

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DEL
PUENTE VIROC II**

INFORME DE SUFICIENCIA

**Para optar el Título Profesional de:
INGENIERO CIVIL**

JOSE ANTONIO PINAZO ESTRADA

Lima- Perú

2013

DEDICATORIA

En memoria de mis padres Juan† y Victoria†, que en vida siempre me motivaron e impulsaron para alcanzar este logro profesional en mi vida y en agradecimiento a toda mi familia, esposa e hijo que sin su esfuerzo, apoyo y sacrificio no hubiera sido posible.

A MIS HERMANOS

A mis hermanos Natalia, Jorge y a la memoria de Juan Alejandro†, Arturo†, Magda† y Froylán†.

En especial a mi hermano Julio Alberto, por su apoyo incondicional ya que gracias a el se hizo posible la culminación de este trabajo y de mi carrera profesional

A MI ASESOR DE TESIS

Ing. Manuel F. Correa Morocho

INDICE

RESUMEN	3
LISTA DE CUADROS	5
LISTA DE FIGURAS	6
INTRODUCCIÓN	7
CAPITULO I : GENERALIDADES Y DESCRIPCION DEL PROYECTO	8
1.1 Antecedentes.....	8
1.2 Ubicación.....	8
1.3 Clima.....	9
1.4 Puente Viroc II.....	10
1.4.1 Túnel en Roca Viroc II.....	11
1.4.2 Puente Viroc II.....	14
1.4.3 Enrocado de protección.....	19
CAPITULO II : EXPEDIENTE TÉCNICO	21
2.1 Topografía.....	21
2.2 Geodesia.....	21
2.3 Investigación geotecnica.....	21
2.3.1 Trabajos de campo.....	21
2.3.2 Ensayos de laboratorio.....	25
2.4 Analisis de cimentacion del puente.....	28
2.4.1 Calculo de la capacidad admisible en suelo	29
2.4.1.1 Capacidad admisible por asentamiento.....	30
2.5 Diseño hidráulico.....	31
2.5.1 Procedimiento de cálculo hidráulico	31
CAPITULO III : PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	36
3.1 Partidas y presupuesto.....	36
3.2 Cronograma de ejecución.....	38
3.3 Replanteo.....	41
3.4 Subestructuras.....	41
3.5 Superestructura.....	43
CAPITULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	50
4.1 Conclusiones.....	50
4.2 Recomendaciones.....	52

BIBLIOGRAFÍA.....	53
ANEXOS.....	54

RESUMEN

Cuando se proyecta un puente carretero ya sea tradicional o especial, el proyectista del puente debe considerar el proceso constructivo, es decir: ¿De qué manera se va a construir mi puente, partiendo desde la excavación y los sub siguientes procesos constructivos?, ¿Realmente se podrá construir mi puente, con los recursos disponibles y presupuestados?

Lo anterior aunque quizás suene como algo rutinario durante la etapa de diseño, en la práctica en algunas oportunidades se omiten todas estas interrogantes. Existen muchos proyectos de puentes donde el proceso constructivo adoptado no es el apropiado, lo que conlleva a realizar modificaciones sustanciales al proyecto original ya que iniciada la obra, originan costos que no se han contemplado desde un inicio.

Construir un puente es un arte y esto demanda una gran capacidad de imaginación, y que desafortunadamente toda literatura relacionada con respecto a la construcción de puentes es escasa y la poca existente son solo memorias de las experiencias de ingenieros y técnicos que han afrontado el reto de construir puentes.

Cada puente es especial y aunque la estructuración entre uno y otro sea la misma, existen variables importantes que obligan a realizar adecuaciones a los procesos constructivos que han sido previamente utilizados en puentes similares.

Ejemplo de estas variables son:

- a) Ubicación topográfica
- b) Sistema de excavación, para lograr la cota de cimentación
- c) Tipo de suelo para la cimentación
- d) Facilidades de personal, equipos y materiales a utilizar
- e) Logística para los abastecimiento y comunicación
- f) Plan de Seguridad en el Trabajo y cuidado del Medio Ambiente

En el CAPÍTULO I se mencionan los antecedentes del proyecto de manera general y informativa.

En el CAPÍTULO II se presentan los métodos de investigación geotécnica realizados en el área donde se cimentó la estructura del Puente Viroc II, también se presenta el análisis de cimentación para el estribo derecho del puente, desarrollado sobre la base de los resultados de la evaluación geotécnica, así como también se muestra el diseño hidráulico para la determinación de la cota de fundación.

En el CAPÍTULO III describimos el proceso constructivo del puente Viroc II; como sabemos los procedimientos constructivos para cualquier puente no pueden uniformizarse. En el caso del puente Viroc II el acceso al área de trabajo era complicado. El empleo de grúas de gran capacidad para el izamiento de las vigas postensadas resultaba prácticamente imposible de utilizar, en razón de las dificultades de acceso, y la dificultad de ubicación de la grúa en el cauce del río.

Finalmente, en el CAPÍTULO IV se presentan las conclusiones y recomendaciones pertinentes.

LISTADO DE CUADROS

2.1	Calicatas realizadas.....	22
2.2	Resumen de las perforaciones ejecutadas.....	23
2.3	Resumen del ensayo de refracción sísmica realizados en la zona del puente.....	24
2.4	Ensayo de Refracción Sísmica en cada una de las líneas realizadas.....	25
2.5	Ensayos estándar de clasificación de suelos.....	26
2.6	Resultados de Ensayos Químicos.....	26
2.7	Límites permisibles.....	27
2.8	Ensayo de Corte Directo.....	28
2.9	Resumen de los parámetros de resistencia.....	29
2.10	Cálculo de la capacidad admisible por asentamiento.....	30

LISTA DE FIGURAS

1.1	Ubicación del proyecto.....	9
1.2	Planta – Frentes de trabajo en el Puente Viroc II.....	11
1.3	Frentes de trabajo – Túnel en Roca Viroc. El túnel se indica con el círculo de borde rojo.....	12
1.4	Sección típica del túnel carretero.....	13
1.5	Falso Túnel marcado por el círculo de borde rojo.....	14
1.6	Frentes de trabajo – Puente Viroc II. El puente se indica con la elipse de borde rojo.....	16
1.7	Sección típica del Puente Viroc II.....	16
1.8	Estribos del Puente Viroc II.....	17
1.9	Losa del Puente Viroc II.....	18
1.10	Viga principal y transversal - Puente Viroc II.....	19
1.11	Detalle de baranda metálica - Puente Viroc II.....	19
1.12	Frente de trabajo: Enrocado de Protección.....	20
1.13a	Sección típica de Enrocado de Protección-Puente Viroc II.....	20
1.13b	Sección típica de Enrocado de Protección-Puente Viroc II.....	20
2.1	Excavación de calicata.....	22
2.2	Perforación diamantina.....	23
2.3	Refracción sísmica.....	24
2.4	Capacidad admisible vs Profundidad.....	31
2.5	Vista de socavación en los estribos del puente.....	32
2.6	Vista de socavación en los estribos del puente.....	32
2.7	Cálculo de socavación general en puente Viroc II.....	34
2.8	Calculo de socavación en estribos puente Viroc.....	36
3.1	Inicio de la etapa de excavación en estribo derecho.....	41
3.2	En las tomas se puede apreciar el río Huaura antes y después del estrechamiento.....	43
3.3	Viga metálica de puente demolido utilizado en la conformación del falso puente.....	44
3.4	Pintado de tendones.....	46
3.5	Proceso de tesado de tendones.....	46
3.6	Encofrado de losa.....	48

INTRODUCCIÓN

Para la elaboración del presente informe de suficiencia, se ha seleccionado un proyecto con características muy especiales. El proyecto escogido es la construcción del puente Viroc II, ubicado sobre el río Huaura, en el Distrito de Pachangara, Provincia de Oyón, Departamento de Lima, Región Lima.

Dicho puente fue construido por el CONSORCIO CHURÍN II. El cual contempla un diseño particular con los estribos, sobre todo con el izquierdo, que se encuentra directamente apoyado en roca, presentando dimensiones muy diferentes a los estribos convencionales.

La altura del estribo mencionado es de 3.20m de altura, de concreto armado de resistencia $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, adicionalmente un solado de nivelación de 0.10m de espesor de concreto simple de resistencia $f'_c = 140 \text{ kg/cm}^2$.

El estribo derecho, presenta 14.8m de altura, de concreto armado, adicionalmente una falsa zapata de 0.80m de espesor. La altura del estribo incluye los 2.0m de altura de zapata.

En cuanto a la superestructura, el Puente Viroc II presenta una losa de concreto armado de 0.20 m de espesor, 32.90 mts de luz y 10.50 mts de ancho.

Respecto a las vigas principales, se componen de 05 vigas prefabricadas postensadas de altura igual a 1.60m. así mismo, el diseño del puente presenta 06 vigas transversales (diafragmas) de altura igual a 1.40m.

Con la finalidad de contrarrestar los efectos erosivos del río Huara se contempló la colocación de un enrocado de protección sobre el talud de la plataforma existente.

CAPÍTULO I.- GENERALIDADES Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

1.1 ANTECEDENTES

En la localidad de Huacho se firmó el Convenio de Cooperación Interinstitucional para la construcción y asfaltado de la carretera Churín - Oyón en el norte de la Región Lima. Dicho convenio fue suscrito entre el Ministerio de Transportes y Comunicaciones, el Gobierno Regional de Lima Provincia, Municipalidad Provincial de Oyón, la Municipalidad Distrital de Pachangara y las empresas mineras Buenaventura, Los Quenuales y Raura.

El tramo en estudio se inicia en el Km. 106+760 (Fin del Poblado Ayarpongo) de la carretera Sayán – Churín – Oyón – Yanahuanca – Ambo y finaliza en el Km. 135+050.43 en el empalme con la carretera que conduce a Yanahuanca y Ambo.

La vía corresponde a un tramo intermedio de la Ruta N° PE-018 de la Red Vial Nacional cuyo origen se encuentra en la ciudad de Huaura (empalme con la Ruta PE-IN Carretera Longitudinal de la Costa Norte) y el punto final en la ciudad de Ambo (Empalme con la Ruta PE-3N Carretera Longitudinal de la Sierra).

Como resultado de la Licitación Pública N° 023-2009-MTC/20, se otorgó la Buena Pro al CONSORCIO CHURIN II, para la Ejecución de la Obra de "Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Churín - Oyón, tramo I Churín al Km 131+000"

La rehabilitación y mejoramiento de la vía en mención, comprende la construcción del puente Viroc II y complementándose con: corte de taludes, ubicación de instalaciones auxiliares, depósitos de materiales excedentes, construcciones y mejoramientos de alcantarillas, cunetas y badenes.

1.2 UBICACIÓN

El puente Viroc II se ubica sobre el río Huaura, en el Distrito de Pachangara, Provincia de Oyón, Departamento de Lima, Región Lima.

Geográficamente, el puente se ubica entre las coordenadas 303500E, 8818232N (sistema WGS84), a una altitud aproximada de 3290 m.s.n.m.

La carretera se ubica entre las siguientes coordenadas geográficas:

LUGAR	LATITUD SUR	LONG.OESTE	ALTITUD
CHURÍN	10°48'40.39531"	76°52'30.12676"	2296.291 m.s.n.m.
OYÓN	10°40'05.11090"	76°46'23.40268"	3649.966 m.s.n.m.

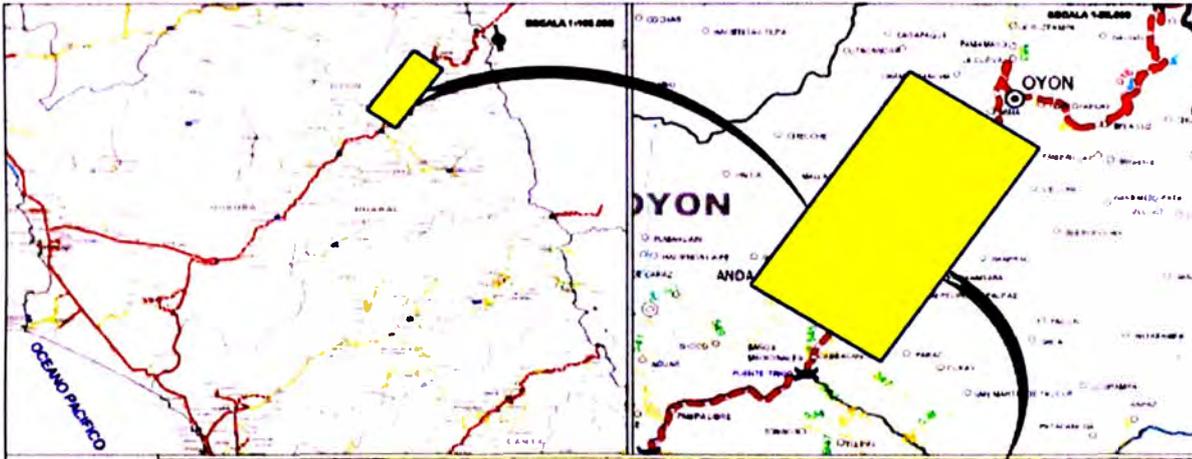


Figura 1.1: Ubicación del proyecto

1.3 CLIMA

La zona en que se desarrolla el tramo Churín – Km. 131+000 corresponde a una zona típica de sierra dentro de las estribaciones de la Cordillera de los Andes. La altitud se encuentra entre 2,150 msnm en Churín y 3,650 msnm en la ciudad de Oyón.

Tomando como referencia la estación meteorológica de Oyón, se cuenta con la siguiente información:

PRECIPITACIÓN

Para un período de 25 años:

Precipitación Total Anual:	508.9 mm
Precipitación Mensual Máxima:	179.5 mm
Precipitación Mensual Promedio:	98.8 mm

El período de precipitación se produce entre los meses de Octubre y Abril de cada año, correspondiendo la máxima precipitación en el mes de Marzo. El mes con la mínima precipitación es el mes de Julio, con un registro de 0.0 mm.

TEMPERATURA

Para un período de 10 años de registro:

Temperatura máxima media anual: 18.2 °C en el mes de Agosto

Temperatura mínima media anual: 2.6 °C en el mes de Julio

La máxima temperatura registrada es de 19 °C en el mes de Julio de 1998 y la mínima es de -1.5 °C en el mes de Mayo de 1990.

1.4 PUENTE VIROC II

Debido a la imposibilidad de ejecutar el puente diseñado por el expediente técnico, se hace necesario el diseño de un nuevo puente, reubicado en una zona que no afecte propiedades de terceros y permita la ejecución de un acceso provisional, que no dificulte el libre tránsito de los vehículos.

El diseño del Puente Viroc II, presenta un planeamiento particular y considera los siguientes frentes:

- Túnel en Roca Viroc.
- Puente Viroc II.
- Enrocado de Protección Viroc II.

Los frentes de trabajo pueden ser vistos en la Figura 1.3.

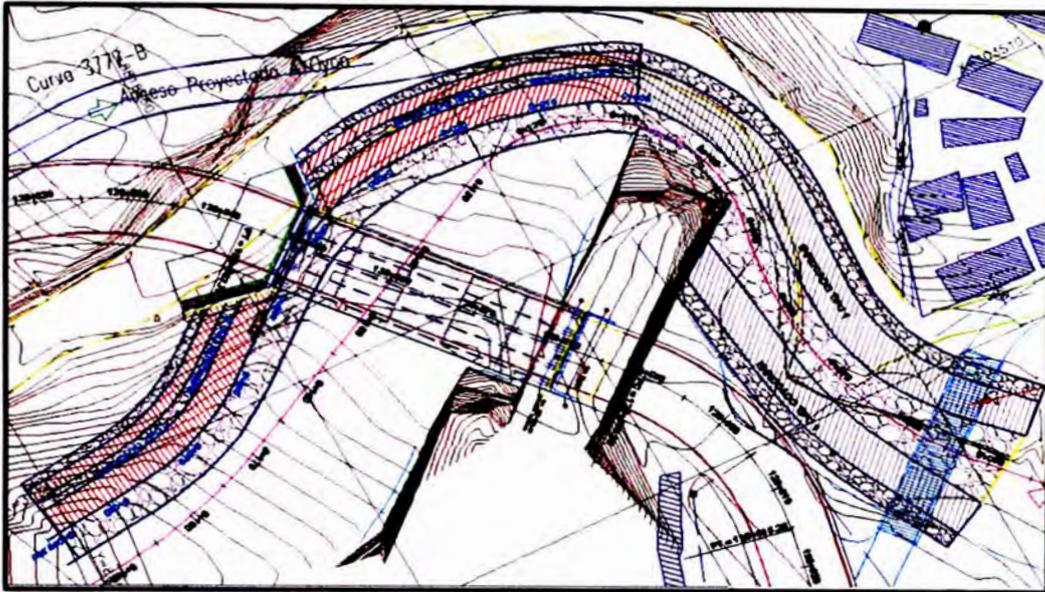


Figura 1.2 Planta – Frentes de trabajo en el Puente Viroc II.

En la Figura 1.2, se observa la zona de enrocados, mientras las demás áreas sombreadas de color azul, representan todas las viviendas, que pudieron afectarse, de no haberse contado con un planeamiento adecuado.

Se observa además, que el túnel carretero, comprende desde la progresiva Km. 126+580.80 hasta el Km. 126+589. Y el nuevo Puente Viroc II, inicia en la progresiva Km. 126+548.80 hasta el Km. 126+580.80.

1.4.1 Túnel en Roca Viroc

Trazado del Túnel

Horizontalmente, el Túnel se extiende en dirección Sur Oeste (SW) hacia el Noreste (NE). La longitud aproximada del túnel resulta ser de 11 m. La entrada del túnel se encuentra en la progresiva Km. 126+578.15 y el portal de salida sobre la progresiva Km. 126+589.03. Ver figura 1.3.

Las características geométricas de diseño en el trazado del túnel desde la entrada a la salida serán:

A. Túnel Viroc

- | | |
|-----------------|------------|
| - Curva Entrada | L=00.00 m |
| - Recta | L=11.00 m |
| - Curva Salida | L= 00.00 m |

- Longitud Túnel: $L = 11.00 \text{ m}$

Siendo la longitud del túnel muy corta para realizar transiciones entre tramos curvos y tangentes, es recomendable conservar el peralte que se obtiene al final de la curva de entrada ($p = 3\%$), que viene a ser la misma pendiente del puente Viroc II, hasta el empalme con la curva de salida, para obtener una sensación de continuidad durante el viaje recorrido.

