
- Ancho de calzada insuficiente.
- Aceras muy angostas.
- La luz muy corta estrangula el cauce del río

De igual forma se recomienda ejecutar un proceso constructivo adecuado y por técnicos con experiencia para garantizar la seguridad de la obra.

Complementar el presente estudio con los componentes, socioeconómicos, ambientales, eléctricos, paisajísticos, urbanísticos y presupuesto.

Es importante indicar que el presente estudio no se enmarca en los estudios antes mencionados, ya que únicamente trata de la parte hidráulica, geotécnica y estructural.

BIBLIOGRAFÍA.

[1] PUENTES, Ing. Jerónimo H. Herrera M., UNIVERSIDAD CATÓLICA DE COLOMBIA, Segunda Edición 1996.

[2] SEMINARIO DE INGENIERÍA DE PUENTES, Ing. Mario Moran, PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR, Quito –Ecuador, Mayor 2002.

[3] ESPECIFICACIONES AASHTO 2004 PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL MÉTODO LRFD.

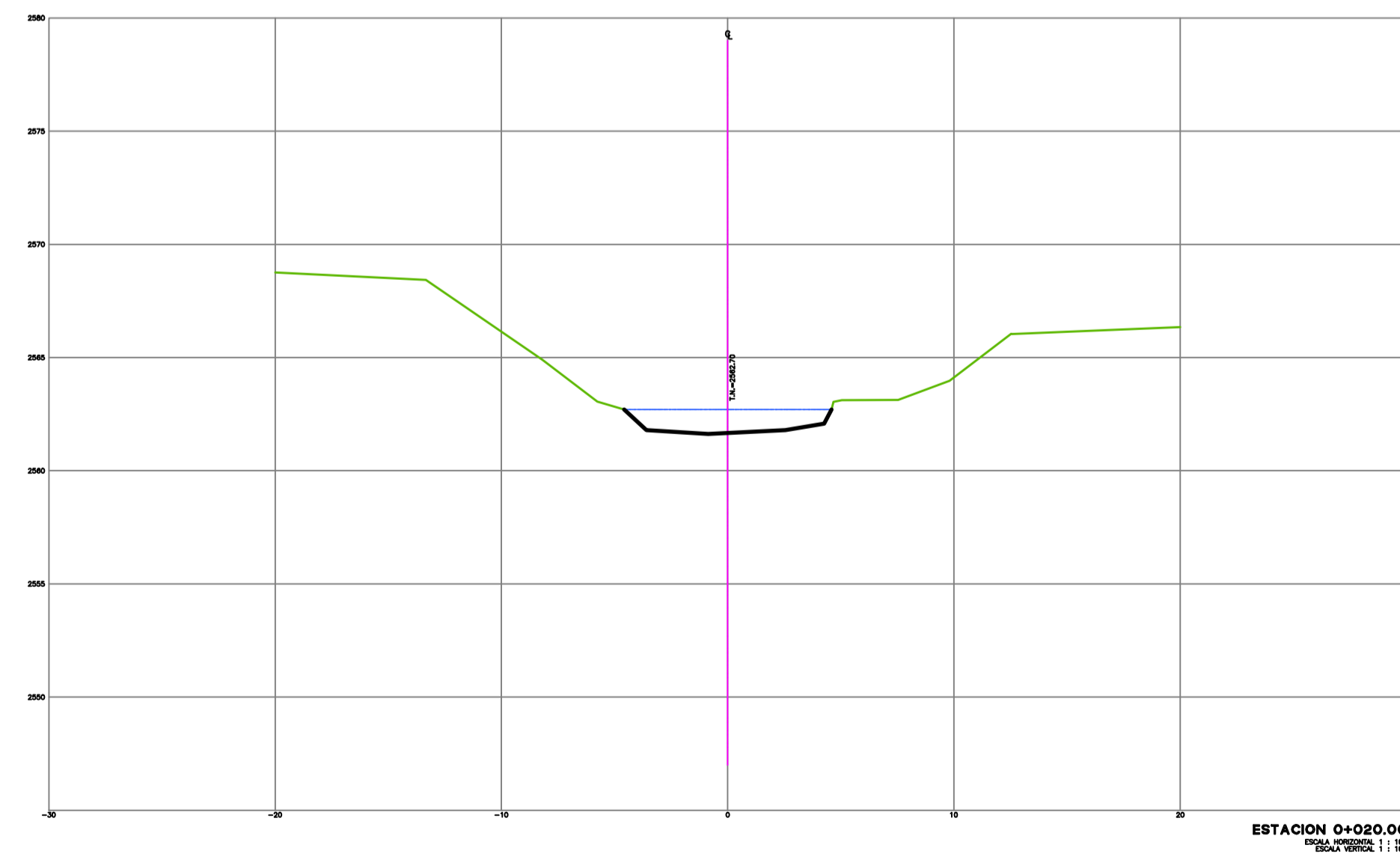
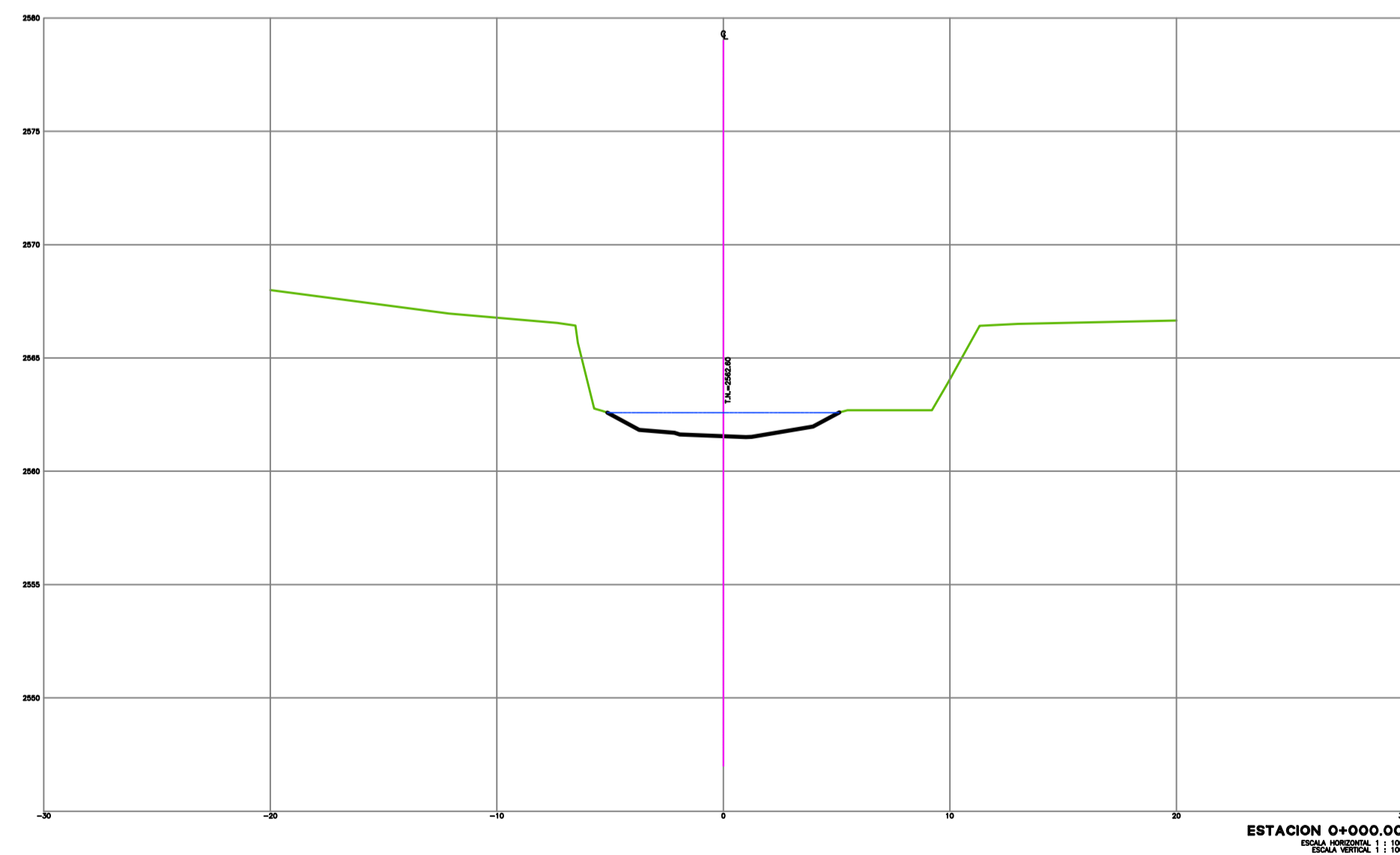
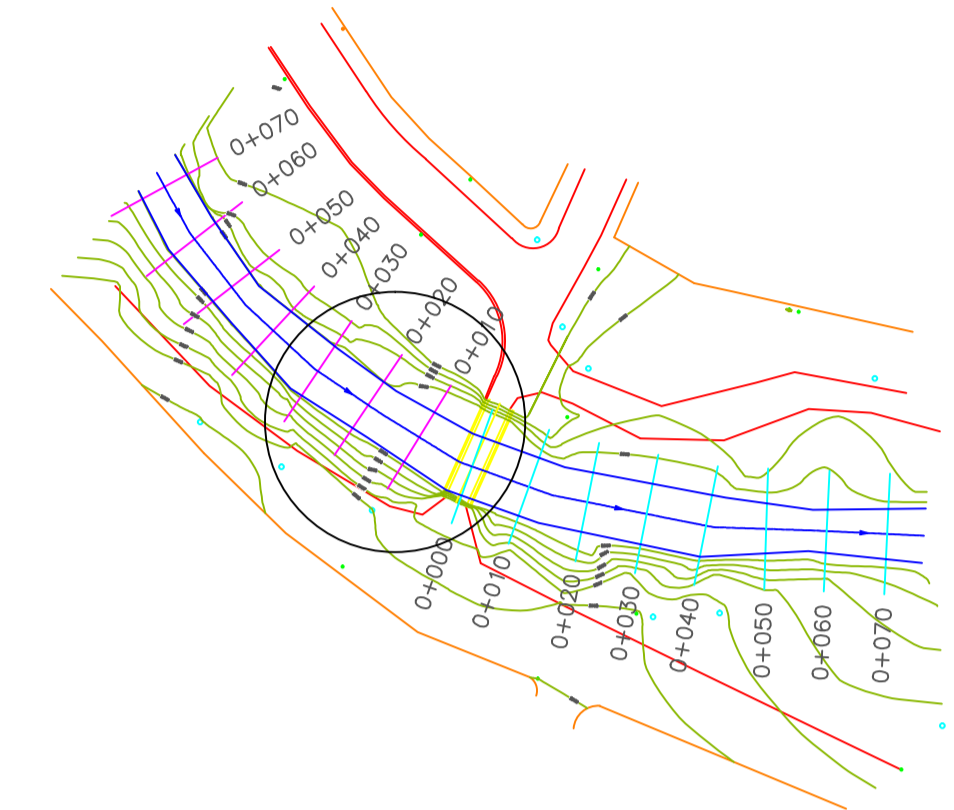
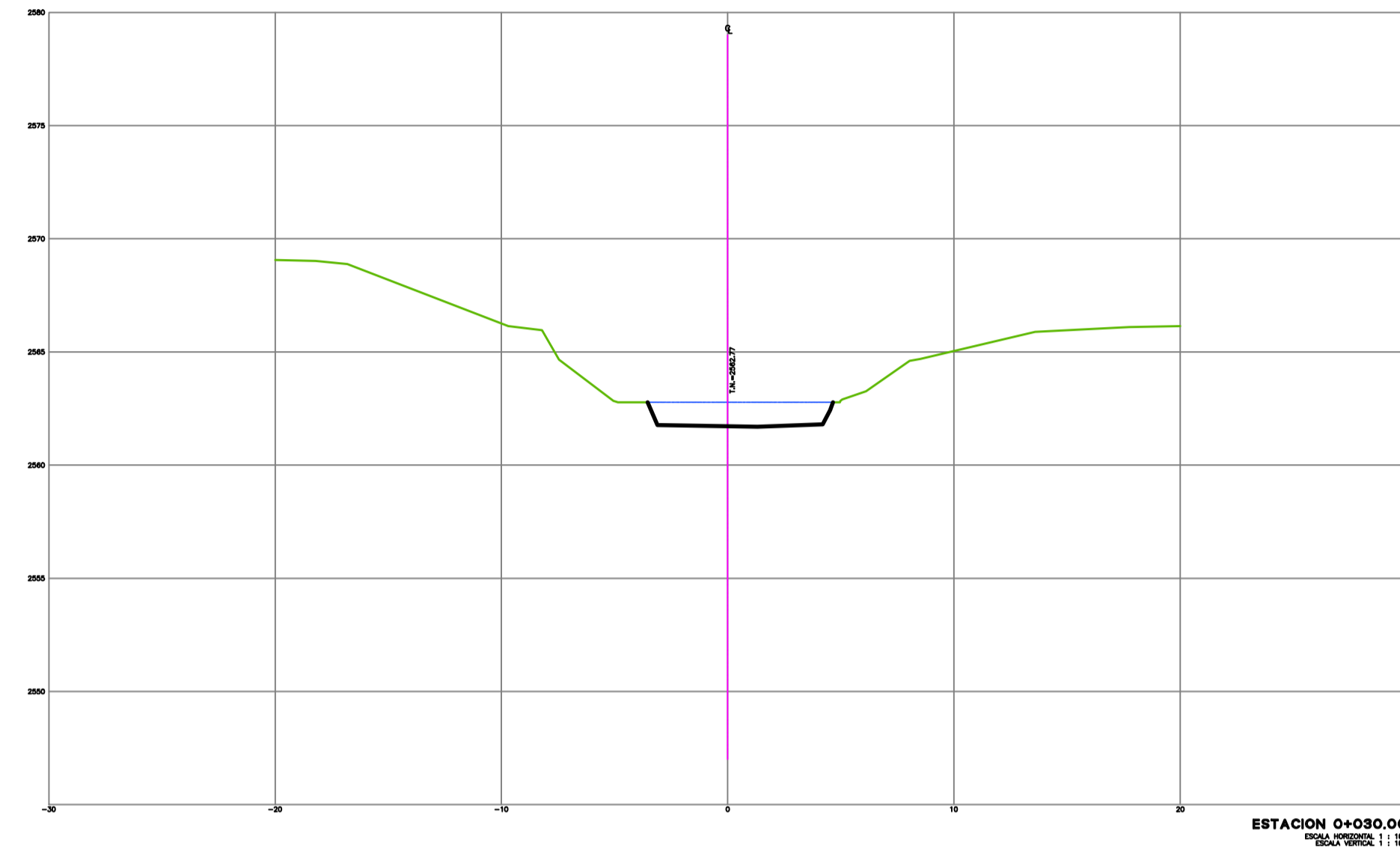
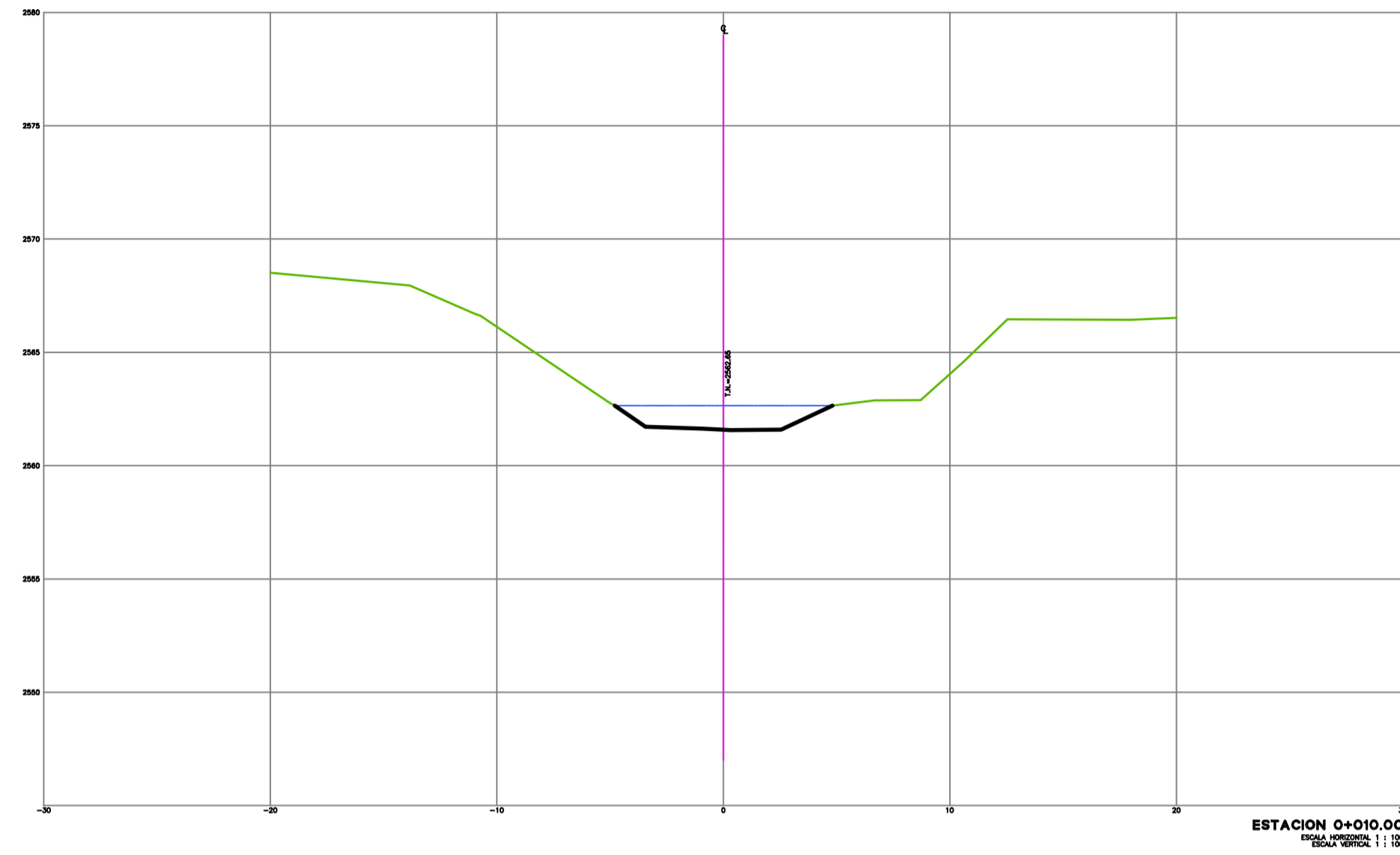
[4] DISEÑO DE PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO, Ing. Freddy Ponce, UNIVERSIDAD POLITÉCNICA NACIONAL, Quito –Ecuador, 1988.

ANEXOS.

