

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

**METODOLOGÍAS CONSTRUCTIVAS DE LA BASE DEL PLINTO
DE LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA CHAGLLA**

Tesis para optar el Título de **Ingeniero Civil**, que presenta el bachiller:

Esteban Julián del Aguila Sáenz

ASESOR: Ivan Enrique Bragagnini Rodriguez

Lima, agosto de 2013

RESUMEN

El Proyecto Hidroeléctrico Chaglla se encuentra en el valle del río Huallaga, a 40km de la ciudad de Tingo María, dentro del departamento de Huánuco. El presente estudio se centra en la base del plinto de la presa de enrocado con pantalla de concreto del proyecto.

Durante la ejecución del Plinto, se desarrolló un diseño inicial en base a los estudios preliminares realizados en el área de influencia de la estructura. Sin embargo, al empezar los trabajos de ejecución de la presa, se observó y determinó que las características del área eran diferentes a los resultados de los estudios antes realizados. La nueva información obtenida provocó la modificación del diseño inicial por una solución de ingeniería completamente diferente. Por otro lado, las condiciones y realidad de la obra, así como las características de la zona, nos llevó a optar por una nueva alternativa de construcción, alterando nuevamente el proyecto.

El objetivo principal es describir y reportar, en base al análisis y estudio, las diferentes soluciones de ingeniería y metodologías constructivas a aplicar en la base del plinto como producto de las diferentes modificaciones ingenieriles que se hicieron en esta estructura.

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título : "Metodologías constructivas de la base del Plinto de la Central Hidroeléctrica Chaglla"
 Área : Construcción
 Asesor : Ing. Iván Bragagnini
 Alumno : ESTEBAN JULIÁN DEL AGUILA SÁENZ
 Código : 2008.0348.9.412
 Tema N° : 223
 Fecha : Lima, 13 de mayo de 2014



INTRODUCCIÓN

El proyecto Hidroeléctrico de Chaglla ubicado en la cuenca del río Huallaga en la región Huánuco entre los distritos de Chaglla y Chinchao. Considera la instalación de 406 MW para producir una energía promedio anual de 2500 GW/año, energía que será entregada a la red eléctrica nacional.

La construcción de la presa es del tipo enrocado y embalsa 375 hm³ en un área de 5 km², esta estructura ha sufrido modificaciones severas durante la elaboración de la ingeniería de detalle del proyecto, convirtiéndose en un tema crítico para la obra.

La importancia de esta investigación es identificar las condiciones que nos lleva a cambiar un proyecto entero.

Para el caso específico de esta tesis se escoge el desarrollo de un Plinto, tema del que Perú tiene pocos conocimientos y experiencia.

OBJETIVO

El objetivo principal del proyecto es describir y reportar en base al análisis y estudio, las diferentes soluciones de ingeniería y metodologías constructivas a aplicar en la base del Plinto como producto de las diferentes modificaciones ingenieriles que se hicieron en el proyecto de la Central Hidroeléctrica Chaglla.

Además estudiar las condiciones necesarias en las que se deba emplear cada solución de ingeniería de la base del Plinto. Describir diferentes metodologías que se pueda aplicar en la base del Plinto. Describir las dificultades y limitaciones presentes para la correcta ejecución de la estructura. Realizar dimensionamiento de recursos para analizar la factibilidad de la ejecución del proyecto del Plinto y desarrollar la programación de actividades a ejecutar en la base del Plinto.

El alcance estudiará las diferentes soluciones de ingeniería y metodologías constructivas que se presentaron durante el desarrollo de la base del Plinto de la presa en enrocado de la Central Hidroeléctrica Chaglla.

PLAN DE TESIS

Situación a investigar:

- Antecedentes y justificación.
- Objetivos generales.
- Objetivos específicos.
- Alcances.
- Generalidades:
 - a) Descripción general del proyecto.
 - b) Descripción general de la presa.
 - c) Descripción de la base del Plinto.

Base del Plinto en etapa de proyecto:

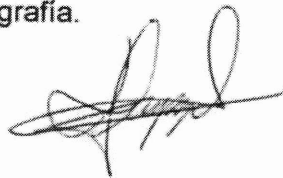
- Proyecto base:
 - a) Estudios realizados.
 - b) Plinto flotante.
 - c) Pantalla diafragma.
- Proyecto final:
 - a) Condiciones reales
 - b) Plinto convencional.
 - c) Muro base en Concreto Compactado Rodillado (CCR).

Base del Plinto en etapa de planeamiento:

- Etapas y plazos.
- Dimensionamiento de equipos.
- Disponibilidad de recursos.
- Costos.
- Dificultades.
- Nueva alternativa en concreto convencional.

Conclusiones y Recomendaciones.

Referencias y Bibliografía.



NOTA

Extensión máxima: 100 páginas.



DEDICATORIA



A los Defiq's, por haberme interrumpido tantos años.

AGRADECIMIENTOS

A Dios, por haberme dado la vida y por protegerme durante todo mi camino. A mi papá, por darme fuerza y valor para superar obstáculos y dificultades a lo largo de mi vida. A mi mamá, por su cariño y apoyo incondicional que me ha brindado en todo momento. A mi hermano, por ser un gran amigo y consejero para mí. A mi hermana, por ser una parte esencial en mi vida. A mi familia en general, por confiar y creer en mí; en especial mi abuelita Milena, por esperarme siempre con un plato de comida a medianoche. A mi enamorada, por acompañarme durante todo este camino. A mis amigos y compañeros, por sus consejos, apoyo y ánimo.

A la PUCP, por darme la oportunidad de aprender, desarrollar mi curiosidad y ser un profesional. Al ADEIC, por convertir a la carrera de ingeniería civil en una familia. A mi asesor Ivan Bragagnini, que con sus conocimientos y experiencia, me ayudaron con el desarrollo y la culminación de esta tesis.

A Odebrecht, por formarme tanto en el ámbito profesional como personal. A Ruben Drescher, por enseñarme a romper paradigmas y, además, por ayudarme con la idea conceptual y desarrollo de este proyecto. A Renato Bortoletti, por enseñarme a trabajar con pasión y locura.

A todos ellos, muchas gracias.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO 1: SITUACIÓN A INVESTIGAR	3
1.1. <i>Antecedentes y Justificación</i>	3
1.1.1. Antecedentes	3
1.1.2. Justificación	3
1.2. <i>Objetivos</i>	4
1.2.1. Objetivo General	4
1.2.2. Objetivos Específicos	4
1.3. <i>Alcances</i>	4
CAPÍTULO 2: GENERALIDADES	6
2.1. <i>Descripción General del Proyecto</i>	6
2.2. <i>Descripción General de la Presa</i>	9
CAPÍTULO 3: BASE DEL PLINTO EN ETAPA DE PROYECTO	14
3.1. <i>Proyecto Base</i>	14
3.1.1. Estudios Realizados	14
3.1.2. Plinto Flotante	20
3.1.3. Pantalla Diafragma	23
3.2. <i>Proyecto Final</i>	29
3.2.1. Condiciones Reales	29
3.2.2. Plinto Convencional	32
3.2.3. Muro Base en Concreto Compactado Rodillado (CCR)	34
CAPÍTULO 4: BASE DEL PLINTO EN ETAPA DE PLANEAMIENTO	46
4.1. <i>Metrados</i>	46
4.2. <i>Programación de Actividades</i>	48
4.2.1. Días practicables	48
4.2.2. Productividad de los equipos y de la mano de obra	49
4.2.3. Definición de servicios y cálculo de duraciones	53
4.2.4. Cronograma de actividades	59
4.3. <i>Costos</i>	59
4.3.1. Costo horario de la mano de obra	59

4.3.2. Costo horario de los equipos.....	61
4.3.3. Costo de fabricación de concreto.....	63
4.3.4. Análisis de precios unitarios.....	64
4.3.5. Costo total de las actividades.....	65
4.4. <i>Dificultades</i>	65
4.4.1. Actividad nueva.....	65
4.4.2. Restricción de la planta de concreto.....	66
4.4.3. Disponibilidad de la planta de concreto.....	66
4.4.4. Clima.....	67
4.4.5. Plazos.....	68
4.5. <i>Nueva Alternativa en Concreto Convencional</i>	69
4.5.1. Diseño y estructuración.....	69
4.5.2. Proceso constructivo.....	70
4.5.3. Programación de actividades.....	71
4.5.4. Costos.....	74
CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	78
5.1. <i>Conclusiones</i>	78
5.2. <i>Recomendaciones</i>	81
BIBLIOGRAFÍA.....	82

ANEXOS

ANEXO 1. FICHA TÉCNICA

ANEXO 2. PLANOS PROYECTO BÁSICO

- 2.1. Sección de sondeos geológicos
- 2.2. Arreglo general - Presa
- 2.3. Cortina de Inyecciones – Presa
- 2.4. Sección y detalles – Plinto

ANEXO 3. PLANOS PROYECTO DETALLADO

- 3.1. Arreglo general – Presa
- 3.2. Muro base del Plinto
- 3.3. Sección – Muro base del Plinto
- 3.4. Drenaje – Muro base del Plinto
- 3.5. Junta de dilatación – Muro base del Plinto

ANEXO 4. DOCUMENTOS DE PLANEAMIENTO

- 4.1. Precipitaciones diarias
- 4.2. Cronograma – Muro base en CCR
- 4.3. Cronograma – Muro base en CCV
- 4.4. Cronograma – Muro base en CCR sin restricción de planta

ANEXO 5. PANEL FOTOGRÁFICO

INTRODUCCIÓN

El Proyecto Hidroeléctrico Chaglla está contemplado en la cuenca del río Huallaga, ubicado en la región Huánuco entre los distritos de Chaglla y Chinchao. Considera la instalación de 406 MW para producir una energía promedio anual de 2,500 GW/año, energía que será entregada a la red eléctrica nacional.

El proyecto es EPC (Ingeniería, Procura y Construcción) bajo la modalidad *Fast Track*, en donde se inicia el proceso de construcción casi en simultáneo con el desarrollo de la ingeniería de detalle. Esto permite disminuir el plazo de ejecución de la obra. Al mismo tiempo, implica un mayor riesgo y un mayor compromiso con la ingeniería de detalle.

La presa tipo enrocado con cara de concreto forma parte del proyecto, el cual servirá para embalsar 375 hm³ en un área de 5 km². La construcción de esta presa se divide en cuatro etapas, y para la construcción de la primera es necesaria la ejecución de la base del plinto (base de la cara de concreto de la presa).

Sin embargo, esta estructura en particular ha sufrido modificaciones severas durante la elaboración de la Ingeniería de detalle del proyecto. Es más, las modificaciones de esta estructura siguieron hasta semanas antes de su ejecución, durante la programación de actividades por parte del área de producción, convirtiéndose en un tema crítico para la obra.

La importancia de este estudio radica en identificar las condiciones que nos lleva a cambiar un proyecto entero. De esta manera, desarrollar criterios y herramientas eficaces para la elaboración de proyectos. En este caso específico, para el desarrollo de un plinto, tema del que Perú tiene muy pocos conocimientos y experiencia. Motivo por el cual, es más frecuente cometer errores durante la elaboración de un proyecto.

El desarrollo de esta investigación se estructura en seis (6) capítulos.

Capítulo 1. Situación a Investigar: En esta parte se exponen los argumentos que sustentan el planteamiento del problema central de este estudio, se definen los objetivos que guiaron el desarrollo del trabajo y la justificación, en la que se explica la pertinencia del mismo, y el alcance.

Capítulo 2. Generalidades: Se presenta las características generales del proyecto incluyendo la descripción de las condiciones físicas de la región, la descripción de las estructuras que lo conforman y su aprovechamiento energético. Además, se describirá las características de la presa y los factores que intervinieron en su dimensionamiento.

Capítulo 3. Base del Plinto en Etapa de Proyecto: Se describirá el diseño inicial en base a los estudios previamente realizados, el cual es parte de la ingeniería básica. Luego, se expondrá los motivos técnicos y de diseño que llevó a cambiar la estructura inicialmente vista durante la ingeniería en detalle. En ambos casos se expondrán las distintas metodologías constructivas presentadas.

Capítulo 4. Base del Plinto en Etapa de Planeamiento: Se refiere a los motivos que llevó a la decisión de cambiar la utilización del concreto rodillado (CCR) por un concreto convencional (CCV). Involucra estrategias, dimensionamiento de equipos, disponibilidad de recursos, costo, clima y diversas dificultades encontradas.

Capítulo 5. Conclusiones y Recomendaciones: Se presenta las conclusiones más relevantes derivados del análisis de resultados en relación a las características determinadas para la ejecución de las distintas metodologías de la base del plinto. Y en base a eso se formula las recomendaciones pertinentes.

CAPÍTULO 1: SITUACIÓN A INVESTIGAR

1.1. ANTECEDENTES Y JUSTIFICACIÓN

1.1.1. Antecedentes

Durante la elaboración y ejecución de un proyecto de infraestructura se producen diversas incertidumbres que nos llevan a modificar un proyecto entero. Y en algunos casos, no se realiza los estudios suficientes para dar soluciones de ingeniería eficientes para un problema.

En la ejecución de un plinto, esta problemática es aún mayor porque hay una falta de profesionales con conocimientos en el tema en el Perú. Por lo cual, se desconoce las diferentes soluciones de ingeniería que se puede aplicar en la ejecución de plintos, así como las diferentes metodologías constructivas que se pueden realizar en cada caso.

Este problema se pudo observar en la Central Hidroeléctrica Chaglla, donde se realizó diferentes modificaciones en las soluciones ingenieriles para esta estructura. Siendo este ejemplo, el alcance de esta investigación.

1.1.2. Justificación

Entender las razones y condiciones que nos llevan a modificar un proyecto de ingeniería, específicamente la ejecución de un plinto. Además, al realizar esta investigación, se tendrá conocimientos sobre las diferentes metodologías constructivas para cada caso y se determinará cuáles son las condiciones necesarias que debe tener la obra para llevarlo a cabo. Así, se podrá tener criterios suficientes para prever y realizar un proyecto correcto.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo General

El objetivo general del proyecto es describir y reportar, en base al análisis y estudio, las diferentes soluciones de ingeniería y metodologías constructivas a aplicar en la base del plinto como producto de las diferentes modificaciones ingenieriles que se hicieron en el proyecto de la Central Hidroeléctrica Chaglla.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Estudiar las condiciones necesarias en las que se deba emplear cada solución de ingeniería de la base del plinto.
- Describir las diferentes metodologías constructivas que se puede aplicar en la base del plinto
- Describir las dificultades y limitaciones presentes para la correcta ejecución de la estructura.
- Definir los requerimientos técnicos necesarios para cada metodología constructiva.
- Realizar dimensionamiento de recursos para analizar la factibilidad de la ejecución del proyecto de la base del plinto.
- Desarrollar la programación de actividades a ejecutar en la base del plinto.
- Desarrollar las lecciones aprendidas de esta experiencia.

1.3. ALCANCE

Se estudiará las diferentes soluciones de ingeniería y metodologías constructivas que se presentaron durante el desarrollo de la base del plinto de la presa en enrocado de la Central Hidroeléctrica Chaglla.

En una primera parte se hará un análisis técnico en la etapa de proyecto. Se analizará las condiciones que llevaron a modificar el diseño del proyecto en base a los estudios geológicos-geotécnicos, hidrológicos y topográficos. Además, se

describirá la metodología constructiva tanto para el proyecto base como el proyecto final.

En la segunda parte se realizará un análisis de estrategias y dimensionamiento de recursos para la ejecución del proyecto final. En base a este análisis se propondrá una nueva alternativa para la estructura en este caso específico.



CAPÍTULO 2: GENERALIDADES

2.1. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

El proyecto Central Hidroeléctrica Chaglla (CH Chaglla) está basado en la captación y regulación de los recursos hídricos del río Huallaga y de otros ríos de la cuenca amazónica hacia tierras de la Región de Huánuco, con finalidad de generar Energía Eléctrica.

El área del proyecto se encuentra ubicada entre la quebrada Saria y el Río Mallacutan perteneciente a la comunidad de Agua Nueva con una altitud promedio de 1,002.00 m.s.n.m. en el distrito de Chinchao, la provincia de Pillao y departamento de Huánuco.

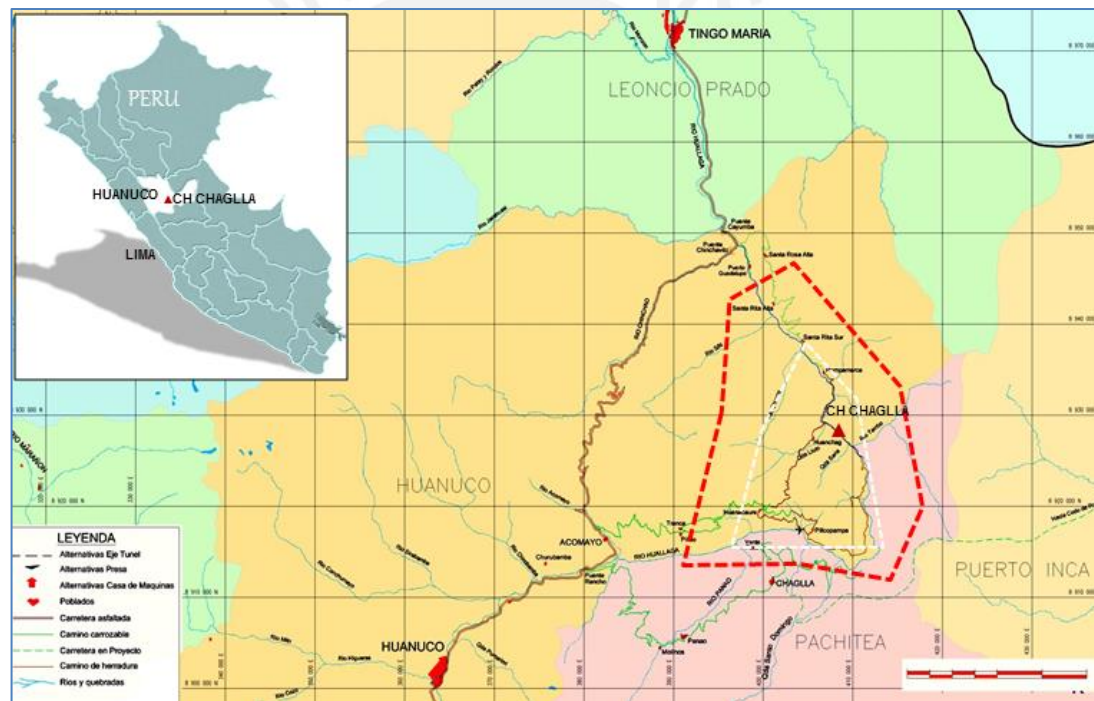


Fig 2.1. Ubicación del área del proyecto

El proyecto aprovecha una altura bruta de 368.36 m en el río Huallaga para generar 406 MW y producir una energía promedio anual de 2,500 GW/año, energía que será entregada a la red eléctrica nacional. La potencia instalada es dividida entre una casa de máquinas principal y en una pequeña central hidroeléctrica.