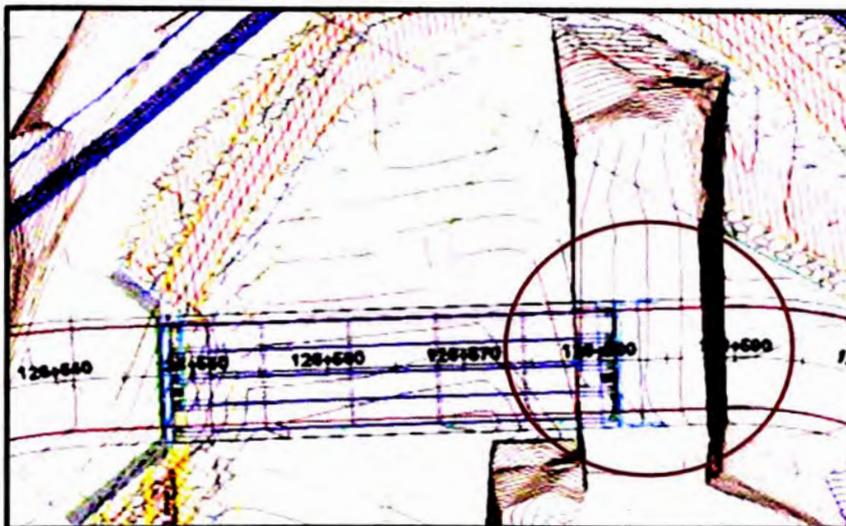


Figura 1.3 Frentes de trabajo – Túnel en Roca Viroc.
El túnel se indica con el círculo de borde rojo.

B. Sección Transversal del Túnel

Respecto a la sección del túnel, este mismo, presenta las siguientes dimensiones:

- Hastiales: 2.714 m
- Base o Solado: 10.00 m
- Bóveda circular con radio 5.282m , con centro en el eje de la sección a 2.072m del solado (piso).
- Peralte: 3%

Estas dimensiones permiten incluir una plataforma con dos carriles de 4.20m de ancho (3.30m de vía y 0.90m de berma). Debido al peralte recomendado, que tiene el sentido de derecha a izquierda, se diseña una cuneta rectangular con tapa (ancho de 0.50m), en el lado izquierdo de la vía, así como un bordillo de concreto en el lado derecho de la vía, lo que optimizará el sistema de drenaje en la sección.

Toda el agua recolectada de los taludes, filtraciones y/o calzada, proveniente de las precipitaciones o de algún flujo subterráneo, descargarán en la cuneta rectangular, ubicado al lado izquierdo de la vía, que a su vez conducirá los flujos de agua hacia el cauce del río, mediante un canal de entrega. Este drenaje será integrado al sistema de drenaje de la carretera.

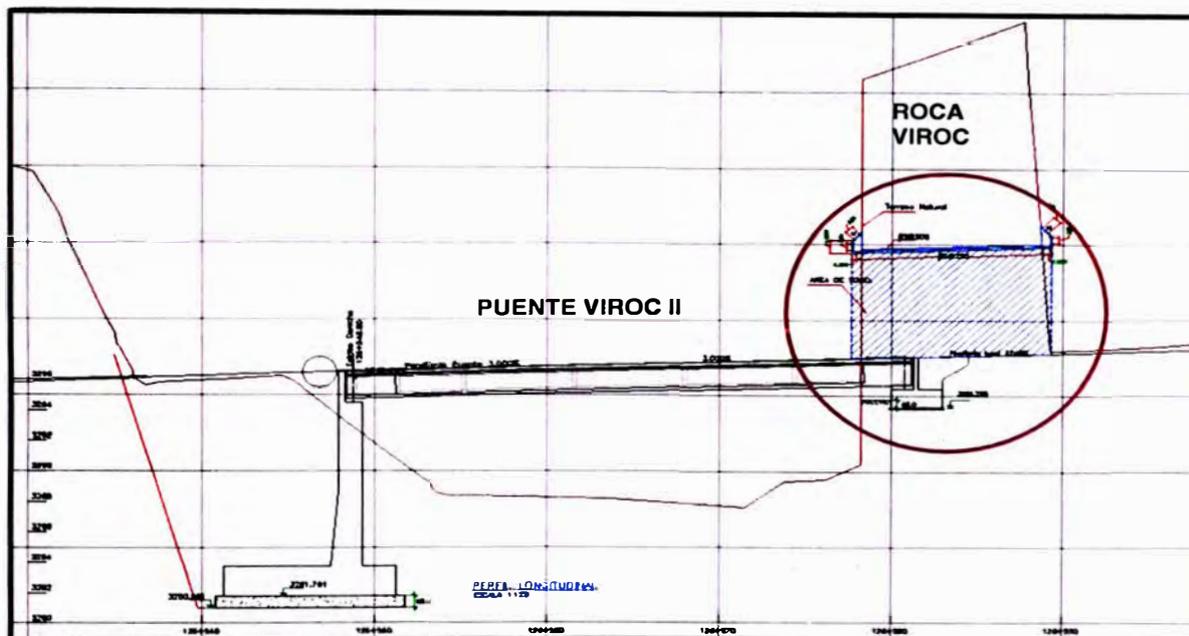


Figura 1.5 Falso Túnel marcado por el círculo de borde rojo.

1.4.2 Puente Viroc II

Horizontalmente, el Túnel se extiende en dirección Sur Oeste (SW) hacia el NorEste (NE). La longitud aproximada del puente resulta ser de 32.90m, e inicia en la progresiva Km. 126+546 hasta el Km. 126+578 (Ver Figura 1.6). Las características geométricas de diseño en el trazado del puente desde la entrada a la salida serán:

Puente Viroc II

- Curva Entrada L=00.00 m
- Recta L= 35.75 m
- Curva Salida L= 00.00 m
- Longitud Puente: L= 32.90 m

La dirección de tráfico en el puente es bidireccional (SW – NE en subida y NE – SW en bajada).

Antes del ingreso del puente, se presenta una curva horizontal de 40m de radio, y una longitud de arco igual a 35.32m, teniendo el PC en el Km. 126+507.45 y el PT en el Km. 126+542.78 y saliendo del túnel se presenta una curva horizontal de 30m de radio, y una longitud de arco igual a 26.22m, teniendo el PC en el Km. 126+589.03 y el PT en el Km. 126+615.25. Por lo tanto, si añadimos la longitud del puente (32.90m) y la longitud del túnel (11.0m), obtenemos una distancia de recorrido igual a 105.44m en un tramo que presenta dos curvas de radio mínimo y longitudes de curva muy cortas, por lo que se recomienda mantener un peralte constante (3%) en el tramo tangente, de acuerdo a las curvas presentadas; de esta manera, se busca obtener una sensación de continuidad para los conductores, durante el viaje que se recorre.

A. Sección Transversal del puente

Respecto a la sección del puente, este mismo, presenta las siguientes dimensiones:

- Luz: 32.90 m
- Ancho de tablero: 10.50 m
- Vigas principales: 05 vigas (h=1.60m)
- Peralte: 3%

Estas dimensiones permiten incluir una plataforma con dos carriles de 4.20m de ancho (3.30m de vía y 0.90m de berma). Debido al peralte recomendado, que tiene el sentido de derecha a izquierda, se hace necesario considerar tuberías PVC Ø 4", para el drenaje transversal y descargar por tuberías longitudinales, ubicados por debajo de la vereda, en el lado izquierdo de la vía.

Se observa además, la inclusión de barandas metálicas en ambos lados del tablero (Ver Figura 1.7).

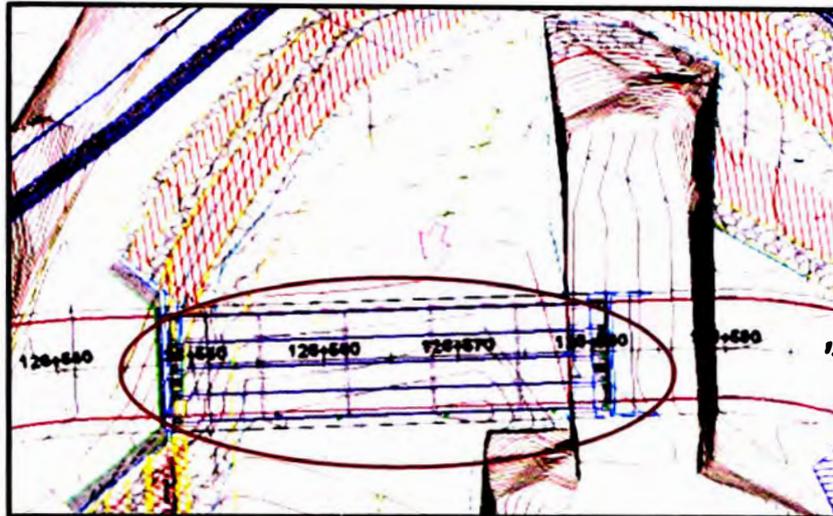


Figura 1.6 Frentes de trabajo – Puente Viroc II.
El puente se indica con la elipse de borde rojo.

El detalle de la sección transversal, se grafica en la Figura 1.7 (Ver más detalles en Lamina V2-E01).

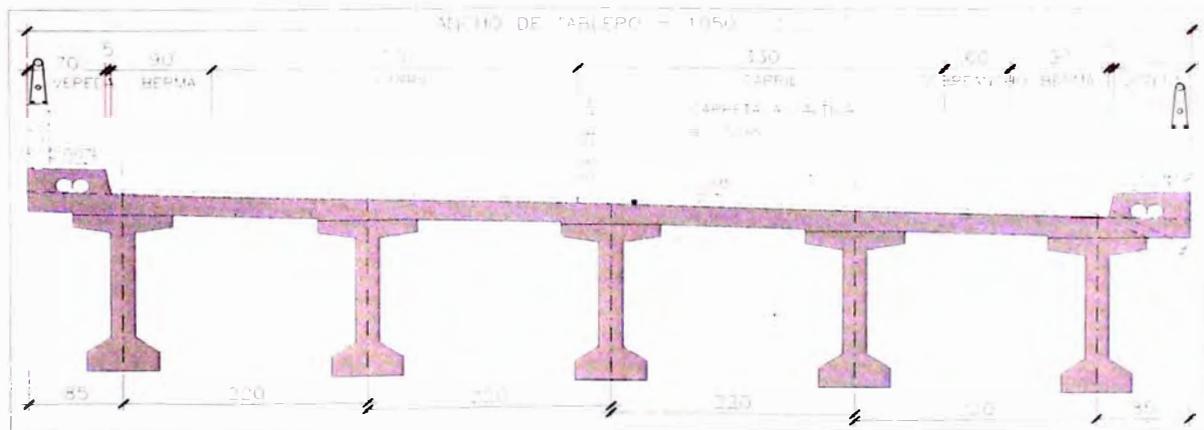


Figura 1.7 Sección típica del Puente Viroc II.

B. Subestructura

El Puente Viroc II, contempla un diseño particular con los estribos, sobre todo con el estribo izquierdo, que se encuentra directamente apoyada en la Roca Viroc, presentando dimensiones muy diferentes a los estribos convencionales.

La altura del estribo mencionado será de 3.20m de altura, de concreto armado de resistencia $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, adicionalmente un solado de nivelación de 0.10m de espesor de concreto simple de resistencia $f'_c = 140 \text{ kg/cm}^2$.

El estribo derecho del puente, presenta 14.8m de altura, de concreto armado de resistencia $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, adicionalmente un falsa zapata de 0.80m de espesor de concreto simple de resistencia $f'_c = 140 \text{ kg/cm}^2$. La altura del estribo incluye los 2.0m de altura de zapata (Ver Figura 1.8, para mas detalle ver Lámina V2-E02). Este estribo, considera geocompuesto de drenaje apoyado sobre el área interior de la estructura que se encuentra en contacto con el material de relleno, el agua atrapada en el geocompuesto es recolectada hacia una tubería longitudinal PVC de $\varnothing 6''$, para terminar descargando transversalmente hacia el exterior mediante una serie de tuberías PVC $\varnothing 4''$, espaciadas uniformemente, de acuerdo al ancho del estribo y a la cantidad de agua que se proyecta evacuar.

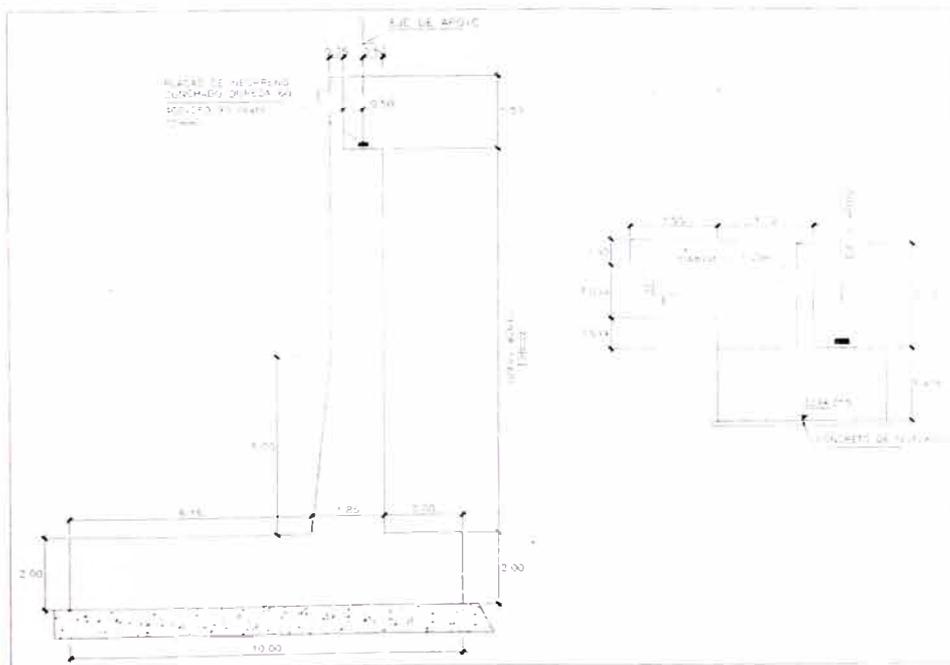


Figura 1.8 Estribos del Puente Viroc II.

Adicionalmente, se contempla el recubrimiento con pintura bituminosa de toda la superficie interior de concreto que se encuentra en contacto directo con el material de relleno.

C. Superestructura

En cuanto a la superestructura, el Puente Viroc II presenta una losa de concreto armado de resistencia $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ y 0.20m de espesor.

Adicionalmente, se presenta veredas y parapetos en ambos extremos del tablero, siendo de concreto armado con resistencia $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$. Las veredas medirán 0.70m de ancho y 0.25m de altura, mientras que los parapetos medirán 0.20m de ancho y 0.65m de altura (Ver Figura 1.9).

Respecto a las vigas principales, se dispondrán de 05 vigas postensadas de altura igual a 1.60m, de concreto armado de resistencia $f'_c = 450 \text{ kg/cm}^2$ (Ver Figura 1.10).

Asimismo, el diseño del puente presenta 06 vigas transversales de altura igual a 1.40m, de concreto armado de resistencia $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (Ver Figura 1.10).

Por último, se contempla en el diseño la colocación de barandas metálicas sobre los parapetos en ambos extremos del tablero. Estas barandas serán tuberías STD de $\varnothing 3''$ en la fila superior y tubos STD $\varnothing 2''$ en la fila inferior, sostenidas por planchas metálicas que se encuentran empernadas sobre la base superior del parapeto, tal como se detalla en la Figura 1.11 (Para mas detalles ver Figuras V2-E06 y V2-10).

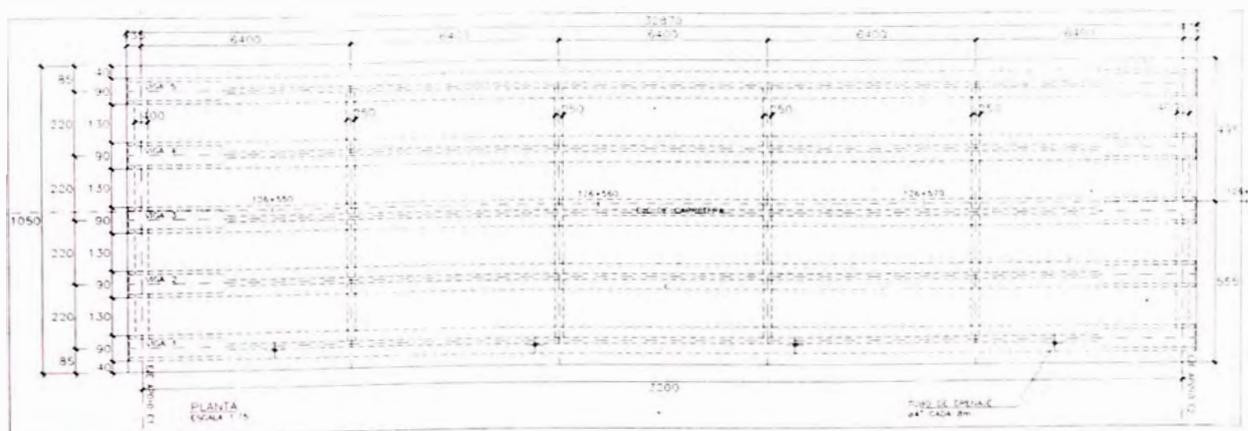


Figura 1.9 Losa del Puente Viroc II.

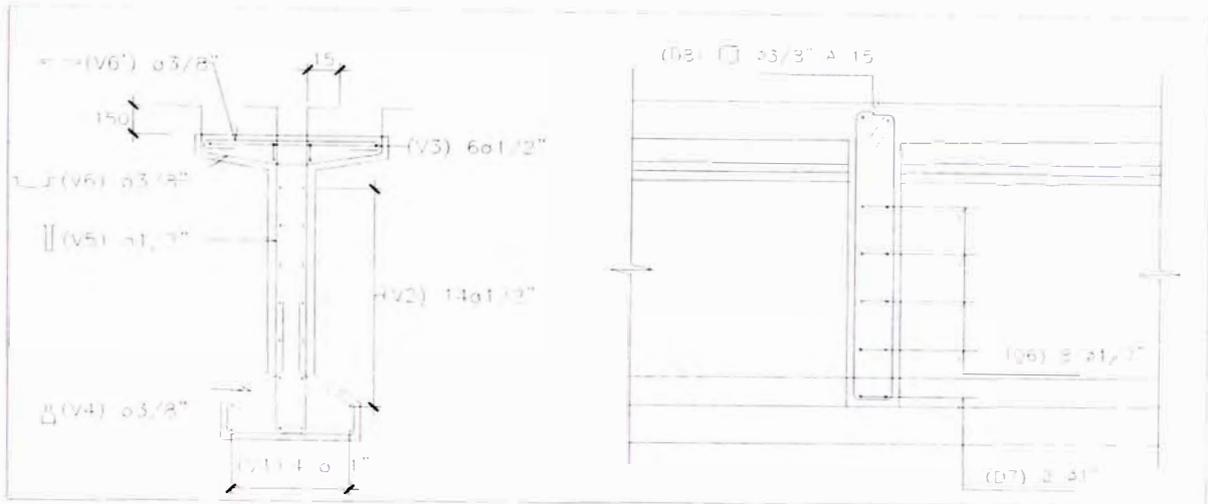


Figura 1.10 Viga principal y transversal

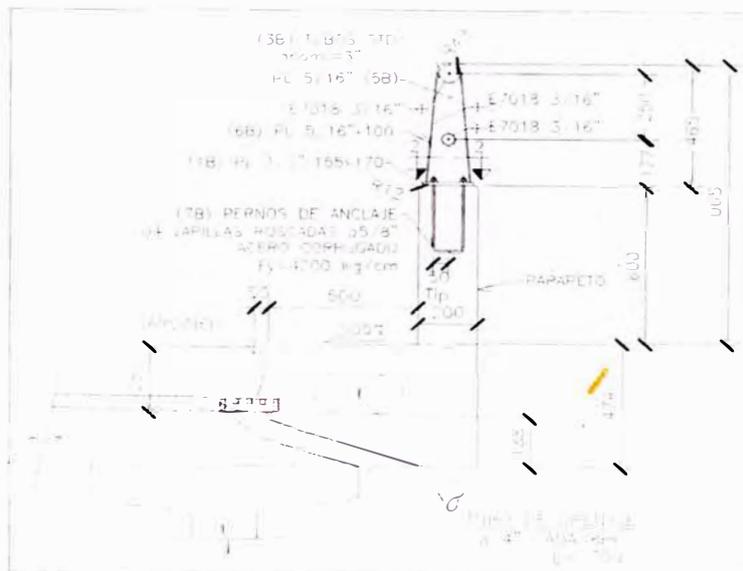


Figura 1.11 Detalle de baranda metálica

1.4.3 Enrocado de Protección

El enrocado diseñado para este sector, tiene la finalidad de contrarrestar los altos efectos negativos de la erosión del río sobre el talud de la plataforma existente. Debido a las altas velocidades del flujo del río por el estrechamiento que existe en un extremo de la Roca Viroc y la plataforma.