ANEXO A. PLANOS TOPOGRÁFICOS

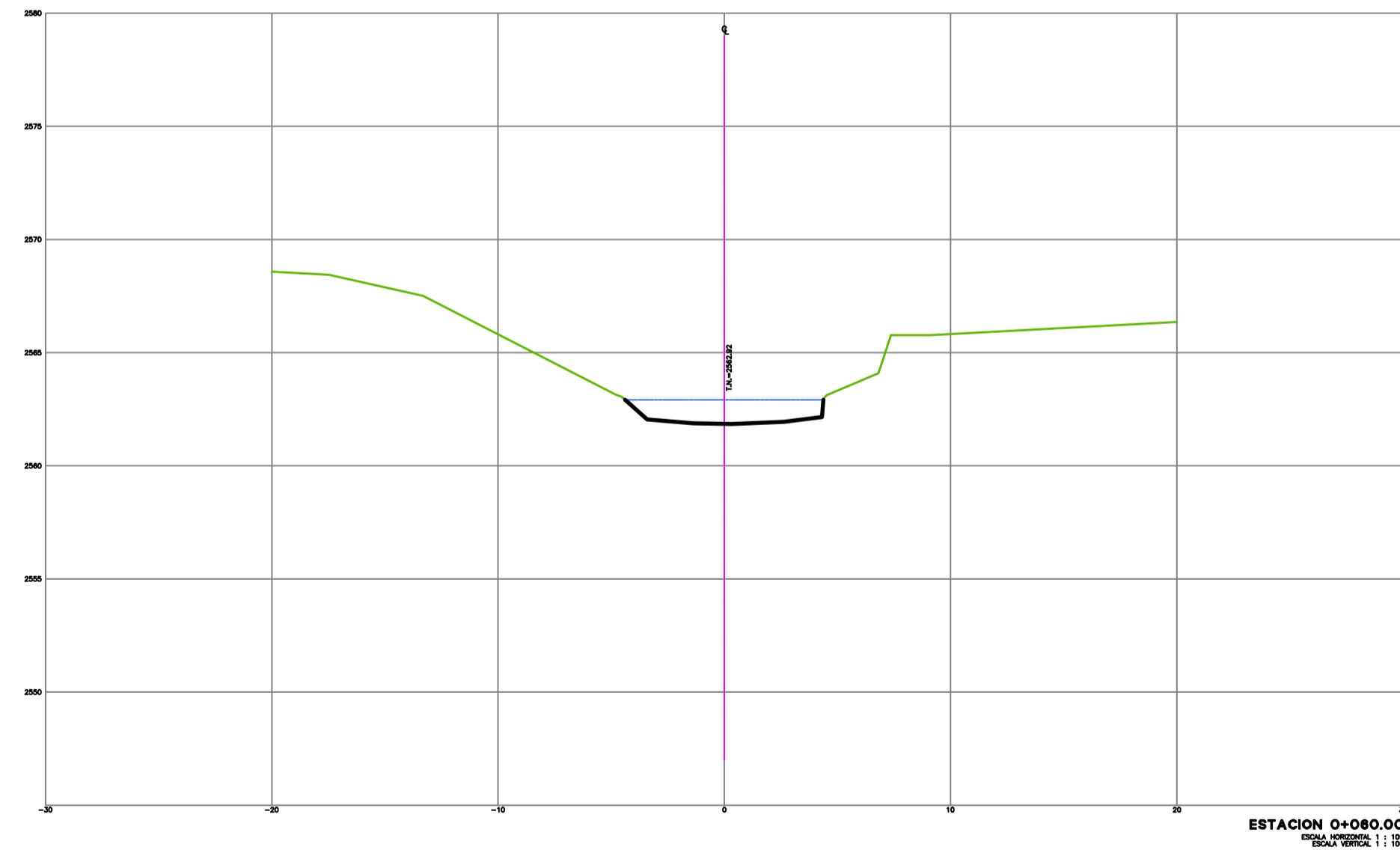
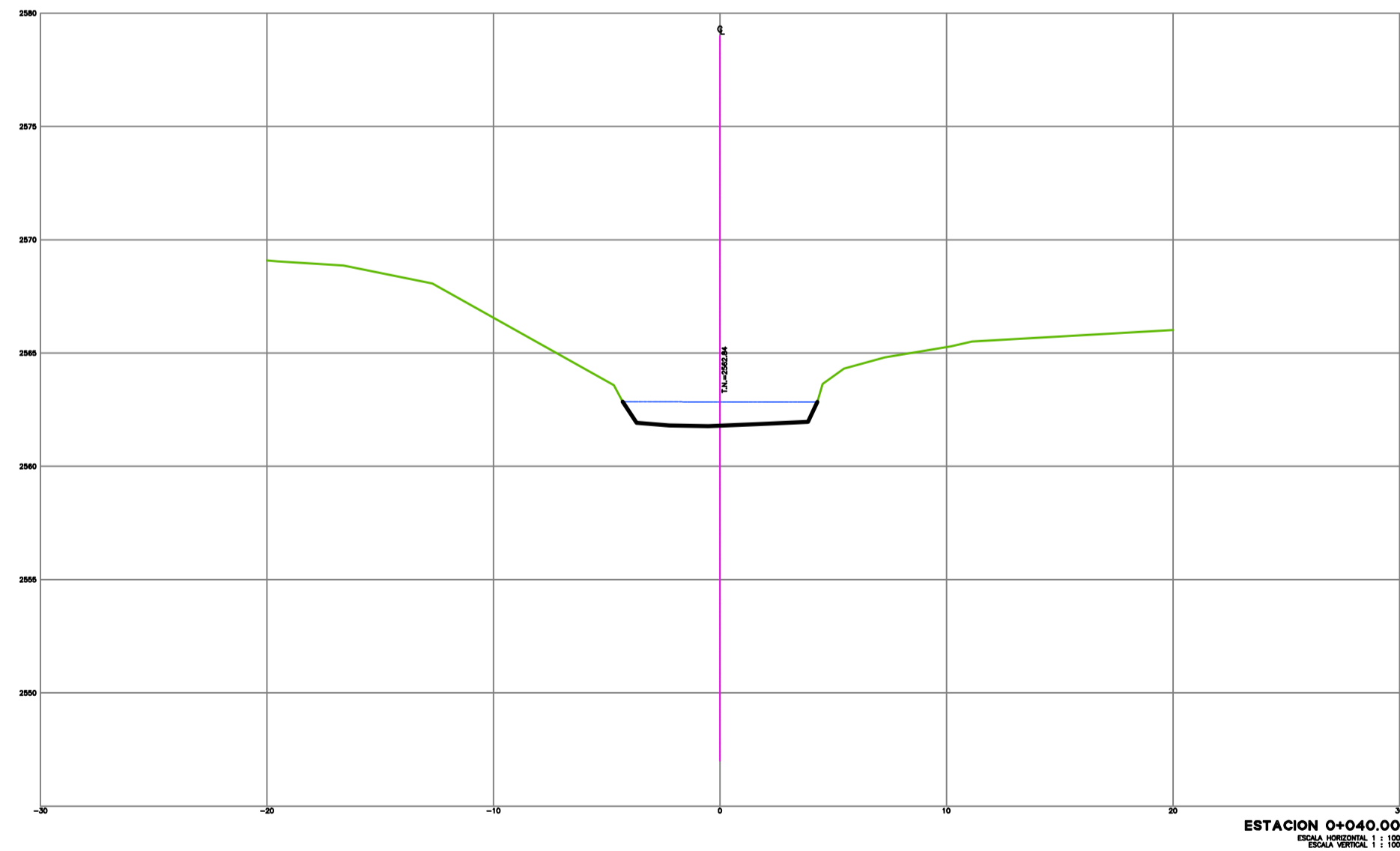
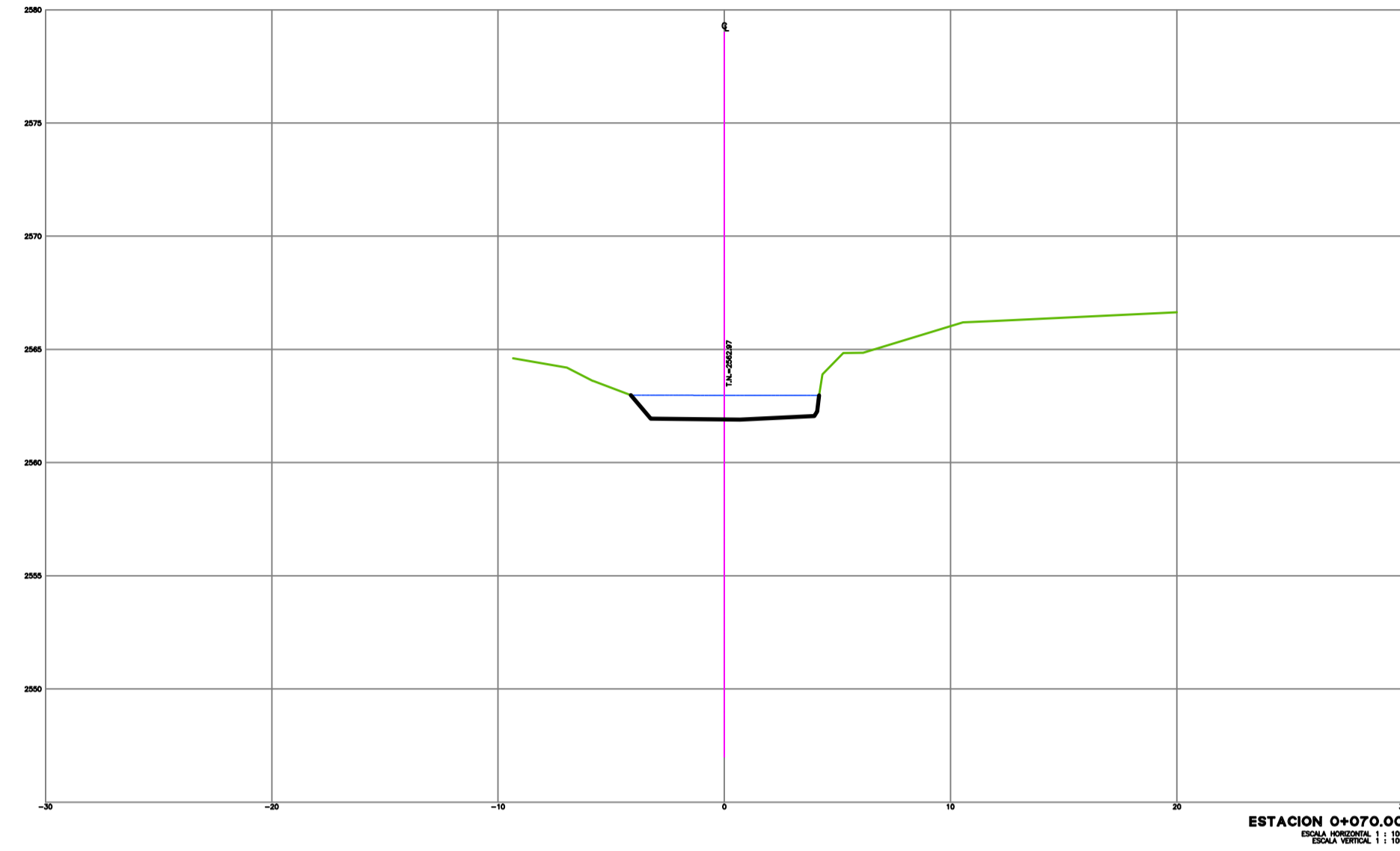
SECCIONES TRANSVERSALES AGUAS ARRIBA

UBICACIÓN

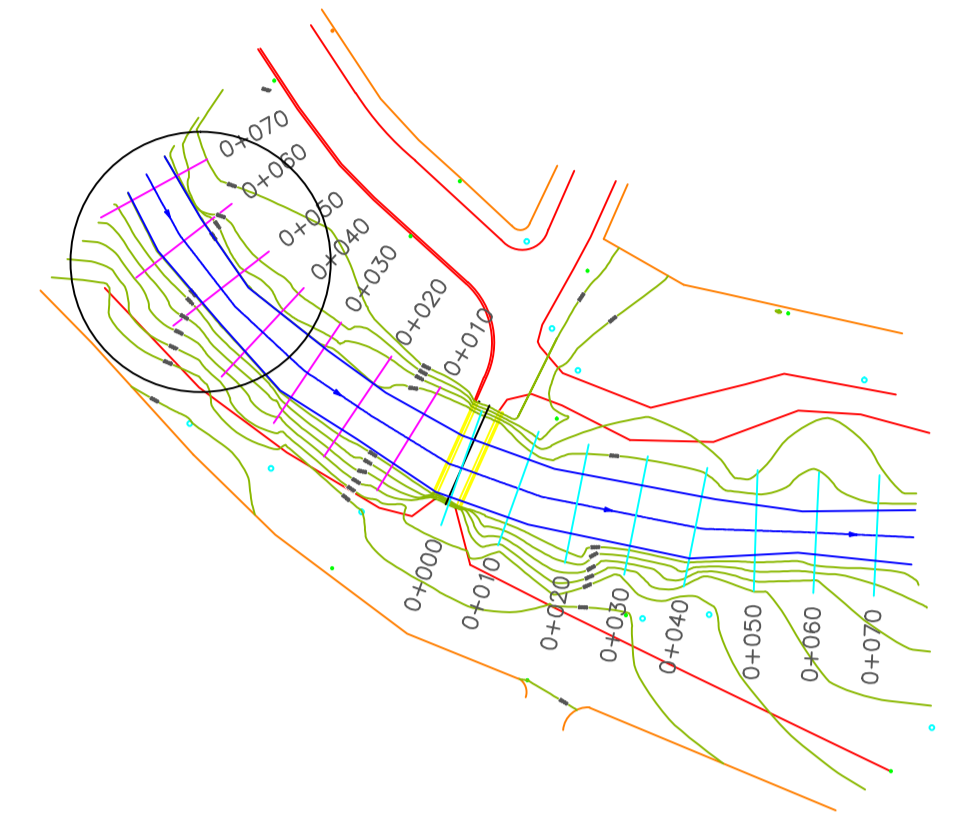


PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RÍO TARQUI	
Diseño:	Sr. Pedro Hurtado León
Dibujo:	Sr. Pedro Hurtado León
Revisión:	Sr. Ing. Juan Medardo Solá
Colaboración:	Ing. Iván Mejía
PEDRO HURTADO LEÓN EGRESADO DE INGENIERÍA CIVIL UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA	
CONTIENE: SECCIONES TRANSVERSALES PARA EL PUENTE SOPORTE DEL RÍO TARQUI	MARZO 2016

SECCIONES TRANSVERSALES AGUAS ARRIBA



UBICACIÓN



PROYECTO:
PUENTE SOBRE EL RÍO TARQUI

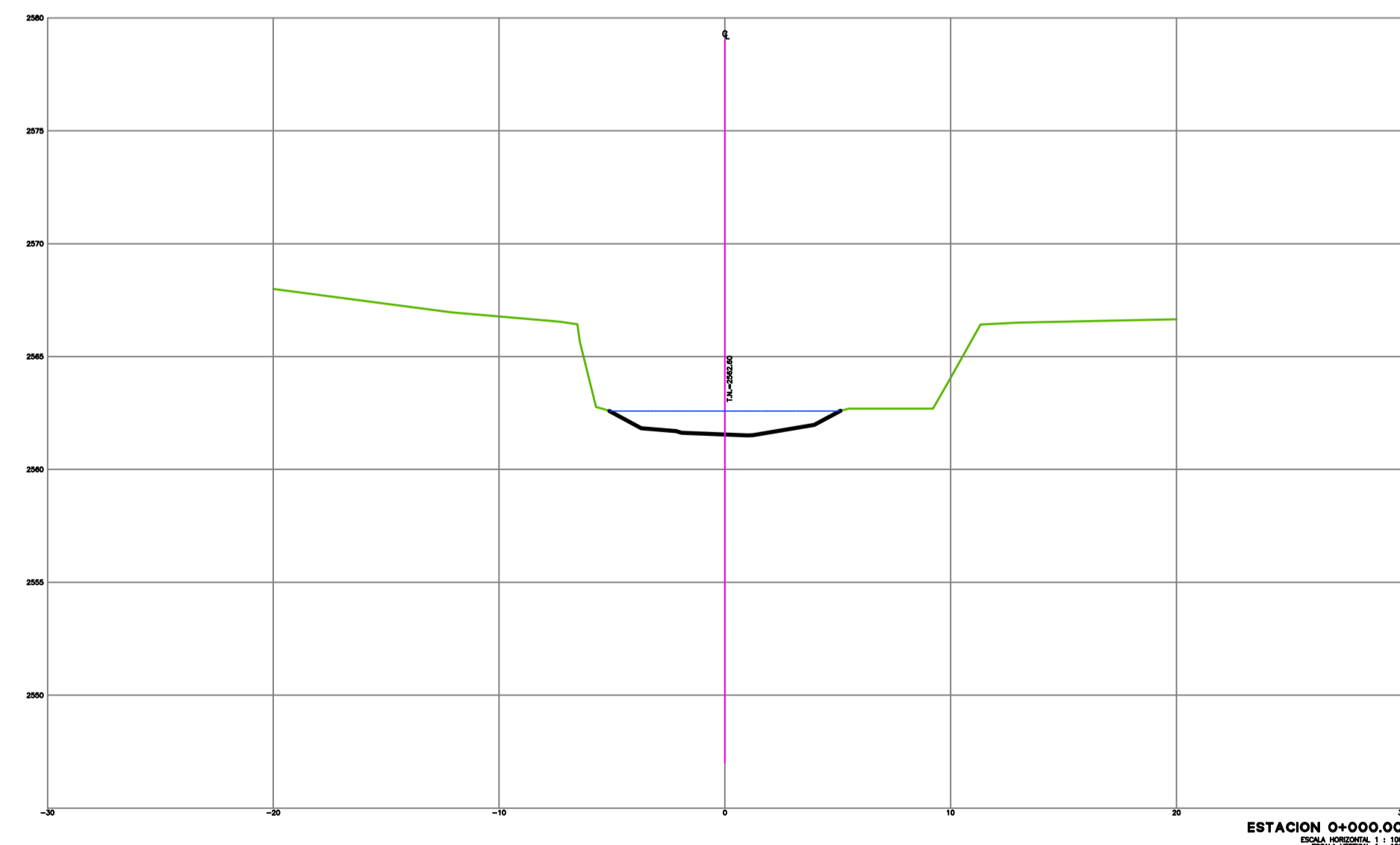
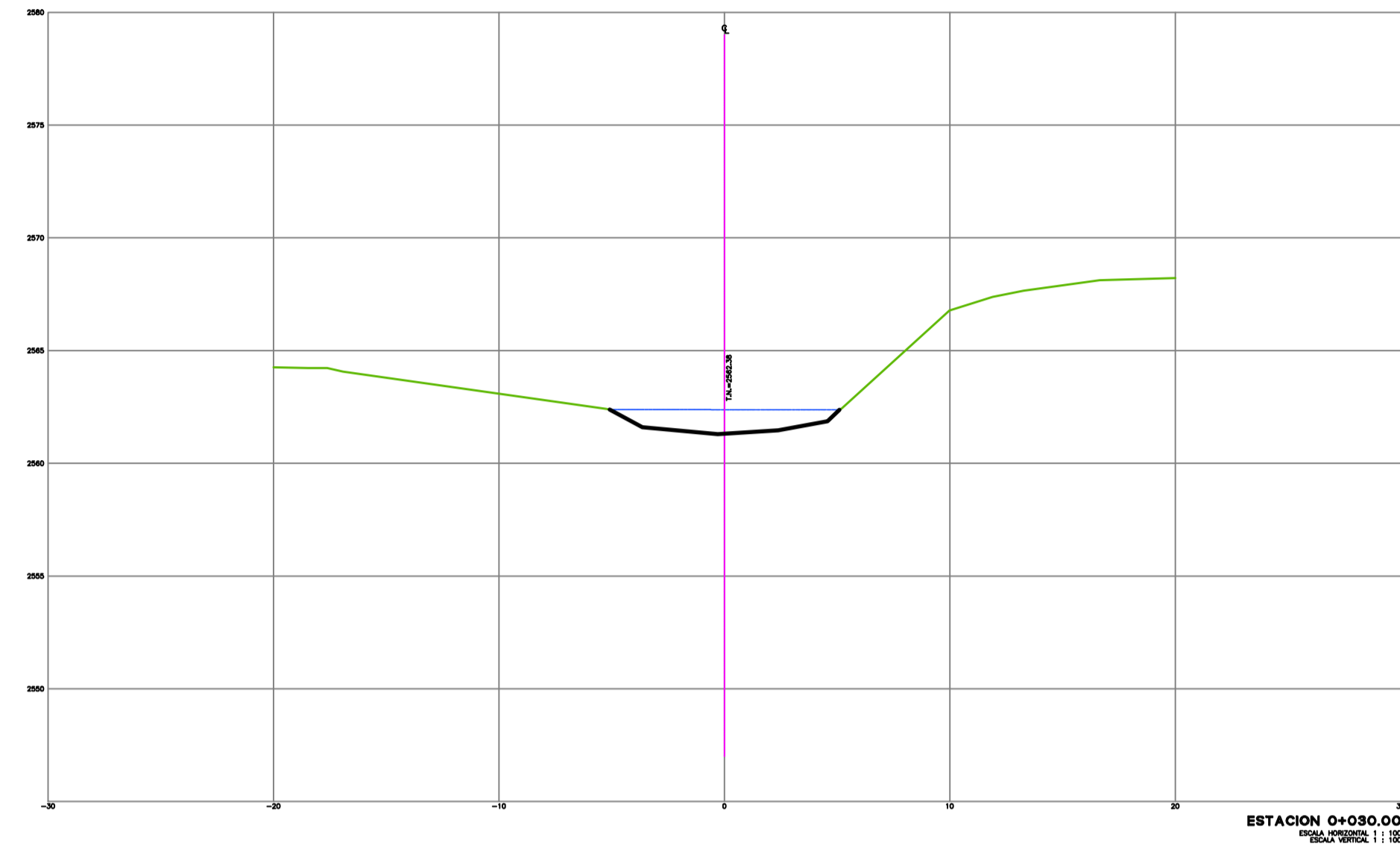
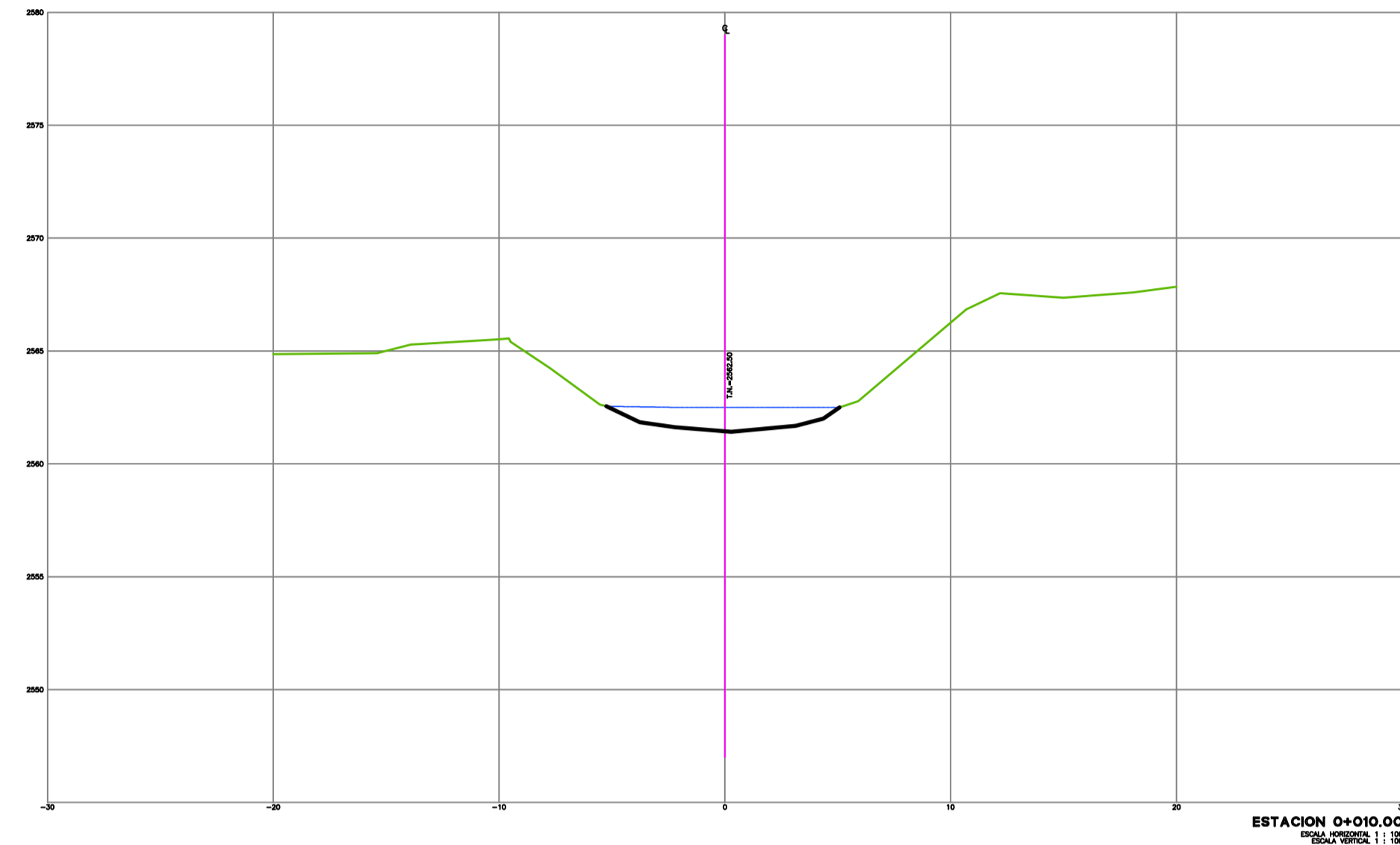
Diseño: Sr. Pedro Hurtado León
Dibujo: Sr. Pedro Hurtado León
Revisión: Sr. Ing. Juan Medardo Solá
Colaboración: Ing. Iván Mejía