La CH Chaglla está constituida por las siguientes estructuras:

- Presa de enrocado con cara de concreto con altura máxima de 199 m sobre el aluvión, el cual formará un embalse de 4.74 km².
- Vertedero en tres túneles ubicado en la margen izquierda.
- Estructura de conducción y descarga del caudal ecológico.
- Pequeña Central Hidroeléctrica (PCH) al pie de la presa con una unidad horizontal accionada por turbina Francis. Esta aprovecha el caudal ecológico para la generación de 6.25 MW de potencia.
- Desvío del río a través de un túnel y un shaft por el margen izquierda.
- Circuito de generación en la margen izquierda compuesto por la toma de agua adjunta al emboque del vertedero, un túnel de aducción de aproximadamente 15 km con cuatro ventanas de acceso, chimenea de equilibrio, blindaje, tuberías forzadas subterráneas y túnel de acceso.
- Casa de Máquinas a cielo abierto con dos unidades generadoras verticales accionadas por turbinas Francis de 200 MW de potencia. Dando un total de 400 MW de potencia instalada.
- Subestación a cielo abierto ubicada en una plataforma natural que se encuentra a un nivel mayor que el de la casa de máquinas.

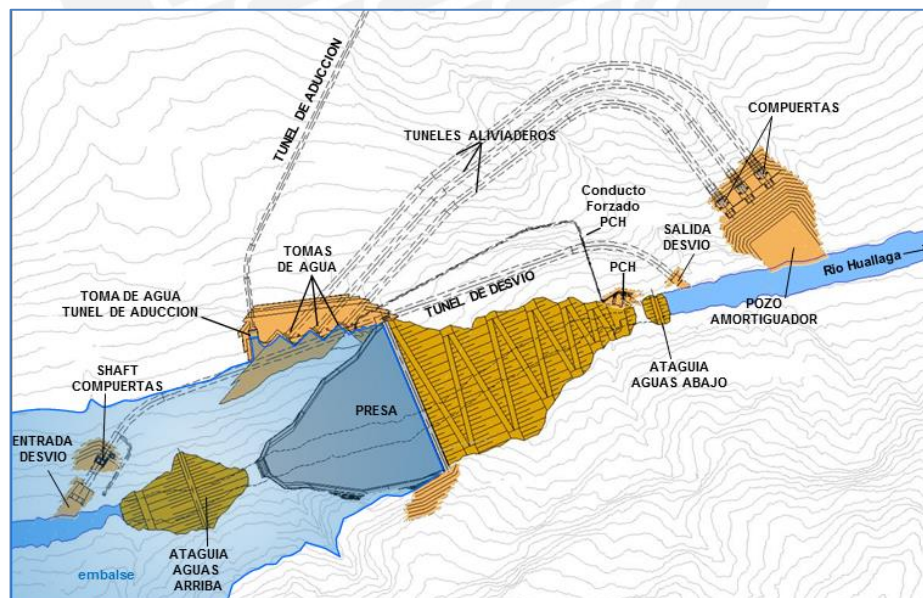


Fig 2.2. Estructuras Hidráulicas en el Sector Presa

La restitución de las avenidas será hecha por el vertedero compuesto por tres túneles ubicados en la margen izquierda diseñados para descargar la avenida de 3621 m³/s con el embalse en la elevación 1196.00 m (tiempo de recurrencia igual a 10000 años). Los túneles presentan una longitud media de 960 m. Los túneles no son revestidos y presentan sección abovedada con altura y ancho de 12 m. El control de los caudales es hecho por compuertas segmento de fondo ubicadas en la salida de los túneles.

Para la construcción de la presa es necesario el desvío del río Huallaga. Este fue hecho por un túnel de desvío en el estribo izquierdo. El túnel posee longitud de 1126 m y presenta sección abovedada con 12.5 m de ancho y 12.5 m de altura. Para posibilitar el cierre del túnel después de la construcción de la presa, se ejecutó una estructura de control en una posición intermedia del túnel donde se instalarán las compuertas de cierre.

Para la excavación de la fundación y la construcción de la presa en el cauce del río, se construyó ataguías, aguas arriba y aguas abajo de la presa, que presentan corona en las elevaciones 1068.10 m.s.n.m. y 1009.60 m.s.n.m., respectivamente. La ataguía aguas arriba tiene un desarrollo de 140 m y altura de 64 m a partir del terreno natural. Y la ataguía aguas abajo tiene un desarrollo de 50 m y altura de 8 m.

La toma de agua está ubicada cerca del vertedero; por lo tanto el canal de aducción es lo mismo que el de aproximación. La toma de agua será integrada al túnel de aducción con sección herradura con diámetro de 8 m, altura de 7.6 m y longitud de 15.33 km. Su fundación será sobre roca en la elevación 1180 m.s.n.m. A partir de la toma de agua, la casa de máquinas principal es precedida por un circuito de generación constituido de:

- Túnel de sección herradura con diámetro de 8 m, altura de 7.6 m y longitud de 15.33 Km. Excavación en roca calcárea y con un revestimiento de concreto lanzado entre 7 y 20 cm.
- Chimenea de equilibrio con diámetro de 7.3 m, altura de 373 m y trozo sub-horizontal de 7.3 m de diámetro. Para esta estructura se consideró que también sea empleado un revestimiento entre 7 y 20 cm de concreto lanzado.

- Cuatro ventanas de acceso por el lado derecho del túnel, para obtener mayores frentes de trabajo en la excavación de esta. Todas excavadas en roca calcárea.
- Bifurcación metálica para la distribución de agua a las turbinas.

La casa de máquinas será una estructura de concreto externa instalada en la margen izquierda del río, parcialmente empotrada en la roca. Su fundación se ubica en la elevación 802.7 m.s.n.m. En su interior serán instaladas dos unidades generadoras de eje vertical (accionadas por las turbinas Francis). Para el montaje y mantenimiento de las unidades generadoras se prevé la instalación de un puente grúa con un vano de 13.5 m y una capacidad de 3650 KN.

Además de la Casa de Máquinas principal será construida una Pequeña Central Hidroeléctrica (PCH) al pie de la presa, en su margen izquierda, aprovechándose el caudal ecológico. Para garantizar este caudal ecológico se prevé un sistema de descarga para un caudal constante de 3.69 m³/s. La aducción será por una toma de agua, empotrada al lado de la entrada al vertedero; y la conducción de agua será a través de un túnel con 3 m de ancho y 4 m de altura, seguida de una tubería de 1.2 m de diámetro ubicada en la ladera. La PCH alojará una unidad generadora del tipo Francis. El puente grúa que atenderá el montaje y mantenimiento de la unidad tendrá un vano de 7.3 m y una capacidad de 314 KN.

2.2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA PRESA

El arreglo de las obras contempla la construcción de una presa de enrocado con cara de concreto de 199 m de altura, 680 m de longitud de la base y 273 m de cresta, la cual está ubicada en la elevación 1199.0 m.s.n.m., en una porción del valle bastante encañonado. La presa totaliza un volumen de cerca de 7.900.000 m³ compuesta de rocas de las excavaciones obligatorias y de gravas aluviales. La estabilidad de la presa depende principalmente del enrocado. El aluvión será excavado superficialmente y la impermeabilización de la presa se dará por el plinto y cortina de inyección (Intertechne 2010: 88 Vol.1)

El talud de aguas arriba posee una inclinación de 1V:1.4H. Los taludes aguas abajo poseen una inclinación de 1V:1.3H y 1V:1.25H entre las bermas de acceso de 10 m de ancho. La cresta de la presa tiene 11.2 m de ancho. Esta geometría resulta de

un análisis en el que la alta aceleración sísmica de la región condiciona la geometría de los taludes de la presa.

La presa está apoyada sobre el aluvión, que, según los estudios geológicos, tienen un espesor de más de 20 m. Sin embargo, será hecha una limpieza del área de fundación retirándose una capa de cerca de 1.5 m del aluvión suelto en el tramo de aguas abajo.

En el talud de aguas arriba se localiza la barrera impermeable, que consiste en una losa de concreto de espesor variable denominada cara de concreto. Esta losa forma parte del plano de estanqueidad de la presa.

La unión de la cara de concreto con la roca se da por medio de una losa perimetral de concreto armado, denominado plinto, anclada a la roca con acero corrugado de alta resistencia e inyectado con mortero de cemento. Desde el plinto se deben ejecutar las inyecciones de contacto concreto-roca, inyecciones de consolidación e impermeabilización de la roca de cimentación, para prolongar el plano de estanqueidad o pantalla impermeable hacia el interior de la masa rocosa. Estas inyecciones estarán espaciadas cada 3 m y tendrán aproximadamente 20 m de profundidad. De esta manera, además de servir de apoyo a la cara de concreto, el plinto servirá para unir mediante juntas de “water stop” el segmento enterrado de impermeabilización (inyecciones) con el segmento superficial (cara de concreto), y dará continuidad al eje impermeable.

El material del cuerpo principal de la presa es el producto de voladuras con explosivos, proveniente de las excavaciones obligatorias o de canteras de rocas. Este es utilizado como salen de las excavaciones o procesado por trituración y/o zarandeo. Además, se aprovecha el material aluvionar proveniente de las canteras del cauce del río.

Para el relleno de la presa, los materiales empleados, con sus respectivas características, son los siguientes:

- 1A: Suelo limoso finamente arenoso o finos de trituración arena fina, no plásticos, con diámetro máximo de 0.2 cm y espesor de capa de 25 cm.

- 1B: Random, con diámetro máximo de 20 cm, sin finos y con espesor de capa de 40 cm.
- 2B: Transición única, con diámetro máximo de 7.5 cm, con porcentajes de finos menor al 8%, y con espesor de capa de 40 cm.
- 3A: Enrocamiento de roca sana, con diámetro máximo de 35 cm, con porcentaje de finos menor al 5%, y con espesor de capa de 40 cm que será definido en ejecución.
- 3B: Enrocamiento de roca sana, con diámetro máximo de 50 cm, con porcentaje de finos menor al 5%, y con espesor de capa de 60 cm que será definido en ejecución.
- 3C: Enrocamiento de roca sana, con diámetro máximo de 70 cm, con porcentaje de finos menor al 5%, y con espesor de capa de 80 cm que será definido en ejecución.
- 3D: Enrocamiento de roca sana, con diámetro máximo de 70 cm, con porcentaje de finos menor al 8%, y con espesor de capa de 80 cm que será definido en ejecución .
- 3E: Enrocamiento fino, con diámetro máximo de 50 cm, con porcentaje de finos menor al 5%, y con espesor de capa de 60 cm.
- 4: Bloques de roca sana arregladas en la cara de las aguas abajo con la cara más ancha en la horizontal, con diámetro máximo de 120 cm.
- F: Filtro, con diámetro máximo de 30 cm, con porcentaje de finos menor al 5%, y con espesor de capa de 60 cm.
- T: Colúvio areno gravoso, con diámetro máximo de 35 cm, con porcentajes de finos menor al 15%, y con espesor de capa de 40 cm que será definido en ejecución.

La Tabla 2.1 muestra un resumen de las especificaciones básicas de todos los materiales.

Tabla 2.1. Tabla de Materiales y Zoneamiento de la Presa					
Zona	Material	Φ_{max} (cm)	Finos (%)	Espesor de Capa (cm)	Origen
1 ^a	Suelo limoso finamente arenoso o finos de trituración+ arena fina, no plásticos	0.20	-	25.00	Cantera de Suelo
1B	Randon	20.00	Sin Finos	40.00	Cantera de roca o excavación oblig.
2B	Transición única	7.50	<8%	40.00	Cantera colúvio areno-gravoso y planta ind.
3 ^a	Enrocamiento de roca sana	35.00	<5%	*40.00	Cantera colúvio areno-gravoso y planta ind.
3B	Enrocamiento de roca sana	50.00	<5%	*60.00	Cantera de roca o excavación oblig.
3C	Enrocamiento de roca sana	70.00	<5%	*80.00	Cantera de roca o excavación oblig.
3D	Enrocamiento de roca sana	70.00	<8%	*80.00	Cantera de roca o excavación oblig.
3E	Enrocamiento fino	50.00	<5%	60.00	Excavación oblig. de túneles
4	Bloques de roca sana arreglada en la cara de aguas abajo con cara más ancha en la horizontal	120.00	-	-	Cantera de roca
F	Filter	30.00	<5%	60.00	Planta Industrial
T	Colúvio areno gravoso	35.00	<15%	*40.00	Cantera colúvio areno-gravoso y desperdicio de planta ind.

*Será definido en ejecución

Fuente: Proyecto Básico - Central Hidroeléctrica Chaglla (Intertechne 2010)

La estructura contará con una serie de sistemas de monitoreo para llevar el control y recabar información sobre el comportamiento de la presa a lo largo de toda su vida útil. Las funciones que tiene la instrumentación son, registrar y comparar los resultados obtenidos con los cálculos teóricos de deformación, estabilidad y percolación, detectando alteraciones anormales y peligrosas, alertando sobre condiciones no previstas de comportamiento de las estructuras y fundaciones (Intertechne 2010: 61 Vol.3). Los instrumentos que cumplirán tales funciones son:

- Medidor de deformaciones triortogonales: Cumple la función de medir los desplazamientos relativos entre dos puntos. Son instalados en las uniones de la losa de concreto con el plinto, estos desplazamientos relativos van a ser medidos en sus 3 direcciones ortogonales.
- Puntos topográficos para la medición de asentamientos: Sirven para el control de desplazamientos verticales y horizontales. La localización de estos puntos está en la coronación y en los estribos de la presa.
- Puntos de control superficial: Instalados en la cresta y en el talud aguas debajo de la presa, son utilizados para la medición de desplazamientos horizontales y verticales.
- Cajas terminales: Son pequeñas cajas de concreto que reciben los cables para la medición de las celdas de asentamiento, instaladas en la superficie del talud aguas abajo.
- Acelerógrafos: Permite registrar las aceleraciones provocadas por un sismo tanto en la roca fundación como en la misma estructura. Se colocarán uno en el coronamiento y otro en roca firme, así se obtendrá la respuesta dinámica de la presa luego de la aceleración en la fundación.
- Piezómetro: Permite conocer el nivel de presión de agua existente en un determinado punto del cuerpo de la presa. La mayoría serán instaladas en las capas más bajas del relleno para controlar las filtraciones provenientes de la fundación.
- Electro niveles: Permite conocer la deformada de la losa de concreto una vez flexionada, por medio de la medición de sus deformaciones angulares.
- Celdas de asentamiento: Permite la medición de asentamiento de la presa, para la supervisión y control durante los periodos de construcción, llenado de embalse y operación de la presa.

CAPÍTULO 3: BASE DEL PLINTO EN ETAPA DE PROYECTO

3.1. PROYECTO BASE

3.1.1. Estudios Realizados

Durante la realización de la ingeniería básica del proyecto se realizaron diferentes estudios. Entre los cuales se incluye los cartográficos, topobatiométricos, hidrológicos y geológicos-geotécnicos. Estudios básicos para la definición del proyecto, dimensionamiento de estructuras, cálculos energéticos y el desarrollo de las especificaciones técnicas.

Cartográficos

“Los datos cartográficos disponibles antes de los levantamientos de campo fueron datos digitales y en papel de la Hoja 20L en escala 1:100000 del IGN (Instituto Geográfico Nacional), el cual contaba con curvas de 40 en 40 metros y estaba referenciada al sistema planimétrico WGS-84” (Intertechne 2010: 14 Vol.1).

También se utilizaron las imágenes satelitales de la NASA (Misión SRTM) con curvas de nivel presentadas de 10 en 10 metros, en las áreas donde no fueron ejecutados levantamientos, como es el caso de las áreas donde pasaba el eje del túnel de aducción.

Luego fue realizado un levantamiento a Láser, referenciado al sistema planimétrico WGS-84 y PSAD-56, presentando curvas de nivel de 1 en 1 metro. Este levantamiento fue realizado con base al área a lo largo del río Huallaga y algunas especificaciones técnicas. El área puede ser visualizada en la Figura 3.1.

Una parte del levantamiento fue ejecutado en Septiembre de 2009, comprendiendo un área de 106 km², distribuidos en 301 hojas. Juntamente con el láser, también fueron ejecutadas las ortofotos de toda el área (301 ortofotos). Después fueron complementadas con 69 km² más aguas abajo en Octubre del mismo año.

También fue ejecutada en enero de 2010 una restitución aerofotogramétrica en la escala 1:5000, con curvas de nivel de 5 en 5 metros, para proveer los vacíos existentes donde estaba proyectado el túnel de aducción.



Fig 3.1. Levantamiento Láser en el área del proyecto

Topobatimétricos

Se hicieron levantamientos de 29 secciones en el área de la presa y 28 en casa de máquinas. Estos resultados fueron compatibilizados con el láser.

Hidrológicos

“La cuenca del río Huallaga contiene poca información hidrológica. La única estación fluviométrica disponible cerca a la ubicación de la presa del proyecto es la del puente Taruca. Esta es la principal fuente de información utilizada en los estudios hidrológicos ya que es la única disponible en la región” (Intertechne 2010: 15 Vol.1).

De modo general, algunos de los datos disponibles son aquellos presentados en los estudios de Pre-factibilidad y de Factibilidad, respectivamente concluidos en Junio de 1986 y Marzo de 1994. Además, se utilizaron datos hidrológicos disponibles en el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI). Estos datos comprenden datos climatológicos del periodo más reciente, datos fluviométricos de la estación Puente Taruca y datos de lluvia de diversas estaciones de la cuenca del río Huallaga.

Durante todo el periodo se hicieron lecturas de reglas y aforos periódicos en la estación Puente Taruca. Además de eso, en los meses de febrero y marzo de 2010 fueron realizadas campañas de medición de concentraciones y granulometría de sedimentos en suspensión en dicha estación.

Debido a la inexistencia de datos de caudales en el sitio de presa, los datos disponibles en la estación Puente Taruca (situada río arriba del sitio de la presa, ver Figura 3.2) han sido la base para llevar a cabo estos estudios.