En la Figura 1.12, se aprecia el enrocado con áreas de color rojo y sombreado tipo empedrado. El diseño, contempla la protección desde la curva de ingreso en la margen izquierda del río hasta llegar a la roca Viroc, de ahí la protección se encuentra en ambas márgenes del río y llega hasta la progresiva Km. 126+130,

donde la distancia entre el cauce del río y el hombro de la vía es la suficiente, como para no considerar riesgos de erosión.

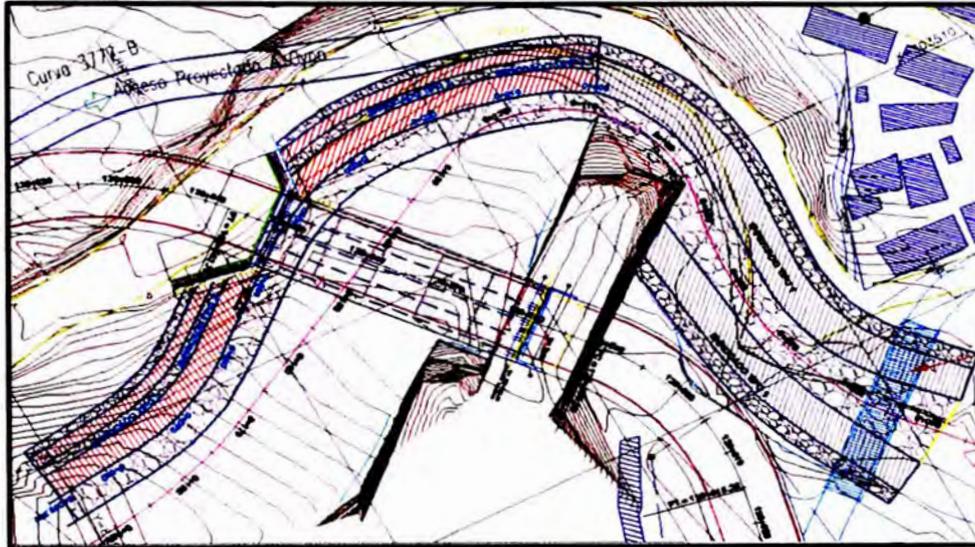


Figura 1.12 Frente de trabajo: Enrocado de Protección

El las Figuras 1.13a y 1.13b se aprecian detalles del enrocado de protección.

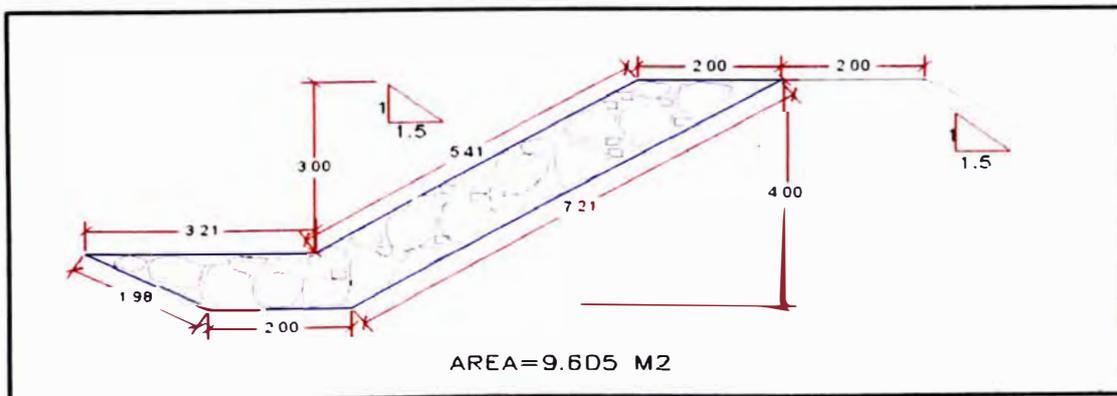


Figura 1.13a Sección típica de Enrocado de Protección - Puente Viroc II

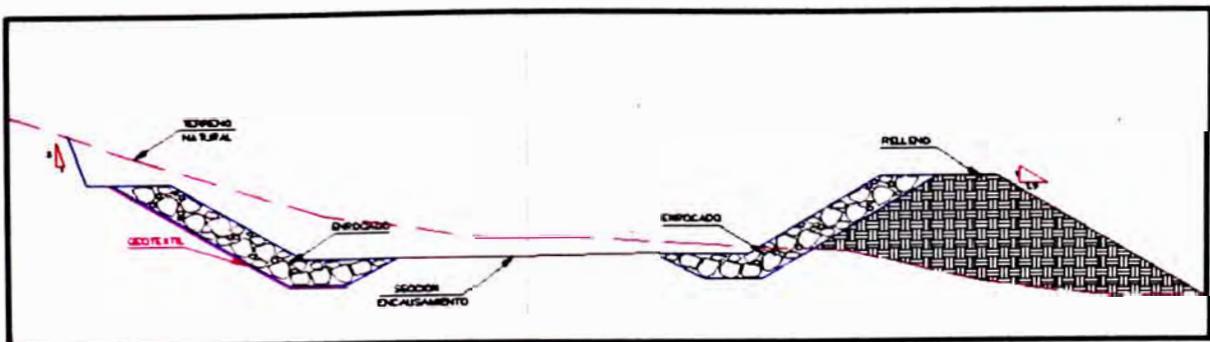


Figura 1.13b Sección típica de Enrocado de Protección - Puente Viroc II

CAPÍTULO II.- EXPEDIENTE TÉCNICO

2.1 TOPOGRAFÍA

El levantamiento topográfico ha sido efectuado considerando los términos de referencia del estudio. Se ha levantado la zona de incidencia del puente, y la quebrada con una longitud adecuada aguas arriba y aguas abajo del cauce de la quebrada.

Los estudios topográficos, permitieron determinar todas las dimensiones del puente Viroc II, así como la longitud del tablero. Asimismo, en los planos de planta, se describen los nuevos elementos de curva que forman parte de la nueva variante del trazo de la carretera y que pertenecen a todo los frentes de trabajo para el Puente Viroc II.

2.2 Geodesia

Para la adopción del sistema de coordenadas UTM (WGS-84) se requirió de dos puntos de posicionamiento establecidos por el Instituto Geográfico Nacional, situados en el área de trabajo que son los siguientes:

- ESTACION CHURÍN (2001) Situado en Plaza de Armas de Churín
- ESTACION OYÓN(2004) Situado en Plaza de Armas de Oyón

2.3 INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA

Los trabajos de investigación efectuados en el área donde se cimentará la estructura del Puente Viroc II, realizados por encargo del Consorcio Churín II; y que forma parte del proyecto de “Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Churín – Oyón, Tramo I: Churín Km 131” son descritos a continuación.

2.3.1 TRABAJOS DE CAMPO

Con la finalidad de determinar las condiciones geotécnicas del terreno de fundación sobre el cual estarán emplazadas las subestructuras (estribos) del Puente; se procedió a realizar trabajos de campo, que describirán las características de superficie y subsuelo con el propósito de conocer las propiedades físico-mecánicas y dinámicas del terreno, identificando el tipo de suelo, sus características de resistencia y deformación que servirán para el

análisis de cimentación del futuro puente. Para cumplir con el objetivo se realizó los siguientes trabajos:

- Excavación de calicatas
- Perforación diamantina
- Ensayo de refracción sísmica

A. Excavación de calicatas

Con el objeto de identificar los diferentes estratos del suelo y su composición, se ejecutaron excavaciones con maquinaria a cielo abierto (calicatas, Ver Figura 2.1).

En cada una de las calicatas se realizaron los registros de excavación de acuerdo a la norma ASTM D-2488. Se tomaron muestras disturbadas para la ejecución de ensayos estándar de clasificación de suelos y ensayos químicos, para lo cual cada muestra fue identificada y embalada en bolsas de polietileno las que fueron remitidas al laboratorio. En el área prevista para el emplazamiento del puente se ha ejecutado un total de 02 calicatas. Ver Cuadro N° 2.1



Figura 2.1 Excavación de calicata

Cuadro N° 2.1
Calicatas realizadas

Calicatas	Profundidad (m)	Nivel Freático (m)	Ubicación
C - 01	6,0	1,10	Estribo derecho, nueva ubicación.
C - 02	6,0	1,20	Estribo derecho, nueva ubicación.

B. Perforación Diamantina

Con el objeto de investigar la estructura del subsuelo, se ha ejecutado una (1) perforación diamantina denominada Sondeo N°P-1 ubicado en el estribo derecho del puente.(Ver Cuadro N° 2.2).

La exploración del subsuelo se realizó mediante sondeos diamantinos con recuperación continua de testigos (Ver Figura 2.2).



Figura 2.2 Perforación diamantina

Cuadro N° 2.2
Resumen de las perforaciones ejecutadas

Ubicación	Sondaje	Coordenadas		Longitud de Perforación
		Este	Norte	
Estribo derecho del puente Viroc IIKM 131+000	PD-1	303500.164	8818232.011	20,00

X: 303500.164, Y: 8818232.011, Z: 3288.40

C. Ensayo de refracción sísmica

Continuando con las investigaciones básicas, se ha realizado el ensayo de Refracción Sísmica en la zona donde se ubicará el futuro puente, con la finalidad de determinar la profundidad del basamento rocoso, la potencia del depósito aluvial, las propiedades dinámicas de los diferentes estratos, pudiendo de esta manera definir los parámetros necesarios para el cálculo de la capacidad portante. Así mismo este estudio permitirá definir las características geotécnicas del suelo de cimentación. (Ver Figura 2.3)

Las ubicaciones de las líneas de tendido para el ensayo de refracción sísmica se realizaron en las zonas donde se ubicarán cada uno de los estribos del puente, teniendo en cuenta la superficie topográfica del terreno y las condiciones geológicas de la zona. Ver Cuadro N° 2.3.



Figura 2.3 Refracción sísmica

Cuadro N° 2.3

Resumen del ensayo de refracción sísmica realizados en la zona del puente

LÍNEA	LONGITUD(m)	OBSERVACIONES
LS - 01	75	Estribo izquierdo, Puente antiguo
LS - 02	100	Estribo izquierdo, Puente antiguo
LS - 03	75	Estribo derecho nueva ubicación
LS - 04	75	Estribo derecho nueva ubicación
LS - 05	75	Estribo derecho nueva ubicación
TOTAL	400	

La zona del estribo izquierdo (puente antiguo), fue evaluado por la líneas LS-01 y LS-02; en ella se observa que el suelo de fundación está conformado por depósitos cuaternarios relativamente sueltos con una velocidad V_p entre 500 y 750 m/s hasta una profundidad de 5 a 10m seguida por el mismo depósito con una compacidad mayor con una velocidad V_p 1170m/s a 1228m/s; finalmente se identifica en profundidad un estrato compacto con una velocidad V_p de 1600m/s.

De igual forma fue evaluado el estribo derecho de la ubicación del nuevo puente, donde se identifica la siguiente estratigrafía: El primer estrato está conformado por el depósito aluvial suelto (arena pobremente gradada con grava) con velocidades V_p entre 690 y 900 m/s, alcanzando una profundidad entre 2 y 5 m; por debajo de este estrato se identifica al depósito aluvial más compacto, con velocidades V_p entre 1420 y 1668 m/s, con una profundidad que varía de 5 a 10 m; subyaciendo a este estrato continúa el material aluvial aparentemente con presencia de bloques y muy compacto con velocidades V_p 1800 y 2600 m/s.

El Cuadro N°2.4 resume los resultados obtenidos en cada una de las líneas:

Cuadro N° 2.4
Ensayo de Refracción Sísmica en cada una de las líneas realizadas

LÍNEA	ESTRATO	V_p (m/s)	TIPO DE SUELO
LS-01-01	1	577	Relleno
	2	1228	Depósito aluvial
	3	1691	Depósito aluvial
LS-02-01	1	732	Relleno
	2	1176	Depósito aluvial
	3	1611	Depósito aluvial
LS-03-01	1	900	Depósito aluvial suelto
	2	1426	Depósito aluvial
	3	1830	Depósito aluvial compacto
LS-04-01	1	690	Depósito aluvial suelto
	2	1554	Depósito aluvial
	3	2017	Depósito aluvial compacto
LS-05-01	1	854	Depósito aluvial suelto
	2	1668	Depósito aluvial
	3	2697	Depósito aluvial compacto

2.3.2 ENSAYOS DE LABORATORIO

A. Ensayos estándar

Con las muestras alteradas obtenidas de las calicatas y trincheras, se realizaron ensayos estándar de clasificación de suelos y de propiedades físicas consistentes en: análisis granulométrico por tamizado, límites de Atterberg (líquido y plástico) y el contenido de humedad.

En el Cuadro N° 2.5 se presenta un resumen de los resultados de los ensayos estándar realizados.

Cuadro N° 2.5

Ensayos estándar de clasificación de suelos

Sondaje	Muestra	Granulometría (%)			Límites (%)			C. H. (%)	Clasificación SUCS
		Grava	Arena	Finos	L.L.	L.P.	IP		
C-1	M-1	54,7	32,3	13,0	27	17	10	13,8	GC
	M-2	60,7	27,9	11,4	26	17	9	13,0	GW-GC

L.L. : Límite líquido

L.P. : Límite plástico

C.H. : Contenido de humedad

B. Ensayos Químicos

Con la finalidad de estimar el grado de agresividad del suelo hacia las estructuras de concreto y acero proyectadas se realizaron los ensayos químicos consistente en determinación en partes por millón de Sales Solubles Totales, Cloruros, Sulfatos en las muestra obtenidas de las calicatas.

Cuadro N° 2.6

Resultados de Ensayos Químicos

Ubicación	Profundidad (m)	Sales Solubles Totales (ppm)	Cloruros (ppm)	Sulfatos (ppm)
C-1	3,7 -- 4,00	414,00	20,00	82,00
C-2	6,00	284,00	<10	101,00

En base a los resultados del análisis químico de las muestras M-1 de la calicata C-1 y M-2 de la calicata C-2 (Cuadro N° 2.6) y según la evaluación del Cuadro N° 2.7 "Límites Permisibles" en que se presentan las cantidades en partes por millón (p.p.m) de sulfatos, cloruros y sales solubles totales, así como el grado de alteración y las observaciones del ataque a las armaduras y al concreto, se da las recomendaciones necesarias para la protección de la cimentación del ataque químico de las muestras analizadas.

Cuadro N° 2.7
Limites permisibles

Presencia en el Suelo de:	p.p.m	Grado de Alteración	Observaciones
*Sulfatos	0-1000 1000-2000 2000-20,000 >20,000	Leve Moderado Severo Muy Severo	Ocasiona un ataque químico al concreto de la cimentación
**Cloruros	>6,000	Perjudicial	Ocasiona problemas de corrosión de armaduras o elementos metálicos.
**Sales Soluble totales	>15,000	Perjudicial	Ocasiona problemas de pérdida de resistencia mecánica por problema de lixiviación

* Comité ACI 318-83

** Experiencia existente

Con respecto a la cantidad en p.p.m de sulfatos, existen tolerancias permisibles que se encuentran en el Reglamento Nacional de Edificaciones, los valores obtenidos en los ensayos de laboratorio indican grado de alteración considerado como “leve”; por lo que se procedió a utilizar cemento Portland Tipo I.

Los cloruros producen corrosión a estructuras metálicas, al refuerzo de acero del concreto, etc. Con respecto a la cantidad en p.p.m de cloruros en las muestras de suelo analizados, los valores obtenidos de los ensayos de laboratorio indican que se encuentran dentro de los límites permisibles, por lo que no es necesario proteger la estructura.

Con respecto a las sales solubles totales, los valores obtenidos de los ensayos químicos en las muestras indican dentro de límites permisibles; por lo que no es necesario tomar las medidas necesarias para evitar la pérdida de resistencia mecánica por problemas de lixiviación.

C. Ensayos de corte directo

El ensayo de corte directo se realiza con el objetivo principal de determinar el valor de la cohesión, así como el ángulo de fricción interna de un suelo sometido a esfuerzo cortante.

Se realizó el ensayo con la matriz envolvente del material aluvial (suelo predominante que se encuentra en el lecho del río), obteniendo los parámetros geotécnicos mostrados en el Cuadro N° 2.8.

Cuadro N° 2.8
Ensayo de Corte Directo

Ubicación	Profundidad	Angulo de fricción Interno(°)	Cohesión (Kg/cm ²)
C-1 / M-1	3,70-4,00	40,5	0,19

2.4 ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN DEL PUENTE

Se presenta el análisis de cimentación para el estribo derecho del Puente Viroc II, desarrollado sobre la base de los resultados de la evaluación geotécnica, dicho estribo se cimentará en material aluvial con presencia de bloques.

Profundidad de la cimentación

Tomando en cuenta las características geotécnicas de los suelos encontrados en las investigaciones de campo y laboratorio, las dimensiones de las estructuras proyectadas y los niveles de carga impuestas por estas últimas, se determinó que la profundidad mínima de cimentación sea 2,00m a partir del nivel de socavación, con la finalidad de proporcionar a la cimentación un soporte y confinamiento adecuado.

Determinación de los parámetros de resistencia

Los parámetros de resistencia del material involucrado en la determinación de la capacidad admisible, es decir, el ángulo de fricción interna (ϕ) y la cohesión (c), han sido determinados de los resultados de los ensayos de corte directo y la granulometría del material.

En el Cuadro N° 2.9 se presenta los parámetros de resistencia utilizados en el cálculo de la capacidad admisible del terreno.