PEDRO HURTADO LEÓN
EGRESADO DE INGENIERÍA CIVIL
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

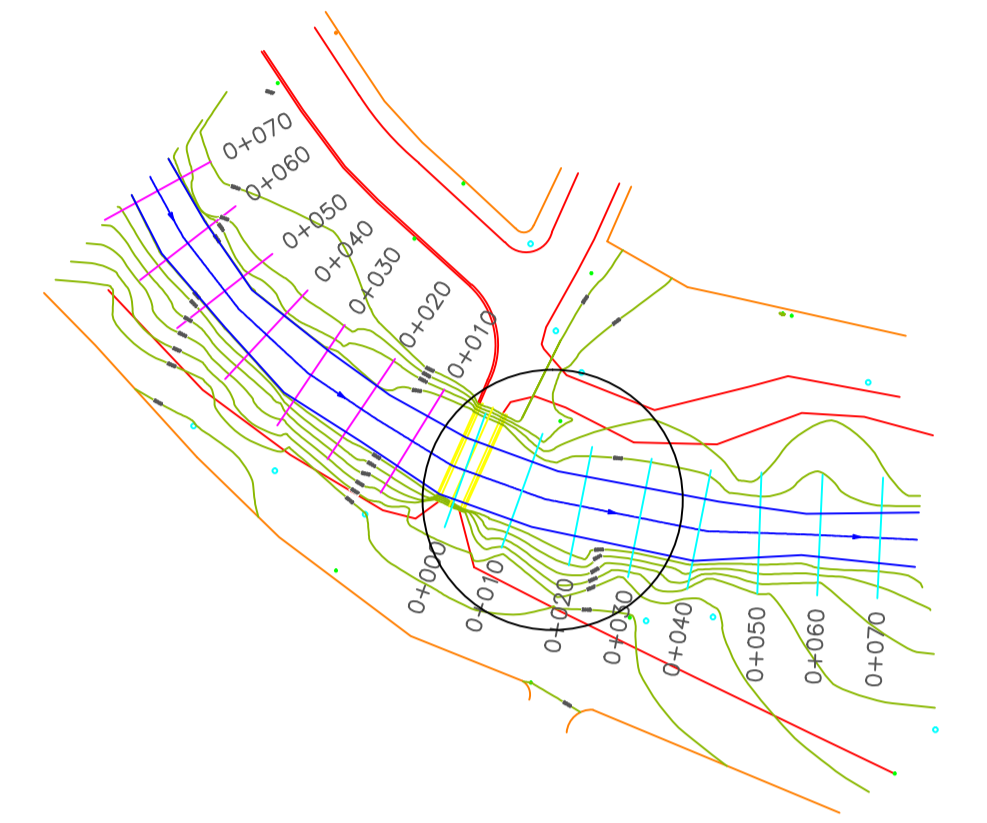
CONTIENE:
SECCIONES TRANSVERSALES PARA EL PUENTE
SOPORTE DEL RÍO ARRIBA

MARZO 2016

SECCIONES TRANSVERSALES AGUAS ABAJO



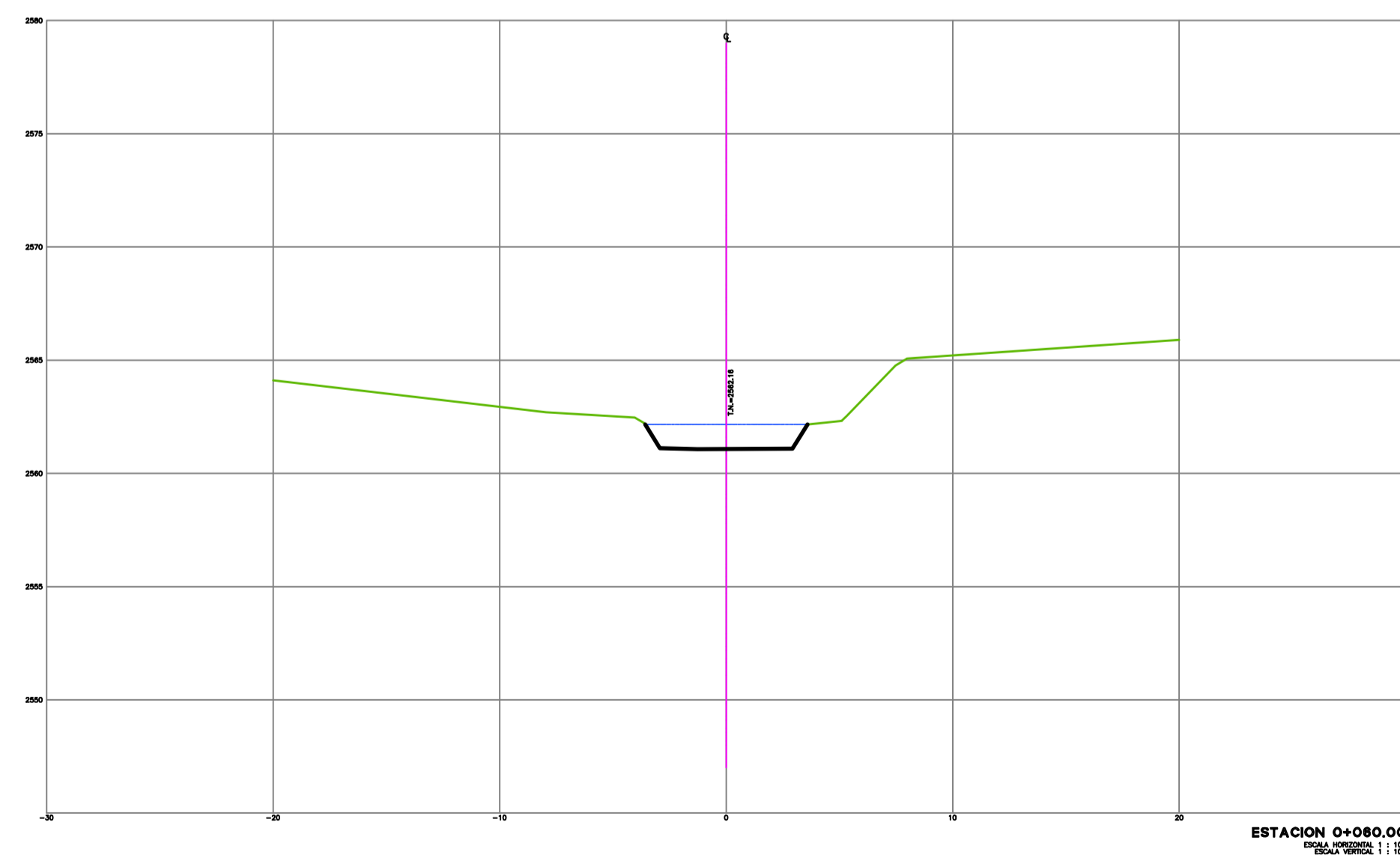
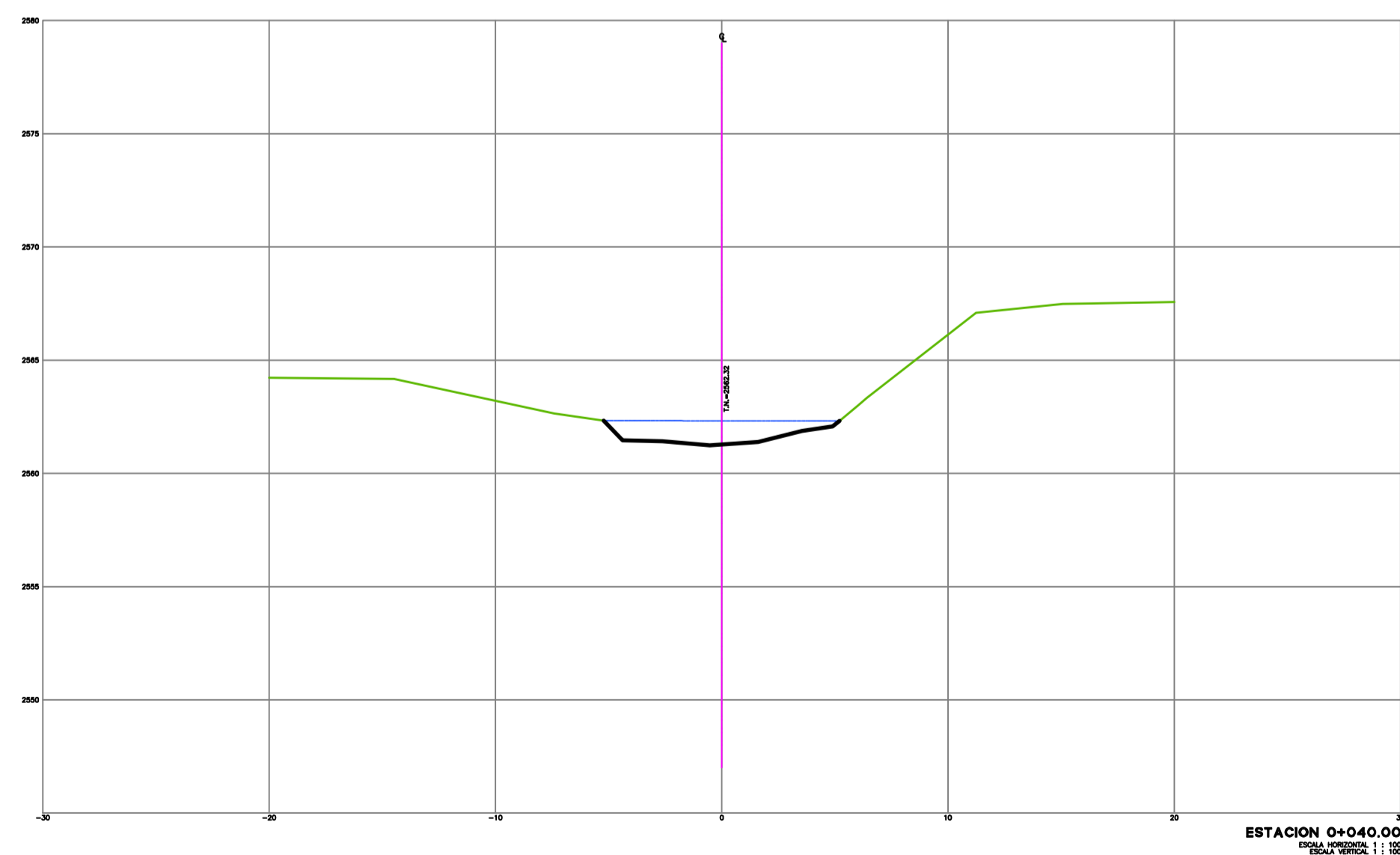
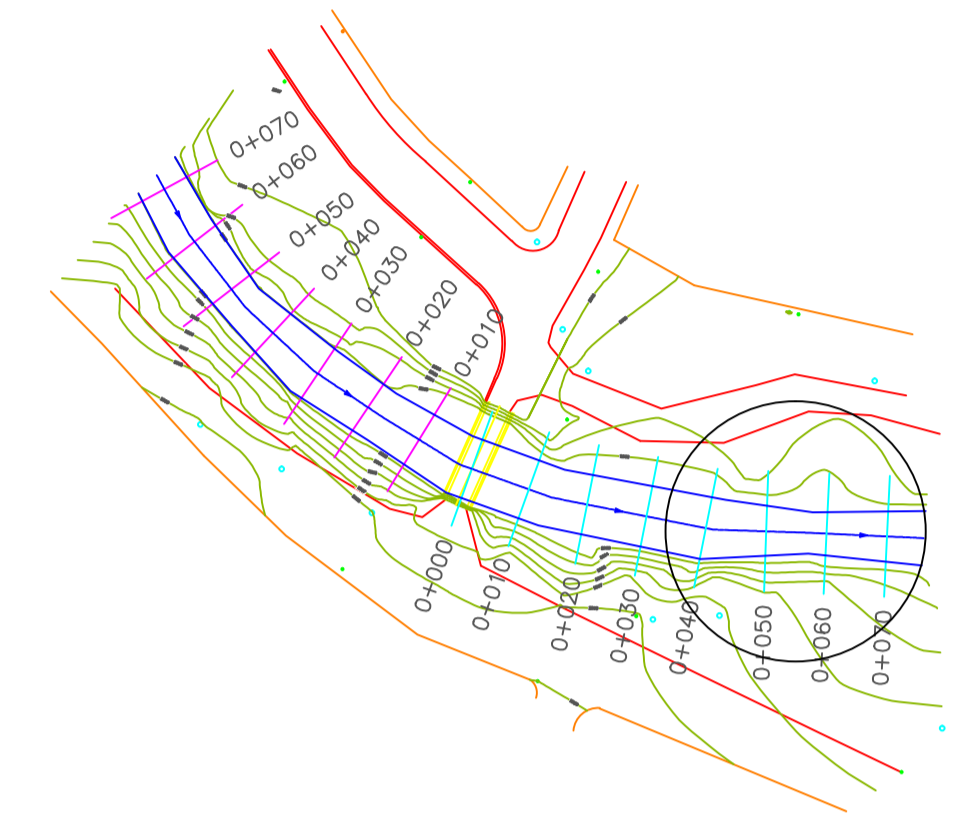
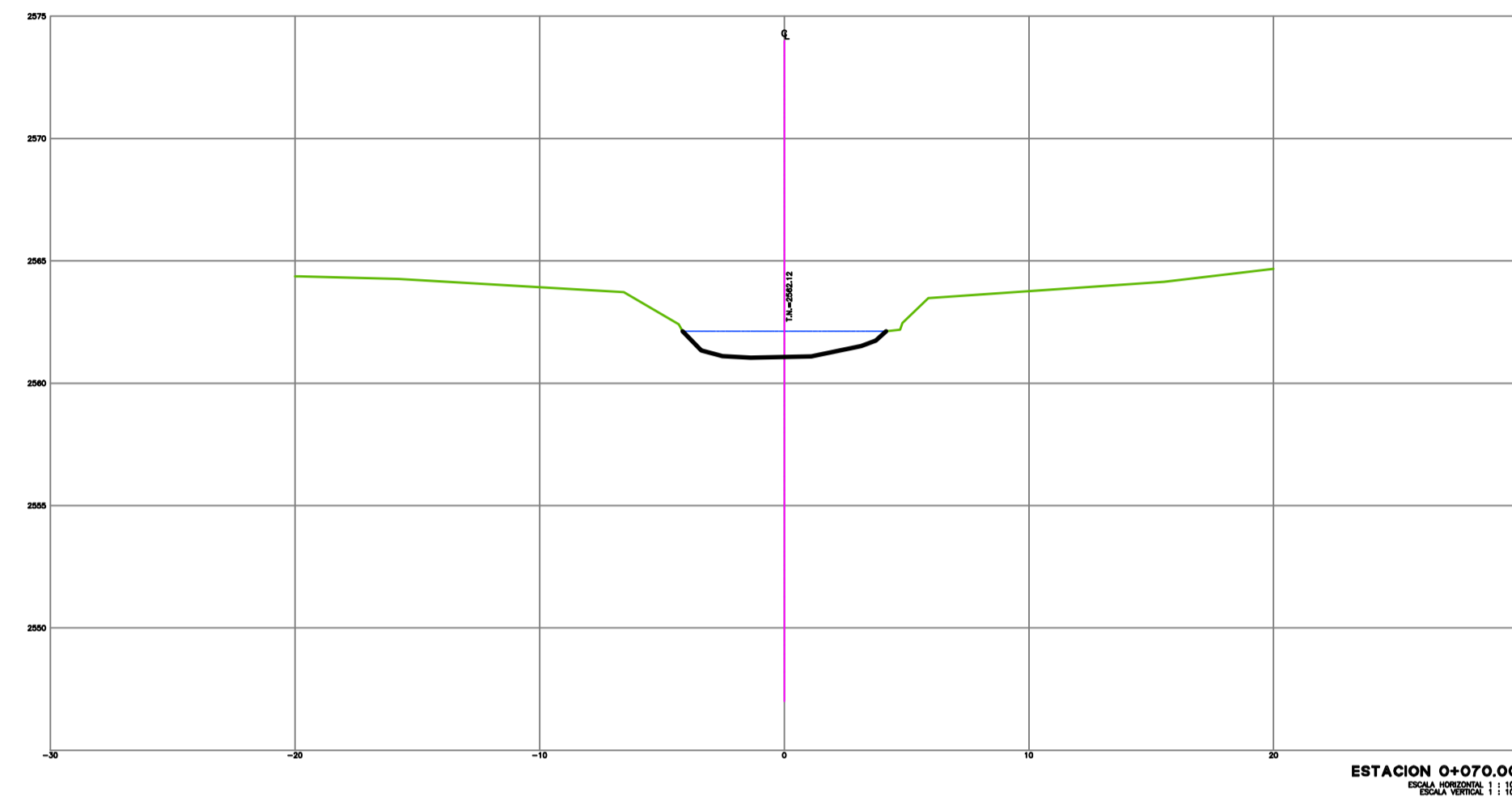
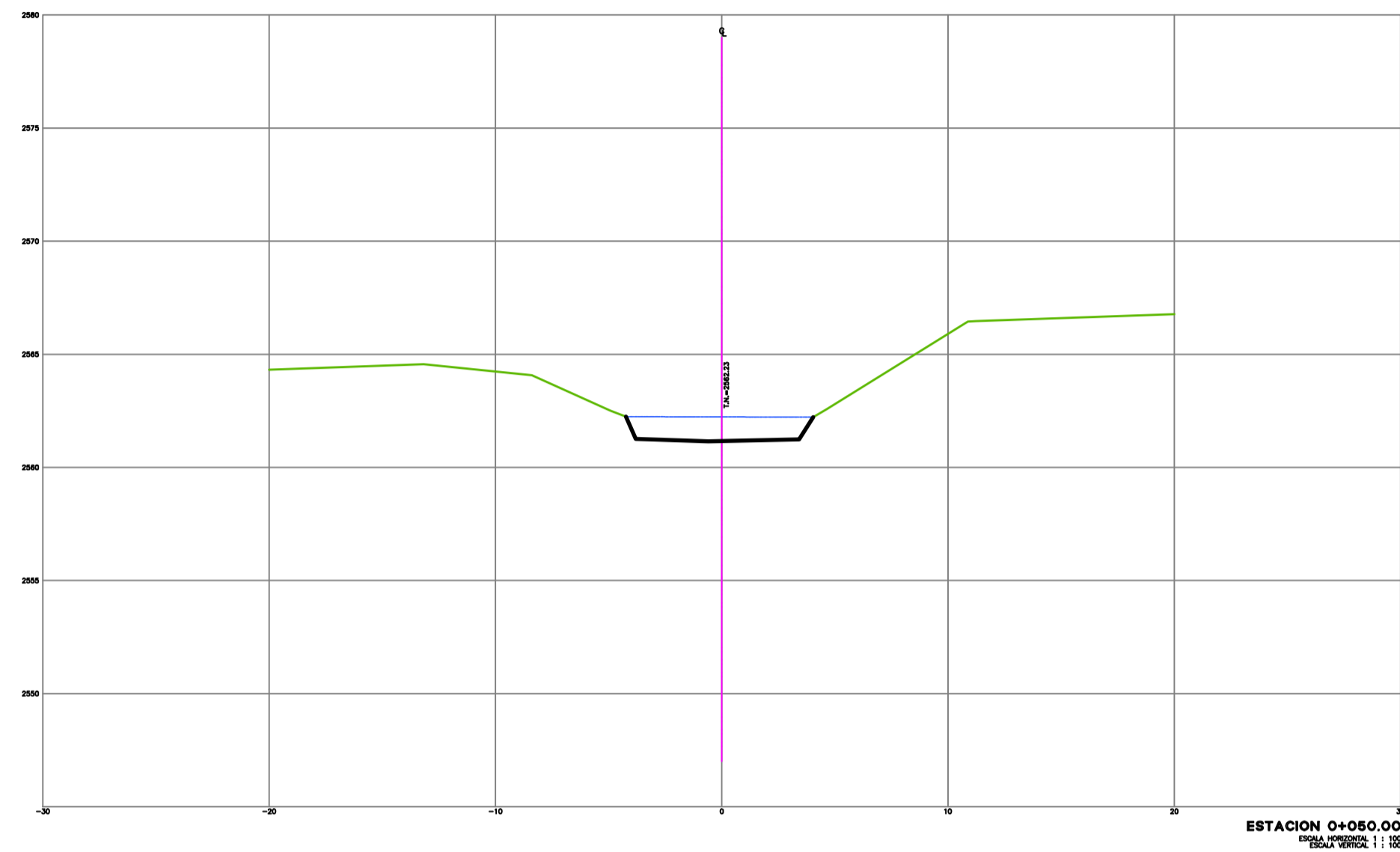
UBICACIÓN



PROYECTO:	
PUENTE SOBRE EL RÍO TARQUI	
Diseño:	Sr. Pedro Hurtado León
Dibujo:	Sr. Pedro Hurtado León
Revisión:	Sr. Ing. Juan Medardo Solá
Colaboración:	Ing. Iván Mejía
PEDRO HURTADO LEÓN EGRESADO DE INGENIERIA CIVIL UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA	
CONTIENE:	MARZO 2016
SECCIONES TRANSVERSALES PARA EL PUENTE	

SECCIONES TRANSVERSALES AGUAS ABAJO

UBICACIÓN



PROYECTO:	
PUENTE SOBRE EL RÍO TARQUI	
Diseño:	Sr. Pedro Hurtado León
Dibujo:	Sr. Pedro Hurtado León
Revisión:	Sr. Ing. Juan Medardo Solá
Colaboración:	Ing. Iván Mejía
PEDRO HURTADO LEÓN EGRESADO DE INGENIERIA CIVIL UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA	
CONTIENE:	MARZO 2016
SECCIONES TRANSVERSALES PARA EL PUENTE	

ANEXO B. ESTUDIO DE SUELOS

ESTUDIO GEOTECNICO PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE SOBRE EL RIO TARQUI, EN LA CALLE FERNANDO DE ARAGON, PARROQUIA YANUNCAY, CANTON CUENCA, PROVINCIA DEL AZUAY

TABLA DE CONTENIDO

1. ANTECEDENTES	
2.OBJETIVOS DEL ESTUDIO	
3.ALCANCE.....	
4.EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA.....	
5.MODELO GEOTÉCNICO DEL SITIO DE ESTUDIO.....	
6.ANÁLISIS DE LOS ESTADOS LÍMITE DE FALLA DE LA CIMENTACIÓN	
6.1Modelo de la cimentación propuesta.....	
6.2Análisis del estado límite de falla.....	
7.RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES	

ANEXOS

1. ANTECEDENTES

En base a la solicitud realizada por el Sr. Pedro Hurtado, encargado de realizar los estudios definitivos del PUENTE SOBRE EL RIO TARQUI, EN LA CALLE FERNANDO DE ARAGON, PARROQUIA YANUNCAY, CANTON CUENCA, PROVINCIA DEL AZUAY, se procedió a realizar el siguiente informe que comprende el Estudio de Mecánica de Suelos para el terreno donde se implantaran los estribos del puente.

El presente documento muestra los resultados obtenidos de los análisis de los estados límites de carga y servicio para la solución de cimentación propuesta.

2. OBJETIVO DEL ESTUDIO

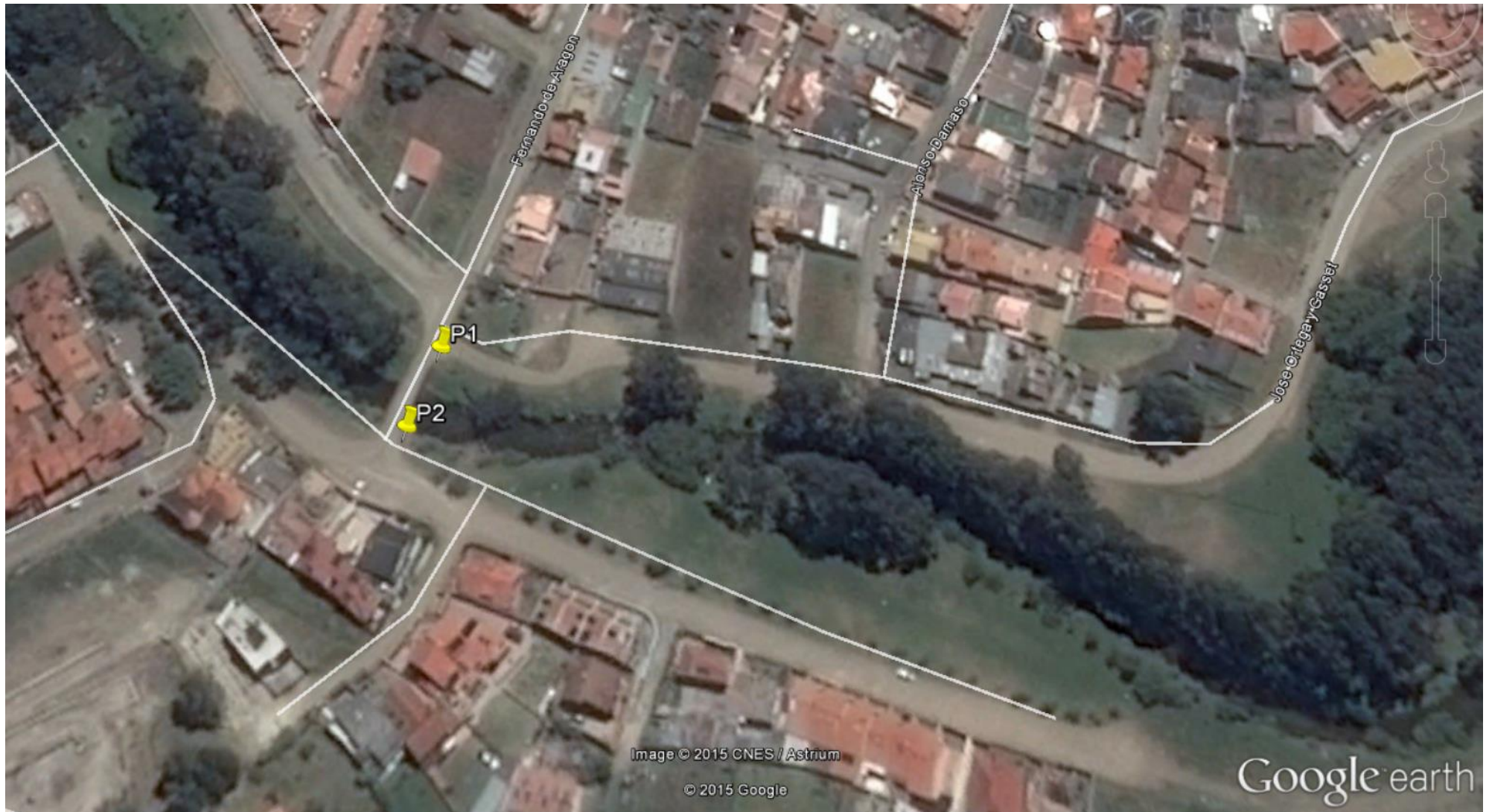
El presente estudio tiene como objetivo realizar un levantamiento geotécnico del lugar donde se pretende implantar el proyecto, presentar los resultados de la campaña de exploración, determinación de la composición del subsuelo, determinar la capacidad portante y de servicio (asentamientos inmediatos) del suelo de fundación, recomendar la mejor alternativa de cimentación.