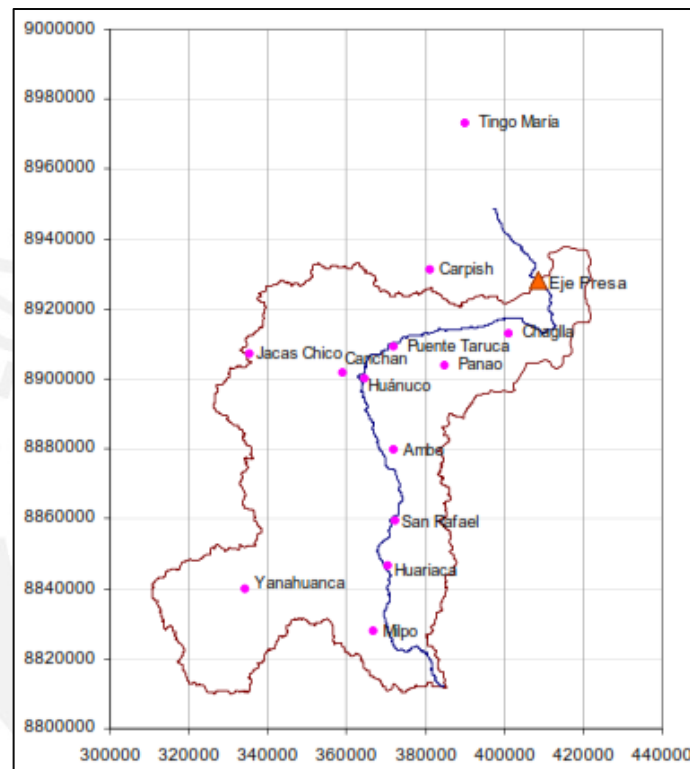


Fig. 3.2. Ubicación de las estaciones pluviométricas de la Cuenca del río Huallaga

La metodología aplicada en este estudio consiste en usar un modelo de lluvia-escorrentía para estimar el caudal a partir de los datos de lluvia. La mayor ventaja de este modelo es que puede ser calibrado para la cuenca superior y, una vez ha sido validado, extendido hasta el sitio de presa donde no hay información disponible. Se pueden identificar 3 partes en esta metodología:

1. Utilizar la información disponible en puente Taruca para calibrar un modelo hidrológico de lluvia-escorrentía.
2. Validación del modelo.

3. Extender el modelo calibrado en el apartado uno para simular los caudales en el sitio de presa.

Esta metodología nos da como resultado la curva de duración para el sitio de presa. De esta manera se estimó los caudales para diferentes probabilidades de excedencia (Ver Tabla 3.1).

%	Sitio de Presa (m ³ /s)	Puente Pérez (m ³ /s)
50	102.38	205.00
70	54.86	114.00
75	48.13	99.00
80	43.34	88.00
90	36.21	71.00
95	32.23	64.00

Fuente: Análisis hidrológico – Central Hidroeléctrica Chaglla (DHI Group 2010)

Geológicos – geotécnicos

Las fuentes de información de la geología local fueron el reconocimiento del área por el geólogo y los resultados de las investigaciones llevadas a cabo en la región de la presa. El eje actual de la presa está ubicado donde el valle se presenta encañonado y aparentemente con buenas condiciones de cimentación para una presa de enrocado con cara de concreto. Específicamente el valle en el cauce cerca del eje de la presa presenta aproximadamente 36 m. de largura.

Se puede observar que en la región del eje de la presa cerca del cauce del río en la margen derecha, la caliza es estratificada con las capas teniendo orientación N70E/45°NW. En la parte de arriba de la ladera, donde la vegetación se presenta abierta, se observa la ocurrencia de brecha calcárea. En la margen izquierda cerca del cauce se presenta caliza estratificada con orientación igual al margen derecho. Pero hay predominio de brecha calcárea sin orientación preferente, exhibiendo fracturación de alivio y zonas superficiales alteradas.

Se realizó las investigaciones programadas: ejecución de sondeos, ejecución de levantamientos sísmicos y mapeo geológico. Fueron ejecutados 9 sondeos en la región de la presa. En el cauce del río se hicieron sólo 3 sondeos (SR-214-A, SR-234 y SR-235). En la Tabla 3.2 se encuentra la posición y descripción de estos 3 sondeos.

Tabla 3.2. Sondeos realizados en la fase de proyecto – 2010

Sondeo	Coordenadas*	Prof. (m)	Geología
SR-214-A (30° con el eje vertical)	8.928.086/ 408.426	45.00 m	<p>0.00 a 16.80 m – arena con grava; arena de grano fino a medio y gravas de naturaleza poligénica ½” de diámetro;</p> <p>16.80 a 20.70 m – gravas y cantos de 30 cm;</p> <p>20.70 a 26.10 m – arena de grano fino a medio con gravas de ½” de diámetro;</p> <p>26.10 m – CONTACTO CON LA ROCA</p> <p>26.10 a 27.80 m – caliza brechada moderadamente alterada, medio dura, fragmentada con presencia de venillas de 1.5 mm;</p> <p>27.80 a 30.30 m – caliza brechada moderadamente alterada, medio dura, medianamente fracturada;</p> <p>30.30 a 31.60 m – caliza marmolizada medianamente alterada y fracturada a muy fracturada;</p> <p>31.60 a 32.30 m – zona de falla. Panizo de color gris, plasticidad media con fragmentos de caliza.</p> <p>32.30 a 45.00 m – caliza marmolizada moderadamente alterada, medianamente a muy fracturado (poco fracturado en los últimos 3 m), presencia de venillas de calcita.</p>
SR-234	8.927.979/ 408.545	40.10 m	<p>0.00 a 19.60 m – grava de 0.5 a 7 cm, naturaliza poligénica, presencia de bolonería puntual de 7 a 15 cm poligénico, con matriz arenoso con grano medio;</p> <p>19.60 m – CONTACTO ENTRE SUELO Y ROCA</p> <p>19.60 a 23.20 m – caliza gris oscura,</p>

			<p>muy alterada, ligeramente dura, fragmentado, presencia de venillas de calcita y fierro en los planos de falla;</p> <p>23.20 a 27.70 m – caliza gris oscura, muy alterada, media dura, medianamente fracturado, presencia de venillas de calcita y fierro en los planos de falla;</p> <p>27.70 a 40.10 m – caliza gris oscura, muy alterada, media dura, muy fracturado a fragmentado, presencia de venillas de calcita y fierro en los planos de falla.</p>
SR-235	8.928.031/ 408.469	42.00 m	<p>0.00 a 10.95 m – grava bien graduada, poligénica, de 0.5 a 6.0 cm en matriz de arena fina a gruesa, 10 a 15% de bolonería de tamaño entre 3 y 6”;</p> <p>10.95 a 11.45 m – bolonería poligénica de tamaño entre 5 y 9”;</p> <p>11.45 a 15.20 m – arena fina a gruesa con gravas 0.5 a 5.5 cm y 5% de bolonería;</p> <p>15.20 a 17.20 m – bolonería con tamaño de 3 a 8” en matriz gravosa;</p> <p>17.20 m – CONTACTO ENTRE SUELO Y ROCA</p> <p>17.20 a 22.70 m – caliza de aspecto marmolizada con oquedades milimétricas, poco alterada, dura, poco a muy fracturada;</p> <p>22.70 a 24.60 m – caliza de aspecto marmolizada con oquedades milimétricas, poco alterada, dura, poco fracturada;</p> <p>24.60 a 27.00 m – brecha calcárea poco alterada, dura, medianamente fracturada;</p> <p>27.00 a 42.00 m – roca granítica poco</p>

			alterada, muy fracturado a fragmentado.
--	--	--	---

*Obtenidas con GPS manual

Fuente: Proyecto Básico - Central Hidroeléctrica Chaglla (Intertechne 2010)

De acuerdo a los resultados de los sondeos, la profundidad del material aluvional varía entre 19.60 y 26.00 m; la roca subyacente alterna tramos muy fracturados y medianamente fracturados de caliza y roca volcánica bajo la caliza.

“De modo general, los datos de las pruebas de permeabilidad Le Franc (carga constante) hechas en el aluvión y en las rochas muy fracturadas indican valores de permeabilidad altas que varían desde 10^{-1} hasta 10^{-3} cm/s, mientras que las pruebas Lugeon realizadas en los macizos rocosos medianamente a muy fracturadas indican permeabilidades más bajas, del orden de 10^{-4} a 10^{-5} cm/s” (Intertechne 2010: 28 Vol.1).

3.1.2. Plinto Flotante

La identificación y definición de las condiciones geológicas y geotécnicas del emplazamiento de presas debe ser adecuadamente estudiada, ya que en función de sus características se puede efectuar una acertada definición del tipo de presa, y consecuentemente, del plinto en el cauce del río.

“Como la presa es de enrocado con cara de concreto no habrá necesidad de retirar completamente la camada de aluvión, solamente unos 2 o 3 metros de material más suelto” (Intertechne 2010: 58 Vol.1). Esto se debe a que la presa de enrocado tiene un área sobre el terreno muy grande, por lo tanto, el esfuerzo de la presa sobre el lecho del río es bajo.

En este caso el plinto sobre el lecho del río será flotante. Se llama plinto flotante porque no está fundada sobre roca como un plinto convencional, esta se apoya sobre la cama de aluvión, por lo tanto, no habrá excavación hasta la roca.

En este tipo de presas deben considerarse medidas para producir impermeabilidad en la fundación. De esta manera, se hace necesaria la impermeabilización de la fundación a través de una pantalla diafragma plástica impermeable en la extensión del aluvión y una cortina de inyecciones bajo el aluvión, en la roca fracturada.

La particularidad del plinto flotante respecto al convencional es que este vincula la cara de concreto con la pantalla de impermeabilización. Por eso, debe absorber las deformaciones diferenciales entre la pantalla diafragma y la cara de concreto. Es necesario, un adecuado diseño de juntas en el plinto flotante para reducir los esfuerzos que se generaría si fuera continuo y permitir movimientos relativos con un mínimo compromiso de la estanqueidad.

De esta manera, el plinto flotante está formado por varias losas articuladas entre sí para que las diferencias de movimientos entre el pie de pantalla y el plinto se repartan entre las diversas juntas. Así, el movimiento relativo en la junta perimetral con la pantalla impermeable es absorbido por el elemento impermeabilizador.

La sección del plinto flotante fue diseñada con un ancho de 9.00 m dividido en tres tramos articulados con 2 juntas con tratamientos adecuados y ligación con la pantalla de impermeabilización. Se puede observar las dimensiones en la Figura 3.3.

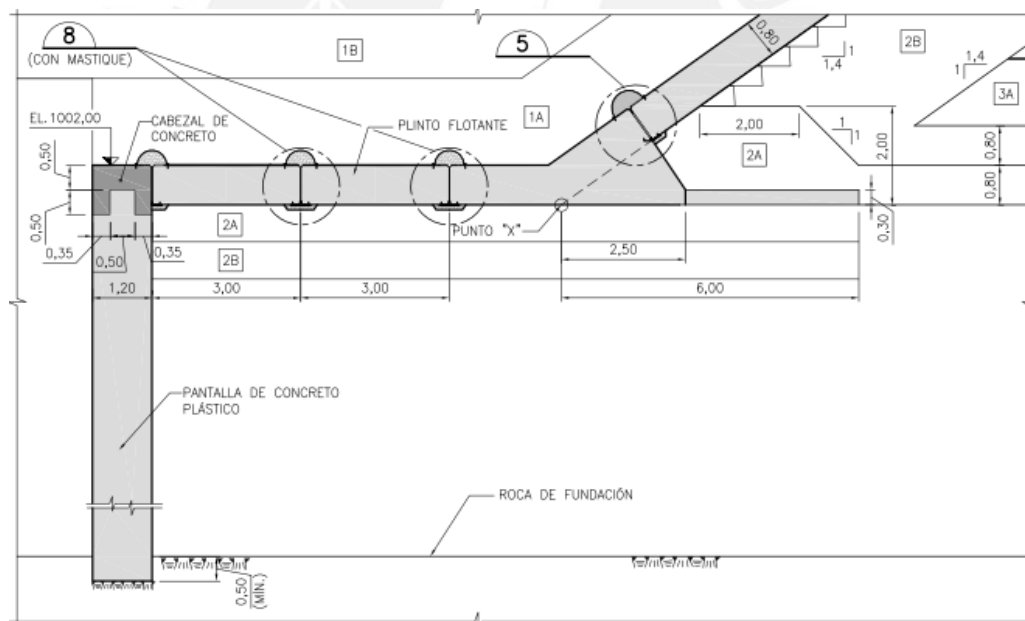


Fig. 3.3. Corte Transversal del plinto flotante – Proyecto Base
(Intertechne 2010)

Para las juntas finalmente se adoptó el diseño mostrado en la Figura 3.4. La lámina de cobre funciona como una barrera impermeable frente a las posibles filtraciones de agua hacia el cuerpo de la presa. El pliegue central de la lámina de cobre permite un desplazamiento relativo de 10 cm antes de su rotura. El bulbo de neopreno dentro de este nervio sirve para proteger a la lámina de cobre. La madera

que se dispone dentro de la junta asegura una separación mínima entre los dos elementos de hormigón y permite uniformar las tensiones de compresión. El elemento sellador superior es una segunda barrera impermeable.

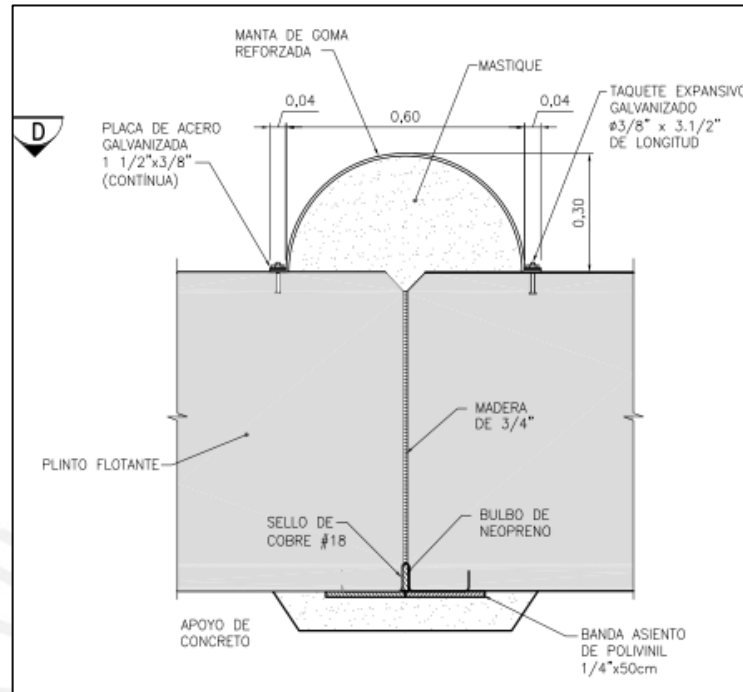


Fig. 3.4. Detalles de Juntas en Plinto Flotante – Diseño Base (Intertechne 2010)

Con la finalidad de mejorar las condiciones de impermeabilidad del subsuelo, la roca fisurada será sometida a un proceso de inyectado. “Para la cortina de inyecciones ejecutada a lo largo de la extensión del plinto y a través de una losa, se usó como criterio una línea central continua constituida por inyecciones obligatorias (exploratorio, primario, secundario y terciario) con diferentes profundidades (0.50H, 0.40H, 0.30H y 0.25H) y tres líneas de inyecciones de consolidación, dos líneas aguas abajo y una aguas arriba de la línea central” (Intertechne 2010: 59 Vol.1). La sección de la presa fue dividida en cinco tramos, siendo el primero correspondiente al tramo inferior, donde se fijó una carga hidráulica media de 190.00 m, para la segunda sección se fijó una carga hidráulica media de 150.00 m, para la tercera sección se utilizó una carga hidráulica media de 110.00 m, para la cuarta sección se usó una carga hidráulica media de 70.00 m, y para la quinta sección se utilizó una carga hidráulica media de 30.00 m. Las líneas de consolidación están compuestas por

inyecciones espaciadas a cada 3.0 m con 20.0 m de longitud. Este método es denominado “espaciamiento divisional”.

Esta opción de plinto flotante tiene como ventaja la eliminación de la necesidad de excavar hasta la roca para el apoyo del plinto, sin embargo, para que esta sea factible se deberá conocer mejor las características del material aluvional.

3.1.3. Pantalla Diafragma

De acuerdo a los resultados de los sondeos, la profundidad del material aluvional varía entre 19.60 y 26.00 m; la roca subyacente alterna tramos muy fracturados y medianamente fracturados de caliza y roca volcánica bajo la caliza. La permeabilidad del aluvión varía desde 10^{-1} hasta 10^{-3} cm/s, los cuales corresponden a valores de permeabilidad alta. Por esta razón fue diseñado una pantalla impermeable de concreto plastificado, denominada “diafragma”, inmediatamente aguas arriba del plinto de la presa en todo el cauce aluvional. Esta es complementada por una cortina de inyecciones en la roca, de tal forma que se garantice la estanqueidad del embalse.

La pantalla diafragma tiene un espesor de 1.20 m, profundidad variable que cubre todo el manto aluvial. A fin de traspasar la zona de roca intensamente fisurada o alterada que podría encontrarse en la superficie de contacto, se programó un empotramiento o profundización de 0.50 m hasta la roca de buena calidad y no en una roca meteorizada.

Diseño de Concreto Plástico

Un ejemplo de diseño de mezcla utilizado en el concretado de la pantalla diafragma en la presa Limón en Olmos es el siguiente:

- Lodo bentonítico: 380 kg. (8% de bentonita = 30.4 kg + agua = 349.6 lt)
- Cemento: 135 kg. (w/c = 2.59)
- Arena: 882 kg. (54% de agregados)
- Grava: 741 kg. (46% de agregados)

“Este diseño es definido para que se tenga discontinuidad en los elementos rígidos y el concreto sea más deformable. La viscosidad del lodo bentónico tiene que ser alta a fin de evitar la sedimentación y garantizar que las partículas de cemento y

agregados se mantengan en suspensión hasta el fraguado de la mezcla” (Tassi 2007: 8).

En un concreto normal cuya relación agua/cemento está alrededor de 0.5, los granos de cemento cristalizado están tan próximos entre sí que el material resulta resistente y poco deformable. Para que éste sea más deformable hay que agregar más agua por lo que la mezcla se vuelve inestable produciéndose sedimentación, por lo que es necesario agregar bentonita para contrarrestar este efecto y conseguir una mezcla uniforme.

Lo más importante de una pantalla diafragma de concreto plástico es su baja permeabilidad, debiendo tener un valor de k del orden de 10^{-7} cm/seg. Además, debe tener una resistencia no mayor a 20 kg/cm^2 .