Cuadro N° 2.9
Resumen de los parámetros de resistencia

	Aluvional	Aluvional	Aluvional	Aluvional	Aluvional
	S	S	S	S	S
D_f	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5
C	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
C_r	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
ϕ	39,1	39,1	39,1	39,1	39,1
ϕ_f	28,6	28,6	28,6	28,6	28,6
λ	27,4	27,4	27,4	27,4	27,4
γ_m	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
γ_m	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
E_s	700,0	700,0	700,0	700,0	700,0
K_{v1}	9,1	9,1	9,1	9,1	9,1
K_A	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23
K_P	4,41	4,41	4,41	4,41	4,41

Descripción Suelo de Cimentación

Existe Falla Local (S/N)

Profundidad de Cimentación	D_f
Cohesión	C
Cohesión falla local	C_r
Angulo de fricción	ϕ
Angulo de Fricción falla Local	ϕ_f
Angulo de Arrancamiento	λ
Peso unitario del suelo sobre el nivel de fundación	γ_m
Peso unitario del suelo bajo el nivel de fundación	γ_m
Módulo de Elasticidad	E_s
Coefficiente de Balasto	K_{v1}
Coefficiente de Rankine para la presión activa	K_A
Coefficiente de Rankine para la presión pasiva	K_P

2.4.1 CÁLCULO DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE EN SUELO

Se realizará los cálculos de la capacidad admisible del terreno considerando varios anchos de cimentación.

2.4.1.1 Capacidad admisible por asentamiento

Se ha adoptado el criterio de limitar el asentamiento de la cimentación a la relación de distorsión angular de L/500, por el tipo de cimentación. Lambe (1994) pág. 216; considerando una longitud de 32m del puente se tiene un asentamiento permisible de 6,4cm.

Para el cálculo del asentamiento se ha considerado las siguientes relaciones:

$$S_i = \frac{q_{ad} B (1 - u^2)}{E_s} I_f \qquad I_f = \sqrt{\frac{L}{Bz}}$$

Donde:

- S_i : Asentamiento producido en cm
- u : Coeficiente de Poisson = 0,30
- I_f : Factor de forma (cm/m)
- E_s : Módulo de elasticidad (t/m²)
- q_{ad} : Capacidad admisible (t/m²)
- B : Ancho de la cimentación
- L : Longitud de la cimentación
- B_z : Parámetro en función de las dimensiones de la cimentación

Teniendo en cuenta la metodología del asentamiento y los parámetros considerados, se obtiene los resultados mostrados en el Cuadro N° 2.10.

Cuadro N°2.10
Cálculo de la capacidad admisible por asentamiento

MATERIAL	Df	Cimentación Cuadrada - Estribo Derecho					γ (g/cm ³)	C (Kg/cm ²)	ϕ (°)	E_s (Kg/cm ²)	
		q_{adm} (kg/cm ²)									
	$\phi \times L$	6 x 6	7 x 7	8 x 8	9 x 9	10 x 10	11 x 11				
Aluvional	1,5	2,4	2,6	2,7	2,9	3,1	3,3	1,10	0,00	39,1	700
Aluvional	2,0	2,8	3,0	3,2	3,4	3,5	3,7	1,10	0,00	39,1	700
Aluvional	2,5	3,3	3,4	3,6	3,8	4,0	4,1	1,10	0,00	39,1	700
Aluvional	3,0	3,7	3,9	4,1	4,2	4,4	4,6	1,10	0,00	39,1	700
Aluvional	3,5	4,2	4,3	4,5	4,7	4,9	4,7	1,10	0,00	39,1	700

Df= Profundidad de cimentación (medido desde el nivel de piso terminado)

Donde:

D_f : Profundidad de cimentación

E: Módulo de elasticidad

q_{ad} : Capacidad admisible controlado por asentamiento permisible

S_i : Asentamiento probable.

En la Figura 2.4 se muestra la relación existente entre la capacidad admisible y la profundidad.

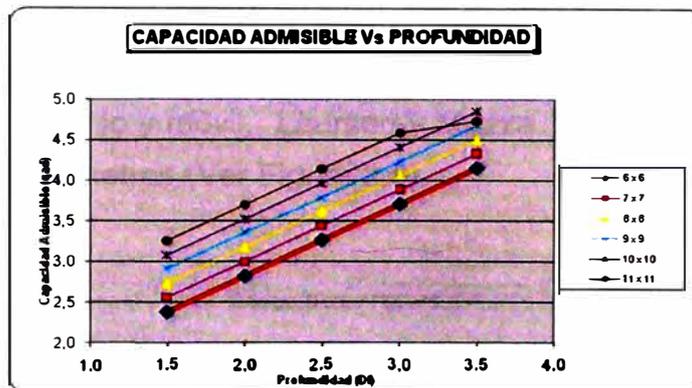


Figura 2.4 Capacidad admisible vs Profundidad

2.5 DISEÑO HIDRÁULICO

Uno de los aspectos de alto riesgo en la estabilidad de puentes, son las socavaciones, que están íntimamente ligadas a las características de los ríos.

La determinación de la cota de fundación, es una tarea compleja, y difícil. Si bien se tiene información sobre el tema, esta es apenas referencial, depende de muchas variables y ocurrencias durante las propias crecidas.

2.5.1 Procedimiento de cálculo hidráulico.

Los cálculos hidráulicos se han realizado en función de información de hidrología existente, fueron tomados los caudales de diseño del estudio definitivo de la carretera Churín Oyón ejecutado por la empresa consultora Badallsa Ings. La topografía del cauce del río y del trazo de túnel fue proporcionado por el Contratista de obra.

Sobre la base de la información arriba mencionada para los cálculos hidráulicos se ha empleado modelos matemáticos (fórmulas) en hoja Excel y el programa

HECRAS 4.1.0 (River Analysis System) del cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos. En la Figura 2.5 puede se muestra una vista de socavación en los estribos del puente.

En el cálculo de socavaciones generales se han empleado las fórmulas siguientes: Blench para determinar el ancho de equilibrio, socavación generalizada por la ecuación de Straub y Laursen y el modelo de Lischtván-Lebediev (Ver Figura 2.7).

En el cálculo se socavaciones locales se emplearon las fórmulas de Hire, Froehlich para cauce fijo y móvil, Laursen y Mazza. El valor de socavación total adoptada es de 3,46 metros (Ver Figura 2.8).

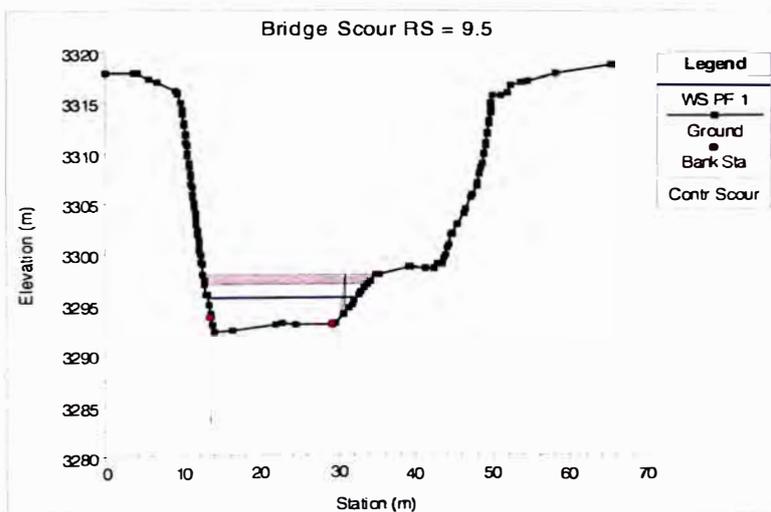


Figura 2.5 Vista de socavación en los estribos del puente.

Hydraulic Design Data
Contraction Scour

		Left	Channel	Right
Input Data	Average Depth (m):	1	1	1
	Approach Velocity (m/s):	1.4	5.57	2.78
	Br Average Depth (m):	1	1	1
	BR Opening Flow (m ³ /s):	20	122	80
	BR Top WD (m):	0.5	15.56	2.77
	Grain Size D50 (mm):	7.5	7.5	7.5
	Approach Flow (m ³ /s):	3.08	227.3	11.61
	Approach Top WD (m):	1.92	12.54	2.48
	K1 Coefficient:	0.64	0.64	0.64
Results	Scour Depth Ys (m):	10.76	0	3.87
	Critical Velocity (m/s):	1.21	1.21	1.21
	Equation:	Live	Live	Live

Figura 2.6 Vista de socavación en los estribos del puente.

RECOMENDACIÓN:

La profundidad de socavación estimada para el estribo derecho es de 3,87 metros (Ver Figura 2.6), se recomienda una profundidad de cimentación mayor a 4,60 metros. Sin embargo, la profundidad de cimentación para el estribo dependerá de la capacidad de carga del suelo.

CÁLCULO DE SOCAVACIÓN GENERAL EN PUENTE VIROC 2

Parámetros de la sección

S _o	D ₅₀ mm	D ₉₀ mm	B cauce	trante m	Q m ³ /s	Tretorno
0.25	7.5	40.0	30	3.45	242	100
0.25	7.5	40.0	30	3.52	242	100

vel	3/8	1/4				
4.95	9.525	6.35	14	0.244346	0.249328003	
4.78						

ANCHO DE EQUILIBRIO B FÓRMULA DE BLENCHE (1969)

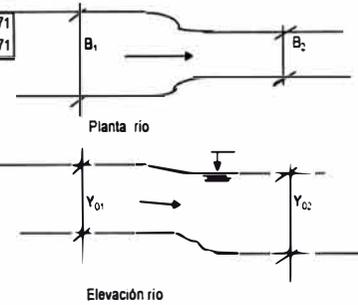
cauce de arena $B = 14.14 Q^{0.5} D_{50}^{-0.25} F_s^{-0.50}$
 $y = 0.38 q^{0.67} D_{50}^{-0.17}$

cauce de grava $B = 3.26 Q^{0.5}$
 $y = 0.47 q^{0.60} D_{90}^{-0.12}$

Cauce cohesivos $y = 51.4 n^{0.86} q^{0.86} T_c^{-0.43}$

B, ancho medio del cauce en metros
 y, tirante de flujo en metros
 Q, caudal permanente equivalente al cauce principal lleno
 D50 o D90 diámetro medio o diámetro que pasa 90 % del análisis granulométrico
 F_s, factor de material de onla. F_s = 0.1 arena limosas. F_s = 0.2 limas arcillas. F_s = 0.3 suelos cohesivos
 q, caudal unitario en m³/s/m cauce principal lleno
 T_c, fuerza tractiva critica en N/m²

Caudal Q	D ₅₀	D ₉₀	F _s	Q ^{0.5}	D ₅₀ ^{-0.25}	F _s ^{-0.50}	B
m ³ / s	m	m					m
242	0.0075	0.04	0.2	15.56	0.29	2.24	50.71
242	0.0075	0.04	0.2	15.56	0.29	2.24	50.71



SOCAVACIÓN GENERALIZADA FORMULAS DE STRAUB Y LAURSEN (1975)

$\Delta = y_{02} - y_{01}$ $y_{02} / y_{01} = (B_1 / B_2)^{\alpha}$
 B₁ = ancho del cauce del río aguas arriba del puente
 B₂ = ancho del cauce del río en eje del puente = Luz-n°d pilar
 $\alpha = 0.64$
 L = 20 luz puente- n° pilar
 $y_{01} = Q^{2/3} s^{1/2} (B_1 y_{01}) / n$
 $s = 0.25$ $s = 0.25$
 $n = 0.030$ $n = 0.030$

Caudal Q	n	s	B ₁	y ₀₁	y ₀₁ ^{2/3}	s ^{1/2}	B ₁ y ₀₁	V	Q	α	B ₁	B ₂	(B ₁ / B ₂) ^α	y ₀₂ = y ₀₁ (B ₁ / B ₂) ^α	Δ = y ₀₂ - y ₀₁
m ³ /s			m	m				m/s			m	m			
242	0.030	0.25	30.00	0.65	0.750	0.5000	19.5	12.51	244	0.64	30.0	20	1.296	0.843	0.193
242	0.030	0.25	30.00	0.65	0.750	0.5000	19.5	12.51	244	0.64	30.0	20	1.296	0.843	0.193

Socavación > 0.193

Método de Lichtvan-Lebediev (socavación general)

x	S _o	D ₅₀	Ancho	Caudal	Tirante	Coefficiente	Coefficiente	ds	1/(1+x)	Velocidad	Area	T Medio	h socav	
		mm	m	m ³ /s	m	α	β	m				dm	m	
0.32	0.2500	7.5	30	242	0.65	11.714	1	3.27	0.76	11.65	21	1.04	2.62	
0.32	0.2500	7.5	30	242	0.65	11.715	1	3.27	0.76	11.65	21	1.04	2.62	
													socavación	2.621

RESUMEN Socavación General en metros

	Tr	100	100
Straub Laursen		0.19	0.19
Lichtvan-Lebediev		2.62	2.62
promedio		1.41	1.41
desvstd		1.72	1.72

Figura 2.7. Cálculo de socavación general en puente Viroc II

CÁLCULO DE SOCAVACIÓN EN ESTRIBOS PUENTE VIROC

S _s	D ₅₀ mm	t _s kg m ⁻²	Ancho Cauce	tirante m	Q m ³ /s	T retorno años
0.25	7.5	862.5	30	3.45	60	100 arriba
0.25	7.5	880.0	30	3.52	61	100 abajo

Considerando la sección hidráulica de influencia en cada estribo, es aproximadamente 25% ancho de cauce de influencia en el estribo 25%

Socavación de estribos

Fórmula de HIRE $y_s = 7.27 y_1 K_1 K_2 F_r^{0.33}$ Lw 30.00 Lw/y₁ = 9 > 25 usar HIRE = 0 < 25 usar Froehlich

y ₁	K ₁	K ₂	B	V = Q / B y ₁	F _{r, cauce}	Q	y _s
3.45	0.82	0.55	30	0.58	0.100	60	5.26
3.52	0.82	0.55	30	0.57	0.097	61	5.32

Fórmula de Froehlich

Lecho móvil $y_s / y_1 = 2.27 K_1 K_2 (a' / y_1)^{0.43} F_r^{0.61}$

y ₁	K ₁	K ₂	B	V = Q / B y ₁	F _r	Q	a'	y _s
3.45	0.82	0.55	30	0.58	0.100	60	0.25	0.97
3.52	0.82	0.55	30	0.57	0.097	61	0.25	0.98

Lecho fijo

$y_s / y_1 = 0.78 K_1 K_2 (a' / y_1)^{0.63} F_r^{1.16} (y_1 / D_{50})^{0.43} G^{-1.87}$

y ₁	K ₁	K ₂	B	V = Q / B y ₁	F _r	Q	a'	D ₅₀	G	y _s
3.45	0.82	0.55	30	0.58	0.100	60	0.25	0.008	1	0.23
3.52	0.82	0.55	30	0.57	0.097	61	0.25	0.008	1	0.22

Fórmula de Laursen

Lecho fijo $a / y_1 = 2.75 (y_s / y_1) [(y_s / 11.5 y_1 + 1)^{7/6} / (t_s / t_c)^{0.5} - 1]$

y ₁	a	a/y ₁	y _s	y _s /y ₁	$(y_s / 11.5 y_1 + 1)^{7/6}$	t _s	t _c N ² m ⁻²	$(t_s / t_c)^{0.5}$	a/y ₁ calculado	d ₅₀ mm
3.45	6.6	1.913	1.082	0.314	1.021	88.010	862.500	0.319	1.895	7.5
3.52	6.6	1.875	1.086	0.309	1.021	89.796	880.000	0.319	1.863	7.5

valor tanteo

comparar colmn 3

Metodo de Mazza

$St / y_0 = P_q P_v P_z$

$ds = y_0 (P_q P_v P_z - 1)$

B	ancho del cauce aguas arriba del cauce	30
Bi	ancho del cauce en el eje del puente	20

Bv/B 0.67 grado de contracción de las aguas
 Qi/Q 17% % de gasto intersectado por cada estribo

d _s	y _n	P _q	P _v	P _z
3.60	3.45	2.43	0.84	1
3.67	3.52	2.43	0.84	1

RESUMEN SOCAVACIÓN EN ESTRIBOS metros

Método	100 years aguas arriba			100 years aguas abajo		
	GENERAL	LOCAL	TOTAL	GENERAL	LOCAL	TOTAL
Straub Laursen	0.19			0.19		
Lischvan-Lebediev	2.62			2.62		
Fórmula de HIRE		6.26			6.32	
Fórmula de Froehlich	0.97			0.98		
Fórmula de Laursen		1.08			1.09	
Metodo de Mazza		3.60			3.67	
Análisis valores						
Promedio	1.80	1.64		1.80	1.66	
Desviación standard	1.24	1.76		1.24	1.80	
Adoptado	1.80	1.64	3.43	1.80	1.66	3.46

Figura 2.8 Calculo de socavación en estribos puente Viroc

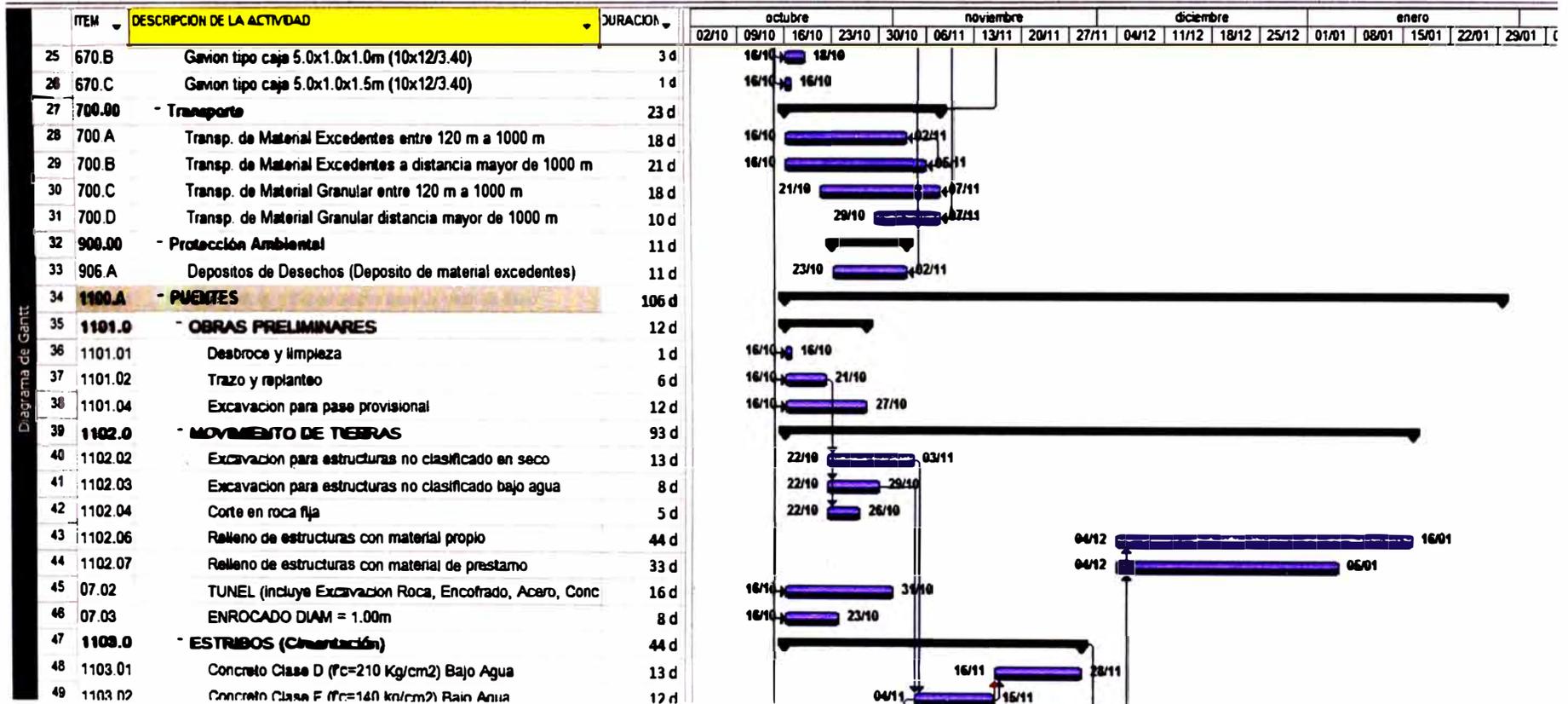
CAPÍTULO III.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