3. ALCANCE Y UBICACION

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

- Ejecución de dos perforaciones de exploración, uno en cada estribo del puente.
- Caracterización geotécnica del sitio de estudio, evaluando la historia de esfuerzos en el subsuelo.
- Evaluación del estado límite de falla de la cimentación propuesta.

La ubicación geoespacial del predio y de las perforaciones realizadas se muestra en las siguientes figuras:



COORDENADAS UTM (DATUM WGS84)		
PUNTO	COORDENADA E	COORDENADA N
P1	720073	9677121
P2	720065	9677099

4. EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

Se realizaron dos sondeos uno en cada estribo del puente, se obtuvo para las series arcillosas muestras inalteradas con tubo shelby, efectuándose insitu y en el laboratorio ensayos estandarizados, para poder obtener valores de resistencia no drenada que de los materiales encontrados que muestren la historia de esfuerzos en campo.

Además se realizaron ensayos de penetración SPT, en los estratos granulares, con el cual se determinaron los números de golpes necesarios para penetrar 30 cm en el estrato de suelo, N_{SPT} . Se obtuvieron muestras para realizar los siguientes ensayos:

- Granulometría > Tamiz # 200: ASTM D422-63 y lavado en muestras que pasan por el tamiz # 200
- Contenido de Humedad Natural (ASTM D2216)
- Plasticidad.- La cual se obtiene a través de las pruebas llamadas de "Límites de Atterberg", siendo estas las del límite líquido (ASTM 423-66) y límite plástico (ASTM 424-59).
 - Ensayo SPT ASTM D 1586/84
 - Clasificación de los suelos por SUCS y ASSHTO

5. MODELO GEOTÉCNICO DEL SITIO DE ESTUDIO

La caracterización geotécnica de las series estratigráficas del subsuelo se las describe a continuación, desde la superficie hacia estratos profundos, para el sitio del proyecto:

POZO N°1

- Esta perforación llegó hasta una profundidad de 5.50 mtrs, no se profundizó más debido a que a esa profundidad se encontró un estrato muy firme, que presentó rechazo a la perforación por percusión.
- Se encontró una capa de materia vegetal de 40cm, debajo de esta capa hasta los 2.50 mtrs, se encontró la presencia de limos-arenosos, de baja plasticidad de coloración café oscuro, estos materiales son catalogados por las SUCS ML.
- Desde los 2.50 mtrs hasta la profundidad final del muestreo, se encontró materiales limo-arcillosos de coloraciones café oscuras, con presencia considerable de boleas de diámetro mayor a 15 cm; este material es catalogado por las SUCS como MH y por la ASSHTO A-7-6. Después de este estrato se presenta imposibilidad y rechazo a continuar con la perforación por percusión, se ha llegado a un estrato muy firme de compactación densa.
- La consistencia en la perforación evaluada mediante el número de golpes del ensayo SPT, presenta un comportamiento creciente desde 1.80 a 5.50mtrs, con un número de golpes NSPT que va desde 15 hasta 32.
- El nivel freático coincide con el espejo de agua del río Tarqui.

PERFIL ESTRATIGRAFICO

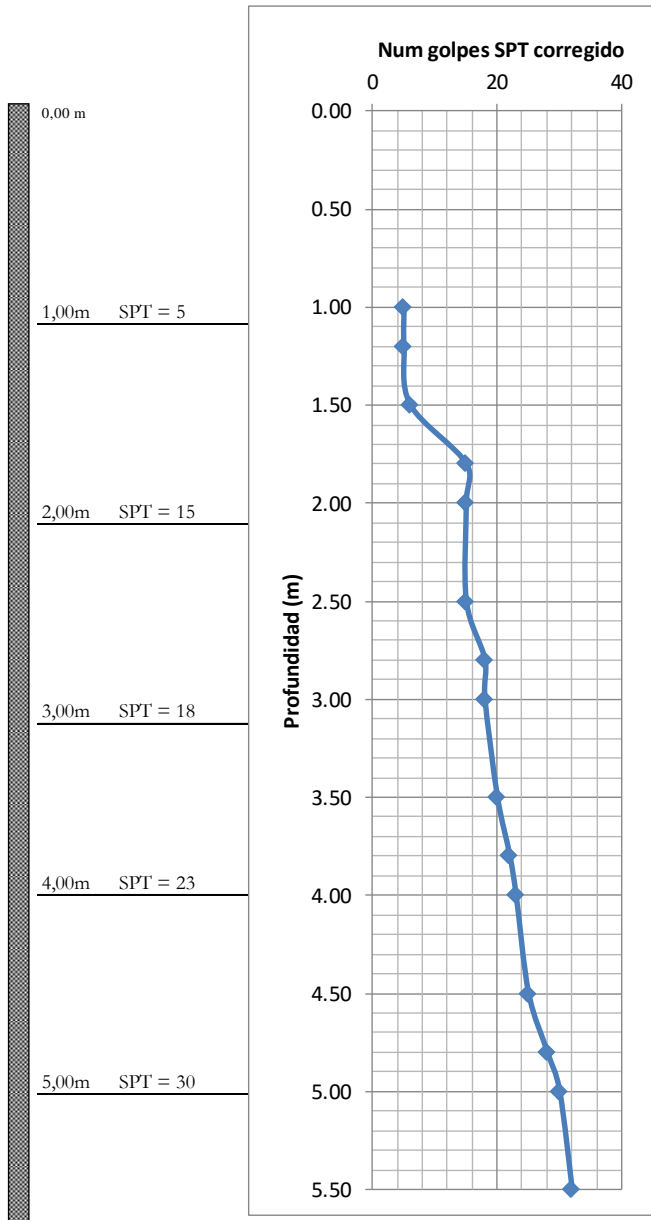
PUENTE SOBRE EL RIO TARQUI, CALLE FERNANDO DE ARAGON, CANTON CUENCA, PROVINCIA DEL AZUAY

POZO N°1

ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR
(S.P.T.)
Número de golpes por cada 30cm de penetración

Prof.

VALORES DE PROPIEDADES INDICE



Pozo N°1 PROF: 0.00 - 2,50 mts		
GRAVA G =	8%	
ARENAS =	33%	
FINOS F =	58%	
Humedad Natural	HN =	17%
Limite Liquido	LL =	49%
Limite Plastico	LP =	30%
Indice de Plasticidad	IP =	19%
Indice de Grupo	IG =	9%
CLASIFICACION		
SUCS	ML	
AASHO	A-7-5	

Pozo N°1 PROF: 2.50 - 5,50 mts		
GRAVA G =	5%	
ARENAS =	31%	
FINOS F =	64%	
Humedad Natural	HN =	17%
Limite Liquido	LL =	56%
Limite Plastico	LP =	30%
Indice de Plasticidad	IP =	27%
Indice de Grupo	IG =	15%
CLASIFICACION		
SUCS	MH	
AASHO	A-7-6	

POZO N°2

- Esta perforación llegó hasta una profundidad de 5.50 mtrs, no se profundizó más debido a que a esa profundidad se encontró un estrato muy firme, que presentó rechazo a la perforación por percusión.
- Se encontró una capa de materia vegetal de 30cm, debajo de esta capa hasta los 2.50 mtrs, se encontró la presencia de arcillas plásticas, de coloración café claro, estos materiales son catalogados por las SUCS CH.
- Desde los 2.50 mtrs hasta la profundidad final del muestreo, se encontró materiales limo-arcillosos de coloraciones café oscuras, con presencia considerable de boleas de diámetro mayor a 15 cm; este material es catalogado por las SUCS como MH y por la ASSHTO A-7-6. Después de este estrato se presenta imposibilidad y rechazo a continuar con la perforación por percusión, se ha llegado a un estrato muy firme de compactación densa.
- La consistencia en la perforación evaluada mediante el número de golpes del ensayo SPT, presenta un comportamiento creciente desde 1.50 a 5.50mtrs, con un número de golpes NSPT que va desde 15 hasta 35.
- El nivel freático coincide con el espejo de agua del río Tarqui.

PERFIL ESTRATIGRAFICO

PUENTE SOBRE EL RIO TARQUI, CALLE FERNANDO DE ARAGON, CANTON CUENCA, PROVINCIA DEL AZUAY

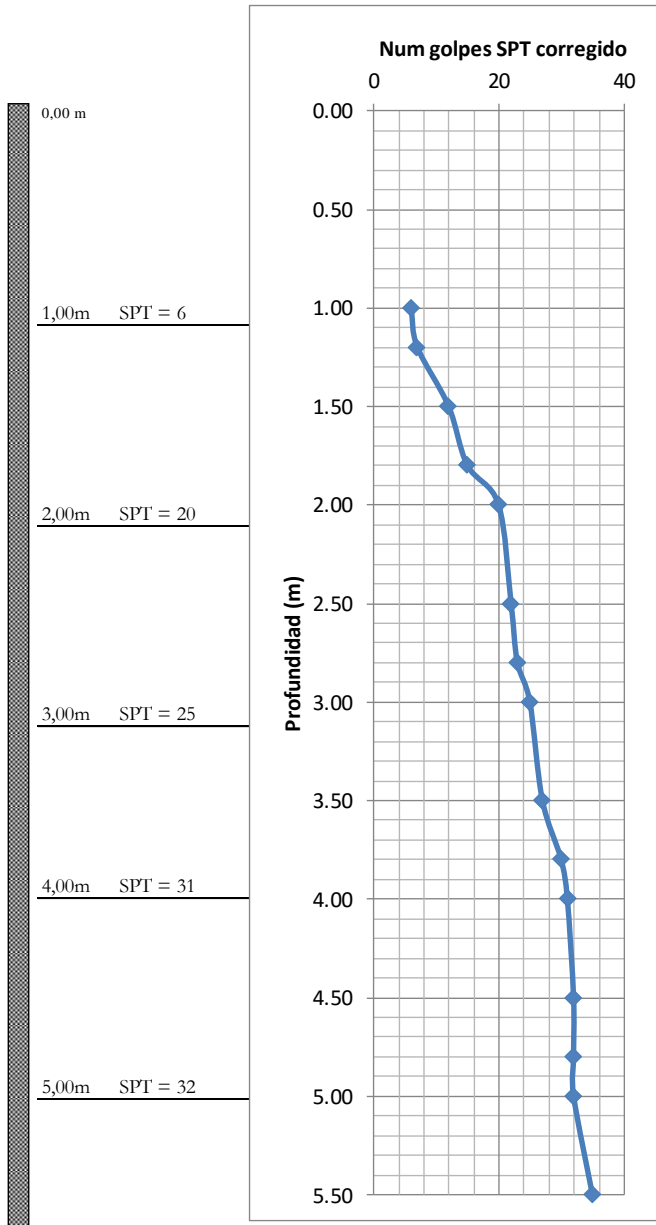
POZO N°2

ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR
(S.P.T.)

Número de golpes por cada 30cm de penetración

Prof.

VALORES DE PROPIEDADES INDICE

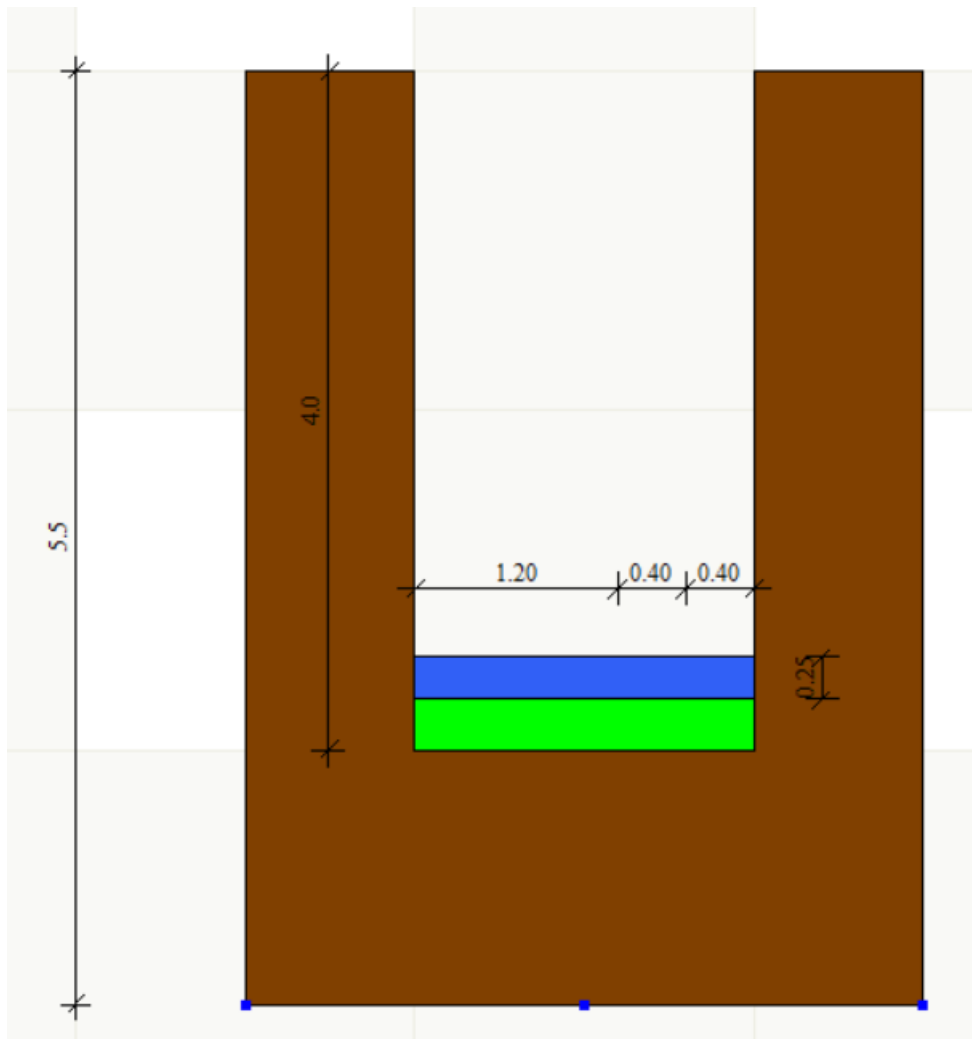


Pozo N°2 PROF: 0.00 - 2,50 mts			
GRAVA G =	4%	Humedad Natural	HN = 19%
ARENA S =	28%	Límite Líquido	LL = 60%
FINOS F =	68%	Límite Plástico	LP = 28%
CLASIFICACION		Índice de Plasticidad	IP = 32%
SUCS	CH	Índice de Grupo	IG = 18%
AASHO	A-7-6		

Pozo N°2 PROF: 2.50 - 5,50 mts			
GRAVA G =	5%	Humedad Natural	HN = 25%
ARENA S =	27%	Límite Líquido	LL = 64%
FINOS F =	68%	Límite Plástico	LP = 32%
CLASIFICACION		Índice de Plasticidad	IP = 31%
SUCS	MH	Índice de Grupo	IG = 18%
AASHO	A-7-5		

En base a la estratigrafía descrita; a los ensayos in situ y de laboratorio realizado; al tipo de obra a construir; y a las condiciones morfológicas existentes en la zona, se

recomienda cimentar los estribos a una profundidad mínima de 4.00 mtrs tomando como referencia el nivel actual de la losa del puente existente.



6. ANALISIS DE LOS ESTADOS LÍMITE DE FALLA DE LA CIMENTACION

6.1 Modelo de la cimentación

Al momento de escoger y diseñar un tipo determinado de cimentación, debemos tener presente que el tipo de cimentación escogido cumpla como mínimo las siguientes condiciones:

- Transmitir al terreno las cargas de la estructura con deformaciones (asientos) tolerables, garantizando una seguridad suficiente frente a la rotura por hundimiento.
- Poseer suficiente resistencia como elemento estructural.
- Poseer suficiente resistencia respecto a la rotura por esfuerzo cortante
- No resultar afectada por la eventual agresividad del terreno.
- Estar lo suficientemente protegida frente a las modificaciones naturales o artificiales del entorno (cambios de volumen, variaciones de las condiciones de humedad, efectos dinámicos, excavaciones próximas, etc.)

Antes de proceder al cálculo de la capacidad soportante o capacidad de carga de un suelo para una cimentación, se debe tener presente de que la presión admisible, no solo depende de las características del suelo en que se apoye la cimentación, por tanto la presión admisible calculada con esta ideología suele dar lugar a dimensionamientos conservadores de la estructura.

La solución dada por Brinch Hansen, y que se muestra en la siguiente ecuación, es la que abarca todos los parámetros a considerar en el diseño de una cimentación, y es considerada la ECUACION GENERAL DE CAPACIDAD DE CARGA.

$$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot b \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma \cdot g_\gamma$$

Donde:

q_u : capacidad de carga

c : cohesión

b : ancho de la cimentación.

γ : peso específico del suelo.

N_c, N_q, N_γ : Factores dependen del ángulo de fricción del suelo

s_c, s_q, s_γ : Factores dependen de la forma del cimienta.

i_c, i_q, i_γ : Factores dependen de la Inclinación de la carga actuante.

d_c, d_q, d_γ : Factores dependen de la Profundidad de cimentación.

g_c, g_q, g_γ : Factores dependen de la Inclinación del terreno.

Sin embargo, previo a esa ecuación varios autores desarrollaron ecuaciones para el cálculo de capacidad de carga de suelos, entre ellos:

Ecuación de Terzaghi (1955):

La siguiente expresión es la que sugirió Terzaghi, y que es bastante utilizada por su sencillez y aceptación.

$$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot b \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

Donde:

qu : capacidad de carga

c: cohesión

γ peso específico del suelo.

Df Profundidad de la cimentación.

q= γ *Df

b: ancho de la zapata

Nc,Nq,N γ : Factores dependen del ángulo de fricción del suelo

sc,s γ : Factores dependen de la forma del cimientto.

	Corrida	circular	cuadrada
s_c	1.0	1.3	1.3
s_γ	1.0	0.6	0.8

Se puede ver que Terzaghi solo usa factores de forma para los términos de cohesión (sc) y peso del suelo (s γ), y no considera factores de corrección por profundidad.

Ecuación de Meyerhof (1963):

Meyerhof propuso una fórmula para calcular la carga última parecida a la de Terzaghi.

Las diferencias consisten en la introducción de nuevos coeficientes.

Introdujo coeficientes de forma si y de profundidad di.

A continuación se presentan los factores de forma y profundidad tomados de Meyerhof, junto con la expresión de la fórmula.

$$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot b \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$$

<i>Factores</i>	<i>Valor</i>	<i>para</i>
Forma	$s_c = 1 + 0.2 K_p \frac{B}{L}$	Cualquier ϕ
	$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 K_p \frac{B}{L}$	$\phi > 10^\circ$
	$s_q = s_\gamma = 1$	$\phi = 0$
Profundidad	$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{K_p} \frac{D_f}{L}$	Cualquier ϕ
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D_f}{L}$	$\phi > 10^\circ$
	$d_q = d_\gamma = 1$	$\phi = 0$

Donde $K_p = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2})$; (B,L) = ancho y largo de la zapata.

Ecuación de Hansen (1970):

Es una extensión ulterior de la fórmula de Meyerhof; las extensiones consisten en la introducción de bi que considera la eventual inclinación en la horizontal del nivel de cimentación y un factor gi para terreno en pendiente.

La fórmula de Hansen vale para cualquier relación D/B, ya sean cimentaciones superficiales o profundas; sin embargo el mismo autor introdujo algunos coeficientes para poder interpretar mejor el comportamiento real de la cimentación; sin éstos, de hecho, se tendría un aumento demasiado fuerte de la carga última con la profundidad.

Factores de forma	Factores de profundidad
$s_c' = 0.2 \frac{B'}{L'} \quad \phi = 0^\circ$	$d_c' = 0.4k \quad \phi = 0^\circ$ $d_c = 1.0 + 0.4k$
$s_c = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$	$k = \frac{D_f}{B}$ para $\frac{D_f}{B} \leq 1$
$s_c = 1.0$ para zapatas corridas	$k = \arctan\left(\frac{D_f}{B}\right)$ para $\frac{D_f}{B} > 1$ (k en radianes)
$s_q = 1.0 + \frac{B'}{L'} \text{sen}\phi$ para todo ϕ	$d_q = 1 + 2 \tan\phi (1 - \text{sen}\phi)^2 k$
$s_\gamma = 1.0 - 0.4 \frac{B'}{L'} \geq 0.6$	$d_\gamma = 1.0$ para todo ϕ

B' y L' denotan dimensiones basales "efectivas".

Los valores anteriores son consistentes solo para cargas verticales

Ecuación de Vesic (1975)

La fórmula de Vesic es análoga a la fórmula de Hansen, con N_q y N_c como en la fórmula de Meyerhof y N_γ como se indica a continuación:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \cdot \tan(\phi)$$

Los factores de forma y de profundidad que aparecen en las fórmulas del cálculo de la capacidad portante son iguales a los propuestos por Hansen; en cambio se dan algunas diferencias en los factores de inclinación de la carga, del terreno (cimentación en talud) y del plano de cimentación (base inclinada).

En el presente informe se ha considerado la Ecuación planteada por Terzaghi.