Proceso Constructivo de la Pantalla Diafragma

PASO 1: CONSTRUCCIÓN DE MUROS GUÍAS

Previo a la excavación se construyen muros guías de concreto armado ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$) adyacente al eje longitudinal de la pantalla y cuyo objetivo es el siguiente:

- Materializar el eje de la pantalla;
- Controlar los niveles de lodo bentonítico dentro de la zanja durante el proceso de excavación, así como los niveles y verticalidad de la propia excavación;
- Servir de apoyo a los elementos requeridos para la colocación del concreto plástico; y,
- Controlar los niveles de concreto plástico durante su colocación.

Las dimensiones de ambos muros guías son de 0.25 m de espesor y 1.50 m de alto y su separación de 1.20 m. El material aluvial de la zona de los muros guías y aguas arriba de los mismos puede ser reemplazado por material limoso compactado para darle estabilidad a la excavación.

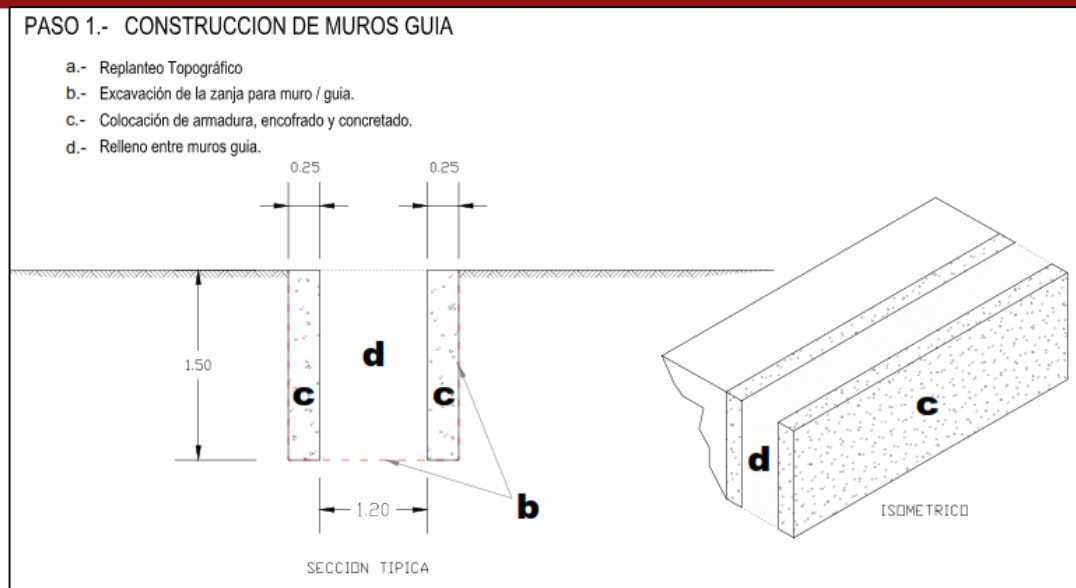


Fig. 3.5. Esquema constructivo de Muros Guía
 (Tassi 2007)

PASO 2: EXCAVACIÓN

Un método de excavación para optimizar los recursos consiste en excavar paneles de 6 m de ancho y 1.20 m de espesor hasta llegar a la roca de fundación empleando dos excavadoras con cuchara prensadora o “clamshell”. Y en la fundación se efectúa un encastre por proceso de horodación con trépano hasta alcanzar roca de buena calidad.

Para ejecutar las excavaciones de los paneles se utilizó lodo bentonítico con el propósito de estabilizar las paredes de la zanja (material aluvional). El lodo bentonítico forma un “cake” que ejerce presión sobre las paredes dándole estabilidad y, además, disminuye la permeabilidad del sistema.

Para la preparación y envío del lodo se debe contar con 3 pozas con el siguiente orden de utilización:

1. Poza de preparación: en ésta se fabrica el lodo con un contenido de 4% en peso de bentonita. Luego se trasvasa el lodo a la poza de maduración por bombeo.
2. Poza de maduración: aquí la mezcla madura por aproximadamente 24 horas. Luego es enviada por bombeo para la excavación de la pantalla.

3. Poza de desarenado: recoge el lodo contaminado al finalizar la excavación del panel. Antes de que el lodo ingrese, este es filtrado a través de un desarenador para volver a ser utilizado en la siguiente excavación.

Se establece una secuencia de excavaciones y sucesivos concretados de paneles, de tal manera que no haya interferencia entre los dos equipos utilizados. Se excava los paneles primarios y alternadamente los paneles secundarios teniendo cuidado de tener una continuidad para lo que los secundarios traslapen (mordiendo) al concreto de los primarios (en 0.25 m) de modo que las juntas sean cerradas. Así ya no se tiene que utilizar alguna junta especial “water stop”.

La excavación de los paneles se lleva a cabo utilizando una almeja cuya abertura máxima es de 2.50 m y con un espesor de 1.20 m. En el caso de los paneles de 6.00 m de longitud se ejecuta dos mordidas en ambos extremos de 2.50 m y posteriormente se excava el centro de 1.00 m aproximadamente (ver Figura 3.6). La excavación de los paneles de 2.50 se efectúa de una sola vez. Se tuvo en cuenta contar con un desnivel de 1.50 a 2.00 m entre el nivel del lodo y la napa freática. Durante la excavación de cada panel se debe controlar la verticalidad del panel cada 5.00 m de profundidad, aproximadamente, para asegurar la continuidad del diafragma.

Concluida la excavación del aluvial se procede a ejecutar la horadación del basamento rocoso utilizando el trépano.

Para la limpieza del panel excavado se utiliza una bomba con la que se extrae el fango contaminado desde el fondo del panel mientras que por la parte superior ingresa lodo nuevo que reemplaza al extraído. El lodo contaminado es enviado a la poza de desarenado.

Se debe tener cuidado de asegurar que el lodo bentonítico en el panel excavado esté limpio antes de iniciar el concretado del mismo para evitar que el concreto plástico se contamine y pierda sus características de homogeneidad e impermeabilidad.

Previo al concretado del panel, el lodo contenido en él debe tener un contenido de arena menor o igual al 5%, una viscosidad entre 30” y 45”, un ph entre 7 y 11, y, una densidad entre 1.03 y 1.15 gr/cm³.

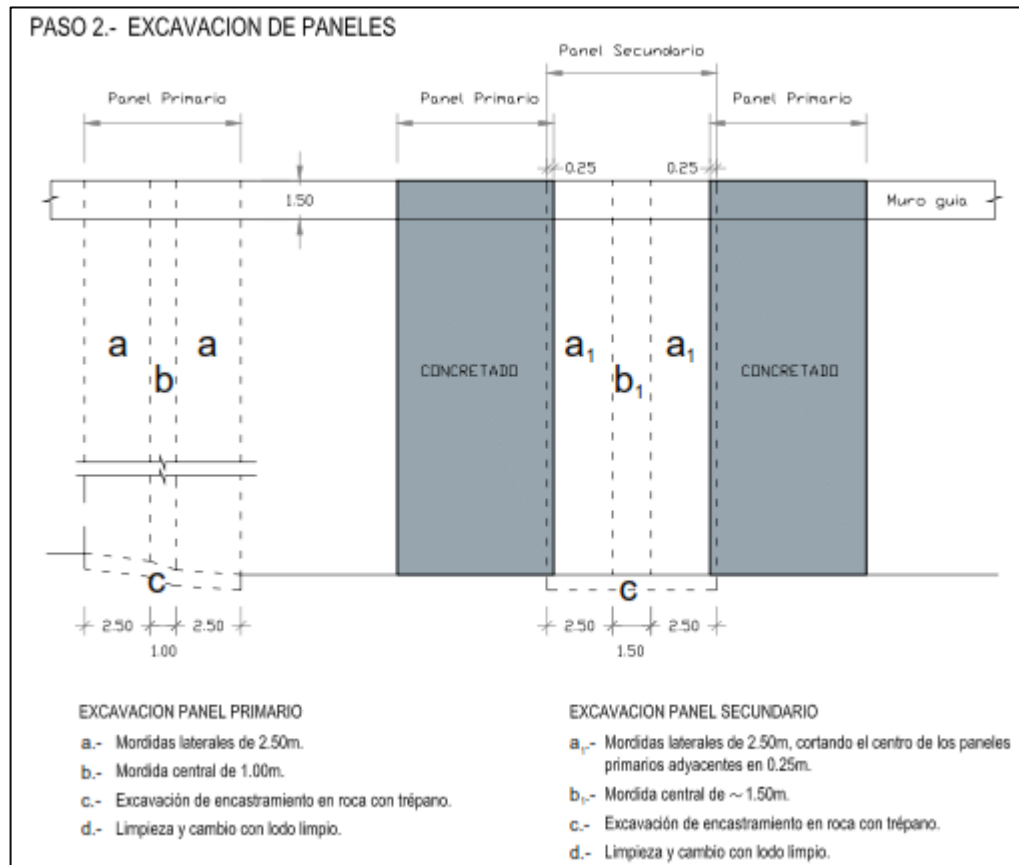


Fig. 3.6. Esquema de Excavación de los Paneles
(Tassi 2007)

PASO 3: CONCRETADO

Luego de retirados todos los elementos del desarenado, con la misma grúa de servicio se procede a colocar los tubos “tremie” para el vaciado del concreto plástico. Dichos tubos son colocados, al inicio del concretado, a unos 0.20 m del fondo del panel. En nuestro caso de paneles de 6.00 m se colocan dos tuberías de 10” de diámetro, ubicados cada uno a 1.50 m. de los extremos del panel y separados a 3.0 m. entre sí.

Instalados los tubos “tremie” se procede a la colocación del concreto plástico por inmersión, el mismo que se realiza desde el fondo del panel a través de los mencionados tubos de modo que el fango bentonítico es desplazado. Ya que dichos

tubos son colocados, en el inicio, a unos 0.20 m del fondo del panel, luego van subiendo a medida que progresa la colocación del concreto en el panel, teniendo cuidado de que los tubos estén sumergidos de 1.5 a 2.0 m en el concreto plástico ya colocado.

Conforme se incrementa el concreto plástico en el panel del diafragma, el lodo bentonítico es recuperado por medio de una motobomba hacia la poza de desarenado para ser posteriormente utilizado.

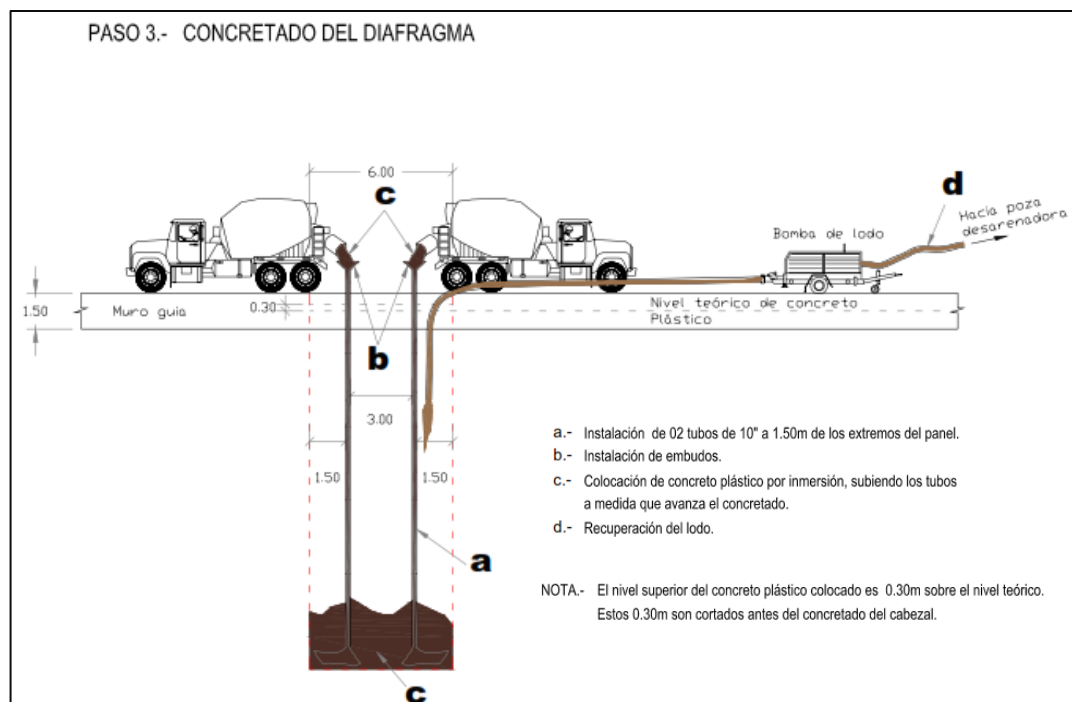


Fig. 3.7. Esquema de Concretado del Muro Diafragma
 (Tassi 2007)

3.2. PROYECTO FINAL

3.2.1. Condiciones Reales

Una de las grandes dificultades del proyecto CH Chaglla es el difícil acceso a los sectores de la obra, en especial al sector donde se encuentra ubicada la presa. Es por esto que a los seis meses de iniciada los trabajos en el proyecto (Febrero de 2011) se consiguió llegar a esta zona (Agosto de 2011). Es a partir de esta fecha en la que se reanudaron diversos estudios en el sector para definir la ingeniería de detalle de todas las estructuras proyectadas en la zona. En la Figura 3.8 se puede observar el sector donde se construirá la presa y en la Figura 3.9 las condiciones en las que se encontró el lecho del río.



Fig. 3.8. Vista de la margen derecha del Sector Presa

(Fuente: Propia)



Fig 3.9. Condiciones del lecho del río en la zona proyectada del plinto
(Marquez 2013)

Sin embargo, al empezar los trabajos de ejecución de la presa, en el área se observó y determinó que las características eran diferentes a los resultados de los estudios anteriormente realizados. Las nuevas evaluaciones ubican una cizalla o falla geológica que afecta ambas márgenes y las condiciones del macizo rocoso en zona del cauce del río.

Margen Izquierda

La margen izquierda está conformada por roca caliza color gris claro de resistencia media a baja, alteración moderada a fuerte, fracturamiento intenso por cizallamiento debido a la intensa deformación tectónica en la zona. Presencia de una cizalla o falla geológica con orientación (N282°/65°) que corta transversalmente al cauce del río; con brechas rellenas de panizo, limos, arcillas, óxidos, con espesores de 40 a 50 cm.



Fig 3.10. Zona del plinto – Vista de la margen izquierda
(Marquez 2013)

Margen Derecha

La margen derecha está conformada por roca caliza color gris claro de resistencia media, alteración moderada, fracturamiento moderado. Presencia de una cizalla o falla geológica con una orientación ($N293^{\circ}/70^{\circ}$) que corta transversalmente al cauce del río; con brechas rellenas de panizo, limos, arcillas, óxidos, con espesores de 10 a 30 cm. Al pie de la ladera, en zona de falla, hay presencia de puntos de relevante infiltración (ojos de agua).



Fig 3.11. Zona del plinto – Vista de la margen derecha
(Marquez 2013)

Zona del Cauce

La profundidad del material aluvional varía entre 3.0 y 4.0m. La plataforma de fundación está conformada por roca caliza color gris claro de resistencia media-alta, alteración moderada, presenta vetillas de calcita (2 – 5cm). En esta área se encontraron discontinuidades delimitando bloques, las mismas que presentan relleno de material lodoso y grava redondeada. En ese local también se verificaron oquedades (0.4x 0.8m con profundidades de 1 a 1.5m).

La nueva información obtenida provocó la modificación del diseño inicial por una solución de ingeniería completamente diferente: un plinto convencional cimentado sobre un muro base de apoyo hecho en concreto compactado rodillado (CCR) con más de 16 mil m³.

3.2.2. Plinto Convencional

Como el aluvión tiene una profundidad de 3 a 4 metros, se retirará completamente esta camada en la ubicación del plinto. En este caso, el plinto será convencional; es decir, estará fundada sobre roca firme, la cual, no debe ser erosionable y debe ser inyectable de manera normal.

En este caso, la zona del plinto está ubicado sobre roca con alteración moderada, por lo cual, debe ser tratada con inyecciones para mejorar tanto su

resistencia como su impermeabilidad. Para permitir las inyecciones debajo del plinto, es imprescindible que se encuentre anclado a su cimiento.

Sin embargo, de acuerdo a las condiciones reales descritas en el acápite anterior, el plinto está proyectado sobre la falla geológica. Ubicación que no puede ser movida ya que se tendría que variar la ubicación de la presa, alternativa que no puede ser posible debido a la etapa en la que se encuentra el proyecto.

La solución adoptada fue mantener la presa en su mismo eje, pero se elevó la ubicación del plinto sobre el cauce, siguiendo el eje del muro pantalla de la presa. Se cambió la ubicación del plinto 18 metros arriba. De esta manera, se evitó que pase por la falla geológica.

Para lograr elevar el plinto, se proyectó un muro base de concreto sobre el lecho del río, para que el plinto esté apoyado sobre este y ya no sobre la roca. Este muro base de concreto fue diseñada con la resistencia, estabilidad e impermeabilidad necesaria para mantener la estanqueidad de la presa y obtener una base maciza para el plinto convencional. Así, el plinto estará anclado sobre este muro, y las inyecciones serán ejecutadas debajo de este último.

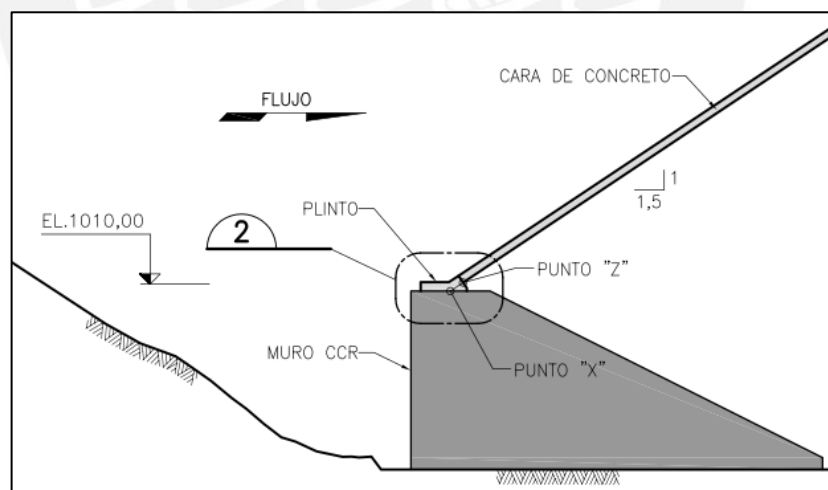


Fig 3.12. Ubicación del plinto convencional en la presa – Proyecto Final
(Intertechne 2012)

A diferencia del plinto flotante, el plinto convencional solo está formado por un pedestal de apoyo y transición. Ya no necesita secciones articuladas porque tiene una base firme que garantiza bajas deformaciones diferenciales.