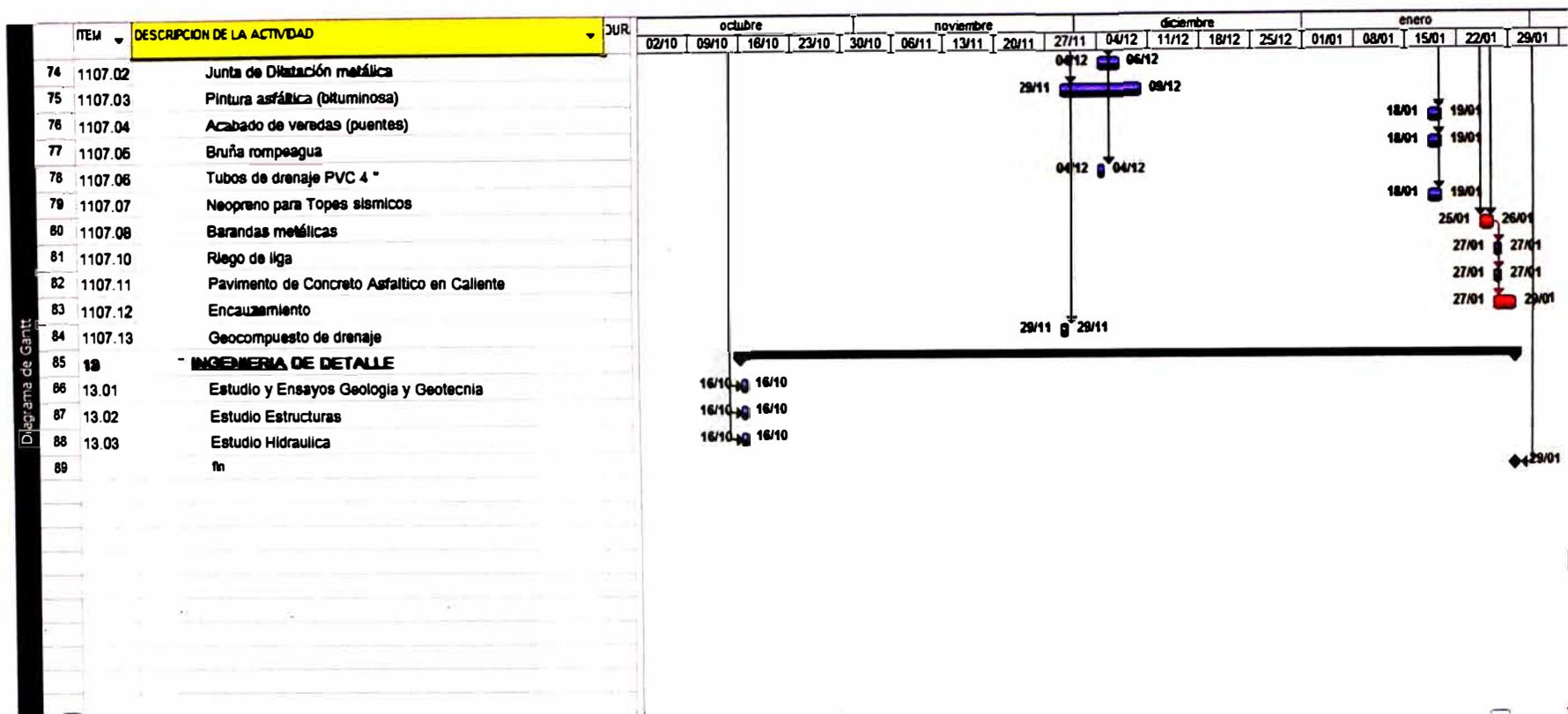
3.1 PARTIDAS Y PRESUPUESTO

ITEM.	DESCRIPCION DE PARTIDA	UND.	METRADO	P. U. REFER. S/.	PRESUPUESTO S/.
1100.A	PUENTES	GLB			2,186,393.17
1101.00	OBRAS PRELIMINARES				20,644.13
1101.01	Desbroce y limpieza	Ha	0.09	3,130.81	281.77
1101.02	Trazo y replanteo	m2	900.00	6.75	6,075.00
1101.04	Excavación para pase provisional	m3	2,790.50	5.12	14,287.36
1102.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS				453,683.68
1102.02	Excavación para estructuras no clasificado en seco	m3	2,446.75	13.71	33,544.94
1102.03	Excavación para estructuras no clasificado bajo agua	m3	2,389.20	17.42	41,619.86
1102.04	Corte en roca fija	m3	153.35	33.28	5,103.49
1102.06	Relleno de estructuras con material propio	m3	1,318.79	43.73	57,670.86
1102.07	Relleno de estructuras con material de préstamo	m3	879.20	81.22	71,408.30
07.02	TUNEL (incluye Excavación Roca, Encofrado, Acero, Concreto)	m3	579.68	258.09	149,609.61
07.03	ENROCADO DIAM = 1.00m	m3	907.43	104.39	94,726.62
1103.00	ESTRIBOS (Cimentación)				411,578.61
1103.01	Concreto Clase D ($f_c=210$ Kg/cm ²) Bajo Agua	m3	414.87	509.34	211,309.89
1103.02	Concreto Clase F ($f_c=140$ kg/cm ²) Bajo Agua	m3	182.96	470.38	86,059.28
1103.03	Encofrado y Desencofrado Cara No vista bajo agua	m2	151.57	162.77	24,670.25
1103.04	Acero de Refuerzo G-60, $f_y=4,200$ kg/cm ² (ASTM A615)	kg	21,420.86	4.18	89,539.19
1104.00	ESTRIBOS (Elevación)				419,484.18
1104.01	Concreto Clase D ($f_c=210$ kg/cm ²)	m3	223.06	293.97	65,572.95
1104.02	Concreto Clase D ($f_c=210$ Kg/cm ²) Bajo Agua	m3	195.11	509.34	99,377.33
1104.03	Encofrado y Desencofrado Cara No Vista en Seco	m2	205.01	62.94	12,903.33
1104.04	Encofrado y Desencofrado Cara No Vista Bajo Agua	m2	171.96	162.77	27,989.93
1104.05	Encofrado y Desencofrado Cara Vista en Seco	m2	250.53	72.40	18,138.37
1104.06	Encofrado y Desencofrado Cara Vista Bajo Agua	m2	160.64	165.71	26,619.65
1104.07	Acero de Refuerzo G-60, $f_y=4,200$ kg/cm ² (ASTM A615)	kg	40,402.54	4.18	168,882.62
1105.00	SUPERESTRUCTURA				569,717.00
1105.01	Concreto Clase C ($f_c=280$ Kg/cm ²)	m3	89.68	336.11	30,142.34
1105.02	Concreto Clase A ($f_c=450$ Kg/cm ²)	m3	108.38	540.83	58,615.29
1105.03	Encofrado y Desencofrado Cara Vista en Seco	m2	301.57	72.40	21,833.67

ITEM.	DESCRIPCION DE PARTIDA	UND.	METRADO	P. U. REFER. S/.	PRESUPUESTO S/.
1105.04	Encofrado y Desencofrado Cara No Vista en Seco	m2	424.96	62.94	26,747.04
1105.05	Acero de Refuerzo G-60, fy=4,200 kg/cm2 (ASTM A615)	kg	9,709.49	4.18	40,585.67
1105.06	Acero de Refuerzo G-60, fy=4,200 kg/cm2 (ASTM A706)	kg	14,720.52	5.40	79,490.81
1105.07	Cable postensado para vigas	t.m	91,840.00	2.76	253,478.40
1105.09	Falso Puente	ml	32.80	1,762.92	57,823.78
1106.00	LOSA DE TRANSICIÓN				17,943.34
1106.01	Encofrado y Desencofrado Cara Vista en Seco	m2	13.00	72.40	941.20
1106.02	Concreto Clase C (fc=280 kg/cm2)	m3	18.00	336.11	6,049.98
1106.03	Concreto Clase F (fc=140 kg/cm2)	m3	7.46	256.87	1,916.76
1106.04	Acero de Refuerzo G-60, fy=4,200 kg/cm2 (ASTM A615)	kg	2,161.58	4.18	9,035.40
1107.00	VARIOS				197,218.39
1107.01	Apoyos de neopreno armado	dm3	90.00	125.79	11,321.10
1107.02	Junta de Dilatación metálica	m	21.00	405.74	8,520.54
1107.03	Pintura asfáltica (bituminosa)	m2	1,604.03	72.86	116,869.63
1107.04	Acabado de veredas (puentes)	m2	46.06	14.17	652.67
1107.05	Bruña rompeagua	ml	65.80	17.42	1,146.24
1107.06	Tubos de drenaje PVC 4"	Und	5.00	57.95	289.75
1107.07	Neopreno para Topes sísmicos	dm3	18.00	108.91	1,960.38
1107.08	Barandas metálicas	ml	65.80	425.55	28,001.19
1107.10	Riego de liga	m2	296.10	1.14	337.55
1107.11	Pavimento de Concreto Asfáltico en Caliente	m3	23.69	298.76	7,077.03
1107.12	Encauzamiento	m3	1,124.22	12.38	13,917.82
1107.13	Geocompuesto de drenaje	m2	265.74	26.81	7,124.49
13	INGENIERIA DE DETALLE				97,123.84
13.01	Estudio y Ensayos Geología y Geotecnia	glb	1.00	54,285.24	54,285.24
13.02	Estudio Estructuras	glb	1.00	13,720.00	13,720.00
13.03	Estudio Hidráulica	glb	1.00	29,118.60	29,118.60

3.1 CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN





Donde:

d.c. : Días calendario.

3.3 REPLANTEO

El replanteo lo realizó un topógrafo experimentado y se utilizó una estación total marcándose las respectivas referencias que eran necesarias para poder ubicar en el lugar correcto cada estructura del puente.

Para el replanteo de estribos se proporcionan los puntos correspondientes, se trazó también el eje del puente, y se va controlando minuciosamente cada punto dado para que no haya desfases posteriores.

3.4 SUB ESTRUCTURAS

EXCAVACIÓN DE ESTRIBO

Durante la etapa de excavación no se tuvo problemas graves de filtración. Para esta etapa se destino una excavadora modelo CAT 330 y cuatro (04) volquetes para el proceso de eliminación del material de corte. En la Figura 3.1 se muestra el inicio de excavaciones en el estribo derecho.

Los volquetes destinados deben de estar distribuidos cíclicamente para así de esta manera poder evitar tiempos improductivos que alargan el tiempo de eliminación del material de corte y por ende la excavación, para esto se destina personal (en la zona de excavación del estribo y el DME) que va a estar dedicado a la distribución de los volquetes.

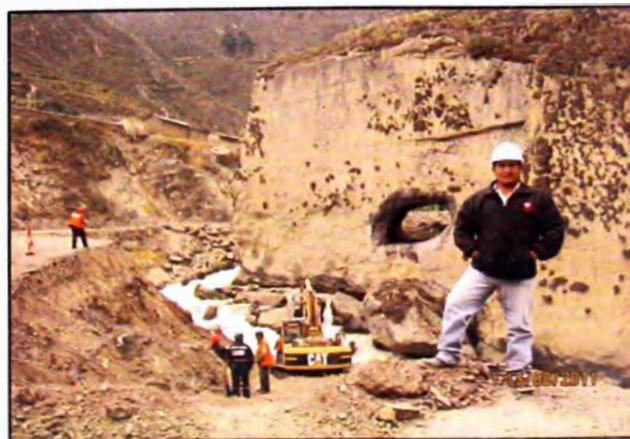


Figura 3.1 Inicio de la etapa de excavación en estribo derecho

La etapa de excavación estuvo controlada topográficamente hasta llegar a la cota de fondo de la cimentación ya que los costos de una sobre excavación sería asumida por el contratista, la cota de cimentación se fijó en 3281.761 msnm.

FALSA ZAPATA

Una vez alcanzada la cota de fondo se procedió a vaciar una falsa zapata de 0.80m con $f'_c = 140\text{kg/cm}^2$, a efectos de cumplir con el empotramiento señalado en el estudio geotécnico y así llegar de esta manera a la cota de fondo de cimentación del estribo.

ACERO Y CONCRETO EN ZAPATA, ALAS Y PANTALLA

Una vez vaciada la falsa zapata se procedió a colocar la armadura de acero corrugado para conformar la zapata, las alas y la pantalla del estribo. El acero a colocar debe de cumplir con las especificaciones técnicas. Para esto se tuvo que recurrir a un maestro herrero con suficiente experiencia, se debe de controlar la colocación del acero en la zapata y mantener el recubrimiento que nos indica las especificaciones técnicas. Es importante tener un control óptimo de los rendimientos a la hora de colocación del acero ya que de esto depende nuestra producción. Para mejorar la productividad, previa a la ejecución del puente se pensó en adquirir las conocidas Atadoras de **Ferralla** con lo cual se pretendía obtener atados (tortolado) a gran velocidad ahorrando tiempo, dinero y por ende aumentar la productividad.

Vaciada la zapata, se continuó con la colocación del acero de refuerzo de las alas y la pantalla.

VACIADO DE CONCRETO

Una vez vaciada la falsa zapata y luego de haber colocado el acero de la zapata, las alas y la pantalla del estribo se procede a encofrar el perímetro de la zapata. El acero de refuerzo será inspeccionado por el Supervisor luego de su colocación.

En la cara exterior del armado de refuerzo, se le colocan separadores de concreto para garantizar el recubrimiento de concreto mínimo especificado. El volumen de a vaciar fue de 118 m^3 , para esto se recurrió al uso de dos (02)

mezcladora de concreto Carmix de 5.0 m³ c/u, una cisterna y un mini cargador (tipo BobCat).

Para optimizar el tiempo de vaciado se tuvo que planificar el método de vaciado. Para esto se contó con una persona encargada de organizar el movimiento de los Carmix, el Bobcat y del personal de apoyo en el carguío de las bolsas de cemento. De esta manera se reducían los tiempos improductivos.

3.5 SUPER ESTRUCTURA

FALSO PUENTE

Con la finalidad de facilitar los trabajos de construcción de la superestructura del puente Viroc II, fue necesario la construcción de un falso puente. Para esto se tuvo que reducir la sección del río en ambas márgenes; colocando un relleno en la margen derecha (protegido provisionalmente con un enrocado) y un enrocado en la margen izquierda, como se muestra en la Figura 3.2.

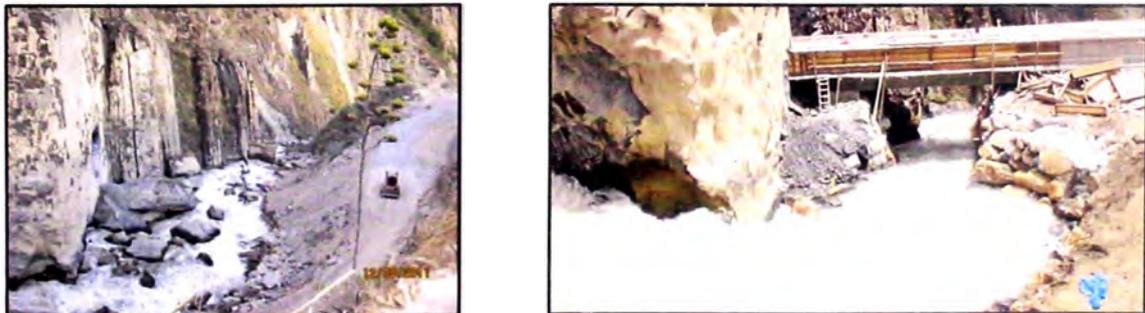


Figura 3.2 En las tomas se puede apreciar el río Huaura antes y después del estrechamiento

Ya conformado el relleno se procedió a la colocación de 05 vigas metálicas como complemento del falso puente para así de esta manera alcanzar la luz requerida por el diseño del puente.

Las vigas metálicas (ver Figura 3.3) fueron complemento del falso puente, ya que con esto se alcanzaba a completar toda la luz requerida por el puente; un extremo de las vigas se apoyaba sobre el terraplén y el otro sobre la entrada del túnel Viroc; sobre estas vigas metálicas se encofraron y vaciaron las 05 vigas T.

El falso puente deberá permanecer estable sin sufrir asentamientos bajo las cargas indicadas por el diseño, durante todo el tiempo que sea requerido.



Figura 3.3 Viga metálica de puente demolido utilizado en la conformación del falso puente

ENCOFRADOS

Para armar los encofrados de las vigas T se tuvo que recurrir a personal especializado; se contó con un ebanista con amplia experiencia en armado de encofrados, traído especialmente para el puente Viroc II. El encofrado debe ser lo suficientemente resistente a las presiones laterales durante el vaciado de la mezcla, estables y que no permita fugas de ningún tipo, y además deben de prever un fácil desencofrado.

VACIADO DE LA VIGAS

El postensado es una solución que permite que los miembros se mantengan sin fisuración en un rango de cargas amplio, con ventajas adicionales de deflexiones pequeñas y una durabilidad mucho mayor, por su menor fisuración y la posibilidad de cubrir mayores luces.

Una vez colocados los tendones se procedió a anclar mecánicamente ambos extremos mediante una cuñas para que se formen sus catenarias en forma establecida en los planos de tensado, asegurando el recubrimiento especificado en el diseño. Los tendones son fijados a la armadura para evitar que durante el vaciado se produzcan desplazamientos. Efectuado todo esto se procedió al vaciado respectivo.

El equipo utilizado fue:

- 02 Carmix
- 01 bomba de concreto
- 01 Cisterna de agua
- 01 Vibrador

El concreto fue colocado con mucho cuidado evitando que el encofrado sufra deformaciones a la hora del vaciado, vibrando la mezcla de manera uniforme.

Para tener un control de la calidad del concreto que se estaba vaciando, durante todo el proceso se recurrió al uso de 03 probetas estándar (6"x12") por tanda las cuales fueron remitidas al laboratorio. El curado se realizó durante un mínimo de 07 días de manera continua.

Un factor por el que es determinante la necesidad de concretos más resistentes, es que el concreto de alta resistencia está menos expuesto a las grietas por contracción que aparecen frecuentemente en el concreto de baja resistencia antes de la aplicación de presfuerzo.