Calculo de la Tensión admisible, Terzaghi

Ecuación general de Terzaghi
(condiciones drenadas):

$$q_h = c \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

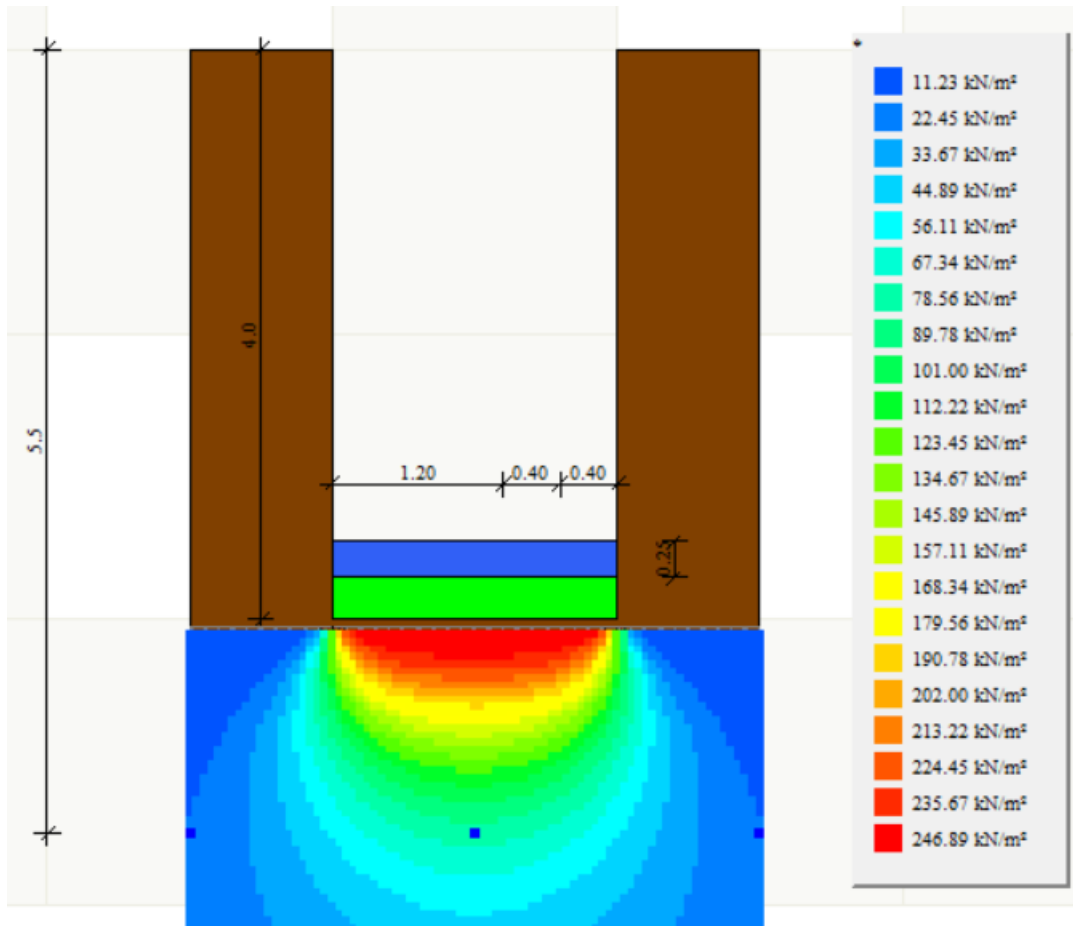
$$q_{adm} = \frac{q_h}{F}$$

Ángulo rozamiento interno f:	16	°	16	°
Peso específico suelo, γ :	1.75	gr/cm ³	0.0018	kg/cm ³
Profundidad cimentación, D:	4.00	m	400	cm
Tensión vertical, q:			0.70	kg/cm ³
Cohesión, c:	3.60	t/m ²	0.36	kg/cm ²
Factor de seguridad, F:	3		3	
Ancho cimentación, B:	1.00	m	100	cm
Factores capacidad carga	N _c :		11.63	
	N _q :		4.34	
	N _γ :		1.91	

q_{adm} =	2.46	kg/cm²
--------------------------	-------------	--------------------------

La capacidad admisible calculada es la mayor carga que se generara bajo la zapata producto de las acciones de la superestructura, esto provocara una variación de las presiones bajo la zapata conforme se va incrementando la profundidad, esto da lugar a lo que se llama el "bulbo de presiones", que es lo que se muestra en las siguientes figuras:

Para B= 2.00 mtrs



Determinación de Asentamientos.-

El criterio básico para el proyecto de una cimentación es que el asentamiento no debe superar un cierto valor admisible que depende del tipo de estructura. El asentamiento que una estructura puede tolerar (asentamiento admisible), depende de factores como el tipo, la forma, situación y finalidad de la estructura a soportar, así como la forma, velocidad, causa y origen del asentamiento.

Con objeto de asegurar que se cumpla este criterio básico, se debe realizar dos consideraciones:

- En primer lugar, para cualquier cimentación existe un cierto valor de la presión aplicada para la cual los asentamientos comienzan a ser muy grandes y difíciles de calcular, dicho valor se denomina capacidad de carga o capacidad portante. La cimentación debe proyectarse de forma que la presión real aplicada sea inferior a la capacidad de carga, con un margen de seguridad suficiente para cubrir las

incertidumbres en la estimación de las presiones sobre el terreno y de la propia capacidad de carga.

- En segundo lugar, después de determinar la capacidad de carga y asegurar que es superior a la presión aplicada por la estructura, con un margen de seguridad adecuado, se debe estimar el asentamiento que se producirá bajo la carga aplicada, comparando su valor con el límite admisible.

Los asentamientos totales en el subsuelo están divididos básicamente en tres componentes; iniciales, consolidación primaria y secundaria (flujo plástico o creep), $\rho_t = \rho_i + \rho_c + \rho_{sc}$.

Para el cálculo de asentamientos iniciales (elásticos) se utilizó la siguiente expresión para cimientos flexibles, dadas por Scheilcher (1926):

Esquina :
$s = q \cdot b \cdot \frac{1 - \nu^2}{E} \cdot I_p$
Centro :
$s = 2 \cdot q \cdot b \cdot \frac{1 - \nu^2}{E} \cdot I_p$
Valor medio :
$s = s(\text{centro}) \cdot 0.848$

donde:

q: es la presión de contacto

B: ancho de la zapata

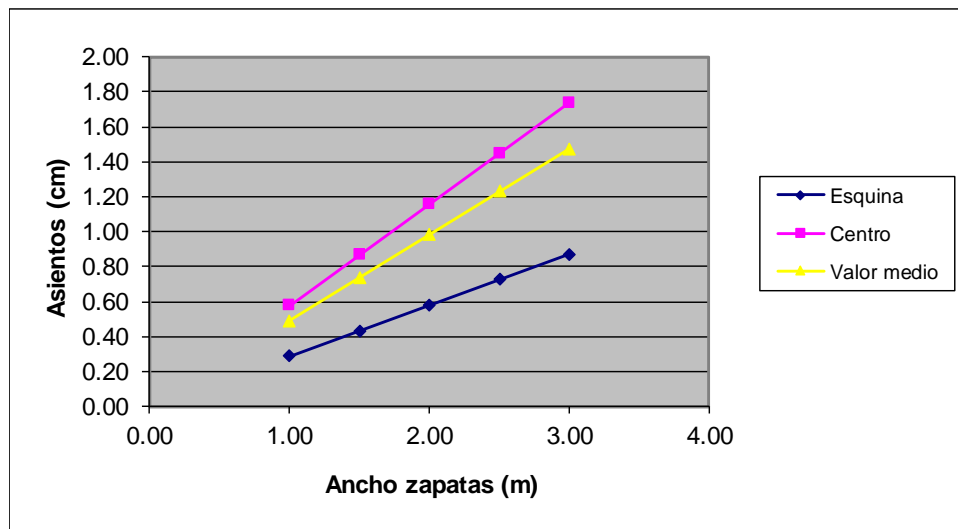
μ : coeficiente de Poisson

E: módulo de elasticidad del suelo

α factor que dependen de L/B

Cálculo de asientos. Cimentaciones flexibles. Schleicher (1926)

Carga admisible (q):	2.46 kg/cm ²		2.46 kg/cm ²				
Módulo de Young (E):	400 kg/cm ²		400 kg/cm ²				
Coefficiente de Poisson (v):	0.40		0.40				
Factor de seguridad:	1.00		1.00				
Zapata				Asientos carga flexible			
Ancho (m)	Largo (m)	m	lp	Esquina (cm)	Centro (cm)	Valor medio (cm)	Carga total (T)
1.00	1.00	1.00	0.56	0.29	0.58	0.49	24.60
1.50	1.50	1.00	0.56	0.43	0.87	0.74	55.35
2.00	2.00	1.00	0.56	0.58	1.16	0.98	98.40
2.50	2.50	1.00	0.56	0.72	1.45	1.23	153.75
3.00	3.00	1.00	0.56	0.87	1.74	1.47	221.40



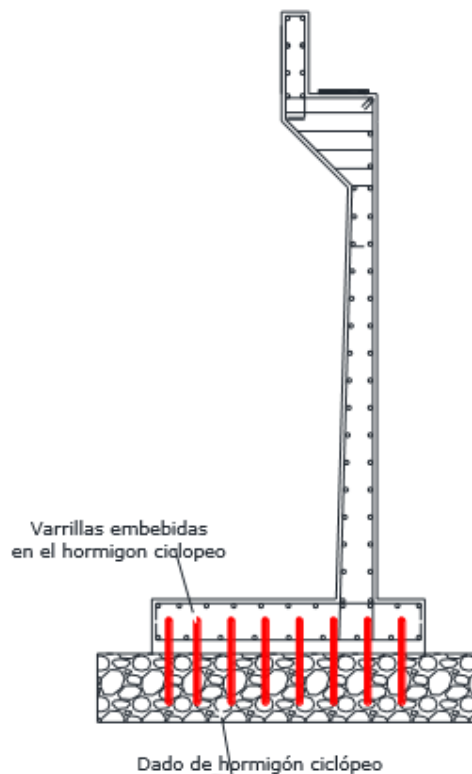
Teniendo en consideración el tipo de estructura a cimentar, y al factor de seguridad considerado los asentamientos por consolidación posterior al período de construcción de la obra serán tolerables.

Dada las condiciones del terreno, los asentamientos serán de carácter inmediato, pero también se producirán asentamientos por consolidación posterior al período de construcción de la obra, sin embargo para el presente caso de acuerdo al factor de seguridad considerado, estos asentamientos serán permisibles.

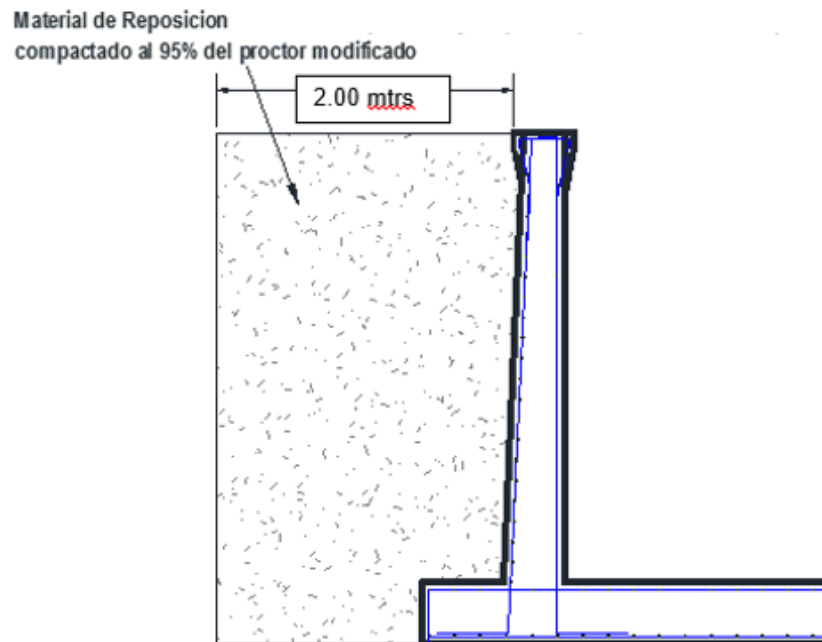
7. RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES

- Teniendo en consideración la estratigrafía del lugar y con el objeto de evitar efectos de socavación en los estribos y fallos por estabilidad de la base del estribo, se recomienda la cimentación de los estribos a una profundidad mínima de 4.00 mtrs tomando como referencia el nivel actual de la losa del puente existente

A esa profundidad se tiene una capacidad de **24.60 Tn/m²**; debajo de los estribos se recomienda fundir un dado de hormigón ciclópeo (60% hormigón de 180Kg/cm², 40% piedra) en un espesor de 30cm., previo a la fundición de los estribos. El dado deberá tener una sección un poco mayor a la dimensión de la zapata del estribo, se deberá dejar varillas de hierro embebidas en el hormigón ciclópeo para anclaje de la zapata. (el diámetro y separación de las varillas vendrá definido en el cálculo estructural). A continuación se presenta un esquema de lo descrito.



- Para efectos de diseño de los estribos, muros de contención o pantallas de sostenimiento o protección, se recomienda rellenar en la parte posterior del muro con material de préstamo con las siguientes características $\phi > 33^\circ$, $\gamma > 1900 \text{ Kg/m}^3$, LL(Límite Líquido) < 35 ; IP(Índice de Plasticidad) < 12 ; este material deberá ser compactado en capas de 25 cm , a una densidad $> 95\%$ del proctor modificado; en una longitud mínima de 2.00 mtrs.



- Deberá transcurrir el menor tiempo posible entre los procesos de excavación y construcción de las cimentaciones, con el fin de evitar problemas de humedad en las superficies de las excavaciones. Es decir deberá evitarse la exposición prolongada de las excavaciones a la acción del ambiente.
- Al momento de la ejecución del proyecto se deberá escoger el método más adecuado para abatir el nivel freático ya sea mediante bombeo y/o pozos o zanjas auxiliares, y/o cualquier otro método de abatimiento del nivel freático, para tener las excavaciones sin agua, para los procesos de fundición de los estribos del puente.
- Se deberá tener control técnico adecuado en el proceso constructivo, para que en caso que se presente heterogeneidad en la estratigrafía de las excavaciones, se tome las medidas adecuadas en caso de encontrar zonas de suelos blandos o cambios de estratos; y se deberá ratificar o rectificar los valores calculados de capacidad portante.
- El cálculo estructural deberá realizarlo personal calificado.

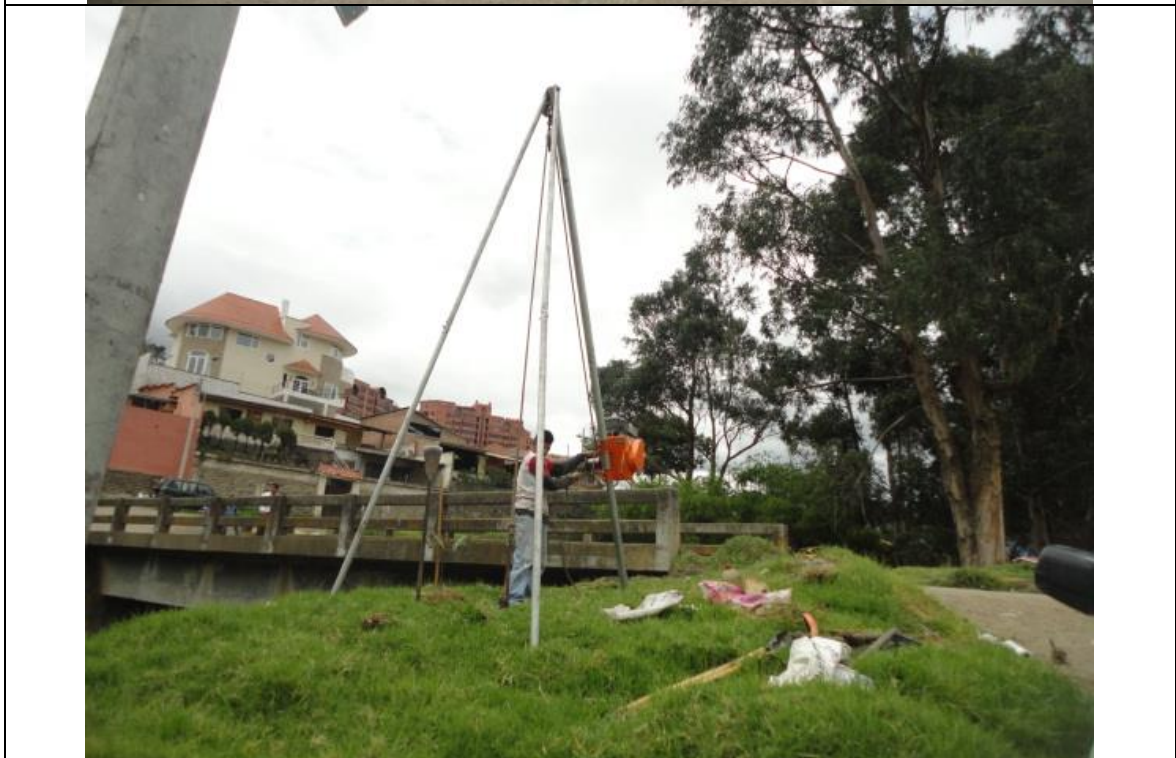
Cuenca, Diciembre de 2015

Atentamente,

Ing. Rodrigo Pesántez L.
CONSULTOR GEOTECNICO

ANEXOS

PANEL FOTOGRAFICO
Perforación P1





Perforación P2





ANEXO C. INFORME HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

Ilustre Municipalidad de Cuenca

RASTER Ingeniería de Proyectos

*Diseños de los Puentes sobre el Río
Tarqui y Quebrada de Punta Corral*



**ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO DEL
PUENTE SOBRE EL RÍO TARQUI**

**Octubre de 2011
Cuenca - Ecuador**

ESTUDIO HIDROLOGICO-HIDRAULICO EN EL RIO TARQUI

ÍNDICE DE CONTENIDO

1	OBJETIVOS DEL ESTUDIO	3
2	UBICACION DEL PROYECTO.....	3
3	RECOPIACIÓN DE LA INFORMACIÓN.....	4
3.1	DISPONIBILIDAD DE INFORMACIÓN.....	4
4	ESTUDIO HIDROLOGICO.....	5
4.1	PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS	5
4.2	CAUDAL MÁXIMO EN EL PUNTO DE INTERÉS	7
4.3	LEVANTAMIENTO DE INFORMACIÓN: PARÁMETROS DE DISEÑO	8
4.3.1	<i>Geomorfología.....</i>	8
4.3.2	<i>Precipitación: Histograma de diseño.....</i>	8
4.3.3	<i>Uso del Suelo: Numero de Curva</i>	9
4.3.4	<i>Hidrograma de Diseño: Método SCS</i>	10
4.4	MODELACIÓN HIDROLÓGICA MEDIANTE LA UTILIZACIÓN DE HEC-HMS	10
4.4.1	<i>Resultados de la Modelación Hidrológica en el río Tarquí</i>	11
5	ESTUDIO HIDRÁULICO	11
5.1	INFORMACIÓN DISPONIBLE.....	11
5.2	MODELIZACIÓN HIDRÁULICA EN HEC RAS.....	12
5.3	RESULTADO DEL ESTUDIO HIDRÁULICO DEL PUENTE	14
5.4	SOCAVACIÓN	14
5.4.1	<i>Metodologías: Socavación General.....</i>	15
5.4.1.1	<i>Método de Neill (1973)</i>	15
5.4.1.2	<i>Método de Lischtvan-Lebediev (Moreno et al 1998)</i>	15
5.4.2	<i>Cálculo de la socavación</i>	16
5.4.3	<i>Recomendaciones generales.....</i>	18
5.4.4	<i>Protecciones en las márgenes de los ríos</i>	18
6	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	19
7	BIBLIOGRAFIA	20

ÍNDICE DE CUADROS

<i>Cuadro 1. Estación e información en el área de influencia del proyecto: Información Histórica</i>	5
<i>Cuadro 2. Registros de Precipitaciones máximas en 24 horas (mm), estaciones INAMHI</i>	5
<i>Cuadro 3. Registros de Precipitaciones máximas en 24 horas (mm), estaciones ETAPA</i>	6
<i>Cuadro 4. Análisis Gumbel para Precipitaciones máximas en 24 horas (mm)</i>	7
<i>Cuadro 5. Características de la cuencas de aporte</i>	8
<i>Cuadro 6. Números de Curva (CN) para los diferentes usos del suelo</i>	9
<i>Cuadro 7. Parámetros calculados del método de SCS</i>	10
<i>Cuadro 8. Caudales máximos de diseño para obras de drenaje (Método SCS)</i>	11
<i>Cuadro 9. Parámetros Hidráulicos en el puente de estudio</i>	14
<i>Cuadro 10. Parámetros hidráulicos en la sección del puente previsto sobre el río Tarqui</i>	16
<i>Cuadro 11. Resultados para la socavación general en el río Tarqui (sección puente)</i>	17

INDICE DE FIGURAS

<i>Figura 2.1 Ubicación de la zona del proyecto</i>	4
<i>Figura 4.1 Ajuste de Gumbel para máximas precipitaciones 24 horas</i>	7
<i>Figura 4.3 Histograma temporal de 64 mm de precipitación</i>	8
<i>Figura 4.4 Mapa de usos del suelo de la cuenca del Río Tarqui</i>	9
<i>Figura 4.5 Entorno del Modelo HEC – HMS en la zona de estudio</i>	10
<i>Figura 4.6 Hidrogramas de Crecida para el diseño del puentes sobre el río Tarqui (Tr=100 años)</i>	11
<i>Figura 5.1 Franja topográfica y ubicación de las secciones de control en el río Tarqui</i>	12
<i>Figura 5.2 Entorno del modelo HEC RAS para el sitio de estudio</i>	12
<i>Figura 5.3 Análisis hidráulico del río Tarqui (sección puente)</i>	13
<i>Figura 5.4 Esquema de socavación general en el cauce (S_j = altura de socavación)</i>	15
<i>Figura 5.5 Perfil de socavación en el sitio del puente sobre el río Tarqui</i>	17

ESTUDIO HIDROLOGICO-HIDRAULICO EN EL RIO TARQUI

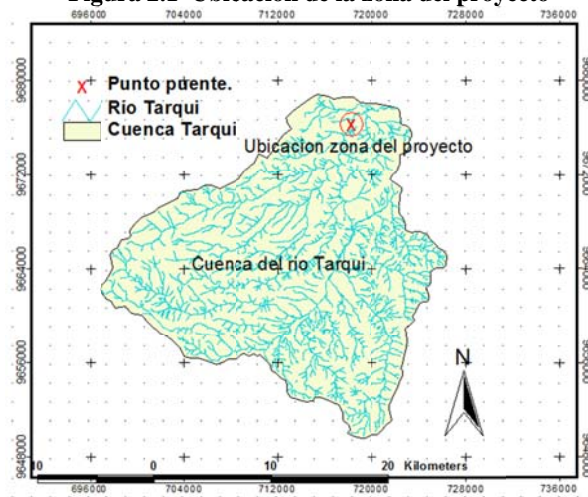
1 OBJETIVOS DEL ESTUDIO

El estudio hidrológico-hidráulico está encaminado a proporcionar la información necesaria para el diseño del puente ubicado en río Tarqui en el sector denominado Narancay, antes de su unión con la quebrada de la Calera. Los objetivos específicos planteados corresponden a:

- Recopilación de información hidrometeorológica historia disponible en la zona del proyecto.
- Establecimiento de precipitaciones extremas de diferente periodo de retorno para aplicación del modelo hidrológico.
- Determinación de las propiedades geomorfológicas, cobertura vegetal y parámetros hídricos básicos en la cuenca de aporte al sitio en estudio.
- Cálculo del caudal máximo para el periodo de retorno considerado en el diseño, y del análisis hidráulico del flujo en los puntos de interés.
- Calculo de las condiciones hidráulicas en la sección bajo el emplazamiento del puente con la determinación de calados y velocidades de flujo.
- Determinar de la altura de socavación general esperada en el centro del río a partir del comportamiento hidráulico del cauce y la estimación de las características del lecho.

2 UBICACION DEL PROYECTO

El proyecto se encuentra ubicado dentro de la cuenca hidrográfica del río Tarqui, localizado en el área urbana la ciudad de Cuenca en el sector conocido como Narancay, y antes de la unión de la quebrada de La Calera con el río Tarqui. La Figura 2.1 indica la ubicación geográfica del puente es estudio dentro de la cuenca del río Tarqui.