La sección del plinto convencional sobre el lecho del río fue diseñada con un ancho de 4.65 metros y una ligación con la pantalla de concreto. Se puede observar sus dimensiones en la Figura 3.13.

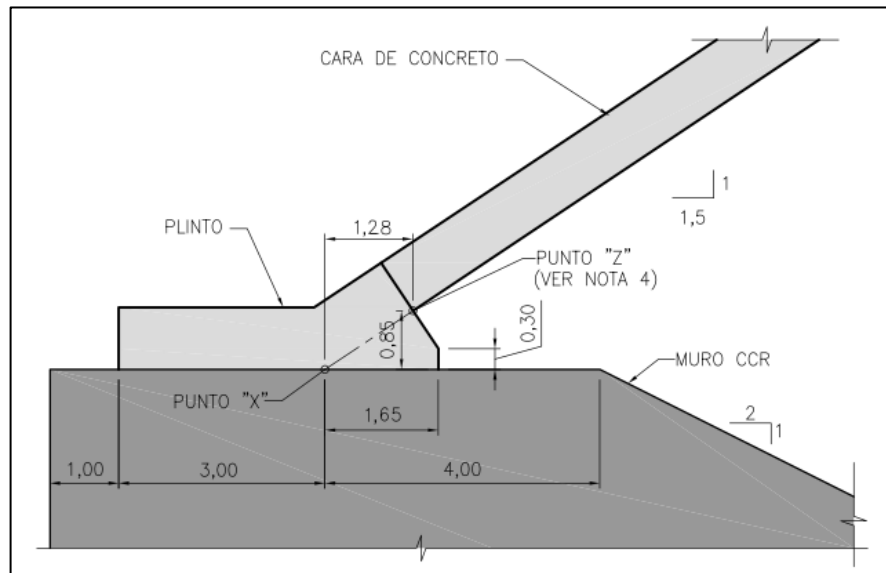


Fig 3.13. Corte transversal del plinto convencional – Proyecto Final
(Intertechne 2012)

Para las juntas se adoptaron los mismos diseños del Proyecto Base.

3.2.3. Muro Base en Concreto Compactado Rodillado (CCR)

Fue diseñado este muro que sirve como base de apoyo del Plinto ubicado sobre el cauce del río. Tiene el fin de sobrepasar la zona de la falla geológica del macizo rocoso, para que la estructura del plinto no la atraviese.

Este muro tiene la forma de una presa de concreto de gravedad. Tiene una altura de 18.00 m. En la cresta tiene un ancho promedio de 67 m y una longitud de 8 m. En la base tiene una longitud de 45 m. En total posee 16 537 m³ de concreto compactado con rodillo, el cual será vaciado masivamente.

El CCR es una tecnología de poca difusión en nuestro medio. Sin embargo, posee características que lo hacen muy provechosos para proyectos como este, como su bajo costo debido a su rápido modo de construcción y su bajo contenido de cemento. El método de CCR es comúnmente empleado en presas de gravedad y pavimentos.

“El CCR se define como un concreto de consistencia seca, asentamiento nulo, que se coloca de manera continua y su compactación se realiza con un rodillo normalmente vibrante” (Escalaya 2003: 1). Además, es transportada y extendida con equipos de movimiento de tierras.



Fig 3. 14. CCR aplicada en la presa Zapotillo. Jalisco, México
(Londoño 2013)

De esta manera, el CCR difiere del concreto convencional (CCV) principalmente en su consistencia requerida. Para la consolidación efectiva, la mezcla de concreto debe ser lo suficientemente seca para prevenir el hundimiento de los equipos de rodillo vibratorio, pero lo suficientemente húmeda para permitir la adecuada distribución del mortero conglomerante en el concreto durante el mezclado y la operación de la compactación vibratoria (ACI Commitee 207 1995: 207.5R-4).

El CCR tiene algunas características comunes con otros materiales como la grava – cemento, el concreto convencional (CCV) y los concretos asfálticos:

- Es similar a la grava – cemento en su aspecto exterior; en la forma de producción con máquina mezcladora, en el transporte, distribución y compactación; en el sistema de curado; en la relación agua cemento y la posibilidad de soportar el transporte motorizado una vez finalizada la operación del curado.

- Por otra parte, el CCR es similar al CCV en su forma de producción con una mezcladora de paletas móviles, en el contenido de cemento que usan y en los niveles de resistencias mecánicas que alcanzan .
- También presenta similitud con los concretos asfálticos en el uso de iguales equipos para la etapa constructiva (colocación con extendedora y compactación con rodillos vibratorios), así como la posibilidad de apertura inmediata al tránsito.

La principal diferencia del CCR respecto al resto de concretos vibrados son: la consistencia de la mezcla, el proceso de fabricación y la colocación.

La mayor ventaja económica que presenta el CCR es el contenido de cemento, ya que logra mayores resistencias a la tracción con menor porcentaje de cemento que el CCV. Además, las plantas de dosificación y mezclado son de alta producción horaria, y para el transporte son empleados volquetes, que tienen mayor capacidad y menor costo que los mixers. Otra cualidad a destacar es su “capacidad de soporte inmediata”, es decir, que el esqueleto de los áridos que lo forman tienen una capacidad resistente de por sí, haciendo posible que sea capaz de soportar el paso inmediato del tránsito (Belén 2002: 14).

Diseño del CCR

En el desarrollo de la tecnología del CCR, han surgido dos filosofías de diseño de las mezclas. Pueden ser clasificadas como la Filosofía de Suelos y la Filosofía de Concreto. Las mezclas de CCR producidas usando métodos de diseño de concreto tienen una consistencia más fluida que las mezclas con aproximación a suelos debido a que hay más pasta en la mezcla que áridos.

La filosofía de suelos considera al CCR como un suelo procesado o agregado enriquecido con cemento, cuyo diseño de mezcla está basado en la relación humedad – densidad. Para un agregado específico y un contenido de material cementante, el objetivo es determinar un contenido óptimo de humedad para un esfuerzo de compactación de laboratorio que corresponde al esfuerzo o densidad aplicable por los rodillos en el campo.

Para la filosofía de concreto se considera que la mezcla de CCR es un verdadero concreto cuya resistencia y otras propiedades siguen la relación agua –

cemento establecida por Abrams en 1918. Para la aproximación a concreto el contenido de agua de la mezcla es determinado usando una mesa vibratoria (equipo Vebe) para alcanzar el tiempo deseado para que la pasta empiece a aparecer en la superficie de la mezcla del CCR. Este enfoque está basado en el concepto que existe suficiente pasta en la mezcla de que rellena todos los vacíos en el agregado, haciendo que la mezcla se compacte completamente produciéndose un concreto con asentamiento nulo (Escalaya 2003: 4).

Se recomiendan algunas consideraciones para los materiales de la mezcla. El agregado debe tener un tamaño máximo nominal mayor de 2" y un contenido de finos PASA malla #200 entre 4 y 10%. En cemento se usa frecuentemente bajas cuantías (60 – 150 kg/m³). El empleo de agua tiene cuantías entre 89 y 119 kg/m³. El uso de puzolana en la mezcla puede servir como reemplazo parcial del cemento para reducir generación de calor, costos y como un aditivo. Y las adiciones tienen porcentajes mayores al 45% del material cementante (Martinez 2010: 4).

El diseño de mezcla proyectado para el Muro Base del Plinto es el siguiente:

- Agua: 111 kg.
- Cemento: 135 kg. (w/c = 0.82)
- Arena: 902 kg. (40% de agregados)
- Grava: 1354 kg. (60% de agregados)
- Superplastificante: 1.62 kg.
- Incorporador de aire: 0.27 kg.
- Retardante: 0.27 kg.

En la Figura 3.15 se puede observar la consistencia de la mezcla. La densidad máxima teórica (DMT) es de 2536 kg/m³, con una humedad de 5.1%. La resistencia de compresión que alcanzaron las probetas fue de 61 kg/cm² a los 3 días, de 122 kg/cm² a los 7 días y 144 kg/cm² a los 28 días. Los ensayos de permeabilidad dieron valores promedio de 8.53x10⁻⁶ cm/seg.



Fig. 3.15. Mezcla de CCR diseñada

(Fuente: Propia)

Los ensayos realizados en esta mezcla son similares a los del CCV. Se realiza Resistencia a la Compresión (ASTM C39), Resistencia a la Tensión Directa (ASTM C111), Módulo de Elasticidad (ASTM C469), Permeabilidad (ASTM C1202) y Peso específico (ASTM C138). Para la fabricación de probetas se utiliza martillo del Proctor Modificado y aplicando el mismo esfuerzo de compactación (ASTM D1557) o se puede usar sistemas de vibro compactación como un martillo vibrador Hilti o un apisonador de polo neumático.

En campo se realizará los controles de densificación. Este puede hacer usando el ensayo de Cono de Arena. Sin embargo, más efectivo es el empleo de núcleos densímetros, los cuales permiten medir la densidad húmeda y seca del material y el porcentaje de humedad una vez compactada la mezcla.

Estructuración del Muro Base

Antes de realizar la estructuración del muro se tiene que tener en cuenta que el proceso constructivo del CCR es realizado en capas. Cada capa debe ser adecuada para obtener un grado de compactación aceptable. De acuerdo a los estudios de laboratorio realizados, se determinó que el espesor para realizar la compactación será de 30 cm, obteniendo de esta manera un grado de compactación de 101% con un Rodillo Liso CS-56 de 14 ton con 6 pasadas.

Este proceso constructivo de CCR genera zonas porosas entre capas donde el agua puede percollar. Por esta razón, las juntas horizontales son el punto más vulnerable en este tipo de estructuras desde el punto de vista estructural como de permeabilidad.

“Los criterios actuales para proyectos de presas en CCR tienen como premisa tornar la cara aguas arriba lo más impermeable posible, pudiendo el núcleo y la cara aguas abajo presentar una mayor permeabilidad. Por eso, se emplea una cara de CCV en la zona aguas arriba, cuyas juntas horizontales no presentan problemas de permeabilidad como las juntas del CCR” (Comunidade de Barragens e Usinas Hidroeléctricas da Constructora Norberto Odebrecht 2005: 171).

La cara de CCV tendrá un ancho de 0.50 m como mínimo y deberá tener resistencia característica mayor a 12 MPa. El CCR en cambio deberá tener resistencias mayores a 10 MPa ya que su función es de gravedad. El muro está compuesto por 1077 m³ de CCV y 14972 m³ de CCR

El nivel de fundación es de 992.00 m.s.n.m., sin embargo, por ser un terreno irregular, se tendrá que hacer una nivelación del terreno de fundación hasta la elevación 993.40 m.s.n.m. Este concreto de reposición tendrá una resistencia característica de 10 MPa.

Se realizará inyecciones de consolidación. Se perforarán 96 taladros de $\phi 3''$, con profundidad efectiva en roca de 15m distribuidos en cuadrículas de 3x3 m y se inician en la cota 993.40 m. Las inyecciones se realizarán en tramos de 5 m y de manera ascendente inyectando con presiones de 10 kg/cm², 5 kg/cm² y 2 kg/cm² en cada tramo. Estos detalles puede observarse en la Figura 3.16.

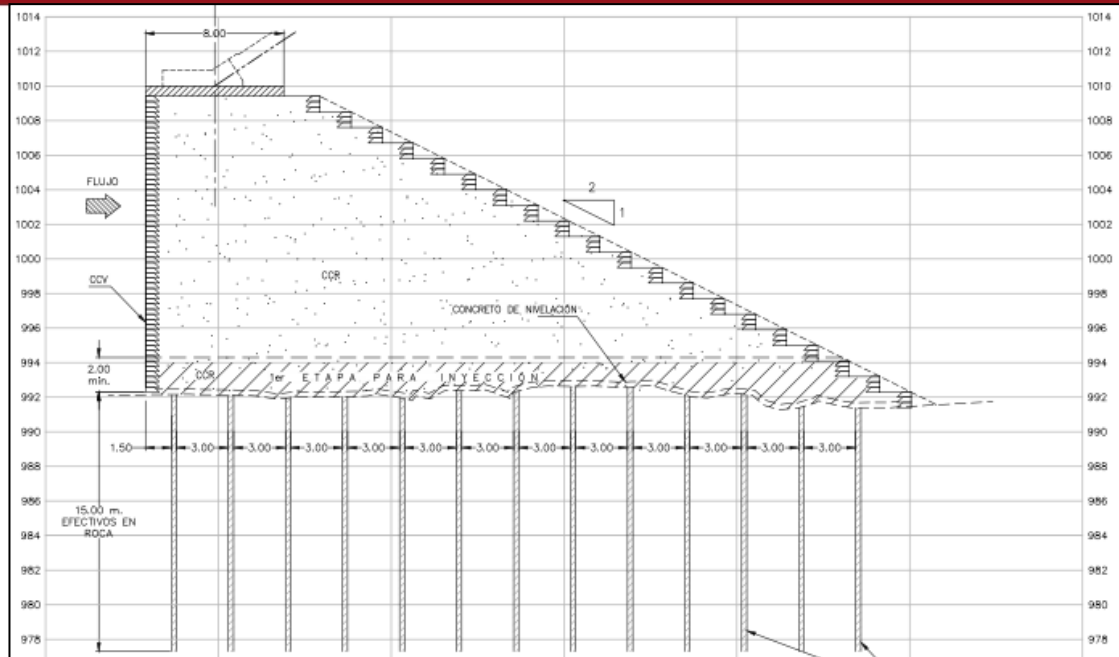


Fig. 3.16. Muro Base del Plinto
(Intertechne 2012)

El sistema de drenes inicia en la cota 993.40 m, después de las inyecciones de consolidación. Este sistema se encuentra formado por filas de drenes de una sección de 0.35 x 0.25 m a una distancia de 3.0 m. Los drenes serán rellenos con gravilla de ½” con contenido de finos menor a 5% que pasa la malla #200. La capa de gravilla será recubierta con geotextil para que la lechada del concreto de taponamiento no penetre en el dren. En la Figura 3.17 se muestra una sección típica del dren especificado. Los drenes serán de $\phi 3''$, con 10 m de longitud efectiva en roca y deberán ser rellenas con arena lavada.

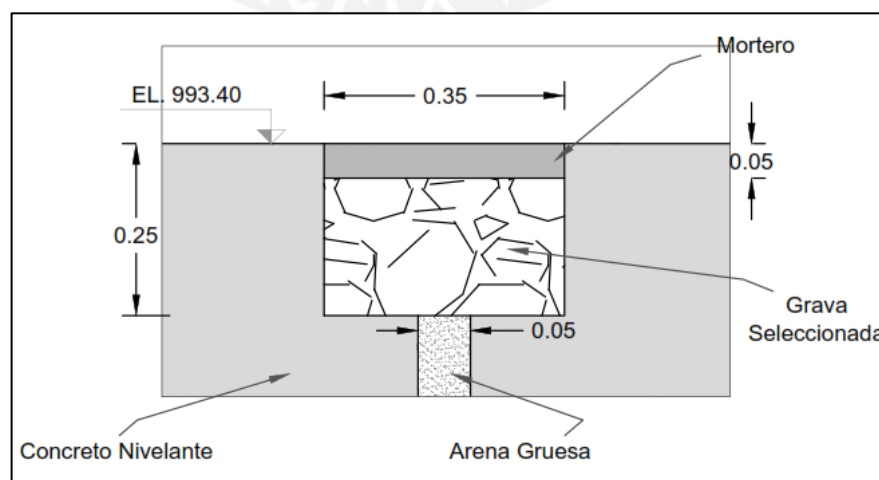


Fig. 3.17. Sección típica del dren colector
(Rojas 2013)

El Muro Base posee dos juntas verticales de contracción que tienen continuidad con la cara de concreto de la presa. Cada junta de contracción cuenta con un sistema de veda – juntas para su impermeabilización. Las veda – juntas tienen el diseño de la Figura 3.18. La lámina de cobre funciona como barrera impermeable, el bulbo de neopreno para su protección y la junta de PVC asegura una separación mínima en el CCV. Además, las juntas verticales en la zona del CCR serán inducidas con lonas plásticas.

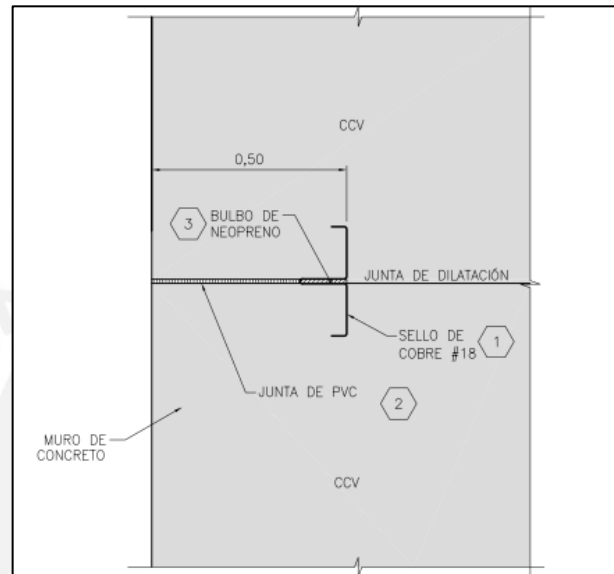


Fig 3.18. Sección típica de una junta de dilatación vertical
(Intertechne 2012)

Proceso constructivo del Muro Base del Plinto

El Concreto Compactado con Rodillo más que un material de construcción, es un método constructivo. El proceso de colocación es bastante simple. Sin embargo, la repetición de variadas actividades por centena de veces, aunque pequeñas, exige de una gran coordinación, sin la cual la productividad y la calidad del producto final pueden verse comprometida.

EXCAVACIÓN Y LIMPIEZA

Se limpiará intensamente la superficie expuesta de la roca, removiendo totalmente los materiales provenientes de derrumbes, bloques de roca inestable u otros materiales inadecuados. Las discontinuidades, fallas y oquedades deberán limpiarse hasta una profundidad igual a tres veces su ancho mediante excavación

manual y uso de chorros de agua a una presión de 7 kg/cm^2 . Se deberá rellenar estas, además de las depresiones, cavidades o negativos con mortero fluido de cemento con $f'c$ de 12 MPa, regularizando la superficie y preparando la cimentación. La superficie que recibirá concreto o relleno será humedecida antes de su colocación.

COLOCACIÓN DE CONCRETO DE REGULACIÓN

Previamente a la colocación del concreto, los encofrados deberán ser colocados fijos a la roca para las primeras capas o fijados en capas inferiores. Estos serán colocados de manera secuencial cada 2.44 m.