Durante la colocación del concreto debe tenerse la precaución de vibrar adecuadamente detrás de los anclajes para evitar que aparezcan cangrejeras. Si éstas aparecieran deben ser reparadas antes del tesado de los cables.

TENSADO DE LOS TENDONES

Después de haber vaciado las vigas (05) y alcanzando éstas las resistencias requeridas y con autorización de la dirección de obra se procederá a tensar los tendones. Se retiran las tapas frontales del encofrado, los accesorios de fijación de los anclajes y se montan sus cuñas.

Se marcan las sobre longitudes de los cordones con pintura. La pintura facilita reconocer que cordones han sido tesados y orienta sobre el alargamiento del tendón que sirve como comprobación de que la operación se ha realizado de modo correcto. En la Figura 3.4 puede verse el detalle del pintado de los tendones.

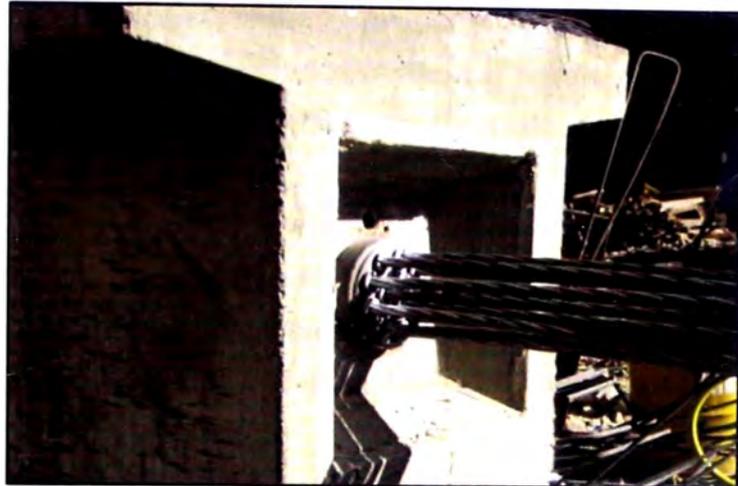


Figura 3.4 Pintado de tendones

El alargamiento medido sobre marcas de pintura no es preciso como tampoco es relevante. No obstante sirve para contrastar la bondad de la actuación y detectar problemas.

La tensión se evalúa midiendo tanto la presión del gato como la elongación del acero. Los tendones se tensan normalmente todos a la vez ó bien utilizando el gato monotorón.

La operación de tensado fue realizado por la empresa Samayca Ingenieros S.A.C., los cables que atraviesan la vainas son tensados con gatos hidráulicos, se tensan con los gatos y una vez tesado y anclados, se inyecta la lechada por las tomas de inyección de tal manera que la vaina funcione como encofrado perdido. En la Figura 3.5 se aprecia el proceso de tesado de tendones.



Figura 3.5 Proceso de tesado de tendones

El proveedor de los tendones, deberá efectuar el cálculo previo y el estiramiento, teniendo en cuenta la fricción entre los tendones, para evitar que se estrangulen los tendones es importante el orden de tensado, siempre empezar por los tendones superiores.

El resultado final del tensado podrá tener tolerancia del orden de $\pm 5\%$ con referencia a los valores teóricos calculados. En cuanto se haya alcanzado la carga de diseño, se registrará la extensión y, si ésta ha alcanzado el valor calculado podrá anclarse el tendón

INYECCADO DE LOS TENDONES

El sellado es la protección primaria del sistema de post-tensionado; por lo tanto se debe de dar atención especial al proceso de sellamiento.

La inyección cumple dos funciones principales:

- Proteger la armadura activa de la corrosión.
- Proporcionar adherencia entre la armadura activa y el concreto.

Previamente se inyectará agua a presión, para eliminar cualquier elemento que pudiera obstruir la inyección o sellado de los tendones. Luego se utilizará aire libre de aceite para remover el agua del conducto.

Los materiales de sellado (lechada) correctamente mezclados y efectivamente bombeados dentro del tendón son la clave para una operación de sellamiento exitosa.

La lechada se inyecta a alta presión con un equipo mecánico de mezclado y agitación continua dando lugar a una distribución uniforme de los materiales; asimismo, bombeándose de modo que llene completamente los ductos de los tendones y hasta que aparezca en el otro extremo de la viga.

Cuando se endurece, la pasta une al tendón con la pared interior del ducto.

LOSA

Una vez vaciadas y postensadas las 05 vigas, se procedió a encofrar la losa. De acuerdo al diseño de la sección transversal del puente, la losa de 0.20mt. se procederá a encofrar la losa (Ver Figura 3.6)



Figura 3.6 Encofrado de losa

BARANDAS

Las barandas metálicas están conformadas por tubos del tipo STD cuyo diámetro nominal es 3" y están adosadas mediante pernos de anclaje (4 varillas roscadas de $\phi 5/8$ ", $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$) a un parapeto de concreto armado. En el plano N° 1-3, se muestra detalle de las barandas.

VEREDAS

Se construirán veredas a ambos extremos del tablero, siendo éstas de concreto armado con resistencia $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$. De 0.15mt. de espesor. En el plano N°1-3, se detallan las dimensiones y armaduras.

CARPETA DE RODADURA

Una vez vaciada la losa se procederá a colocar una carpeta asfáltica de 2" de espesor en la sección central y con un bombeo del 1% hacia las veredas.

TUBERIA DE DRENAJE

En las bases de los sardineles se colocarán tubos de PVC de 4" cada 8mt. de separación que tendrán por finalidad la evacuación de las aguas de lluvia que cayeran sobre la superficie de asfalto.

CAPÍTULO IV.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

- Cuando se planifica la construcción de un puente, se debe encontrar la manera más viable de erigir la estructura de manera segura y económica. Encontrar una solución óptima se basa en la comparación de las técnicas alternativas de construir el puente, junto con los diferentes medios y métodos empleados y sus repercusiones en la programación y el presupuesto. En el análisis de estos métodos siempre se tiene que considerar el puente mismo, así como las características del sitio en el que se va a levantar.
- La estructura del estribo izquierdo del puente Viroc II se apoya sobre el macizo rocoso dentro de la sección de ingreso al túnel, el cual presenta buenas características de soporte para la cimentación de esta estructura, mientras que la estructura del estribo derecho, se apoyará en el terreno existente al pie del talud inferior de la plataforma existente, con condiciones geotécnicas mejores a la de los estribos considerados en el diseño contractual.
- La capacidad de carga admisible de cada estribo se resume en los cuadros siguientes:

Estribo Izquierdo:

MATERIAL	Df	γ (g/cm ³)	C (Kg/cm ²)	ϕ (°)	λ (°)	E_s (MPa)	τ (kg/cm ²)	q_{ad} (kg/cm ²)
Caliza	1.0	2.7	1.0	70.0	40.0	3350	11.1	15.5

Estribo Derecho:

Cimentación Cuadrada - Estribo Derecho											
MATERIAL	Df B x L	q _{adm} (kg/cm ²)						γ (g/cm ³)	C (Kg/cm ²)	φ (°)	E, (Kg/cm ²)
		6 x 6	7 x 7	8 x 8	9 x 9	10 x 10	11 x 11				
Aluvional	1.5	2.4	2.6	2.7	2.9	3.1	3.3	1.10	0.00	39.1	700
Aluvional	2.0	2.8	3.0	3.2	3.4	3.5	3.7	1.10	0.00	39.1	700
Aluvional	2.5	3.3	3.4	3.6	3.8	4.0	4.1	1.10	0.00	39.1	700
Aluvional	3.0	3.7	3.9	4.1	4.2	4.4	4.6	1.10	0.00	39.1	700
Aluvional	3.5	4.2	4.3	4.5	4.7	4.9	4.7	1.10	0.00	39.1	700

- Con las estructuras que comprende el nuevo Puente Viroc II proyectado, se mejora el trazo geométrico y se evita el sector de erosión de riberas que comprometía a la vía en el sector de curva del río algunos metros antes del ingreso al puente Viroc II del proyecto contractual.
- Al ser su material primordial el concreto, su costo de mantenimiento es sumamente bajo comparado con puentes de estructura metálica. Este costo llega a ser más significativo en regiones húmedas o costeras donde los puentes metálicos son muy vulnerables al medio ambiente.
- El Nuevo Puente Viroc se plantea como una alternativa de solución ante la dificultad de colocar los estribos del puente Viroc II en suelos arcillosos de baja capacidad portante y afectaciones de la propiedad privada.

RECOMENDACIONES

- Cabe recordar que una de las causas mas frecuentes de la falla de los puentes es la socavación, por esta razón es de importancia fundamental que la cota de fundación, se fije con criterio conservador para quedar a salvo de este fenómeno.
- Se debe de llevar un estricto control de calidad de los materiales empleados y del proceso constructivo empleado. El factor más importante, el concreto, deberá cumplir con todos los requisitos planteados en el expediente técnico. De igual forma, el tesado de los cables se realizarán una vez que se ha comprobado la resistencia adecuada del concreto.
- Se recomienda realizar un estudio de gestión de riesgos ante crecidas por efectos del Fenómeno Meteorológico del Niño.
- En toda la obra vial probablemente la seguridad de los usuarios y de la vía es prioritaria, de manera que cuando se presenta riesgo previsible en los estudio y durante la ejecución de obra se deben tomar las medidas correctivas pertinentes para asegurar la operación de la carretera aun en condiciones adversas.
- Deberá colocarse enrocados en todos los sectores susceptibles de ser atacados por la erosión fluvial, en este tramo el cauce del río presenta altas velocidades y fuertes pendientes. El enrocado no solamente deberá contrarrestar las fricciones y los impactos de las partículas de roca, sino también deberá encauzar el flujo del río hasta un sector que no represente riesgo alguno a las estructuras que comprende el puente Viroc II.
- Durante el tesado se debe mantener el personal alejado de las partes trasera, superior e inferior del equipo de tesado para evitar accidentes que pudieran derivarse de la rotura de cables.

BIBLIOGRAFÍA

- Mathivat, J. “Construcción de Puentes de Hormigón Pretensado por Voladizos Sucesivos” - Editores Técnicos Asociados S.A., Barcelona, 1980
- Olarte Aguilar, P. I. “Proceso Constructivo del Puente Teresa-Valle del Rio Apurímac”. Tesis para optar el Título Profesional FIC-UNI. Lima, 2003
- Pielstick, Brett and Peterson, Glenn. “Grouting Of Bridge Post-Tensioning Tendons” – State of Florida Department of Transportation State Construction Office” , July 2002
- Tovar Landeo, J. C. “Proceso Constructivo del Puente Tocón y Accesos”. Tesis para optar el Título Profesional FIC-UNI. Lima, 2009

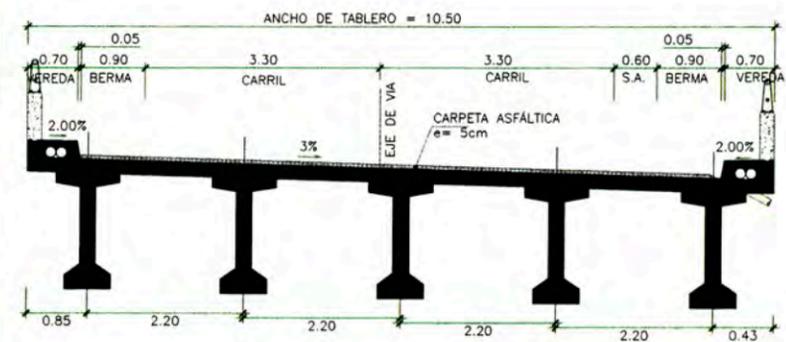
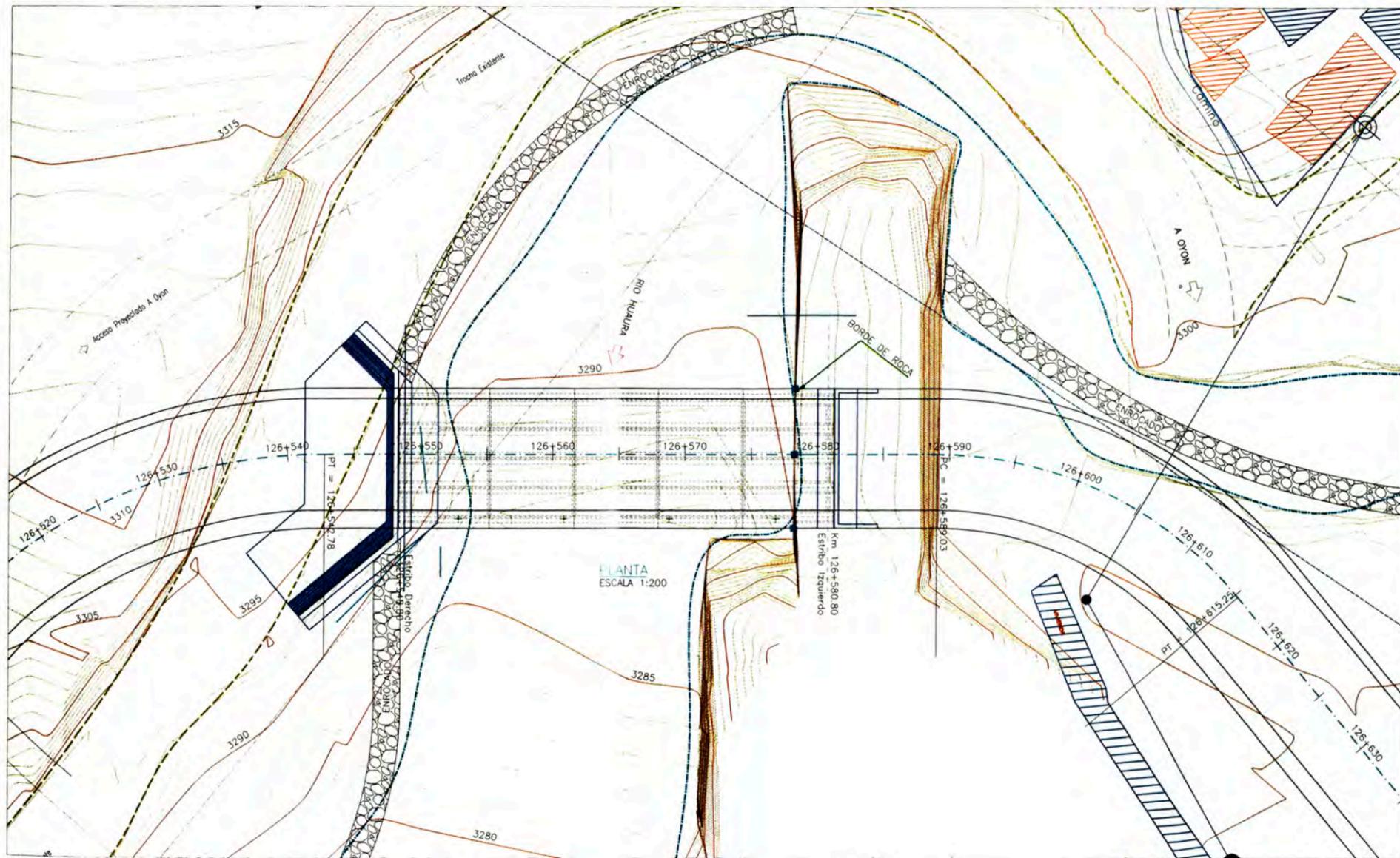
ANEXOS

PLANOS GENERALES

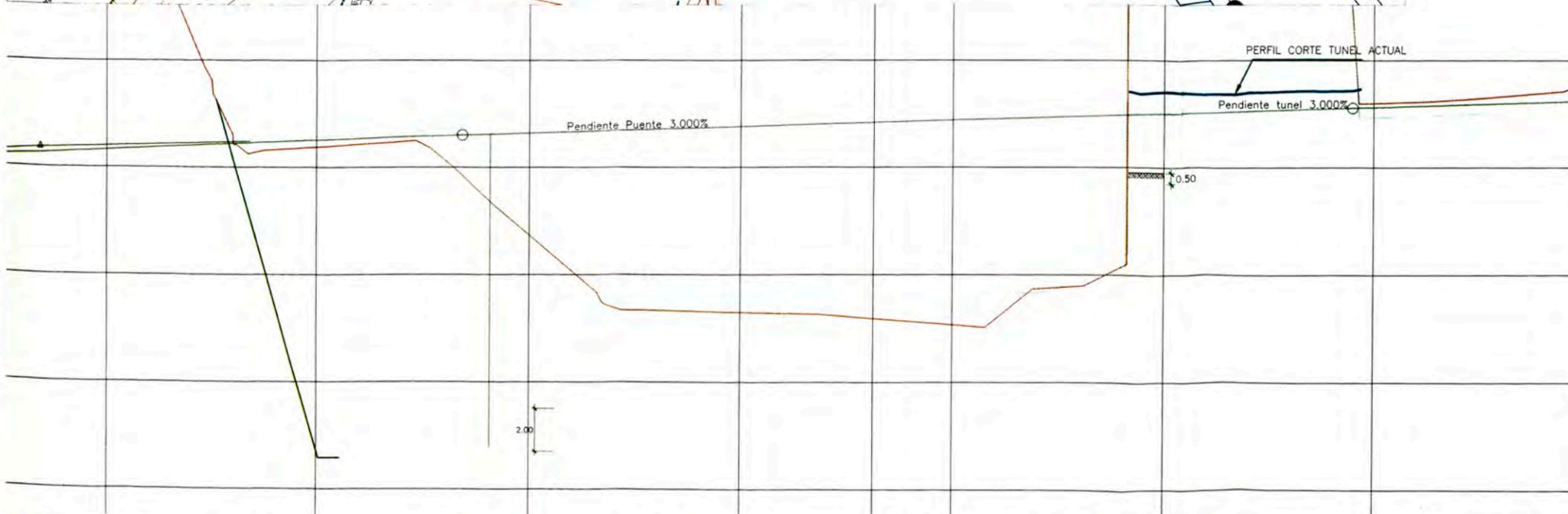
Plano V2-E01.	Definición geométrica
Plano V2-E06.	Encofrado vigas y losa
Plano V2-10.	Detalles varios
Plano V2-E02.	Estribo 1 – Encofrado