Figura 2.1 Ubicación de la zona del proyecto

Elaboración: Equipo Consultor, 2011

Geográficamente el puente sobre el río Tarqui se encuentra ubicado en las coordenadas UTM - WGS84: 718001E y 9675885N

3 RECOPIACIÓN DE LA INFORMACIÓN

Previo al inicio de los estudios se realizó la recopilación de información histórica existente en la cuenca de aporte. Toda la información obtenida corresponde a registros pluviográficos cuya fuente principal es el INAMHI-SENAGUA y ETAPA. El detalle de la información recopilada, así como su procesamiento, validación y uso final, se detalla en los acápites siguientes.

3.1 Disponibilidad de Información

Se establece que en la zona de estudio no existe información hidrológica histórica que permita determinar los caudales de diseño mediante técnicas estadísticas directas a partir de caudales máximos instantáneos, la única información disponible son registros medios diarios de la estación Tarqui DJ Cumbe perteneciente a ETAPA EP para la serie 2002-2008, esta información puede ser usada únicamente para efectos comparativos.

Debido a la falta de información directa, se optó por estimar los caudales de diseño a través del uso de métodos de estimación indirectos, como es el caso del uso de la relación lluvia – escorrentía.

La información meteorológica de larga data existente dentro de la cuenca de estudio (27 años de registros) correspondiente a precipitaciones máximas en 24h pertenece a la estación de Cumbe (M-418), estación operada por INAMHI-SENAGUA. Se debe mencionar que la empresa ETAPA dispone en la cuenca en estudio de tres estaciones pluviográficas, pero lamentablemente con series menores a diez años de registros, por lo que no permiten un estudio estadístico adecuado.

Adicionalmente se recopiló registros meteorológicos de cuencas vecinas que aportan con información valiosa para el cálculo de caudales. Las estaciones consideradas corresponden a: Cumbe (M-418), Labrado (M-141) y Sayausi (M-427). La información recopilada general se resumen en el Cuadro 1.

Cuadro 1. Estación e información en el área de influencia del proyecto: Información Histórica

Estación	Código	Tipo	Fuente	Serie Disponible	Número de Años	Cota m s.n.m
Precipitaciones Máximas en 24h (mm)						
Cumbe	M-418	Pluviométrica	INAMHI	1964-1991	27	2720
Labrado	M-141	Pluviométrica	INAMHI	1964-2009	39	3260
Sayausi	M-427	Pluviométrica	INAMHI	1967-1993	24	2715
Tarqui DJ Cumbe		Pluviométrica	ETAPA	1998-2001	4	2622
Portete		Pluviométrica	ETAPA	1998-2001	4	3080
Tarqui AJ Yanuncay		Pluviométrica	ETAPA	1999-2001	3	2520
Caudales medios diarios (m³/s)						
Tarqui DJ Cumbe		Hidrométrica	ETAPA	2002-2008	6	2620

Elaboración: Equipo Consultor, 2011

Como se aprecia en el Cuadro 1 únicamente las estaciones de INAMHI permite realizar análisis estadísticos de confianza, los registros que se tienen de las estaciones de ETAPA permitirán realizar la validación de los resultados después de aplicar un modelo hidrológico para la determinación de caudales de diseño.

4 ESTUDIO HIDROLOGICO

Como se mencionó anteriormente, debido a la falta de información de caudales en la cuenca en estudio, tales que permita establecer de forma directa los valores de diseños, se optó por estimar los caudales a través del uso de métodos de estimación indirectos, como es el caso del uso de un modelo de lluvia - escorrentía.

4.1 Precipitación máxima en 24 horas

De la recopilación de información en los anuarios análogos y digitales del INAMHI se logró disponer de información de precipitaciones máximas en 24 horas para las estaciones de El Labrado, Cumbe y Sayausi. Los registros disponibles se presentan en los siguientes cuadros.

Cuadro 2. Registros de Precipitaciones máximas en 24 horas (mm), estaciones INAMHI

Año	Estación			Año	Estación		
	El Labrado	Cumbe	Sayausi		El Labrado	Cumbe	Sayausi
1964	26,1	28,7		1985	30,7	29,4	43,6
1965	28,9	40,2		1986	24,2	23,5	34,6
1966	28,4	19,3		1987	33,5	37	41
1967	30,7	24,5	37,2	1988	34,1	37,5	50,9
1968	50,3	25,2		1989	26,6	34,4	35,5
1969	24,5	52,7	40,6	1990	33,4	41,4	
1970	23,6	28,6	47,6	1991	22,7	42	54,3
1971	26,4	24,3	26,9	1992	21,8		60,2
1972	29,1	49,8	33,6	1993	32,3		47,8
1973	24,5	29,2	48,9	1998			
1974	36,7			1999			
1975	28,4	41,8	44,8	2000	67,3		
1976	30,3	14	25,2	2001	30,4		
1977	21,4	11,2	43	2002	23,5		
1978	29,4	21	30,7	2003	34,4		

1979	23,7	22,2	38,8	2004	37,6
1980	39	11	35	2005	35
1981	40,4	24,3	46,8	2007	32
1982	25,4	32,8	42,1	2008	27,5
1983	43,4	23,5	50,3	2009	27
1984	34,1	38,1	34,5		

Fuente: Anuarios Meteorológicos INAMHI

Elaboración: Equipo Consultor, 2011

Cuadro 3. Registros de Precipitaciones máximas en 24 horas (mm), estaciones ETAPA

Año	Tarqui DJ Cumbe	Portete	Tarqui AJ Yanuncay
1998	35,5	33	
1999	29	44	24,8
2000	24,4	26,5	49,2
2001	30	51	41,4

Fuente: Anuarios Meteorológicos ETAPA

Elaboración: Equipo Consultor, 2011

Para el estudio de precipitaciones máximas que nos permitan determinar las caudales de diseño de las diferentes obras hidráulicas se empleó el método estadístico mediante análisis probabilístico de Gumbel (1958); este método permite determinar precipitaciones máximas para diferentes periodos de recurrencia y es conocida como la distribución de valores extremos tipo I.

Gumbel utiliza la probabilidad de excedencia de un valor X la cual está dado por:

$$p = 1 - e^{-e^{-y}}$$

donde:

p = Probabilidad de excedencia de un valor X

e = Base de logaritmos naturales = 2,7183

y = Variable reducida

La fórmula general está dada por:

$$X = \bar{X} + (0.7797y - 0.45)\sigma_x$$

o bien:

$$X = \bar{X} + K\sigma_x$$

donde:

$$K = 0.7797 y - 0.45$$

\bar{X} = Promedio aritmético de la serie de datos

σ_x = Desviación estándar de la serie de datos

K = Factor de frecuencia

$$y = -\ln[-\ln(1 - p)]$$

Los resultados generales de este análisis se presenta en el Cuadro 4 y Figura 4.1

Cuadro 4. Análisis Gumbel para Precipitaciones máximas en 24 horas (mm)

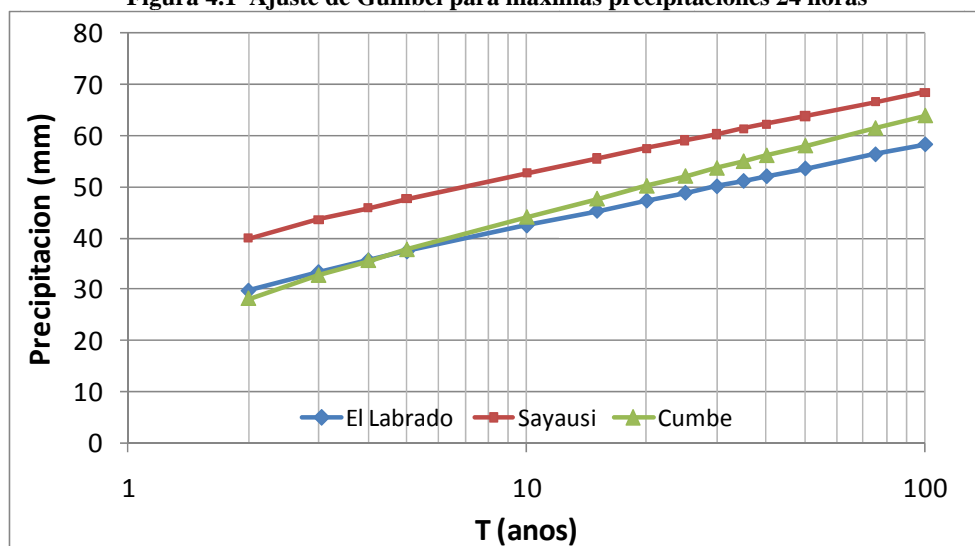
T (años)	Labrado	Cumbe	Sayausi
5	37,4	37,7	47,6
10	42,5	44,1	52,7
25	48,9	52,1	59,1
50	53,6	58,0	63,8
100	58,3	63,9	68,5

Elaboración: Equipo Consultor, 2011

La precipitación para el periodo de retorno de 100 años en la estación de Cumbe es de 63,9 mm

La estación de Portete presenta únicamente un registro cuyo máximo es de 51mm durante el periodo monitoreado, en tal sentido se considera que la precipitación de 63,9 mm es adecuada para la definir la precipitación de diseño para 100 años de periodo de retorno.

Figura 4.1 Ajuste de Gumbel para máximas precipitaciones 24 horas



Elaboración: Equipo Consultor, 2011

4.2 Caudal Máximo en el punto de interés

Entre los métodos más recomendados en la bibliografía especializada, para realizar la estimación de caudales de altos periodos de recurrencia aplicados a obras de importancia, se puede mencionar el del hidrograma unitario sintético (HUS) y el método de Precipitación-Escurrimiento.

De la revisión y recopilación de información realizada para el proyecto, lamentablemente no se ha logrado obtener registros pluviométricos actualizados de las estaciones ubicadas en el área de influencia del proyecto, lo que imposibilita la actualización de los valores de caudales estimados en el estudio.

4.3 Levantamiento de Información: Parámetros de diseño

4.3.1 Geomorfología

Gracias al empleo de cartografía 1: 250000 disponible para la cuenca, y con el empleo de un sistema de información geográfico SIG, se trazó la cuenca de aporte al punto de diseño del puente sobre el río Tarqui, mismo que se encuentra ubicado en las coordenadas UTM - WGS84: 718001E y 9675885N. En el Cuadro 5 se reporta el resultado del cálculo de los parámetros geomorfológicos de la cuenca analizada motivo de estudio en la presente consultoría.

Cuadro 5. Características de la cuencas de aporte

Rio	Área (km ²)	Perímetro (km)	Cota mínima (m s.n.m)	Cota Máxima (m s.n.m)	Desnivel (m)	Longitud Cauce (km)
Tarqui	443	95,6	2570	3920	1350	39

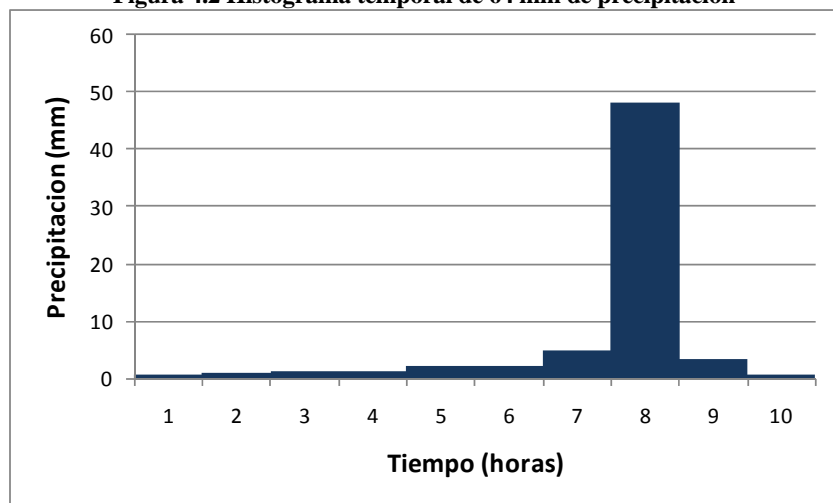
Elaboración: Equipo Consultor, 2011

4.3.2 Precipitación: Histograma de diseño

Uno de los principales criterios para estimar caudales de diseño es estimar de una manera adecuada la distribución temporal de la precipitación a escala horaria. De este hecho y ante la falta de información surge la necesidad de determinar el hidrograma unitario a partir de datos de precipitaciones estimadas, para ello se utilizó un histograma de 63,9 mm de precipitación ocurridos en 24 horas de duración basado en el periodo de retorno de 100 años de la estación de Cumbe, al cual se aplicó el método del hidrograma unitario adimensional del Servicio de Conservación de Suelos (por sus siglas en inglés S.C.S, 1972), cuya metodología permite determinar los parámetros fundamentales del hidrograma.

El análisis se realizó tomando en cuenta el caso más desfavorable evidenciado en la cuenca alta del río Paute, donde las lluvias se presentan de larga duración con una hora de precipitación máxima; es decir, con un pico que se presenta de manera marcada, el histograma resultante del análisis se presenta la forma de la Figura 4.2

Figura 4.2 Histograma temporal de 64 mm de precipitación

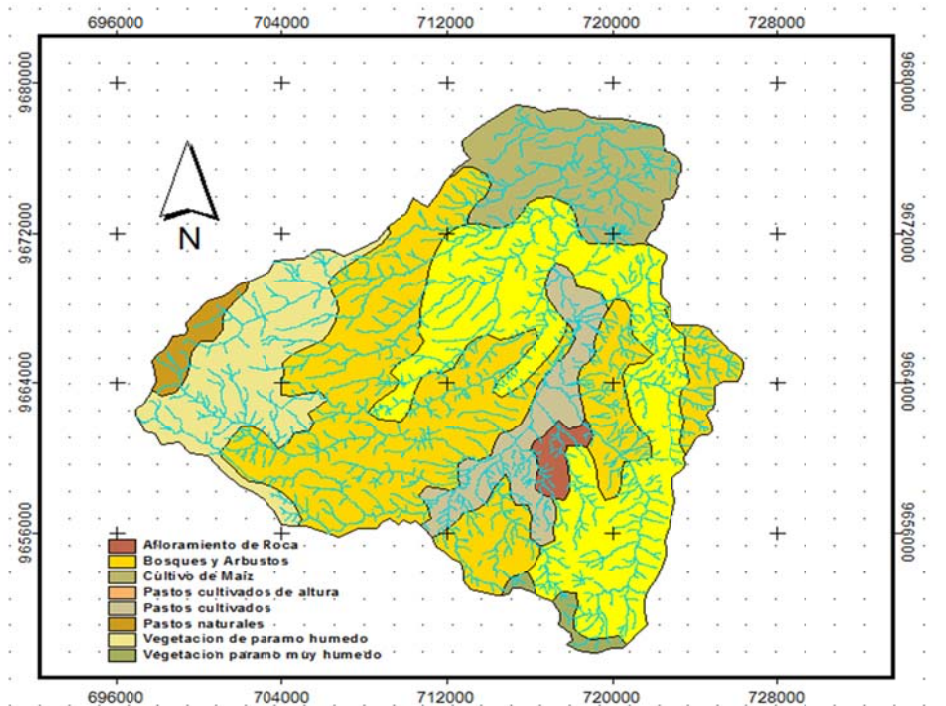


Elaboración: Equipo Consultor, 2011

4.3.3 Uso del Suelo: Numero de Curva

Uno de los factores más importantes que intervienen en el cálculo es el factor C de escorrentía, para ello se utilizó el mapa generado de usos de suelos de la cuenca del río Paute a escala 1:50000, válido para obtener una información general de la cuenca hidrográfica. El mapa se indica en la Figura 4.4.

Figura 4.3 Mapa de usos del suelo de la cuenca del Río Tarqui



Elaboración: Equipo Consultor, 2011

De acuerdo al mapa de usos de suelo existe la predominancia de pastos y vegetación natural en toda la cuenca del río Tarqui. De acuerdo a la clasificación de la SCS los números de curvas considerando un suelo tipo B, característico de la zona de la sierra ecuatoriana son de 69 para pastos, 58 para vegetación natural y 60 para Bosques.

El Cuadro 6 muestra la determinación del número de curva promedio (CN) para la cuenca de drenaje del proyecto e importantes para la determinación del hidrograma unitario.

Cuadro 6 Números de Curva (CN) para los diferentes usos del suelo

Cuenca	Usos	km ²	%	CN
Tarqui	Pastos Naturales	174,3	39,3	69
	Bosque y Arbusto	175,8	39,7	60
	Vegetación de Paramo	65,2	14,7	58
	Pastos Cultivados	20,9	4,7	75
	Afloramiento de Roca	6,9	1,6	78
Total		443	Promedio	64

Elaboración: Equipo Consultor, 2011

El número de Curva (CN) a usar en la modelización hidrológica para la cuenca del río Tarqui corresponde a un valor de CN = 64.

4.3.4 Hidrograma de Diseño: Método SCS

El método SCS (1972) necesita algunos cálculos adicionales para la adecuada determinación de caudales máximos, estos corresponde a la pendiente media, factor de almacenamiento máximo de agua (S) y el tiempo de retardo (T_{lag}), derivado del tiempo de concentración de la cuenca hidrográfica hasta el punto de interés, las expresiones que permiten calcular estos parámetros se indican en las siguientes expresiones:

$$S = 25400 / CN - 254$$

Donde:

CN: Numero de Curva de escorrentía

$$T_{lag} = L^{0.8} (S+1) / (1900 \sqrt{I}) \quad (\text{horas})$$

Donde:

- L: Longitud del cauce del río (ft)
- S: Factor de almacenamiento máximo de agua
- I: Pendiente media de la cuenca (%)

Los parámetros fueron determinados y debidamente correlacionadas las unidades de medición, así los resultados se indican en el Cuadro 7

Cuadro 7. Parámetros calculados del método de SCS.

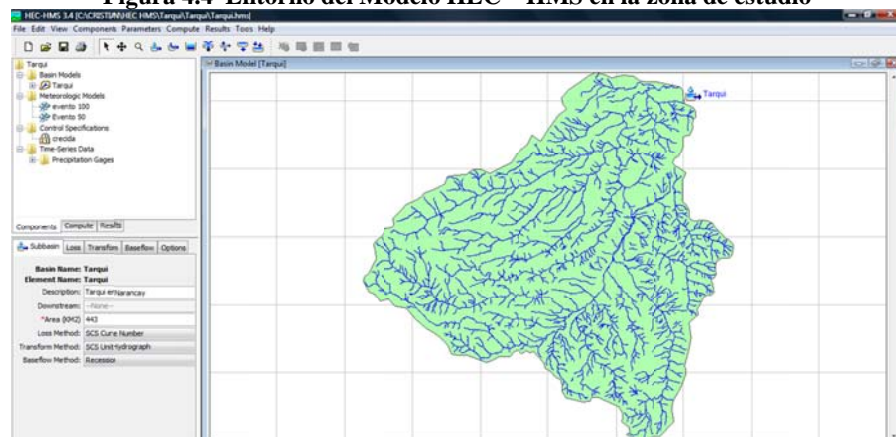
Cuenca	Pendiente Media (%)	CN	T lag (min)	S (mm)	I_a (mm)
Tarqui	35	64	244	142,9	28,6

Elaboración: Equipo Consultor, 2011

4.4 Modelación Hidrológica mediante la utilización de HEC-HMS

El modelo hidrológico HEC-HMS permite la determinación de hidrogramas de salida a partir de información de precipitaciones mas propiedades geomorfológicas de la cuenca hidrográfica. Existe la posibilidad de utilizar dentro del modelo una variedad de métodos conocidos, lo cual lo hace un modelo versátil y de fácil aplicación. El entorno del modelo se indica en la Figura 4.4.

Figura 4.4 Entorno del Modelo HEC – HMS en la zona de estudio



Elaboración: Equipo Consultor, 2011

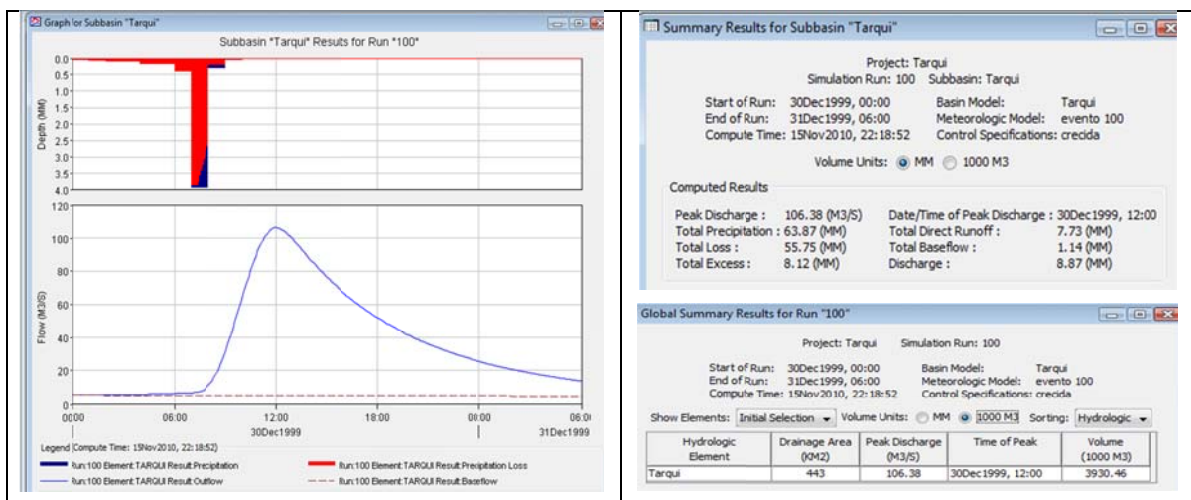
Para la precipitación de diseño se tomaran los resultados del análisis de máximas precipitaciones evaluado para la estación Cumbe y para el periodo de diseño del proyecto.

En el caso de puentes como el que se proyecta en el estudio, ubicado en el río Tarqui, el caudal necesario para el diseño es el correspondiente al periodo de retorno de 100 años.

4.4.1 Resultados de la Modelación Hidrológica en el río Tarqui

A partir de esta información se creó el hidrograma triangular unitario de la cuenca del río Tarqui hasta el punto en la ubicación del puente y utilizando el histograma establecido para el estudio se determinó el hidrograma de crecida máximo esperado, cuyos resultados generales se indican en la Figura 4.5

Figura 4.5 Hidrogramas de Crecida para el diseño del puentes sobre el río Tarqui (Tr=100 años)



Elaboración: Equipo Consultor, 2011

Del análisis anterior se concluye que el caudal con periodo de retorno de 100 años a utilizarse en el diseño del puente en el río Tarqui es de 106,4 m³/s. En resumen los resultados generales del análisis de caudales máximos para el diseño hidráulico del drenaje se indican en el Cuadro siguiente

Cuadro 8. Caudales máximos de diseño para obras de drenaje (Método SCS)

Cuenca	Periodo de retorno (años)	Caudal de Diseño (m³/s)	Volumen (1000m³)
Tarqui	100	106,4	3930,6

Elaboración: Equipo Consultor, 2011

5 ESTUDIO HIDRÁULICO

5.1 Información disponible

En la ubicación del puente a ser construido sobre el río Tarqui es necesario estudiar su comportamiento hidráulico y determinar los calados de agua así como las correspondientes velocidades para los caudales de crecida, con la finalidad de obtener parámetros y consideraciones para el análisis de socavación en las pilas del puente y posibles ubicaciones de alcantarillas de drenaje.

La información topográfica corresponde a una franja topográfica de 350 m, 150 de ellos aguas arriba de eje del sitio de emplazamiento del puente y 200m aguas abajo. Esta topografía permitió la determinación de secciones transversales para el estudio hidráulico. La imagen de la topografía disponible y la ubicación de las secciones transversales de análisis se presentan en la Figura 5.1.