Se deberá colocar el concreto de regulación hasta la cota 993.40 m una vez efectuada la limpieza. Para esto, se deberá hacer tratamiento a las infiltraciones u ojos de agua presentes en la zona. Una vez llegado a la cota 993.40 m, se deberá realizar las inyecciones y el sistema de drenaje.

COLOCACIÓN DEL MORTERO DE LIGACIÓN

Se lanzará el mortero de unión con ayuda del mixer directamente sobre la capa existente y extenderlo con rastrillos de metal con un espesor mínimo de 1 cm.

COLOCACIÓN DEL CCR

El CCR será transportado con volquetes hasta el frente de trabajo. Antes de su ingreso a la zona de lanzamiento, los camiones deberán tener sus llantas limpias, lo que es hecho con chorros de agua y aire comprimido.

Distribuir el concreto lo más cerca posible de su lugar de aplicación, en pilas de alrededor de 1 m de altura. Luego, será extendido por medio de un tractor de bandas tipo D6, con zapatas lisas, en capas de 30 cm para su posterior compactado. El equipo para tendido operará solamente sobre el material no compactado, evitando realizar maniobras en el concreto después de su compactación para no dañarlo.

INSTALACIÓN DE LA JUNTA DE CONTRACCIÓN INDUCIDA

Con la ayuda de una plantilla metálica, posicionar la junta de lona plástica en su lugar, asegurando la alienación marcado por la topografía. Una vez distendida la capa de concreto CCR en los dos lados y antes de su compactación, la plantilla se elimina dejando inmersa la lona plástica.

COMPACTACIÓN DEL CCR

Con la aplicación del rodillo liso de 14 ton del tipo CS-56 ejecutar la compactación del CCR. El primer paso deberá ser sin vibración para promocionar el “sellado” de la capa. Se realizarán 6 pasos, que son requeridos para obtener la densidad específica, con vibración. Superponer el rodillo aproximadamente 30cm en las capas de compactación adyacentes. El grado de compactación mínimo deberá ser del 98% de la DMT.

No se deberá compactar los primeros 1.5 metros que estarán en contacto con la capa de CCV. Esto se compactará posteriormente con un equipo más pequeño.

COLOCACIÓN DEL CCV

Este concreto se transportará por medio de mixers y será colocado pegado a los encofrados aguas arriba con ancho mínimo de 0.50 m o en contacto con roca con ancho mínimo de 0.30 m.

COMPACTACIÓN DEL CCV Y EN EL CONTACTO CCV/CCR

Compactar el CCV con un vibrador de inmersión. La vibración junto al CCR unirá a los dos tipos de concreto, haciendo una unión lo más sólida posible. Antes de que el CCV inicie su fraguado, compactar su unión con el CCR con rodillo vibratorio pequeño o placa vibratoria, en el sentido de la unión, haciendo que el nivel sea el mismo para los dos concretos.

CURADO

Con la utilización de un soplete de aire comprimido y agua, inmediatamente después de la compactación del CCR se comenzará el curado. La cura se deberá mantener hasta que se ejecute la siguiente capa o por 14 días. No se aplicarán chorros de agua concentrados o sobrepresiones para evitar la erosión de la superficie fresca de CCR, solo se mantendrá una neblina con aire y agua. Cualquier superficie dañada se tratará con mortero de ligación.

TRATAMIENTO DE NUEVA CAPA

Dependiendo de cuantas horas han pasado de la colocación de la capa inferior de CCR se tendrá que:

- Más de 24 horas: el tratamiento debe ser realizado con una máquina de alta presión (Liquablaster) y la limpieza de la superficie mediante el uso de pistolas de aire y agua para la eliminación de material suelto.
- Entre 3 horas (durante el día) y 6 horas (durante la noche) hasta 24 horas: la limpieza de la superficie mediante el uso de pistolas de aire y agua para la eliminación de cualquier material suelto (corte verde).
- Menos de 3 horas: no habrá limpieza de la superficie, ni empleo de mortero de ligación

INTERRUPCIÓN EN LA COLOCACIÓN DEL CCR

La colocación y compactación del CCR no debe llevarse a cabo bajo lluvias de mediada y alta intensidad así como condiciones extremas de temperatura. No será colocado en el periodo de lluvia en los siguientes casos:

- Ocurrencia de lluvias torrenciales capaces de lavar la superficie de los agregados del concreto recién compactado.
- Penetración de agua de lluvia en la masa de concreto recién colocado y aún no compactado, modificándose la humedad de la mezcla.
- Precipitaciones superiores a 7 mm/h
- La producción será detenida cuando el agua libre comience a acumularse sobre el concreto.

Cabe destacar que el CCR es muy sensible a las variaciones del contenido de agua, la falta aumenta el riesgo de segregación y el exceso dificulta el aprovechamiento total de la energía de compactación. Por eso, requiere que se realicen mediciones de la humedad de la mezcla en planta cada hora de trabajo preferentemente.

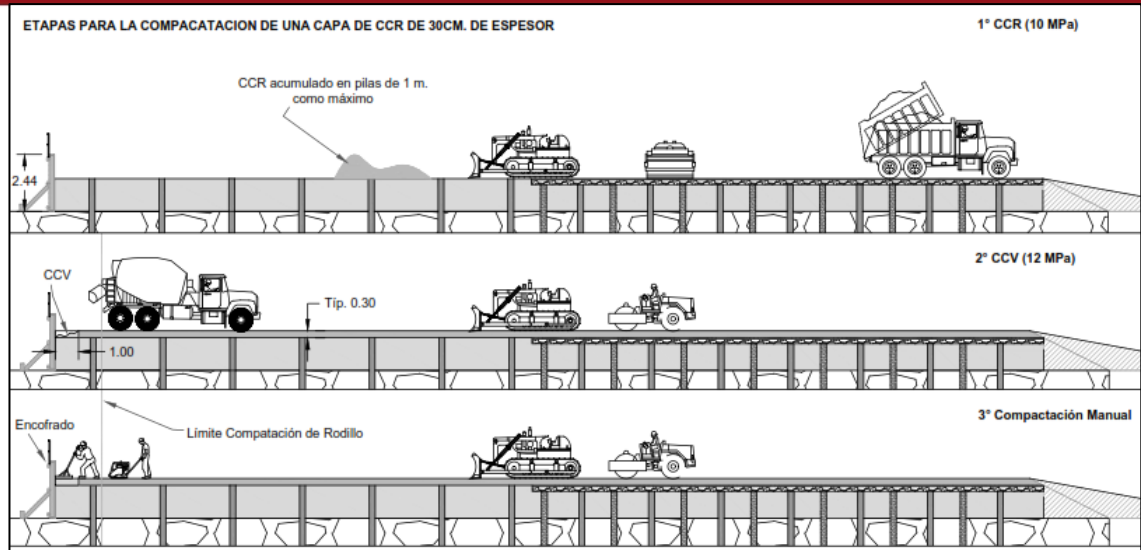
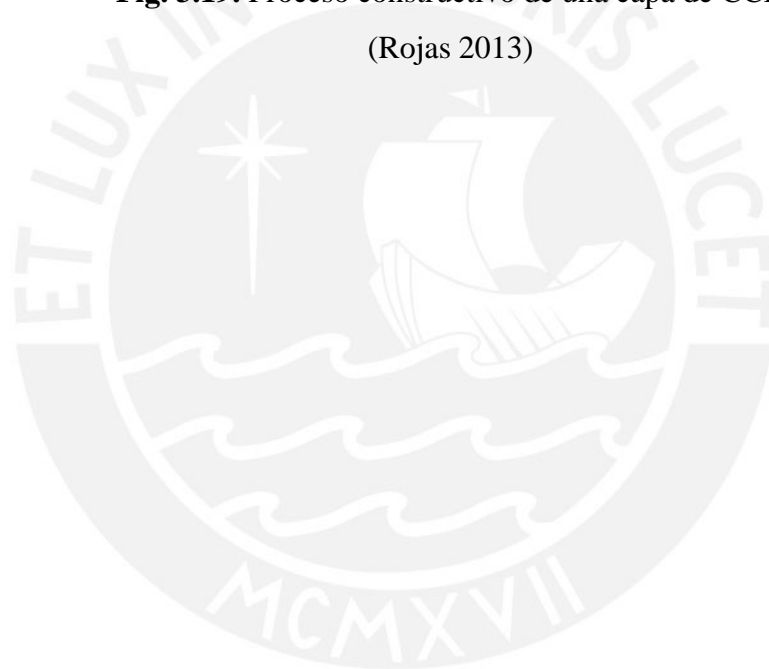


Fig. 3.19. Proceso constructivo de una capa de CCR
(Rojas 2013)



CAPÍTULO 4: BASE DEL PLINTO EN ETAPA DE PLANEAMIENTO

4.1. METRADOS

Los metrados de los trabajos de concreto fueron originados a partir de los levantamientos topográficos de la zona de la base del plinto y las curvas de nivel generadas en AutoCAD. Se generaron las áreas de cada capa a ejecutar por medio de este software y así obtener el volumen total.

Los metrados generales se puede observar en la Tabla 4.1. Los metrados detallados por capas de 30 cm se observa en la Tabla 4.2.

Cada nivel de encofrado será utilizado para 8 capas de CCR. Los metrados por nivel también se encuentran especificados en la Tabla 4.2.

Descripción	Un.	Cantidad
CCV	m3	1076,91
CCR	m3	14971,87
Encofrado	m2	789,08

Fuente: Propia

Tabla 4.2. Metrados detallados por capa del Muro Base								
Capa	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	Ancho (m)	CCR (m3)	CCV (m3)	Encofrado (m2)	Encofrado (m2)	
1	993,4	993,7	32,00	256,43	7,85	9,6	82,092	
2	993,7	994	32,63	262,52	8,00	9,789		
3	994	994,3	33,26	268,37	8,14	9,978		
4	994,3	994,6	33,89	275,01	8,28	10,167		
5	994,6	994,9	34,52	283,32	8,45	10,356		
6	994,9	995,2	35,15	292,06	8,00	10,545		
7	995,2	995,5	35,78	298,25	8,80	10,734		
8	995,5	995,8	36,41	303,56	8,97	10,923		
9	995,8	996,1	37,04	308,51	9,14	11,112		
10	996,1	996,4	37,67	313,04	9,31	11,301	94,188	
11	996,4	996,7	38,30	317,19	9,50	11,49		
12	996,7	997	38,93	320,92	9,73	11,679		
13	997	997,3	39,56	324,04	9,96	11,868		
14	997,3	997,6	40,19	326,15	10,18	12,057		
15	997,6	997,9	40,82	327,06	10,41	12,246		
16	997,9	998,2	41,45	327,29	10,64	12,435		
17	998,2	998,5	42,08	327,07	10,86	12,624		106,284
18	998,5	998,8	42,71	326,61	11,09	12,813		
19	998,8	999,1	43,34	325,84	11,32	13,002		
20	999,1	999,4	43,97	324,86	11,54	13,191		
21	999,4	999,7	44,60	323,67	11,77	13,38		
22	999,7	1000	45,23	322,24	12,00	13,569		
23	1000	1000,3	45,86	320,48	12,23	13,758		
24	1000,3	1000,6	46,49	318,31	12,45	13,947		
25	1000,6	1000,9	47,12	315,95	12,68	14,136	118,38	
26	1000,9	1001,2	47,75	313,95	12,91	14,325		
27	1001,2	1001,5	48,38	312,08	13,11	14,514		
28	1001,5	1001,8	49,01	309,84	13,32	14,703		
29	1001,8	1002,1	49,64	307,45	13,52	14,892		
30	1002,1	1002,4	50,27	304,78	13,72	15,081		
31	1002,4	1002,7	50,90	301,57	13,93	15,27		
32	1002,7	1003	51,53	298,15	14,13	15,459		
33	1003	1003,3	52,16	294,50	14,33	15,648		130,476
34	1003,3	1003,6	52,79	290,34	14,54	15,837		
35	1003,6	1003,9	53,42	286,05	14,80	16,026		
36	1003,9	1004,2	54,05	281,69	15,10	16,215		
37	1004,2	1004,5	54,68	276,83	15,41	16,404		
38	1004,5	1004,8	55,31	272,10	15,70	16,593		
39	1004,8	1005,1	55,94	267,08	15,95	16,782		
40	1005,1	1005,4	56,57	261,86	16,19	16,971		
41	1005,4	1005,7	57,20	256,81	16,42	17,16	142,572	
42	1005,7	1006	57,83	251,71	16,65	17,349		
43	1006	1006,3	58,46	246,20	16,88	17,538		
44	1006,3	1006,6	59,09	240,83	17,11	17,727		
45	1006,6	1006,9	59,72	236,04	17,42	17,916		
46	1006,9	1007,2	60,35	230,44	17,78	18,105		
47	1007,2	1007,5	60,98	224,49	18,14	18,294		
48	1007,5	1007,8	61,61	218,37	18,50	18,483		
49	1007,8	1008,1	62,24	214,92	18,90	18,672		115,092
50	1008,1	1008,4	62,87	211,54	19,09	18,861		
51	1008,4	1008,7	63,50	200,25	19,09	19,05		
52	1008,7	1009	64,13	186,06	19,09	19,239		
53	1009	1009,3	64,76	167,16	19,09	19,428		
Capa CCV	1009,3	1010	66,14	-	374,79	19,842		
TOTAL				14971,87	1076,91	789,08	789,08	
TOTAL (CCR + CCV)					16048,79			

Fuente: Propia

4.2. PROGRAMACIÓN DE ACTIVIDADES

4.2.1. Días practicables

De acuerdo al promedio anual de precipitaciones diarias en la zona de presa (Véase Anexo 4.1), obtenemos la cantidad de días por mes en que se produce una lluvia de intensidad mayor a 7 mm, que de acuerdo a las consideraciones para el CCR y experiencias en otras obras afecta la productividad.

Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic
31	28	30	19	0	0	0	0	4	24	27	30

Fuente: Propia

El factor de retomada a considerar para la colocación de CCR será de 0.5. Es un número que representa una amplificación en los días de lluvia, con el objetivo de simular el retardamiento en el inicio de trabajos luego de una lluvia o una reducción en los días de lluvia cuando esta no afecta significativamente al trabajo que se realiza.

Los días feriados para el año 2013 se especifican en la Tabla 4.4.

Mes	Días	Descripción
Enero	01	Año nuevo
Marzo	28 / 29	Jueves y Viernes Santo
Mayo	01	Día del trabajo
Junio	29	Día de San Pedro y San Pablo
Julio	28 / 29	Independencia Nacional
Agosto	30	Día de Santa Rosa de Lima
Octubre	08 / 25	Batalla de Angamos / Construcción Civil
Noviembre	01	Día de Todos los Santos
Diciembre	08 / 25	Día de la Inmaculada Concepción / Navidad

Fuente: Descansos en días feriados de Construcción Civil (MINTRA)

Para el cálculo de los días practicables, los días de lluvia son afectados de su respectivo factor de retomada y su ocurrencia está considerada de manera aleatoria en su respectivo mes, pudiendo caer en un día domingo, día feriado o día laborable. La Tabla 4.5 muestra el detalle de los meses de enero, febrero marzo y abril para el calendario de trabajos con CCR.

Tabla 4.5. Calendario para trabajos en CCR

ENERO 2013							FEBRERO 2013						
L	M	M	J	V	S	D	L	M	M	J	V	S	D
	1	2	3	4	5	6					1	2	3
7	8	9	10	11	12	13	4	5	6	7	8	9	10
14	15	16	17	18	19	20	11	12	13	14	15	16	17
21	22	23	24	25	26	27	18	19	20	21	22	23	24
28	29	30	31				25	26	27	28			

MARZO 2013							ABRIL 2013						
L	M	M	J	V	S	D	L	M	M	J	V	S	D
				1	2	3	1	2	3	4	5	6	7
4	5	6	7	8	9	10	8	9	10	11	12	13	14
11	12	13	14	15	16	17	15	16	17	18	19	20	21
18	19	20	21	22	23	24	22	23	24	25	26	27	28
25	26	27	28	29	30	31	29	30					

: Domingo y feriado
 : Días de lluvia

Fuente: Propia

Siguiendo estos criterios, se estiman los días practicables para cada mes considerando 0.5 como factor de retomada para el CCR, cantidades que se muestran en la Tabla 4.6.

Tabla 4.6. Día practicables por mes para CCR											
Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic
13	12	13	18	26	24	26	26	24	15	14	13

Fuente: Propia

En esta estructura se trabajará con 2 turnos, diurno y nocturno, debido a la continuidad que deben tener los servicios en CCR. Cada turno tendrá 10 horas trabajables de lunes a sábado. Solo se descansará los días domingos.

4.2.2. Productividad de los equipos y la mano de obra

Para la ejecución de trabajos de CCR se tiene actividades que dependen por completo en los equipos y otras que dependen de la Mano de Obra. Para este caso, el lanzamiento del CCR dependerá de un Tractor D6; la compactación dependerá de un Rodillo Liso CS-56 y otro de dos tambores CB22 para la zona colindante con el CCV; el lanzamiento del CCV dependerá de la velocidad de lanzado de un Camión Mixer lanza concreto; y el tratamiento de juntas para un lapso mayor a 24 horas será realizado con una Bomba Jateadora de alta presión 10 000 psi. Los trabajos que

dependen de la mano de obra son la colocación de encofrados y el lanzamiento de concreto en la última capa de puro CCV.

Tractor Cat D6-N 150hp c/lámina:

De acuerdo a experiencias pasadas de la constructora Odebrecht, para este equipo se ha obtenido un rendimiento promedio de 203.49 m³/hr.

Con ayuda del Manual de Rendimientos de Caterpillar edición 40 se hizo una modelación del rendimiento del equipo de acuerdo a las condiciones de trabajo actuales. Se debe tener en cuenta el Factor de Eficiencia Operacional del equipo. El manual considera diferentes factores referenciales que nos dan para turno diurno 0,75 y turno nocturno 0,60. Sin embargo, se adoptará un factor promedio teniendo el valor de 0,67. En la Tabla 4.7 se puede observar el cálculo del rendimiento del equipo, obteniéndose un valor de 206.19 m³/hr.