ANEXO DE INFORME

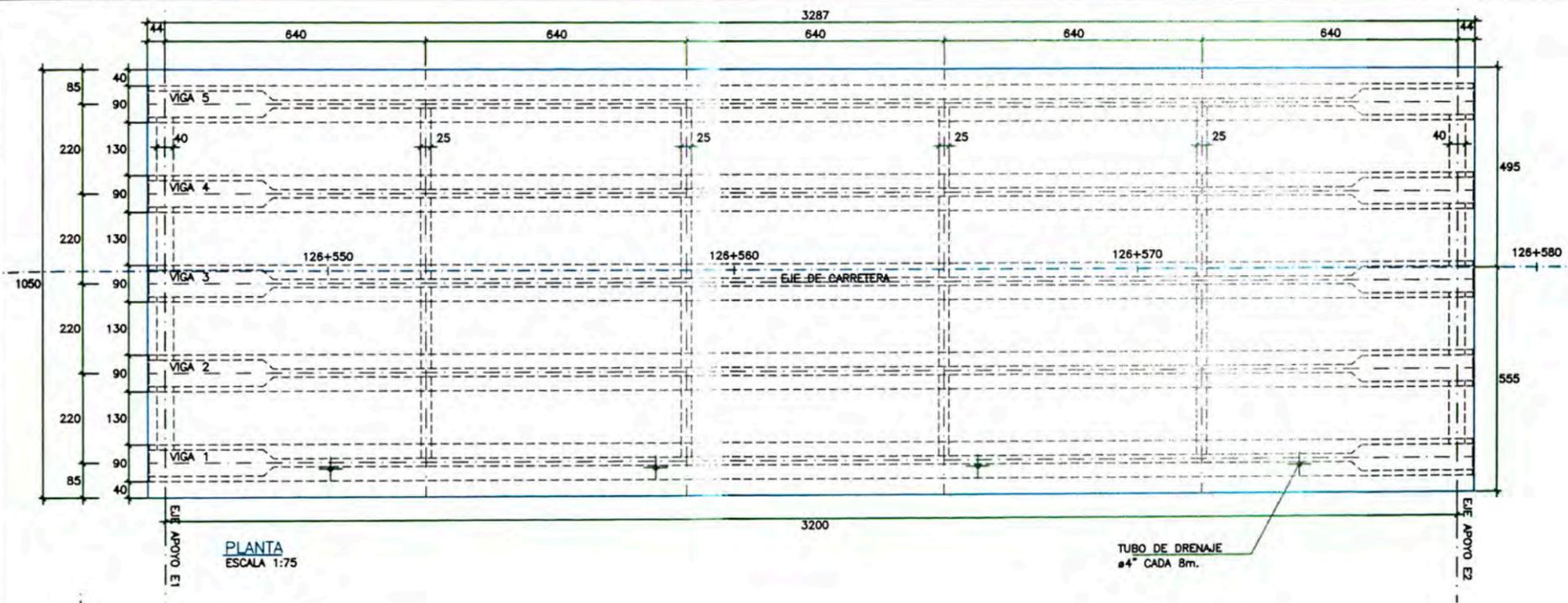
Álbum fotográfico



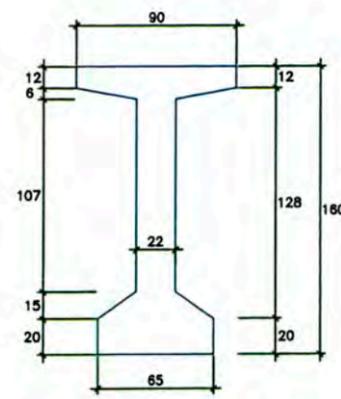
SECCIÓN TRANSVERSAL DEL TABLERO
ESCALA 1:50



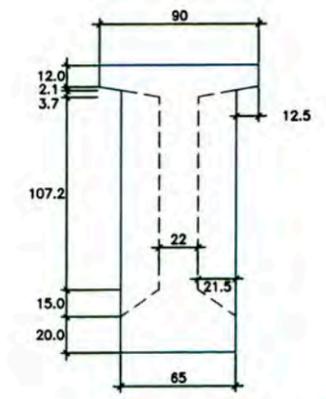
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS			
NORMATIVIDAD AASHTO LFRD			
CONCRETO DE NIVELACIÓN (SOLADO)	f'c = 140 Kg/cm ²		
CONCRETO EN LOSA DE TRANSICIÓN	f'c = 280 Kg/cm ²		
CONCRETO EN ESTRIBOS Y CIMENTOS	f'c = 210 Kg/cm ²		
CONCRETO EN TABLERO Y VIGAS TRANSVERSALES	f'c = 280 Kg/cm ²		
CONCRETO EN VIGAS POSTENSADAS	f'c = 450 Kg/cm ²		
CONCRETO EN BARANDAS	f'c = 280 Kg/cm ²		
ACERO DE REFUERZO EN VIGAS (ASTM A706)	f _y = 4200 Kg/cm ²		
ACERO DE REFUERZO EN RESTO (ASTM A615)	f _y = 4200 Kg/cm ²		
RECUBRIMIENTO			
EN LOSA :			
Superior	: 5.0 cm		
Inferior	: 2.5 cm		
EN ZAPATAS Y ESTRUCTURAS EN CONTACTO CON EL TERRENO : 5.0 cm			
LONGITUDES MÍNIMAS DE ANLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECÍFICAS EN LOS PLANOS			
● PULG	ANLAJE(cm)	TRASLAPE(cm)	GANCHOS(cm)
3/8"	40.0	50.0	15.0
1/2"	45.0	70.0	15.0
5/8"	60.0	90.0	20.0
3/4"	75.0	120.0	30.0
1"	130.0	180.0	35.0
1 3/8"	160.0	340.0	45.0



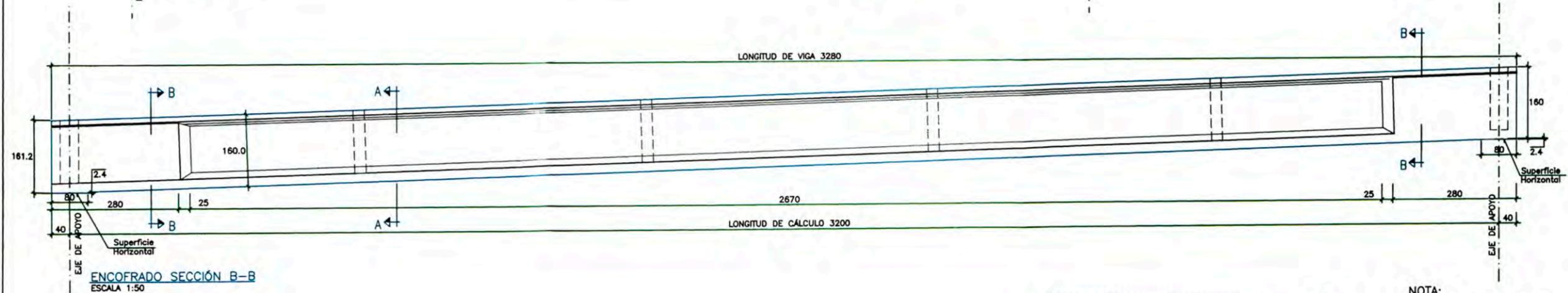
PLANTA
ESCALA 1:75



ENCOFRADO SECCIÓN A-A
ESCALA 1:20

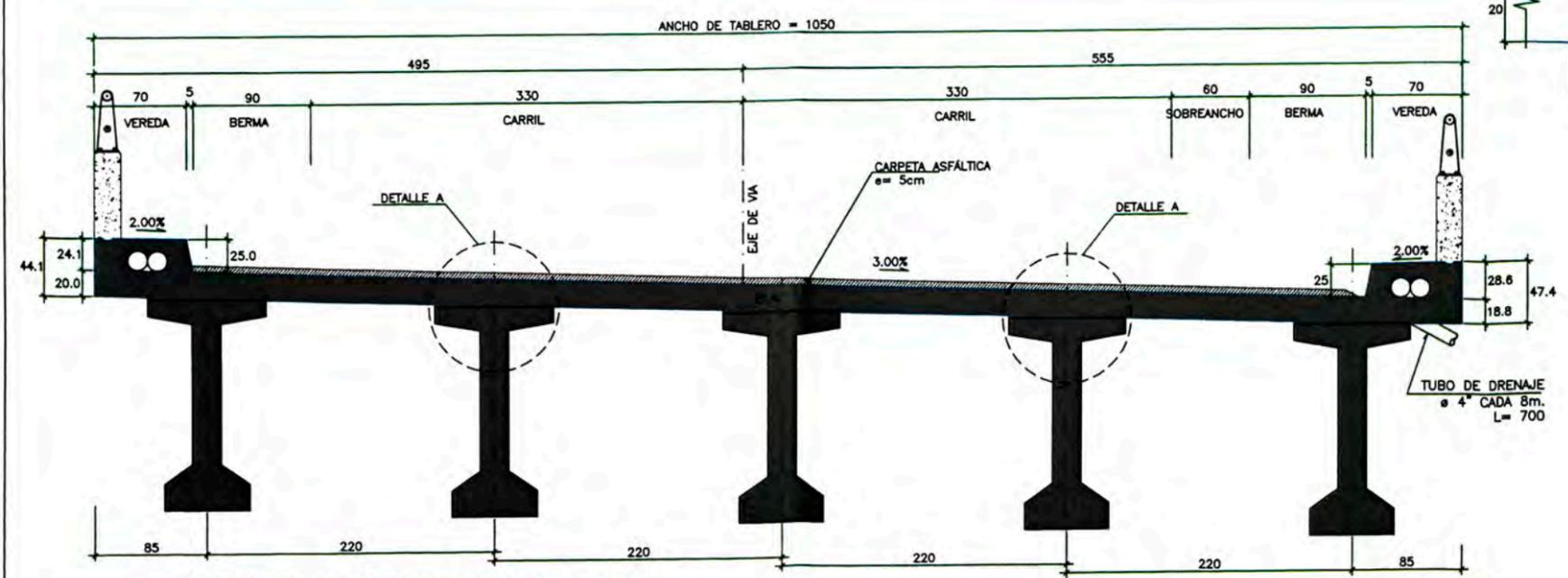


ENCOFRADO SECCIÓN B-B
ESCALA 1:20

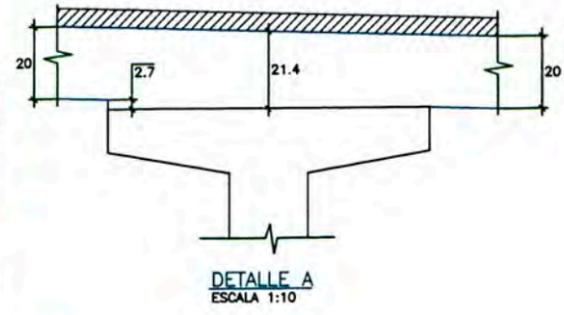


ENCOFRADO SECCIÓN B-B
ESCALA 1:50

NOTA:
DIMENSIONES EN CENTIMETROS, ELEVACIONES EN METROS.

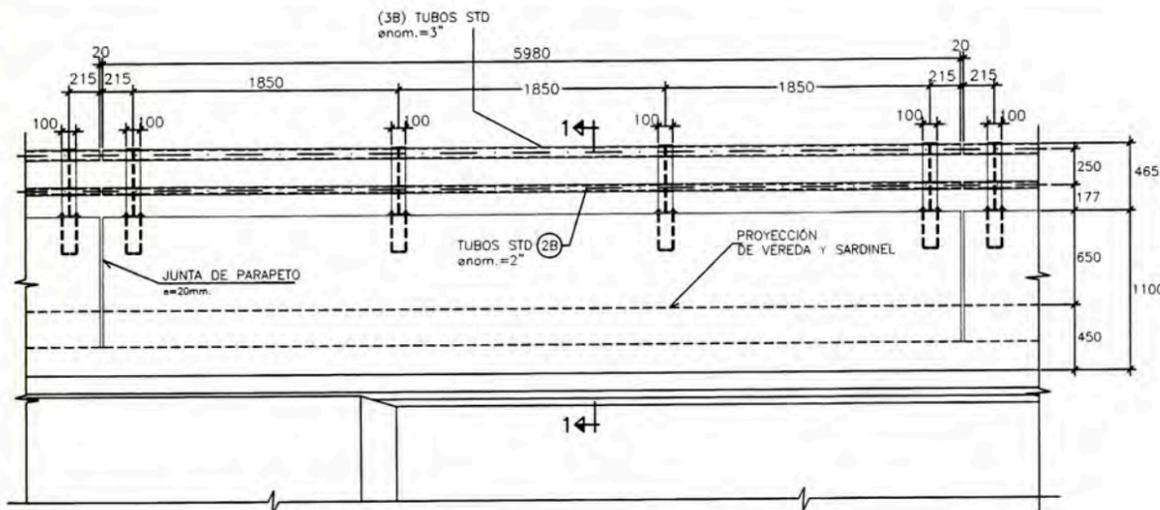


ENCOFRADO EN SECCIÓN TRANSVERSAL DEL TABLERO
ESCALA 1:25



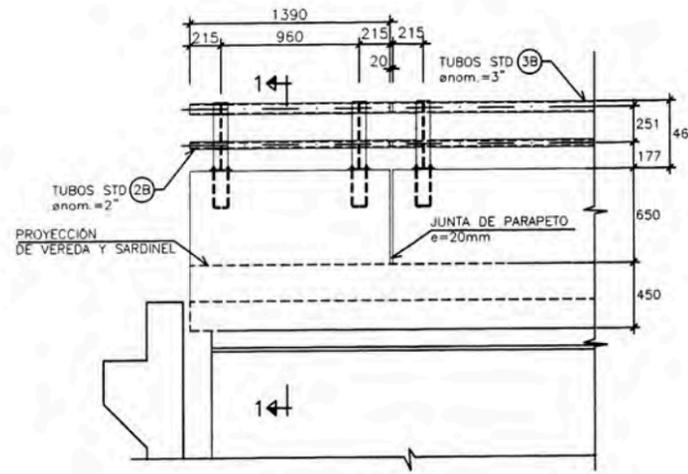
DETALLE A
ESCALA 1:10

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS			
NORMATIVIDAD AASHTO LFRD			
CONCRETO EN LOSA DE TRANSICIÓN	$f_c = 280$ Kg/cm ²		
CONCRETO EN TABLERO	$f_c = 280$ Kg/cm ²		
CONCRETO EN VIGAS TRANSVERSALES	$f_c = 280$ Kg/cm ²		
CONCRETO EN VIGAS POSTENSADAS	$f_c = 450$ Kg/cm ²		
CONCRETO EN BARANDAS	$f_c = 280$ Kg/cm ²		
ACERO DE REFUERZO EN VIGAS (ASTM A708)	$f_y = 4200$ Kg/cm ²		
ACERO DE REFUERZO EN RESTO (ASTM A615)	$f_y = 4200$ Kg/cm ²		
RECUBRIMIENTO			
EN LOSA :			
Superior	: 5.0 cm		
Inferior	: 3.0 cm		
EN ZAPATAS Y ESTRUCTURAS EN CONTACTO CON EL TERRENO : 5.0 cm			
LONGITUDES MÍNIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECÍFICAS EN LOS PLANOS			
Ø PILD	ANCLAJE(cm)	TRASLAPE(cm)	ANCHOS(cm)
3/8"	40.0	50.0	15.0
1/2"	45.0	70.0	15.0
5/8"	60.0	90.0	20.0
3/4"	75.0	120.0	30.0
1"	130.0	180.0	35.0
1 3/8"	180.0	340.0	45.0



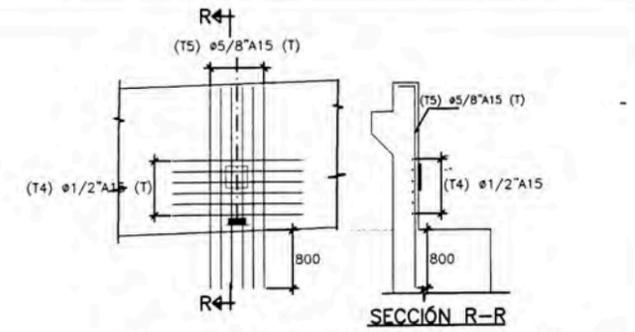
DETALLE ELEVACION DE BARANDA
MODULOS CENTRALES

ESC: 1/25



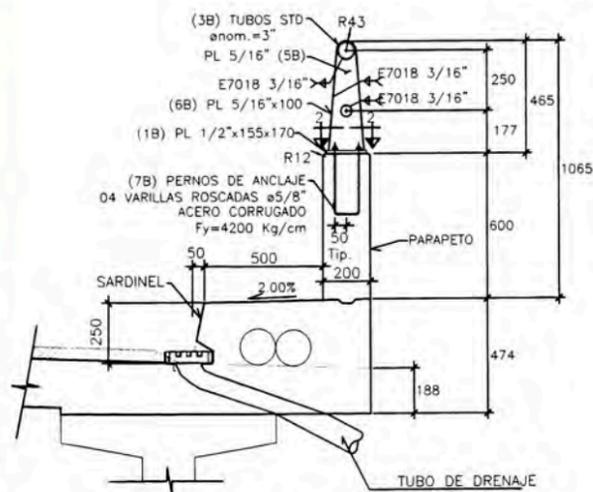
DETALLE ELEVACION DE BARANDA
MODULOS EXTREMOS (2)

ESC: 1/25



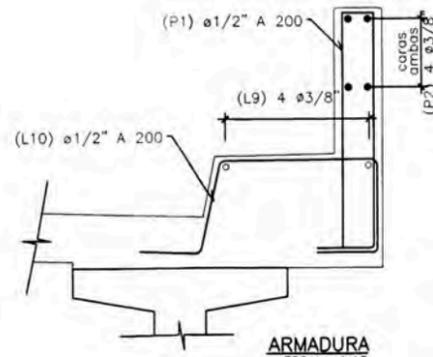
ARMADURA ADICIONAL EN MURO CONTRA (ED-EI)