Figura 5.1 Franja topográfica y ubicación de las secciones de control en el río Tarqui

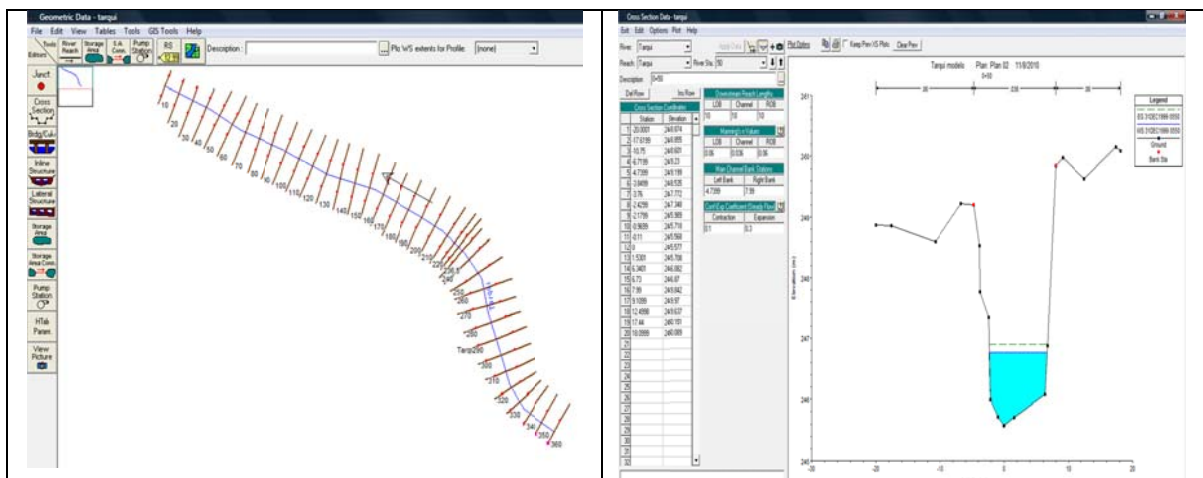


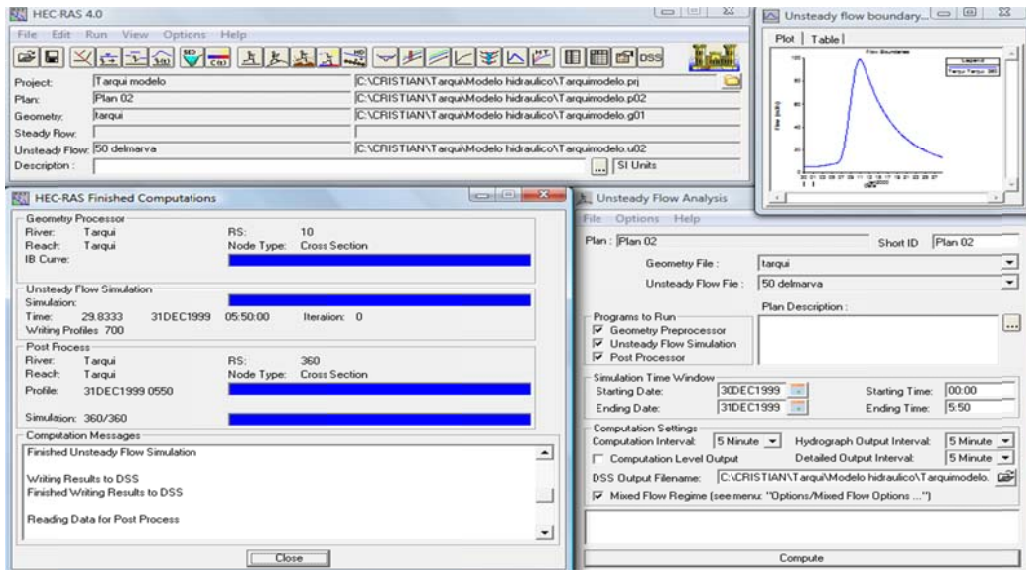
Elaboración: Equipo Consultor, 2011

5.2 Modelización hidráulica en HEC RAS

El sistema de modelización hidráulica HEC RAS (Hydrologic Engineering Center, 2002) es un sistema dinámico para la modelización unidimensional de flujo rápidamente variado, analizando regímenes subcrítico y supercrítico, por lo que brinda la flexibilidad necesaria para modelar las condiciones presentes en un evento de crecida histórica en río Tarqui. El entorno del modelo así como el ingreso de información al modelo se puede ilustrar en la Figura 5.2.

Figura 5.2 Entorno del modelo HEC RAS para el sitio de estudio



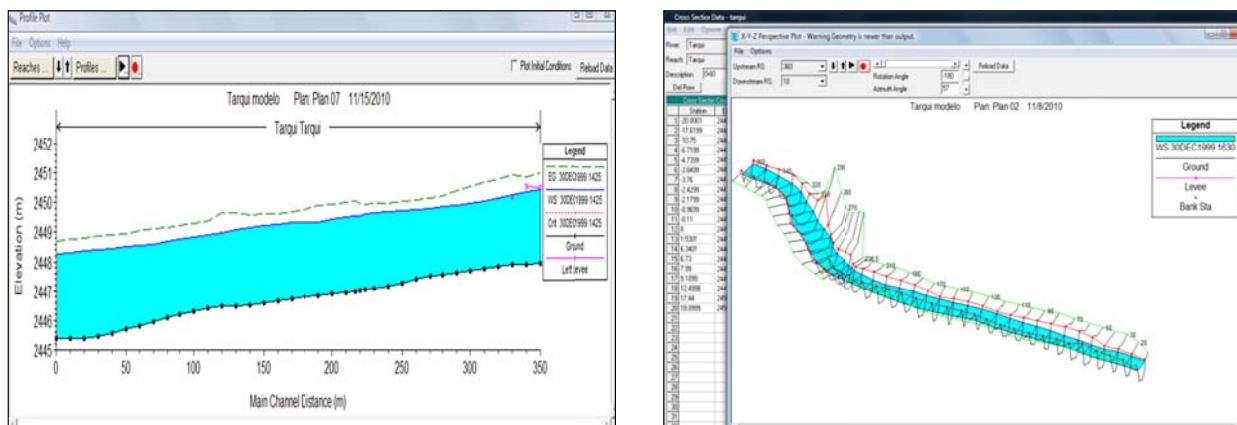


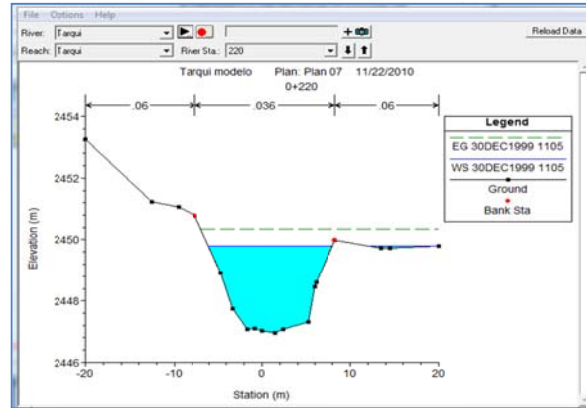
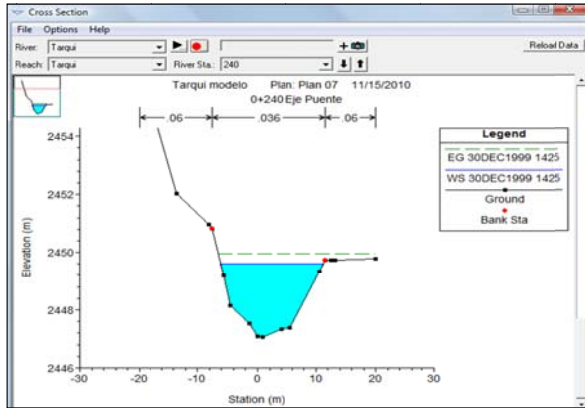
Elaboración: Equipo Consultor, 2011

El modelo trabaja con un tramo del río Tarqui de cerca de 350 m de longitud, el puente sobre este río se encuentra a cota 2570 m s.n.m, para la modelación se determinaron 35 secciones transversales del río separadas 10m aproximadamente y se calculó la pendiente media del río. La rugosidad de Manning utilizada en base a la experiencia en ríos de montaña del Austro ecuatoriano y validado por la literatura fue $n = 0,036$ (puede consultarse USGS, 2006). Una vez creado el modelo se lo alimentó con el hidrograma de crecida de $106 \text{ m}^3/\text{s}$ correspondiente al caudal de diseño de 100 años de periodo de retorno determinado por la metodología del SCS en el sitio del puente sobre el río Tarqui, verificando los resultados de calados de agua y velocidades de aproximación.

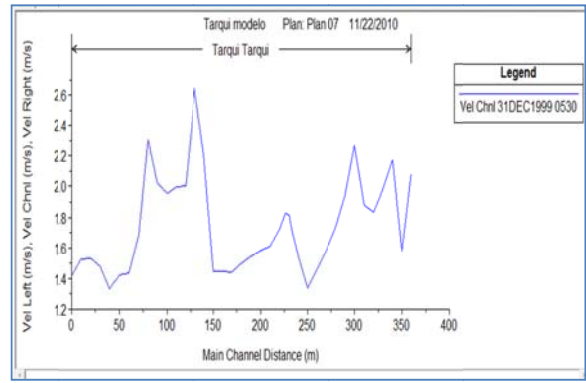
Se indica además que el estado de régimen con el cual se calcula el comportamiento hidráulico es flujo no estacionario no permanente, esto es considerando que el calado de agua varía en función del tiempo, no se ingresa el caudal máximo de diseño sino todo el hidrograma como respuesta al evento de precipitación, este es el caso más real de análisis hidráulico en ríos. El hidrograma presentado en la Figura 4.6 del río Tarqui fue cargado dentro del modelo HEC RAS. Los resultados generales para la sección ubicada en el puente son muestran en la Figura 5.3.

Figura 5.3 Análisis hidráulico del río Tarqui (sección puente)





Reach	River Sta	Profile	Q Total (m³/s)	Min Ch El (m)	W/S Elev (m)	E.G. Elev (m)	E.C. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Froude # Chl
Tarqui	360	Max W/S	99.22	2447.96	2450.79	2451.39	0.006574	3.45	0.01
Tarqui	350	Max W/S	99.22	2447.93	2450.71	2451.26	0.007694	3.30	0.76
Tarqui	340	Max W/S	99.21	2447.91	2450.62	2451.31	0.009669	3.75	0.87
Tarqui	330	Max W/S	99.21	2447.85	2450.53	2451.23	0.009644	3.72	0.88
Tarqui	320	Max W/S	99.21	2447.73	2450.44	2451.13	0.009074	3.70	0.85
Tarqui	310	Max W/S	99.21	2447.71	2450.35	2450.98	0.007720	3.52	0.81
Tarqui	300	Max W/S	99.20	2447.62	2450.28	2450.79	0.007052	3.17	0.78
Tarqui	290	Max W/S	99.17	2447.55	2450.24	2450.82	0.004690	2.74	0.65
Tarqui	280	Max W/S	99.17	2447.51	2450.22	2450.95	0.004060	2.56	0.60
Tarqui	270	Max W/S	99.17	2447.41	2450.19	2450.50	0.003208	2.48	0.54
Tarqui	260	Max W/S	99.17	2447.29	2450.15	2450.48	0.003340	2.56	0.55
Tarqui	250	Max W/S	99.17	2447.15	2450.13	2450.44	0.003000	2.46	0.53
Tarqui	243.5	Max W/S	99.17	2447.10	2450.10	2450.41	0.003247	2.50	0.55
Tarqui	240	Max W/S	99.17	2447.07	2450.06	2450.40	0.003657	2.60	0.58
Tarqui	236.5	Max W/S	99.17	2446.94	2450.02	2450.42	0.004368	2.82	0.63
Tarqui	230	Max W/S	99.17	2446.99	2449.97	2450.47	0.005635	3.15	0.70
Tarqui	220	Max W/S	99.17	2446.95	2449.93	2450.48	0.006468	3.32	0.74
Tarqui	210	Max W/S	99.17	2446.90	2449.86	2450.43	0.006233	3.34	0.72
Tarqui	200	Max W/S	99.17	2446.85	2449.80	2450.40	0.006448	3.43	0.72
Tarqui	190	Max W/S	99.17	2446.81	2449.76	2450.24	0.005192	3.05	0.67
Tarqui	180	Max W/S	99.17	2446.75	2449.75	2450.14	0.004265	2.77	0.62
Tarqui	170	Max W/S	99.17	2446.67	2449.72	2450.08	0.003978	2.70	0.60
Tarqui	160	Max W/S	99.17	2446.60	2449.67	2450.05	0.004023	2.79	0.60
Tarqui	150	Max W/S	99.17	2446.60	2449.61	2450.03	0.004563	2.92	0.63



Elaboración: Equipo Consultor, 2011

El calado máximo obtenido para el caso más desfavorable en este caso el caudal de 106 m³/s llega a la cota 2450,4 m s.n.m., con una velocidad de aproximación de 2,6 m/s ubicada en el centro del curso. Estos valores más las características geométricas de los estribos del puente servirán para la determinación de la socavación.

5.3 Resultado del estudio Hidráulico del puente

La modelización hidráulica nos proporciona los parámetros necesarios para la determinación de socavación general esperada en el cauce, para el caso del puente sobre el río Tarqui los resultados se presentan en el Cuadro 9.

Puente	Caudal (m ³ /s)	Cota del Cauce (m s.n.m.)	Cota del Calado Máximo (m s.n.m.)	Velocidad (m/s)	Cálado Máximo (m)
TARQUI	106,4	2447,1	2450,4	2.6	3,3 m

Elaboración: Equipo Consultor, 2011

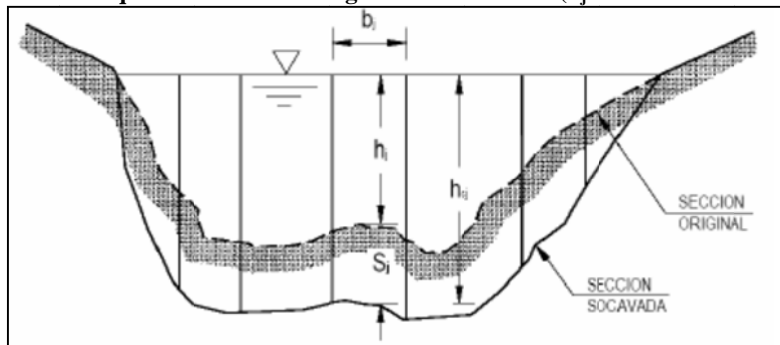
5.4 Socavación

La evaluación de la socavación se realiza en la sección transversal del emplazamiento del puente y corresponde a la que ocurre en condiciones normales, al presentarse una creciente y aumentar la capacidad de la corriente para arrastrar material del fondo; a lo largo de todo el cauce se produce una cierta profundidad de socavación. Durante el período de recesión de la creciente del río, el material es depositado nuevamente.

La metodología de cálculo para determinar la socavación generalizada y aplicada generalmente a proyectos viales es mediante los métodos de Lischtvan-Levediev y Neill, ambos procedimientos basados en el concepto de arrastre crítico consideran como parámetros el gasto de la corriente, el tirante, el área hidráulica, las características de los materiales del fondo, la separación y dimensiones de los apoyos, entre otros.

La Figura 5.4 presenta esquemáticamente el efecto de la socavación general cuando se presenta un evento hidrológico máximo, el estudio considera el caudal para 100 años de periodo de retorno en la sección bajo el puente del río Tarquí.

Figura 5.4 Esquema de socavación general en el cauce (S_j = altura de socavación)



5.4.1 Metodologías: Socavación General

5.4.1.1 Método de Neill (1973)

El método de Neill considera su aplicación a lechos granulares siendo su expresión para lechos finos:

$$hcj^{\frac{2}{3}} \cdot Ln\left(\frac{12hcj}{ks}\right) = \left(\frac{qj}{0,787 \cdot \sqrt{gD}}\right)$$

Donde,

hcj: Altura de escurrimiento para la condición de arrastre crítico en la franja j [m],

qj: Caudal por unidad de ancho asociado a la franja j [m³/s/m],

Ks: Rugosidad, equivalente a D₆₅ [m], para suelos no cohesivos Ks=d₆₅

D: Diámetro representativo del lecho [m], para suelos no cohesivos D= d₅₀

g: Aceleración de gravedad [m/s²],

5.4.1.2 Método de Lischtvan-Lebediev (Moreno *et al* 1998)

La hipótesis fundamental del Método de Lischtvan-Lebediev establece que la distribución transversal de caudales de una sección se mantiene invariable durante todo el proceso erosivo, es así que considerando un lecho granular (arenoso) para un período de retorno T=100 años y asumiendo que la densidad del agua no cambia con los sedimentos, su expresión de cálculo queda reducida por la siguiente expresión:

$$hcj = [qj / 4,70 \cdot D^{0,28}]^{0,71}$$

- h_{c_j} : Profundidad luego de la erosión vertical en la subsección j [m],
 q_j : Caudal por unidad de ancho asociado a la franja j [$m^3/s/m$],
 D : Diámetro característico de las partículas que componen el fondo [m], asumida a d_{50}

5.4.2 Cálculo de la socavación

En el análisis de socavación es oportuno realizar la verificación del tipo de flujo, en este caso el número de Froude nos permite conocer las características de la corriente, generalmente un valor de $F < 0,4$ es propio de ríos de llanura, mientras que un valor de $F > 0,4$ el flujo toma características torrenciales de los ríos de montaña.

De acuerdo a la experiencia del equipo consultor se analizaron muestras del lecho del río para determinar la distribución del tamaño de las partículas del lecho, así se obtuvo la curva granulométrica propia del material del río y se determinaron los diámetros característicos necesarios para la determinación de la socavación general. En el Anexo se presenta el análisis de laboratorio realizado. Los resultados generales presentan un $D_{50} = 23,3$ mm y un $D_{65} = 38,1$ mm.

El análisis hidráulico de la sección bajo el puente en el río Tarqui presenta las características indicadas en el cuadro siguiente:

Cuadro 10. Parámetros hidráulicos en la sección del puente previsto sobre el río Tarqui

Franja	Abscisa	Cota fondo (msnm)	Cota max (msnm)	Calado (m)	Rugosidad n	Ancho (m)	Area (m^2)	Radio Hidráulica (m)
1	-8,00	2450,82	2450,4					
2	-6,00	2449,19	2450,4	1,21	0,036	2,00	2,42	1,2
3	-4,00	2447,94	2450,4	2,46	0,036	2,00	4,92	2,5
4	-2,00	2447,68	2450,4	2,72	0,036	2,00	5,44	2,7
5	0,00	2447,08	2450,4	3,32	0,036	2,00	6,65	3,32
6	2,00	2447,02	2450,4	3,39	0,036	2,00	6,77	3,39
7	4,00	2447,35	2450,4	3,05	0,036	2,00	6,11	3,05
8	6,00	2448,05	2450,4	2,35	0,036	2,00	4,70	2,35
9	8,00	2448,75	2450,4	1,65	0,036	2,00	3,30	1,65
10	10,00	2449,34	2450,4	1,06	0,036	2,00	2,11	1,06
11	12,00	2449,72	2450,4	0,68	0,06	2,00	1,35	0,68
12	14,00	2449,74	2450,4	0,66	0,06	2,00	1,33	0,66
13	16,00	2449,76	2450,4	0,64	0,06	2,00	1,28	0,64

Elaboración: Equipo Consultor, 2011

Se aplicaron los métodos para la estimación de la socavación general, obteniéndose como resultados los expresados en el Cuadro siguiente:

Cuadro 11. Resultados para la socavación general en el río Tarqui (sección puente)

Franja	Abscisa	Ecuación Neill *	V (m/s)	# Froude	q (m ³ /s)	Neill		Lischtvan-Levediev		Promedio (m)
						hcj (m)	Sj (m)	hcj (m)	Sj (m)	
1	-8,00									
2	-6,00	0,00	0,90	0,26	2,18	0,03	0,00	1,22	0,01	0,01
3	-4,00	0,00	1,40	0,29	6,88	0,13	0,00	2,77	0,31	0,15
4	-2,00	0,00	1,70	0,33	9,25	0,29	0,00	3,41	0,69	0,35
5	0,00	0,00	2,50	0,44	16,62	2,60	0,00	5,18	1,85	0,93
6	2,00	0,00	2,90	0,50	19,63	3,50	0,11	5,83	2,44	1,28
7	4,00	0,00	3,00	0,55	18,32	4,80	1,75	5,55	2,49	2,12
8	6,00	0,00	2,80	0,58	13,16	4,15	1,80	4,39	2,04	1,92
9	8,00	0,00	2,60	0,65	8,58	3,22	1,57	3,24	1,59	1,58
10	10,00	0,00	2,30	0,71	4,86	1,44	0,38	2,16	1,11	0,74
11	12,00	0,00	2,10	0,82	2,84	0,85	0,18	1,48	0,80	0,49
12	14,00	0,00	1,70	0,67	2,25	0,29	0,00	1,25	0,59	0,30
13	16,00	0,00	1,30	0,52	1,66	0,10	0,00	1,01	0,37	0,19
Total					106,2	Máximo	1,80	Máximo	2,49	2,12

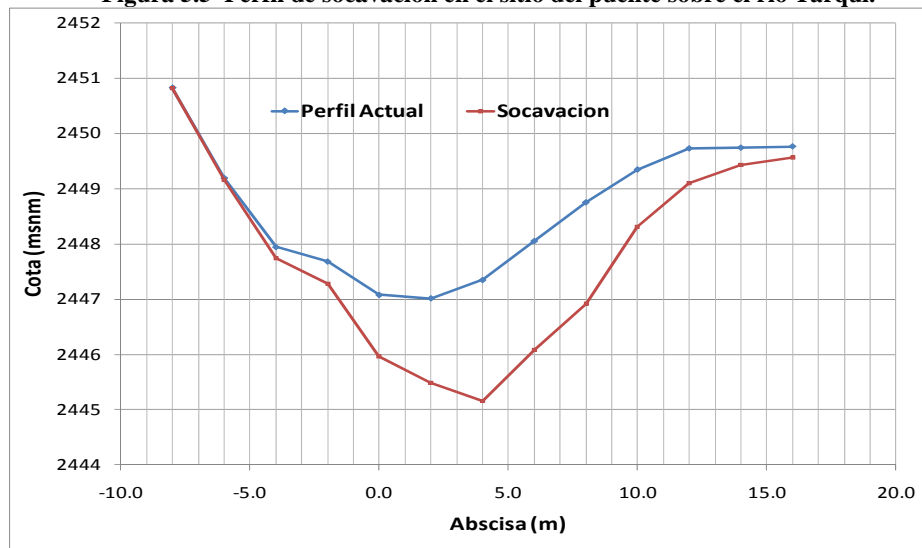
Elaboración: Equipo Consultor, 2011

*La ecuación se resuelve en solver o buscar objetivo en hoja de cálculo

Para definir el valor medio de socavación general en el cauce esperado en la zona del proyecto se realiza el promedio de los métodos aplicados, dando como resultado final **una altura de socavación de 2,1m**

El perfil de socavación en la sección bajo el puente se presenta en la Figura, puede notarse que la socavación máxima se localiza donde se produce la máxima velocidad.

Figura 5.5 Perfil de socavación en el sitio del puente sobre el río Tarqui.