Tabla 4.7. Estimación de Rendimiento del Tractor Cat D6-N 150hp c/lamina

Cod.	Descripción	Un.	Cant.	Observaciones
A	Distancia media de recorrido	m	7,72	
B	Espesor de la capa nivelada	m	0,30	
C	Factor de Corrección del Equipo		0,67	
D	Largo fijo de superposición de la cuchilla	m	0,50	
E	Largo util de operación de la cuchilla	m	3,15	Lámina Semiuniversal SU
F	Número de pasadas		2,00	Recomendación ACI
G	Peso específico del material compactado	Ton/m3	2,54	
H	Peso específico del material suelto	Ton/m3	2,06	
I	Tiempo de maniobras	s	15,00	Sacado de Pista de Prueba
J	Velocidad media del equipo en reversa	km/hr	5,44	En 2da de retroceso al 85%
K	Velocidad media del equipo en avance	km/hr	3,08	En 1era y 2da de avance al 70%
L	Factor de Compactación (G/H)		1,2330	
M	Tiempo del ciclo ((60/1000)x(AxF/J+AxF/K))+IxF/60)	min	0,97	
N	Productividad del equipo (AxBxCx(E-D)x60/(LxM))	m3/hr	206,06	
	Indice (1/N)	hr/m3	0,004853	
	INDICE REDONDEADO	hr/m3	0,00485	
	PRODUCTIVIDAD FINAL	m3/hr	206,19	

Fuente: Propia

Rodillo Liso Vibratorio CAT CS-56 156hp:

De acuerdo a experiencias pasadas de la constructora Odebrecht, para este equipo se ha obtenido un rendimiento promedio de 203.79 m³/hr.

Con ayuda del Manual de Rendimientos de Caterpillar edición 40 se hizo una modelación del rendimiento del equipo. Se adoptó un Factor de Eficiencia Operacional de 0,67 similar al equipo anterior. En la Tabla 4.8 se puede observar el cálculo del rendimiento del equipo, obteniéndose un valor de 214.59 m³/hr.

Tabla 4.8. Estimación del Rendimiento de Rodillo Liso Vibratorio CAT CS-56 156hp

Cod.	Descripción	Un.	Cant.	Observaciones
A	Espesor de la capa compactada	m	0,30	
B	Factor de Corrección del Equipo		0,67	
C	Ancho fijo de superposición del rodillo	m	0,40	
D	Ancho de operación del rodillo	m	2,13	
E	Número de pasadas		6,00	
F	Velocidad media del equipo	km/hr	3,70	
G	Ancho eficiente del rodillo (D-C)	m	1,73	
H	Productividad del equipo (AxGxFxBx1000/E)	m ³ /hr	214,43	
	Índice (1/H)	hr/m ³	0,004663	
	INDICE REDONDEADO	hr/m³	0,00466	
	PRODUCTIVIDAD FINAL	m³/hr	214,59	

Fuente: Propia

Rodillo Dos Tambores CAT CB22 33hp:

Similar al anterior, se hizo la modelación del rendimiento de este equipo empleando el Manual de Rendimientos de Caterpillar edición 40. En la Tabla 4.9 se puede observar el cálculo del rendimiento del equipo, obteniéndose un valor de 50.25 m³/hr.

Tabla 4.9. Estimación del Rendimiento de Rodillo Dos Tambores CAT CB22 33hp

Cod.	Descripción	Un.	Cant.	Observaciones
A	Espesor de la capa compactada	m	0,30	
B	Factor de Corrección del Equipo		0,67	
C	Ancho fijo de superposición del rodillo	m	0,40	
D	Ancho de operación del rodillo	m	1,00	
E	Número de pasadas		6,00	
F	Velocidad media del equipo	km/hr	2,50	
G	Ancho eficiente del rodillo (D-C)	m	0,60	
H	Productividad del equipo (AxGxFxBx1000/E)	m ³ /hr	50,25	
	Índice (1/H)	hr/m ³	0,019900	
	INDICE REDONDEADO	hr/m³	0,01990	
	PRODUCTIVIDAD FINAL	m³/hr	50,25	

Fuente: Propia

Camión Mixer Lanza Concreto:

De acuerdo a la experiencia en esta misma obra, el índice de este equipo es conocido. Para esto se empleó el índice de la composición actualizada de los trabajos en concreto de la obra. En la Tabla 4.10 se puede observar el rendimiento de este equipo en 59.99 m³/hr, que equivale a 1.0 m³/min.

Tabla 4.10. Rendimiento de Camion Lanza concreto

Cod.	Descripción	Un.	Cant.	Observaciones
A	Índice	hr/m ³	0,016667	Sacado de composición de Concreto
	INDICE REDONDEADO	hr/m³	0,01667	
	PRODUCTIVIDAD FINAL	m³/hr	59,99	Equivale a 1m ³ /min

Fuente: Propia

Bomba Jateadora de Agua a Alta Presión 10 000 psi:

De acuerdo a la experiencia en esta misma obra, el índice de este equipo es conocido. Para esto se empleó el índice de la composición actualizada de los trabajos en concreto de la obra. En la Tabla 4.11 se puede observar el rendimiento de este equipo en 21.94 m³/hr.

Tabla 4.11. Rendimiento de Bomba jateadora de Agua alta Presion 10-000PSI

Cod.	Descripción	Un.	Cant.	Observaciones
A	Índice	hr/m3	0,045578	Sacado de composición de Concreto
	INDICE REDONDEADO	hr/m3	0,04558	
	PRODUCTIVIDAD FINAL	m3/hr	21,94	

Fuente: Propia

Cuadrilla para Colocación de Encofrado:

De acuerdo a la experiencia en esta misma obra, el rendimiento esperado para este servicio es conocido: 0.144 m²/min. Este valor se multiplicó por los índices de los obreros de acuerdo a la composición de este servicio.

Tabla 4.12. Cuadrilla para Colocación de Encofrado
Rendimiento: 0,144 m2/min

Categoría	Un.	Índice	Cantidad
Peon	hh/m2	0,488006	4,00
Oficial Carpintero	hh/m2	0,246904	2,00
Operario Carpintero	hh/m2	0,626580	6,00
Operario Soldador	hh/m2	0,189945	2,00
Capataz	hh/m2	0,115653	1,00
TOTAL H			15,00

Fuente: Propia

Cuadrilla para Colocación de Concreto Convencional:

De acuerdo a la experiencia en esta misma obra, el rendimiento esperado para este servicio es conocido: 60 m³/hr. Este valor se multiplicó por los índices de los obreros de acuerdo a la composición de este servicio.

Tabla 4.13. Cuadrilla para Colocación de Concreto

Rendimiento: 60 m³/hr			
Categoría	Un.	Indice	Cantidad
Peon	hh/m ³	0,280902	17,00
Oficial Albañil	hh/m ³	0,096543	6,00
Operario Albañil	hh/m ³	0,094612	6,00
Capataz	hh/m ³	0,017231	1,00
TOTAL H			30,00

Fuente: Propia

Cuadrilla para Colocación de CCR:

El rendimiento esperado para este servicio dependerá de los equipos, en este caso será: 60 m³/hr. Este valor será definido en el siguiente punto (4.2.3.). Para calcular la cuadrilla de obreros se multiplicó el rendimiento esperado por los índices de los obreros de acuerdo a la composición de este servicio.

Tabla 4.14. Cuadrilla para Colocación de CCR

Rendimiento: 60 m³/hr			
Categoría	Un.	Indice	Cantidad
Peon	hh/m ³	0.063203	4.00
Oficial Albañil	hh/m ³	0.031312	2.00
Operario Albañil	hh/m ³	0.024181	2.00
Capataz	hh/m ³	0.016181	1.00
TOTAL H			9.00

Fuente: Propia

4.2.3. Definición de servicios y cálculo de duraciones

Una vez ejecutado el concreto de regulación, se procede con la ejecución del Muro Base en CCR. Se empezará con la colocación de encofrado de 2.44 m de altura, con el cual se permitirá trabajar para 8 capas de 30 cm de CCR. Para esto se empleará una cuadrilla especificada anteriormente en la Tabla 4.2.

El lanzamiento del CCR será en base al tractor D6. Si bien, la producción que puede alcanzar este equipo está por encima de los 200 m³/hr. Los recursos propios de la obra nos otorgan una gran restricción. Esta obra fue diseñada para trabajos en CCV, mas no en CCR. Es por eso que se cuenta con una planta de concreto con capacidad de producción de 60 m³/hr para este servicio. Esto limita la capacidad de

los equipos a emplear, creando tiempo improductivo que pueden perjudicar considerablemente el costo de los servicios en CCR.

Se realizará una compactación parcial del CCR empleando el rodillo liso CS56. Al mismo tiempo, se empezará con la colocación del CCV empleando camiones mixers y posteriormente, se compactará el complemento del CCR con el rodillo de dos tambores CB22.

Finalmente, hay una última capa de sólo CCV, la cual será ejecutado con una cuadrilla señalada con anterioridad en la Tabla 4.13.

Cabe destacar que si el proceso de ejecución de las capas de CCR es interrumpido por más de 24 horas, se deberá hacer tratamiento especial a las juntas entre capas. Para eso se empleará la bomba jateadora de agua a alta presión (10 000 psi).

Los servicios a ejecutar después de ejecutado el concreto de nivelación se resumen en la Tabla 4.15 junto a sus respectivos rendimientos.

Cod.	Descripción	Producción	Un.
1.	Muro Base del Plinto en CCR		
1.1.	Colocación del encofrado	0,144	m2/min
1.2.	Lanzamiento del CCR	60,00	m3/hr
1.3.	Compactación parcial del CCR	214,59	m3/hr
1.4.	Colocación del CCV	1,00	m3/min
1.5.	Complemento compactación del CCR	50,25	m3/hr
1.6.	Colocación de concreto (Capa CCV)	60,00	m3/hr
1.7.	Tratamiento junta >24h	21,94	m3/hr

Fuente: Propia

Para el cálculo de las duraciones, se tendrá en cuenta que el encofrado será colocado por cada 8 capas. El complemento de compactación del CCR corresponderá a 1.5 metros de ancho colindante a la capa de CCV. Las cantidades y duraciones se especifican en la Tabla 4.16.

Tabla 4.16. Cálculo de duraciones

Cod.	Descripción	Producción	Cantidad	Duración
1.	Muro Base del Plinto en CCR			
1.1.	Colocación del encofrado (Capa 1-8)	0,144 m2/min	82,09 m2	570 mins
1.2.	Lanzamiento del CCR (Capa 1)	60 m3/hr	256,43 m3	256 mins
1.3.	Compactación parcial del CCR (Capa 1)	214,59 m3/hr	242,03 m3	68 mins
1.4.	Colocación del CCV (Capa 1)	1 m3/min	7,85 m3	8 mins
1.5.	Complemento compactación del CCR (Capa 1)	50,25 m3/hr	14,40 m3	17 mins
1.6.	Lanzamiento del CCR (Capa 2)	60 m3/hr	262,52 m3	263 mins
1.7.	Compactación parcial del CCR (Capa 2)	214,59 m3/hr	247,84 m3	69 mins
1.8.	Colocación del CCV (Capa 2)	1 m3/min	8,00 m3	8 mins
1.9.	Complemento compactación del CCR (Capa 2)	50,25 m3/hr	14,68 m3	18 mins
1.10.	Lanzamiento del CCR (Capa 3)	60 m3/hr	268,37 m3	268 mins
1.11.	Compactación parcial del CCR (Capa 3)	214,59 m3/hr	253,41 m3	71 mins
1.12.	Colocación del CCV (Capa 3)	1 m3/min	8,14 m3	8 mins
1.13.	Complemento compactación del CCR (Capa 3)	50,25 m3/hr	14,97 m3	18 mins
1.14.	Lanzamiento del CCR (Capa 4)	60 m3/hr	275,01 m3	275 mins
1.15.	Compactación parcial del CCR (Capa 4)	214,59 m3/hr	259,75 m3	73 mins
1.16.	Colocación del CCV (Capa 4)	1 m3/min	8,28 m3	8 mins
1.17.	Complemento compactación del CCR (Capa 4)	50,25 m3/hr	15,25 m3	18 mins
1.18.	Lanzamiento del CCR (Capa 5)	60 m3/hr	283,32 m3	283 mins
1.19.	Compactación parcial del CCR (Capa 5)	214,59 m3/hr	267,79 m3	75 mins
1.20.	Colocación del CCV (Capa 5)	1 m3/min	8,45 m3	8 mins
1.21.	Complemento compactación del CCR (Capa 5)	50,25 m3/hr	15,53 m3	19 mins
1.22.	Lanzamiento del CCR (Capa 6)	60 m3/hr	292,06 m3	292 mins
1.23.	Compactación parcial del CCR (Capa 6)	214,59 m3/hr	276,24 m3	77 mins
1.24.	Colocación del CCV (Capa 6)	1 m3/min	8,00 m3	8 mins
1.25.	Complemento compactación del CCR (Capa 6)	50,25 m3/hr	15,82 m3	19 mins
1.26.	Lanzamiento del CCR (Capa 7)	60 m3/hr	298,25 m3	298 mins
1.27.	Compactación parcial del CCR (Capa 7)	214,59 m3/hr	282,15 m3	79 mins
1.28.	Colocación del CCV (Capa 7)	1 m3/min	8,80 m3	9 mins
1.29.	Complemento compactación del CCR (Capa 7)	50,25 m3/hr	16,10 m3	19 mins
1.30.	Lanzamiento del CCR (Capa 8)	60 m3/hr	303,56 m3	304 mins
1.31.	Compactación parcial del CCR (Capa 8)	214,59 m3/hr	287,18 m3	80 mins
1.32.	Colocación del CCV (Capa 8)	1 m3/min	8,97 m3	9 mins
1.33.	Complemento compactación del CCR (Capa 8)	50,25 m3/hr	16,38 m3	20 mins
1.34.	Colocación del encofrado (Capa 9-16)	0,144 m2/min	94,19 m2	654 mins
1.35.	Lanzamiento del CCR (Capa 9)	60 m3/hr	308,51 m3	309 mins
1.36.	Compactación parcial del CCR (Capa 9)	214,59 m3/hr	291,84 m3	82 mins
1.37.	Colocación del CCV (Capa 9)	1 m3/min	9,14 m3	9 mins
1.38.	Complemento compactación del CCR (Capa 9)	50,25 m3/hr	16,67 m3	20 mins
1.39.	Lanzamiento del CCR (Capa 10)	60 m3/hr	313,04 m3	313 mins
1.40.	Compactación parcial del CCR (Capa 10)	214,59 m3/hr	296,09 m3	83 mins
1.41.	Colocación del CCV (Capa 10)	1 m3/min	9,31 m3	9 mins
1.42.	Complemento compactación del CCR (Capa 10)	50,25 m3/hr	16,95 m3	20 mins
1.43.	Lanzamiento del CCR (Capa 11)	60 m3/hr	317,19 m3	317 mins
1.44.	Compactación parcial del CCR (Capa 11)	214,59 m3/hr	299,95 m3	84 mins
1.45.	Colocación del CCV (Capa 11)	1 m3/min	9,50 m3	10 mins
1.46.	Complemento compactación del CCR (Capa 11)	50,25 m3/hr	17,24 m3	21 mins
1.47.	Lanzamiento del CCR (Capa 12)	60 m3/hr	320,92 m3	321 mins
1.48.	Compactación parcial del CCR (Capa 12)	214,59 m3/hr	303,40 m3	85 mins
1.49.	Colocación del CCV (Capa 12)	1 m3/min	9,73 m3	10 mins
1.50.	Complemento compactación del CCR (Capa 12)	50,25 m3/hr	17,52 m3	21 mins

1.51.	Lanzamiento del CCR (Capa 13)	60 m3/hr	324,04 m3	324 mins
1.52.	Compactación parcial del CCR (Capa 13)	214,59 m3/hr	306,24 m3	86 mins
1.53.	Colocación del CCV (Capa 13)	1 m3/min	9,96 m3	10 mins
1.54.	Complemento compactación del CCR (Capa 13)	50,25 m3/hr	17,80 m3	21 mins
1.55.	Lanzamiento del CCR (Capa 14)	60 m3/hr	326,15 m3	326 mins
1.56.	Compactación parcial del CCR (Capa 14)	214,59 m3/hr	308,07 m3	86 mins
1.57.	Colocación del CCV (Capa 14)	1 m3/min	10,18 m3	10 mins
1.58.	Complemento compactación del CCR (Capa 14)	50,25 m3/hr	18,09 m3	22 mins
1.59.	Lanzamiento del CCR (Capa 15)	60 m3/hr	327,06 m3	327 mins
1.60.	Compactación parcial del CCR (Capa 15)	214,59 m3/hr	308,69 m3	86 mins
1.61.	Colocación del CCV (Capa 15)	1 m3/min	10,41 m3	10 mins
1.62.	Complemento compactación del CCR (Capa 15)	50,25 m3/hr	18,37 m3	22 mins
1.63.	Lanzamiento del CCR (Capa 16)	60 m3/hr	327,29 m3	327 mins
1.64.	Compactación parcial del CCR (Capa 16)	214,59 m3/hr	308,64 m3	86 mins
1.65.	Colocación del CCV (Capa 16)	1 m3/min	10,64 m3	11 mins
1.66.	Complemento compactación del CCR (Capa 16)	50,25 m3/hr	18,65 m3	22 mins
1.67.	Colocación del encofrado (Capa 17-24)	0,144 m2/min	106,28 m2	738 mins
1.68.	Lanzamiento del CCR (Capa 17)	60 m3/hr	327,07 m3	327 mins
1.69.	Compactación parcial del CCR (Capa 17)	214,59 m3/hr	308,14 m3	86 mins
1.70.	Colocación del CCV (Capa 17)	1 m3/min	10,86 m3	11 mins
1.71.	Complemento compactación del CCR (Capa 17)	50,25 m3/hr	18,94 m3	23 mins
1.72.	Lanzamiento del CCR (Capa 18)	60 m3/hr	326,61 m3	327 mins
1.73.	Compactación parcial del CCR (Capa 18)	214,59 m3/hr	307,39 m3	86 mins
1.74.	Colocación del CCV (Capa 18)	1 m3/min	11,09 m3	11 mins
1.75.	Complemento compactación del CCR (Capa 18)	50,25 m3/hr	19,22 m3	23 mins
1.76.	Lanzamiento del CCR (Capa 19)	60 m3/hr	325,84 m3	326 mins
1.77.	Compactación parcial del CCR (Capa 19)	214,59 m3/hr	306,33 m3	86 mins
1.78.	Colocación del CCV (Capa 19)	1 m3/min	11,32 m3	11 mins
1.79.	Complemento compactación del CCR (Capa 19)	50,25 m3/hr	19,50 m3	23 mins
1.80.	Lanzamiento del CCR (Capa 20)	60 m3/hr	324,86 m3	325 mins
1.81.	Compactación parcial del CCR (Capa 20)	214,59 m3/hr	305,07 m3	85 mins
1.82.	Colocación del CCV (Capa 20)	1 m3/min	11,54 m3	12 mins
1.83.	Complemento compactación del CCR (Capa 20)	50,25 m3/hr	19,79 m3	24 mins
1.84.	Lanzamiento del CCR (Capa 21)	60 m3/hr	323,67 m3	324 mins
1.85.	Compactación parcial del CCR (Capa 21)	214,59 m3/hr	303,60 m3	85 mins
1.86.	Colocación del CCV (Capa 21)	1 m3/min	11,77 m3	12 mins
1.87.	Complemento compactación del CCR (Capa 21)	50,25 m3/hr	20,07 m3	24 mins
1.88.	Lanzamiento del CCR (Capa 22)	60 m3/hr	322,24 m3	322 mins
1.89.	Compactación parcial del CCR (Capa 22)	214,59 m3/hr	301,89 m3	84 mins
1.90.	Colocación del CCV (Capa 22)	1 m3/min	12,00 m3	12 mins
1.91.	Complemento compactación del CCR (Capa 22)	50,25 m3/hr	20,35 m3	24 mins
1.92.	Lanzamiento del CCR (Capa 23)	60 m3/hr	320,48 m3	320 mins
1.93.	Compactación parcial del CCR (Capa 23)	214,59 m3/hr	299,84 m3	84 mins
1.94.	Colocación del CCV (Capa 23)	1 m3/min	12,23 m3	12 mins
1.95.	Complemento compactación del CCR (Capa 23)	50,25 m3/hr	20,64 m3	25 mins
1.96.	Lanzamiento del CCR (Capa 24)	60 m3/hr	318,31 m3	318 mins
1.97.	Compactación parcial del CCR (Capa 24)	214,59 m3/hr	297,39 m3	83 mins
1.98.	Colocación del CCV (Capa 24)	1 m3/min	12,45 m3	12 mins
1.99.	Complemento compactación del CCR (Capa 24)	50,25 m3/hr	20,92 m3	25 mins
1.100.	Colocación del encofrado (Capa 25-32)	0,144 m2/min	118,38 m2	822 mins
1.101.	Lanzamiento del CCR (Capa 25)	60 m3/hr	315,95 m3	316 mins
1.102.	Compactación parcial del CCR (Capa 25)	214,59 m3/hr	294,75 m3	82 mins
1.103.	Colocación del CCV (Capa 25)	1 m3/min	12,68 m3	13 mins
1.104.	Complemento compactación del CCR (Capa 25)	50,25 m3/hr	21,20 m3	25 mins