ESCALA 1:50



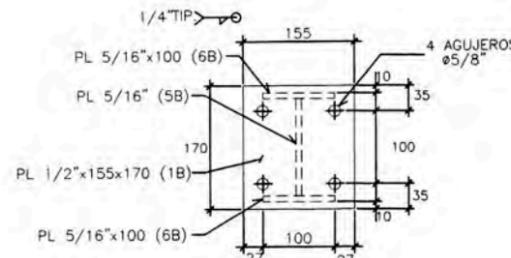
SECCION 1-1

ESCALA 1:15



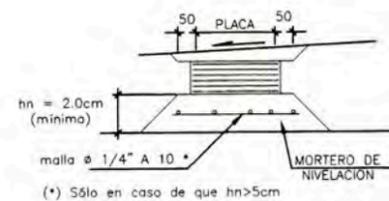
ARMADURA

ESCALA 1:15



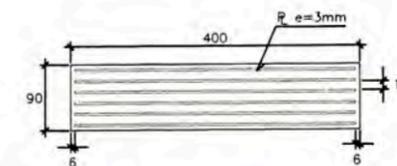
SECCION-2

ESCALA 1:5



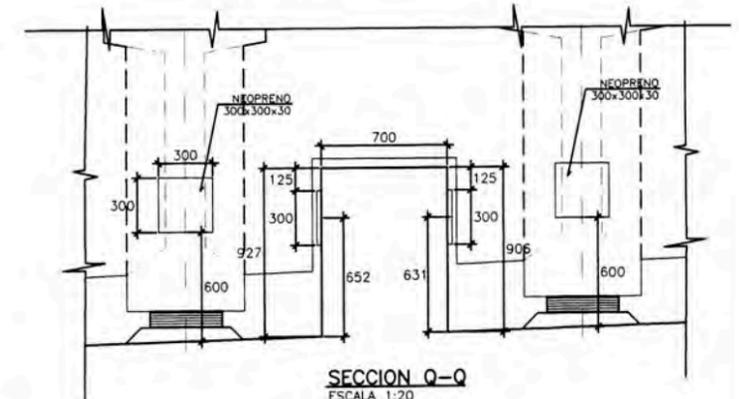
DETALLE DE APOYOS

ESCALA 1:10



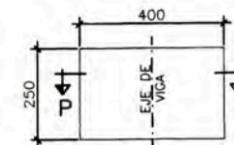
SECCION P-P

ESCALA 1:5



SECCION Q-Q

ESCALA 1:20

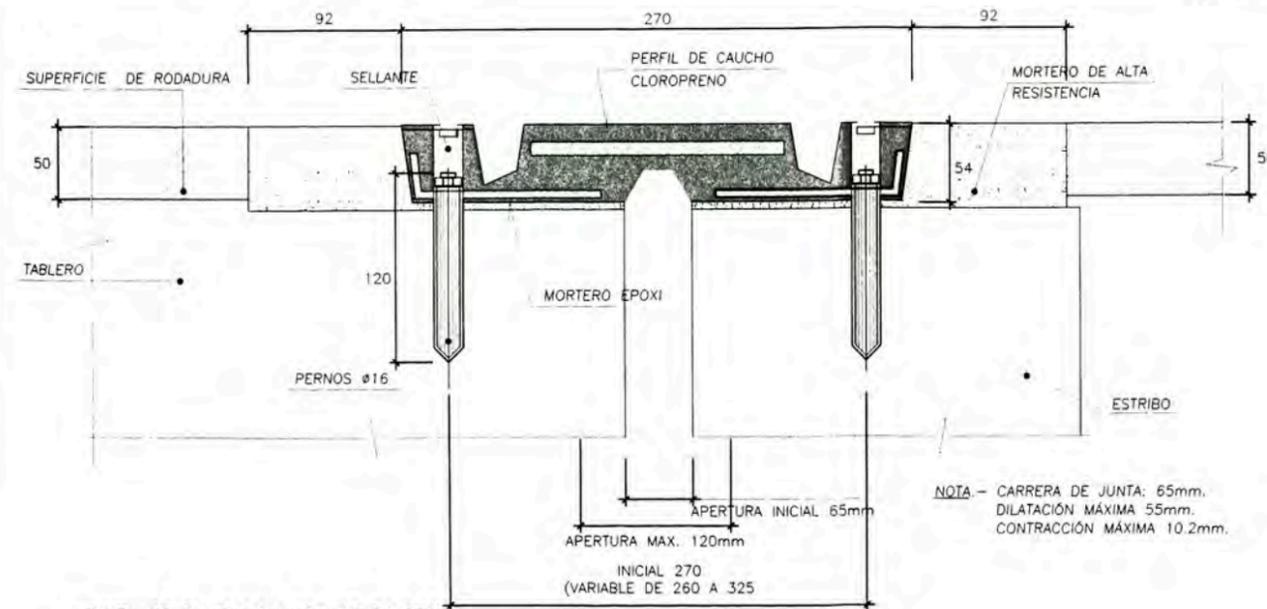


PLANTA

ESCALA 1:10

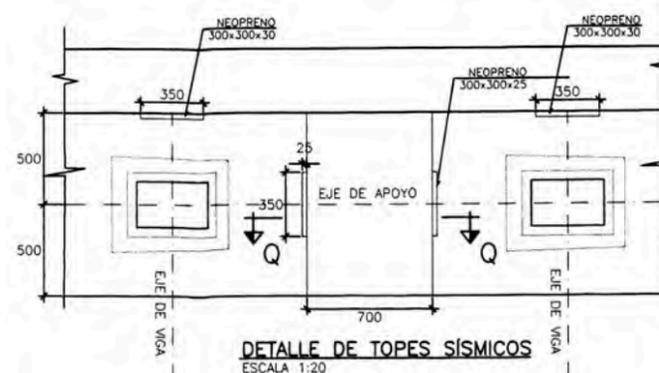
DETALLE DE NEOPRENO DE APOYO

(UNIDADES mm)



JUNTA DE DILATACION TRANSFLEX 250

ESC. 1:2.5



DETALLE DE TOPES SISMICOS

ESCALA 1:20

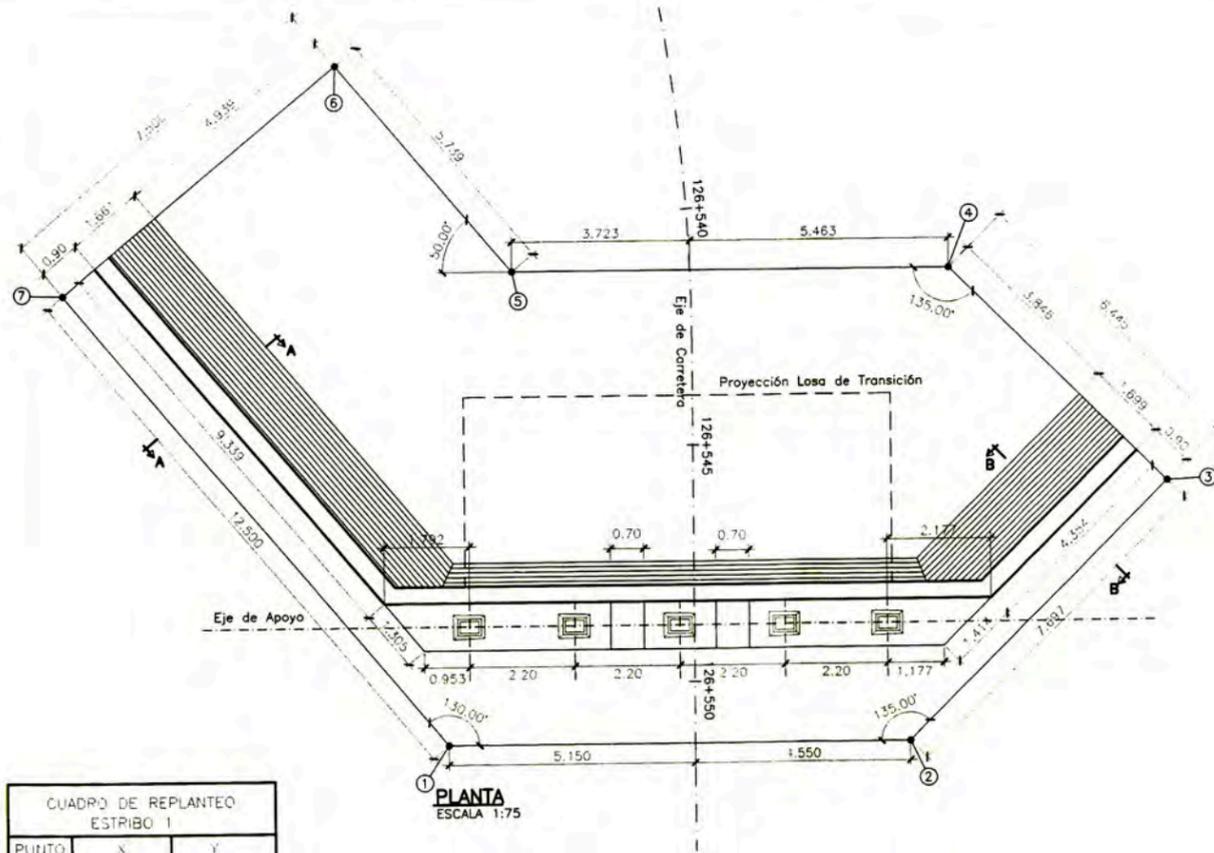
METRADOS DE APOYOS

TIPO	DIMENSIONES	CANTIDAD
NEOPRENOS DE APOYO	400x250x90 (neto 72)	10
TOPE TRANSVERSAL	300x300x25 (neto 22)	8
TOPE LONGITUDINAL	300x300x30 (neto 27)	10

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMATIVIDAD AASHTO LRFD
 CONCRETO EN BARANDAS $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 ACERO DE REFUERZO G60 $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 ACERO ESTRUCTURAL EN BARANDAS
 ASTM A709 GRADO 36 Ó SIMILAR $f_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$
 SOLDADURA
 ELECTRODOS AWS E7018 (SOLDADURA DE ESTRUCTURAS METÁLICAS)
 RECUBRIMIENTO
 EN LOSA: Superior : 5.0 cm
 Inferior : 2.5 cm
 EN ZAPATAS Y ESTRUCTURAS EN CONTACTO CON EL TERRENO : 5.0 cm
 LONGITUDES MÍNIMAS DE ANCLAJE Y TRASLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECÍFICAS EN LOS PLANOS

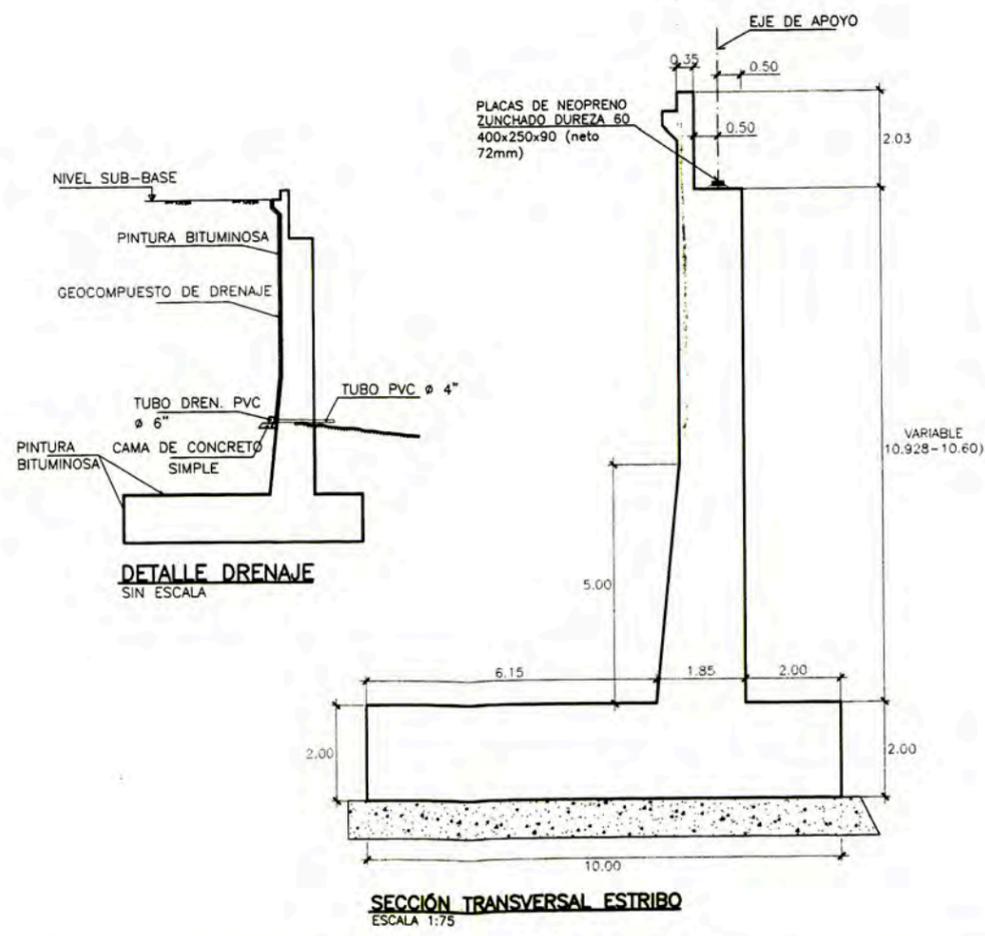
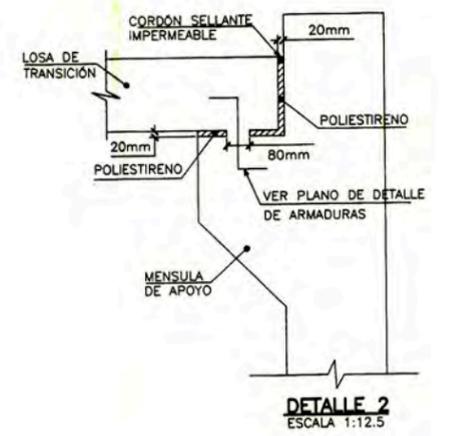
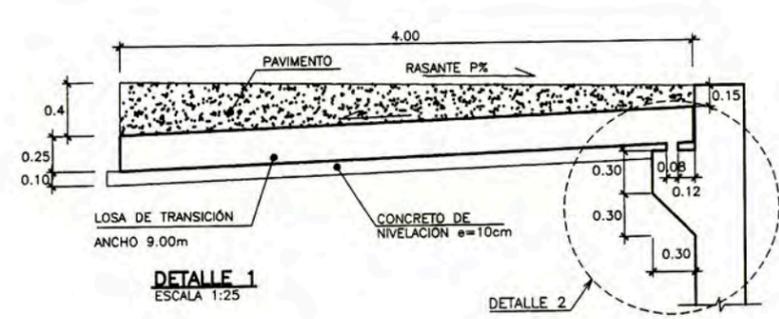
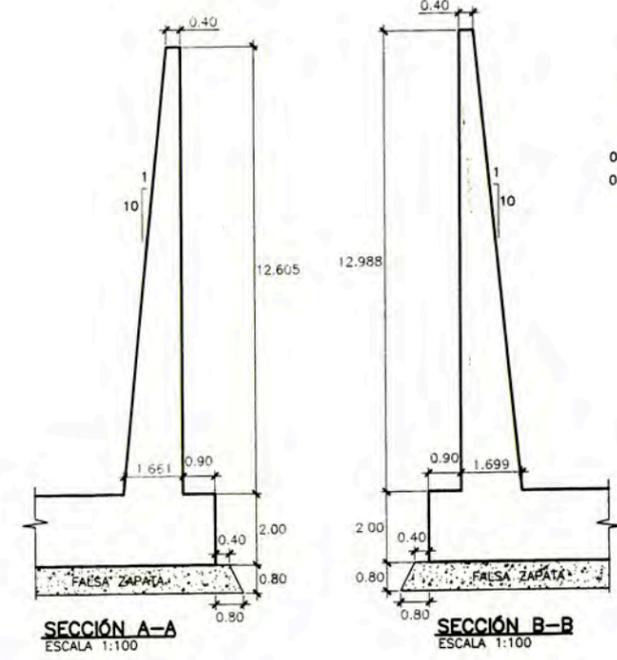
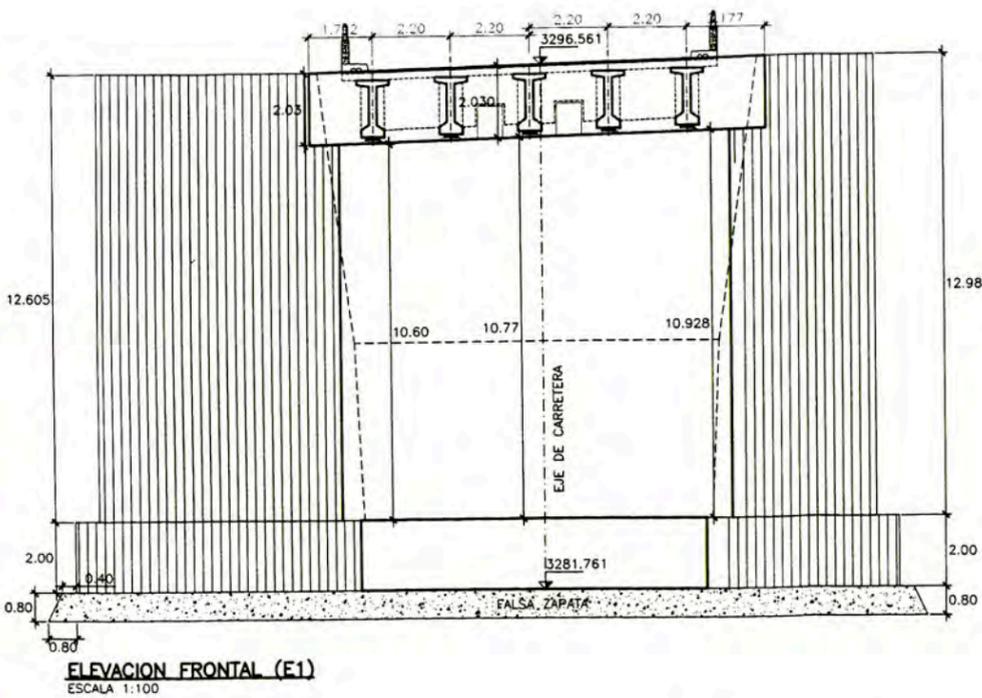
VARILLA #	# PULG	ANCLAJE(cm)	TRASLAPE(cm)	GANCHOS(cm)
3	3/8"	40.0	50.0	15.0
4	1/2"	45.0	70.0	15.0
5	5/8"	60.0	90.0	20.0
6	3/4"	75.0	120.0	25.0
8	1"	130.0	180.0	30.0
11	1 3/8"	160.0	340.0	40.0



CUADRO DE REPLANTEO ESTRIBO 1

PUNTO	X	Y
1	303500.149	8818234.807
2	303493.992	8818242.303
3	303486.332	8818243.054
4	303485.703	8818236.640
5	303491.533	8818229.542
6	303490.477	8818223.901
7	303497.849	8818222.520

PRESIÓN TRANSMITIDA 4.10 kgf/cm²



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS			
NORMATIVIDAD AASHTO LFRD			
CONCRETO DE NIVELACIÓN (SOLADO)		f'c = 140 Kg/cm ²	
CONCRETO EN LOSA DE TRANSICIÓN		f'c = 280 Kg/cm ²	
CONCRETO EN ESTRIBOS Y CIMIENTOS		f'c = 210 Kg/cm ²	
CONCRETO EN TABLERO Y VIGAS TRANSVERSALES		f'c = 280 Kg/cm ²	
CONCRETO EN VIGAS POSTENSADAS		f'c = 450 Kg/cm ²	
CONCRETO EN BARANDAS		f'c = 280 Kg/cm ²	
ACERO DE REFUERZO EN VIGAS (ASTM A706)		f _y = 4200 Kg/cm ²	
ACERO DE REFUERZO EN RESTO (ASTM A615)		f _y = 4200 Kg/cm ²	
RECUBRIMIENTO			
EN LOSA :	Superior	: 5.0 cm	
	Inferior	: 2.5 cm	
EN ZAPATAS Y ESTRUCTURAS EN CONTACTO CON EL TERRENO		: 5.0 cm	
LONGITUDES MÍNIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECÍFICAS EN LOS PLANOS			
• PULG	ANCLAJE(cm)	TRASLAPE(cm)	GANCHOS(cm)
3/8"	40.0	50.0	15.0
1/2"	45.0	70.0	15.0
5/8"	60.0	90.0	20.0
3/4"	75.0	120.0	30.0
1"	130.0	180.0	35.0
1 3/8"	160.0	340.0	45.0



**Trabajos de encofrado de pantalla en el puente Viroc II
(Estribo derecho)**



**Etapa de vaciado de pantalla del estribo derecho
Puente Viroc II**



En esta foto se aprecia las una de las 05 vigas metálicas de un puente demolido que fueron utilizados como parte del falso puente



Transporte del acero de las vigas a postensar



Detalle del apoyo y del tope sísmico



En esta foto se aprecia los ductos que soportaran los tendones en las vigas



Vista de las vigas diafragma y las vigas postensadas



**Finalización de trabajos en el sector adyacente al puente Viroc II
(Enrocado de protección y señalización)**