Elaboración: Equipo Consultor, 2011

Área Hidráulica (m ²) = 46,4
Caudal (m ³ /s) = 106.2
Velocidad Crítica (m/s) = 3,0
Cota Máxima (m s.n.m) = 2450,4
Pendiente (m/m) = 0,003
Tirante Máximo (m) = 3,4

Elaboración: Equipo Consultor, 2011

5.4.3 Recomendaciones generales

A continuación se emiten varias recomendaciones generales a considerar en el diseño del puente en estudio:

- En lo posible, el puente debe diseñarse de forma que no se afecte la sección hidráulica del río para condiciones de creciente, lo que está limitado por el tipo de estructura, la longitud del puente y su costo.
- Para reducir la influencia del flujo, los estribos deben quedar alineados con la dirección de la corriente y disponer de una forma hidrodinámica
- La altura entre el nivel de máxima creciente y el borde inferior de la viga de la superestructura del nuevo puente debería ser, en lo posible, como mínimo de 1,6 m.
- La cimentación de las estructuras debe quedar por debajo de la profundidad de socavación total.
- La longitud óptima de las luces de un puente (distancia entre apoyos) depende principalmente de los siguientes factores:
 - a) Ubicación conveniente de los apoyos, de conformidad con las condiciones topográficas, hidráulicas, geotécnicas y constructivas.
 - b) Dimensiones suficientes para permitir el paso de los cuerpos flotantes mayores que arrastre el río, y al tirante máximo probable durante las crecientes.

5.4.4 Protecciones en las márgenes de los ríos

La erosión y socavamiento debidos a las corrientes de agua, sobre todo en los tramos curvos y en los períodos de crecida puede en originar graves daños en las riberas, destruyendo las márgenes y cultivos aledaños.

Para evitar tales daños, se pueden emplear defensas que consoliden y protejan dichas orillas o márgenes. Tales defensas son de sistemas y materiales muy variados: plantaciones en las orillas que las consoliden y dificulten el arrastre de la tierra fija por sus raíces; empalizadas; revestimiento con gaviones, rellenos de piedras y superpuestos formando escollera, con o sin espigones; gaviones de fondo, para evitar que la orilla cuando es alta, sea socavada por el agua; diques o presas, muros de suelo reforzado entre otras.

En el sitio de interés y con la verificación de caudales de crecida moderados para la zona de emplazamiento del puente, se identifica la necesidad de proteger las márgenes de los ríos que forman el río Tarqui, para ello se presentaron algunas recomendaciones:

En el río Tarquí como se observa en las Fotos a continuación, se recomienda realizar obras de protección de las márgenes de los ríos con la finalidad de encauzar de manera controlada los caudales de avenida esperados en la zona del puente y evitar la erosión continua presente en la zona.

Foto N° 1. Márgenes de los ríos a proteger con gaviones en el sitio del puente



Para ello la recomendación más apropiada dadas las condiciones actuales, es la construcción de muro de gaviones en las márgenes externas del río Tarquí y cercanas al sitio de emplazamiento del puente (Ver Foto N° 1), estos muros presentan doble finalidad, la primera una labor de conservación de suelos para evitar la erosión hídrica acelerada considerada peligrosa en la zona del puente y carretera, y por otra parte el control mismo del río, que permite establecer un estado de equilibrio del cauce, previniendo transporte de materiales, derrumbamiento de las márgenes y control de crecientes.

Los gaviones al ser una caja formada de malla metálica y al estar rellenos con piedra presentan una serie de ventajas y son muy empleados en el control de la erosión y en ríos, dentro de estas ventajas podemos mencionar las siguientes: Son flexibles, ya que sufren deformación pero no pierde eficiencia, presenta un comportamiento permeable, lo cual disminuye los empujes hidrostáticos y disipa la energía del agua, son resistentes y durables, a más de ser económicos y de fácil instalación.

Medidas naturales de protección también pueden ser consideradas, entre estas consta la recuperar la vegetación de ribera; realizar un manejo apropiado del uso del suelo junto a las márgenes del río; ejecutar la intercepción de las descargas de aguas servidas; manejo técnico en la explotación de materiales pétreos; entre otros.

6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Las características pluviográficas de la zona de estudio fueron determinadas en base de los registros de la estación Cumbe de INAMHI ubicada en la zona oriental al norte de la zona de estudio, la que dispone de series de información más representativas.
- Los caudales máximos de diferente periodo de retorno fueron generados a partir de precipitaciones extremas y de análisis estadísticos, utilización del modelo

hidrológico HEC - HMS y metodologías comúnmente utilizadas como la Soil Conservation Service (SCS) de los EEUU).

- La precipitación máxima en 24 horas para el periodo de retorno de 100 años se evaluó en 63,8mm en la cuenca de influencia al proyecto.
- El resultado final da como resultado para el río Tarqui un caudal de 100 años de periodo de retorno de 106,3 m³/s según la SCS, recomendándose este valor para el estudio hidráulico a ser considerado en el diseño.
- El análisis hidráulico revela que el calado máximo esperado en las secciones y sitio de ubicación del puente sobre el río Tarqui es de 3,3 m sobre el lecho del río. Condición que debe tomarse en cuenta en el diseño del puente para resguardar la seguridad y construcción y vida útil de la estructura
- La cota de máxima de creciente en función del calado calculado es la 2450,4m, para el emplazamiento de la estructura es recomendable que el nivel más bajo de la misma este ubicada cuando menos 1,60 m sobre el nivel de máxima creciente, situación motivada por los fenómenos hidráulicos (Resaltos, Turbulencias, etc.)
- La altura de socavación evaluada en el centro del río Tarqui es de 2,2 m considerando un tamaño medio (d_{50}) de las partículas de 23 mm según el análisis de material del lecho y basado en la experiencia del consultor en esta clase de ríos, por lo que se recomienda ubicar las bases de los estribos del puente bajo este nivel de socavación.

7 BIBLIOGRAFIA

Chow, V. T., D. R. Maidment y L. W. Mays (1994), Hidrología Aplicada, Mc Graw-Hill Interamericana, Santa Fe de Bogotá, Colombia.

Gumbel E.J 1958. Statistics of extreme value. Colum. Univ. Press. N.Y.,375.

Hydrologic Engineering Center (2002) HEC RAS River Analysis System. Hydraulic Reference Manual. Version 3.1. CPD-69. US. Army Corps of Engineers, Davis, California.

Moreno, C. y Fuentes, R. (1998). “Socavación generalizada; método de cálculo de Lischvan Lebediev y Maza. Verificación experimental”. XVIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, V 2 pp 149-154. Oaxaca, México.

Neill, C.R. 1973. Guide to Bridge Hydraulics. Project Committee on Bridge Hydraulics, Roads and Transportation Association of Canada, Toronto.

Ramírez, C; García, J; Ramírez, O. 2002. Caracterización de los materiales del lecho de un río para propósitos de modelización matemática. Universidad del valle. Cali, Colombia

SCS, 1972 - (Soil Conservation Service). National Engineering Handbook, Section 4, U.S. Department of Agriculture, Washington, D.C.

USGS. 2006. Verified Roughness Characteristics of Natural Channels.

Temez Peláez, J.R (1988). Control de la erosión fluvial en puentes. Publicaciones del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. Madrid.

USACE (2000) HEC-HMS Hydrologic Modeling System user's manual. Hydrologic Engineering Center. Davis, California.

Z P Kirpich (1940). Time of Concentration of Small Agricultural Watersheds.. Civil Engineering, American Society of Civil Engineers, vol. 10, p 362.

ANEXO D. PROTOCOLO



DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGON ARMADO DEL PUENTE SOBRE EL RIO TARQUI EN LA CALLE FERNANDO DE ARAGON ENTRE LAS CALLES ORTEGA Y GASSET; Y MENENDEZ Y PELAYO.

INGENIERIA CIVIL

Autor

- Pedro Alejandro Hurtado León

Director

- Ing. Juan Medardo Solá Quintuña

Cuenca, 13 de enero de 2016

1 TABLA DE CONTENIDOS

1	TABLA DE CONTENIDOS.....	2
2	DATOS GENERALES DEL PROYECTO	3
3	DATOS DE LA ENTIDAD (POSIBLE CONVENIO O COMPROMISO)	4
4	DIRECTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN.....	5
5	INTRODUCCIÓN	6
6	EL PROBLEMA.....	6
6.1	FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	6
6.2	DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA	6
7	JUSTIFICACIÓN	6-7
8	OBJETIVOS.....	7
8.1.1	GENERAL.....	7
8.1.2	ESPECÍFICOS.....	7
9	MARCO TEORICO.....	7-8-9
10	METODOLOGÍA.....	9
11	RECURSOS	9
12	BIBLIOGRAFÍA APROXIMADA	9
13	INDICE GENERAL PRELIMINAR	10

2 DATOS GENERALES DEL PROYECTO

TÍTULO	
<i>DISEÑO DEL PUENTE SOBRE EL RIO TARQUI EN LA CALLE FERNANDO DE ARAGON ENTRE LAS CALLES ORTEGA Y GASSET; Y MENENDEZ Y PELAYO.</i>	
TIPOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN	
Investigación Básica <input type="checkbox"/>	Investigación Aplicada <input checked="" type="checkbox"/>
TRABAJO DE TITULACION	
<i>Pedro Alejandro Hurtado León</i>	
LÍNEA Y SUBLÍNEA DE INVESTIGACIÓN. <i>Para mayor información sobre las líneas de investigación referirse al Anexo II "LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN UCACUE 2014"</i>	
<i>Línea de Investigación: SECTORES ESTRATEGICOS PARA EL DESARROLLO DEL PAIS</i>	
<i>Sub línea de Investigación: ACCESO UNIVERSAL.</i>	
TIEMPO DE EJECUCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACION	
Duración del proyecto en meses	4

3 DATOS DE LA ENTIDAD (POSIBLE CONVENIO O COMPROMISO)

DATOS DE LA ENTIDAD				
Nombre:	GAD municipal de Cuenca			
Dirección:	Calle Mariscal Sucre y Calle Benigno Malo (Cuarto piso)			
Teléfonos:	(07)2845499	Ext: 400	Correo Electrónico:	www.cuenca.gob.ec
Representante de la Entidad:	Arq. Esteban Marcelo Orellana Alvear DIRECTOR GENERAL DE PLANIFICACION			

4 DIRECTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Función en el proyecto		Director del Proyecto		
Nombre:	Juan Medardo Solá Quintuña			
Carrera	Ingeniería Civil	Cédula de Identidad / Pasaporte	0102613148	
Grado académico y/o especialización	Ingeniero Civil/Magister	Cargo actual	Docente	
Teléfonos	2870161	0998697959	Correo Electrónico	jsola@ucacue.edu.ec

5 INTRODUCCIÓN

En la zona donde se va a ejecutar el proyecto, existe un puente de hormigón armado que tiene un ancho de calzada de 3.70 m, constituyendo un estrechamiento muy brusco en relación al ancho de la calle Fernando de Aragón que es de 7m. Para solucionar este inconveniente y permitir la circulación vehicular en ambos sentidos y tener otro ingreso hacia el sector comprendido entre la autopista y el río Tarqui se ha visto la necesidad de proceder a diseñar el puente y los accesos que cumplan con características geométricas adecuadas.

En este proyecto tendremos la ejecución de los estudios de campo, estructurales y diseño en hormigón armado, que servirán de base para la construcción del puente sobre el río Tarqui en la calle Fernando de Aragón entre las calles Ortega y Gasset; y Menéndez y Pelayo.

6 EL PROBLEMA

6.1 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

Debido al problema brusco de estrechamiento entre el ancho de calzada del puente existente y el de la calle Fernando de Aragón, es prioritario proceder a diseñar el puente y los accesos que cumpla con características adecuadas para la zona.

6.2 DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA

El alcance de los estudios cubrirá todos los aspectos necesarios para la obtención de los cálculos y diseños en hormigón armado que permitan a su vez la construcción del puente y sus accesos.

7 JUSTIFICACIÓN

El puente a construir es uno de los accesos necesarios para los transeúntes que viven en la localidad que desean movilizarse desde la calle Fernando de Aragón entre las calles Ortega y Gasset; y Menéndez y Pelayo en dos direcciones.

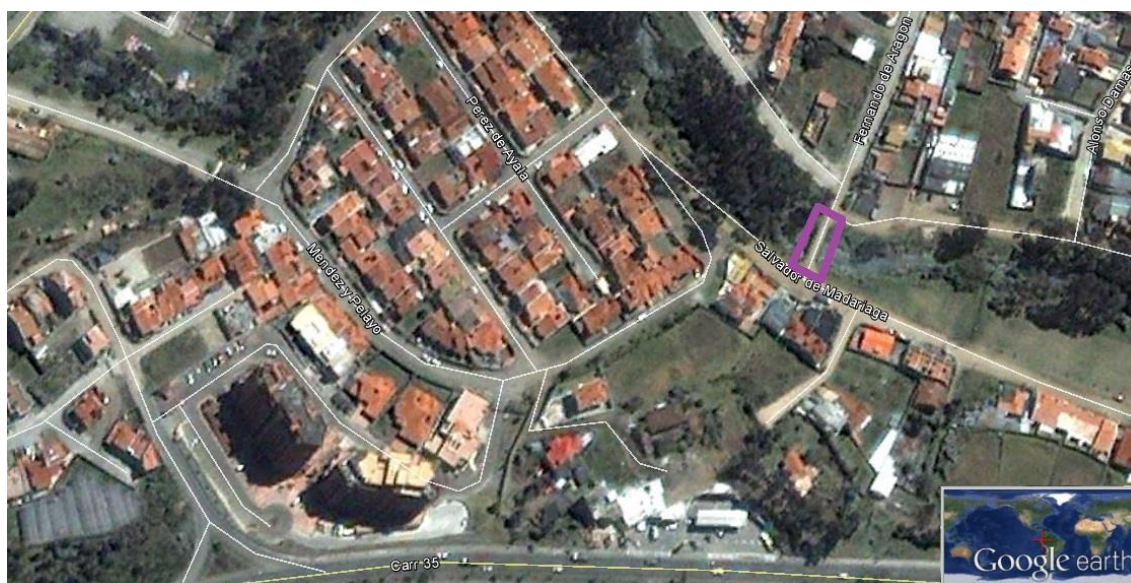


Fig.1 Ubicación del puente Fernando de Aragón.

En consecuencia será necesario tomar las siguientes consideraciones:

- *Antes del diseño estructural del puente, se deberá considerar la topografía establecida. Además, buscar la mejor solución para este cruce y obtener una estructura optimizada desde el punto de vista técnico y económico.*
- *La infraestructura debe tener la seguridad hidráulica necesaria debido a que la zona se caracteriza por un régimen de lluvias intenso.*
- *Los procesos de estudio de suelos (SUELOTEC 2015), datos hidrológicos (RASTER 2011) y topografía (ESTUDIANTE), serán obtenidos particularmente y en conjunto con el GAD municipal de Cuenca.*

8 OBJETIVOS

8.1.1 GENERAL

Calcular y diseñar el puente en hormigón armado, sobre el río Tarqui en la calle Fernando de Aragón entre las calles Ortega y Gasset; y Menéndez y Pelayo.

8.1.2 ESPECÍFICOS

- *Revisar y analizar los estudios de suelos e hidrológicos facilitados por el GAD municipal de Cuenca.*
- *Realizar el levantamiento topográfico de la zona donde se va a implantar el nuevo puente.*
- *Realizar el cálculo estructural y su diseño en hormigón armado.*

9 MARCO TEORICO

En su libro Diseño de puentes, El Ing. Eduardo Torres C., MsC. (2013)

Nos dice:

Resistencia material, tipología estructural y acciones de un puente

El hecho de servir para salvar un determinado obstáculo. Según la tipología estructural podemos distinguir tres grandes familias de puentes.

Puentes rectos: Que utiliza la viga como elemento resistente y que destaca la flexión como mecanismo principal de transporte y carga. (p.19)

Puentes en arco: Donde la disposición del material resistente es tal que los esfuerzos predominantes en el arco por efecto de las cargas son fundamentales de compresión.

Puentes colgantes: Que es una forma inversa del puente arco, donde destaca la tracción como fundamental mecanismo de resistencia. (p.20)

Clasificación de un puente

Por su material constructivo

- *Hormigón armado*
- *Hormigón pre esforzado*
- *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 tipo de servicio

- *Puentes vehiculares*
- *Puentes peatonales*
- *Acueductos*
- *Oleoductos (p.21)*

Componentes de un puente

La Infraestructura

Los elementos de la infraestructura son todos aquellos concebidos para transmitir las cargas exteriores al suelo de cimentación.

En forma general, los elementos agrupados en las infraestructuras son:

Estribos, pilas, muros de ala, sistemas de apoyo, sistemas de drenaje, trabas antisísmicas.

La Superestructura

Los elementos de la superestructura son todos aquellos concebidos para salvar el obstáculo y facilitar el cálculo. Generalmente, los elementos de la superestructura los determinantes de la clasificación del puente, se distinguen los siguientes elementos principales.

Tableros, vigas o elementos principales, diafragmas, las juntas de dilatación, los sistemas de drenaje y las protecciones laterales. Todos estos se agrupan en un conjunto directamente recibe las cargas provenientes del tráfico vehicular. (p.25)

Estudios necesarios para la edificación de un puente

El diseño de puentes abarca dos tipos de investigación principales agrupados en los denominados estudios de campo y de gabinete

Las primeras son todas las investigaciones que deben ejecutarse en el sitio de implantación del proyecto, para el diseño de una estructura económica con factibilidad constructiva.

Los estudios de gabinete en cambio utilizan los datos determinados en el campo y en base de un análisis de las normas de diseño y calculo estructural materializan y cuantifican el proyecto.

Los estudios de campo abarcan cuatro grandes grupos que son:

- *La topografía*
- *Hidrología*
- *Estudio de suelos (p.41)*

Los estudios de gabinete son necesarios en el diseño de puentes ya que contempla la utilización de dos grandes grupos de cargas:

Cargas verticales

- *Carga muerta*
- *Carga viva*

Cargas longitudinales

- *Fuerzas de frenado*
- *Fuerzas de contracción o retracción*
- *Empuje de los rellenos*
- *Presión del agua en las pilas*
- *Fuerzas producidas por cambios de temperatura*
- *Fuerzas centrífugas*
- *Fuerzas sísmicas*
- *Presión del viento*
- *Fuerzas en las protecciones laterales. (p.51)*

10 METODOLOGÍA

Para la elaboración del presente proyecto se recomienda la siguiente metodología mixta, es decir; cualitativa y cuantitativa:

I Etapa – Revisión de estudios preliminares: Visita de campo y recopilación de información existente, realización de plano topográfico; lectura de estudios de suelos, hidrológicos e hidráulicos; del lugar a implantarse el puente y del área de influencia.

II Etapa - Proyecto y estudios complementarios: Una vez realizada la primera etapa, desarrollaré los estudios y planos estructurales definitivos con elevaciones, cortes, detalles constructivos.

11 RECURSOS

Recursos materiales.

- *Estación total marca TOPCON GTS 252W con su software TOPCONlink para descargar los datos tomados del levantamiento topográfico, y su respectivo GPS.*
- *Bibliografía existente en la biblioteca de la Universidad Católica de Cuenca,*
- *Software para diseñar el proyecto: AutoCAD, civilcad, office.*

12 BIBLIOGRAFÍA APROXIMADA

- *Torres C, E. (2013). Diseño de puentes: Interpretación del código AASHTO. Cuenca: Universitaria Abya-Yala.*
- *Trujillo J, E. (1993). Diseño de puentes de concreto. Santander: Universidad Industrial de Santander.*
- *Herrera J, H. (1996). Puentes. Bogotá: Universidad Católica de Colombia.*
- *Vallecilla C, R. (2006.). Manual de puentes en concreto reforzado. Colombia.*

13 INDICE GENERAL PRELIMINAR

CAPÍTULO I ESTUDIOS PRELIMINARES.

- 1.1 Ubicación*
- 1.2 Levantamiento topográfico*
- 1.3 Estudio de suelos*
- 1.4 Estudio hidrológico e hidráulico*

CAPÍTULO II CALCULO DE CARGAS Y ESFUERZOS PARA EL DISEÑO DEL PUENTE.

- 2.1 Cargas verticales*
 - 2.1.1 Carga muerta*
 - 2.1.2 Cargas viva*
- 2.2 Cargas longitudinales*
 - 2.2.1 Fuerzas de frenado*
 - 2.2.2 Fuerzas de contracción o retracción*
 - 2.2.3 Empuje de los rellenos*
 - 2.2.4 Presión del agua en las pilas*
 - 2.2.5 Fuerzas producidas por cambios de temperatura*
 - 2.2.6 Fuerzas centrífugas*
 - 2.2.7 Fuerzas sísmicas*
 - 2.2.8 Presión del viento*
 - 2.2.9 Fuerzas en las protecciones laterales.*

CAPÍTULO III CÁLCULO Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA Y SUBESTRUCTURA DEL PUENTE.

- 3.1 Diseño de la superestructura*
 - 3.1.1 Diseño de losa de calzad*
 - 3.1.2 Diseño de vigas longitudinales*
 - 3.1.3 Diseño de bordillos*
 - 3.1.4 Diseño de veredas*
 - 3.1.5 Diseño de neopreno*
- 3.2 Diseño de subestructura*
 - 3.2.1 Diseño de estribos o muros de contención*
 - 3.2.2 Diseño de cimentación de estribos*

CONCLUSIONES

RECOMENDACIONES

BIBLIOGRAFIA

ANEXOS.

Fecha: Cuenca, 13 de Enero de 2016

Nombre:

CI:

ESTUDIANTE

Nombre:

CI:

DIRECTOR

Nombre:

CI:

INSTITUCIÓN CO-EJECUTORA

ANEXOS

ANEXO I. SOLICITUD DE APROBACION

Señor Ingeniero

FEDERICO CORDOVA

**DECANO DE LA UNIDAD
ACADEMICA DE
INGENIERIA CIVIL,
ARQUITECTURA Y DISEÑO**

Su Despacho

Asunto: Denuncia de Trabajo de Titulación.

Fecha de solicitud(13/01/2016):

Solicita: PEDRO ALEJANDRO HURTADO
LEÓN

Firma:

Información General del Tema

Ingeniería Civil

Arquitectura

Diseño

Título Propuesto: DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGON ARMADO DEL
PUENTE SOBRE EL RIO TARQUI EN LA CALLE FERNANDO DE ARAGON
ENTRE LAS CALLES ORTEGA Y GASSET; Y MENENDEZ Y PELAYO.

Línea de Investigación: SECTORES ESTRATEGICOS PARA EL
DESARROLLO DEL PAIS

Apoyo Académico:

NOMBRE DEL DOCENTE: ING. JUAN MEDARDO SOLÁ QUINTUÑA.

ANEXO V. CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES

ANEXO V		1. CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES			
No.	ACTIVIDADES	MESES			
		1	2	3	4
1	Objetivo Específico 1 (Revisar y analizar los estudios de suelos e hidrológicos facilitados por el GAD municipal de Cuenca.)				
2	Estudio hidrológico e hidráulico				
3	Estudio de Suelos				
4	Objetivo Específico 2 (Realizar el levantamiento topográfico de la zona donde se va a implantar el nuevo puente..)				
5	Planos Topográficos.				
6	Objetivo Específico 3 (Realizar el cálculo estructural y su diseño en hormigón armado.)				
7	Calculos y Planos Estructurales				
8	Detalles constructivos				

ANEXO VI. PRESUPUESTO

N°	Descripción	Cantidad	Valor unitario	Valor total
			USD	USD
1	Estudio de Suelos.	2	400,00	800,00
2	Estudio topográfico.	1	300,00	300,00
3	Visitas de campo.	4	25,00	100,00
4	Elaboración e impresión del Trabajo de Titulación mas documentos a entregar al GAD municipal de Cuenca.	4	100,00	400,00
			Total	1600,00