1.105.	Lanzamiento del CCR (Capa 26)	60 m3/hr	313,95 m3	314 mins
1.106.	Compactación parcial del CCR (Capa 26)	214,59 m3/hr	292,47 m3	82 mins
1.107.	Colocación del CCV (Capa 26)	1 m3/min	12,91 m3	13 mins
1.108.	Complemento compactación del CCR (Capa 26)	50,25 m3/hr	21,49 m3	26 mins
1.109.	Lanzamiento del CCR (Capa 27)	60 m3/hr	312,08 m3	312 mins
1.110.	Compactación parcial del CCR (Capa 27)	214,59 m3/hr	290,30 m3	81 mins
1.111.	Colocación del CCV (Capa 27)	1 m3/min	13,11 m3	13 mins
1.112.	Complemento compactación del CCR (Capa 27)	50,25 m3/hr	21,77 m3	26 mins
1.113.	Lanzamiento del CCR (Capa 28)	60 m3/hr	309,84 m3	310 mins
1.114.	Compactación parcial del CCR (Capa 28)	214,59 m3/hr	287,78 m3	80 mins
1.115.	Colocación del CCV (Capa 28)	1 m3/min	13,32 m3	13 mins
1.116.	Complemento compactación del CCR (Capa 28)	50,25 m3/hr	22,05 m3	26 mins
1.117.	Lanzamiento del CCR (Capa 29)	60 m3/hr	307,45 m3	307 mins
1.118.	Compactación parcial del CCR (Capa 29)	214,59 m3/hr	285,11 m3	80 mins
1.119.	Colocación del CCV (Capa 29)	1 m3/min	13,52 m3	14 mins
1.120.	Complemento compactación del CCR (Capa 29)	50,25 m3/hr	22,34 m3	27 mins
1.121.	Lanzamiento del CCR (Capa 30)	60 m3/hr	304,78 m3	305 mins
1.122.	Compactación parcial del CCR (Capa 30)	214,59 m3/hr	282,16 m3	79 mins
1.123.	Colocación del CCV (Capa 30)	1 m3/min	13,72 m3	14 mins
1.124.	Complemento compactación del CCR (Capa 30)	50,25 m3/hr	22,62 m3	27 mins
1.125.	Lanzamiento del CCR (Capa 31)	60 m3/hr	301,57 m3	302 mins
1.126.	Compactación parcial del CCR (Capa 31)	214,59 m3/hr	278,66 m3	78 mins
1.127.	Colocación del CCV (Capa 31)	1 m3/min	13,93 m3	14 mins
1.128.	Complemento compactación del CCR (Capa 31)	50,25 m3/hr	22,91 m3	27 mins
1.129.	Lanzamiento del CCR (Capa 32)	60 m3/hr	298,15 m3	298 mins
1.130.	Compactación parcial del CCR (Capa 32)	214,59 m3/hr	274,96 m3	77 mins
1.131.	Colocación del CCV (Capa 32)	1 m3/min	14,13 m3	14 mins
1.132.	Complemento compactación del CCR (Capa 32)	50,25 m3/hr	23,19 m3	28 mins
1.133.	Colocación del encofrado (Capa 33-40)	0,144 m2/min	130,48 m2	906 mins
1.134.	Lanzamiento del CCR (Capa 33)	60 m3/hr	294,50 m3	294 mins
1.135.	Compactación parcial del CCR (Capa 33)	214,59 m3/hr	271,03 m3	76 mins
1.136.	Colocación del CCV (Capa 33)	1 m3/min	14,33 m3	14 mins
1.137.	Complemento compactación del CCR (Capa 33)	50,25 m3/hr	23,47 m3	28 mins
1.138.	Lanzamiento del CCR (Capa 34)	60 m3/hr	290,34 m3	290 mins
1.139.	Compactación parcial del CCR (Capa 34)	214,59 m3/hr	266,59 m3	75 mins
1.140.	Colocación del CCV (Capa 34)	1 m3/min	14,54 m3	15 mins
1.141.	Complemento compactación del CCR (Capa 34)	50,25 m3/hr	23,76 m3	28 mins
1.142.	Lanzamiento del CCR (Capa 35)	60 m3/hr	286,05 m3	286 mins
1.143.	Compactación parcial del CCR (Capa 35)	214,59 m3/hr	262,01 m3	73 mins
1.144.	Colocación del CCV (Capa 35)	1 m3/min	14,80 m3	15 mins
1.145.	Complemento compactación del CCR (Capa 35)	50,25 m3/hr	24,04 m3	29 mins
1.146.	Lanzamiento del CCR (Capa 36)	60 m3/hr	281,69 m3	282 mins
1.147.	Compactación parcial del CCR (Capa 36)	214,59 m3/hr	257,37 m3	72 mins
1.148.	Colocación del CCV (Capa 36)	1 m3/min	15,10 m3	15 mins
1.149.	Complemento compactación del CCR (Capa 36)	50,25 m3/hr	24,32 m3	29 mins
1.150.	Lanzamiento del CCR (Capa 37)	60 m3/hr	276,83 m3	277 mins
1.151.	Compactación parcial del CCR (Capa 37)	214,59 m3/hr	252,22 m3	71 mins
1.152.	Colocación del CCV (Capa 37)	1 m3/min	15,41 m3	15 mins
1.153.	Complemento compactación del CCR (Capa 37)	50,25 m3/hr	24,61 m3	29 mins
1.154.	Lanzamiento del CCR (Capa 38)	60 m3/hr	272,10 m3	272 mins
1.155.	Compactación parcial del CCR (Capa 38)	214,59 m3/hr	247,21 m3	69 mins
1.156.	Colocación del CCV (Capa 38)	1 m3/min	15,70 m3	16 mins
1.157.	Complemento compactación del CCR (Capa 38)	50,25 m3/hr	24,89 m3	30 mins
1.158.	Lanzamiento del CCR (Capa 39)	60 m3/hr	267,08 m3	267 mins

1.159.	Compactación parcial del CCR (Capa 39)	214,59 m3/hr	241,91 m3	68 mins
1.160.	Colocación del CCV (Capa 39)	1 m3/min	15,95 m3	16 mins
1.161.	Complemento compactación del CCR (Capa 39)	50,25 m3/hr	25,17 m3	30 mins
1.162.	Lanzamiento del CCR (Capa 40)	60 m3/hr	261,86 m3	262 mins
1.163.	Compactación parcial del CCR (Capa 40)	214,59 m3/hr	236,41 m3	66 mins
1.164.	Colocación del CCV (Capa 40)	1 m3/min	16,19 m3	16 mins
1.165.	Complemento compactación del CCR (Capa 40)	50,25 m3/hr	25,46 m3	30 mins
1.166.	Colocación del encofrado (Capa 41-48)	0,144 m2/min	142,57 m2	990 mins
1.167.	Lanzamiento del CCR (Capa 41)	60 m3/hr	256,81 m3	257 mins
1.168.	Compactación parcial del CCR (Capa 41)	214,59 m3/hr	231,07 m3	65 mins
1.169.	Colocación del CCV (Capa 41)	1 m3/min	16,42 m3	16 mins
1.170.	Complemento compactación del CCR (Capa 41)	50,25 m3/hr	25,74 m3	31 mins
1.171.	Lanzamiento del CCR (Capa 42)	60 m3/hr	251,71 m3	252 mins
1.172.	Compactación parcial del CCR (Capa 42)	214,59 m3/hr	225,69 m3	63 mins
1.173.	Colocación del CCV (Capa 42)	1 m3/min	16,65 m3	17 mins
1.174.	Complemento compactación del CCR (Capa 42)	50,25 m3/hr	26,02 m3	31 mins
1.175.	Lanzamiento del CCR (Capa 43)	60 m3/hr	246,20 m3	246 mins
1.176.	Compactación parcial del CCR (Capa 43)	214,59 m3/hr	219,90 m3	61 mins
1.177.	Colocación del CCV (Capa 43)	1 m3/min	16,88 m3	17 mins
1.178.	Complemento compactación del CCR (Capa 43)	50,25 m3/hr	26,31 m3	31 mins
1.179.	Lanzamiento del CCR (Capa 44)	60 m3/hr	240,83 m3	241 mins
1.180.	Compactación parcial del CCR (Capa 44)	214,59 m3/hr	214,24 m3	60 mins
1.181.	Colocación del CCV (Capa 44)	1 m3/min	17,11 m3	17 mins
1.182.	Complemento compactación del CCR (Capa 44)	50,25 m3/hr	26,59 m3	32 mins
1.183.	Lanzamiento del CCR (Capa 45)	60 m3/hr	236,04 m3	236 mins
1.184.	Compactación parcial del CCR (Capa 45)	214,59 m3/hr	209,16 m3	58 mins
1.185.	Colocación del CCV (Capa 45)	1 m3/min	17,42 m3	17 mins
1.186.	Complemento compactación del CCR (Capa 45)	50,25 m3/hr	26,87 m3	32 mins
1.187.	Lanzamiento del CCR (Capa 46)	60 m3/hr	230,44 m3	230 mins
1.188.	Compactación parcial del CCR (Capa 46)	214,59 m3/hr	203,28 m3	57 mins
1.189.	Colocación del CCV (Capa 46)	1 m3/min	17,78 m3	18 mins
1.190.	Complemento compactación del CCR (Capa 46)	50,25 m3/hr	27,16 m3	32 mins
1.191.	Lanzamiento del CCR (Capa 47)	60 m3/hr	224,49 m3	224 mins
1.192.	Compactación parcial del CCR (Capa 47)	214,59 m3/hr	197,05 m3	55 mins
1.193.	Colocación del CCV (Capa 47)	1 m3/min	18,14 m3	18 mins
1.194.	Complemento compactación del CCR (Capa 47)	50,25 m3/hr	27,44 m3	33 mins
1.195.	Lanzamiento del CCR (Capa 48)	60 m3/hr	218,37 m3	218 mins
1.196.	Compactación parcial del CCR (Capa 48)	214,59 m3/hr	190,65 m3	53 mins
1.197.	Colocación del CCV (Capa 48)	1 m3/min	18,50 m3	19 mins
1.198.	Complemento compactación del CCR (Capa 48)	50,25 m3/hr	27,72 m3	33 mins
1.199.	Colocación del encofrado (Capa 49-CCV)	0,144 m2/min	115,09 m2	799 mins
1.200.	Lanzamiento del CCR (Capa 49)	60 m3/hr	214,92 m3	215 mins
1.201.	Compactación parcial del CCR (Capa 49)	214,59 m3/hr	186,91 m3	52 mins
1.202.	Colocación del CCV (Capa 49)	1 m3/min	18,90 m3	19 mins
1.203.	Complemento compactación del CCR (Capa 49)	50,25 m3/hr	28,01 m3	33 mins
1.204.	Lanzamiento del CCR (Capa 50)	60 m3/hr	211,54 m3	212 mins
1.205.	Compactación parcial del CCR (Capa 50)	214,59 m3/hr	183,24 m3	51 mins
1.206.	Colocación del CCV (Capa 50)	1 m3/min	19,09 m3	19 mins
1.207.	Complemento compactación del CCR (Capa 50)	50,25 m3/hr	28,29 m3	34 mins
1.208.	Lanzamiento del CCR (Capa 51)	60 m3/hr	200,25 m3	200 mins
1.209.	Compactación parcial del CCR (Capa 51)	214,59 m3/hr	171,67 m3	48 mins
1.210.	Colocación del CCV (Capa 51)	1 m3/min	19,09 m3	19 mins
1.211.	Complemento compactación del CCR (Capa 51)	50,25 m3/hr	28,58 m3	34 mins
1.212.	Lanzamiento del CCR (Capa 52)	60 m3/hr	186,06 m3	186 mins

1.213.	Compactación parcial del CCR (Capa 52)	214,59 m ³ /hr	157,20 m ³	44 mins
1.214.	Colocación del CCV (Capa 52)	1 m ³ /min	19,09 m ³	19 mins
1.215.	Complemento compactación del CCR (Capa 52)	50,25 m ³ /hr	28,86 m ³	34 mins
1.216.	Lanzamiento del CCR (Capa 53)	60 m ³ /hr	167,16 m ³	167 mins
1.217.	Compactación parcial del CCR (Capa 53)	214,59 m ³ /hr	138,02 m ³	39 mins
1.218.	Colocación del CCV (Capa 53)	1 m ³ /min	19,09 m ³	19 mins
1.219.	Complemento compactación del CCR (Capa 53)	50,25 m ³ /hr	29,14 m ³	35 mins
1.220.	Colocación del CCV (Capa CCV)	60 m ³ /hr	1076,91 m ³	1077 mins

Fuente: Propia

4.2.4. Cronograma de actividades

A partir de las duraciones calculadas en el cuadro anterior generamos el cronograma Gantt, en donde se definen las precedencias y sucesiones en los trabajos de acuerdo a la metodología de su ejecución.

Para los cálculos de los periodos de ejecución intervienen los calendarios definidos anteriormente en la Tabla 4.5. Se puede observar el cronograma en el Anexo 4.2.

4.3. COSTOS

4.3.1. Costo horario de la mano de obra

El costo de mano de obra depende de 3 rubros las cuales están sujetas a la ley: el jornal básico, las leyes sociales y las bonificaciones. La ley prevé una jornada laboral de 8 horas diarias y el empleador deberá pagar semanalmente el costo de las horas totales semanales, que son el producto de estas 8 horas por el número de días útiles de cada semana, más las horas extras a estas 8 horas que se haya laborado.

En la Tabla 4.17 se puede observar el cálculo del costo horario de la mano de obra.

Además, los operadores de maquinaria pesada reciben una bonificación por especialización que varía en 3 niveles. Este dependerá de que maquinaria opere. En la Tabla 4.18 se puede observar el cálculo del costo horario de los operarios especializados.

Tabla 4.17. Cálculo del costo horario de la mano de obra directa

ITEM	DESCRIPCION	TURNO NORMAL DE 8 HORAS			HORAS EXTRAS AL 60%			HORAS NOCTURNAS AL 20%					
		%	CATEGORIA			%	CATEGORIA			%	CATEGORIA		
			Operario	Oficial	Peon		Operario	Oficial	Peon		Operario	Oficial	Peon
A. JORNAL Y BONIFICACIONES DIA:													
A.1.	Remuneracion Basica (S/.)		48.60	41.60	37.2		6.08	5.20	4.65				
A.2.	BUC	32%/30%	15.55	12.48	11.16								
A.3.	Bonificacion por especializacion	0%	0.00	0.00	0.00								
A.4.	Bonificacion por movilidad		7.20	7.20	7.20								
A.5.	Bonificacion por overol		0.40	0.40	0.40								
B. SOBRETIEMPO sobre:													
B.1.	Remuneracion Basica (S/.)		0.00	0.00	0.00		3.65	3.12	2.79		1.22	1.04	0.93
B.2.	BUC		0.00	0.00	0.00								
B.3.	Asignacion Escolar		0.00	0.00	0.00								
B.4.	Bonificacion por movilidad		0.00	0.00	0.00								
	Sub-total		71.75	61.68	55.96		9.73	8.32	7.44		1.22	1.04	0.93
C. LEYES SOCIALES sobre:													
C.1.	Remuneracion Basica (S/.)	132.55%	64.42	55.14	49.31	42.27%	2.57	2.20	1.97				
C.2.	BUC	18.17%	2.83	2.27	2.03								
C.3.	Bonificacion por movilidad		0.00	0.00	0.00								
C.4.	Sobretiempos		0.00	0.00	0.00	21.65%	0.79	0.68	0.60	14.18%	0.17	0.15	0.13
	Sub-total		67.25	57.41	51.34		3.36	2.87	2.57		0.17	0.15	0.13
D.	COSTO TOTAL DIA HOMBRE (S/.)		139.00	119.09	107.30								
E.	COSTO DE LA HORA HOMBRE		17.37	14.89	13.41		13.09	11.19	10.01		1.39	1.19	1.06

	DESCRIPCION	CATEGORIA		
		Operario	Oficial	Peon
H.	DIA 10 HORAS DIURNO	165.17	141.48	127.32
	Valor Hora DIURNA (S/.)	16.52	14.15	12.73
	DIA 10 HORAS NOCTURNO	176.32	150.98	135.81
	Valor Hora NOCTURNA (S/.)	17.63	15.10	13.58
	Tarifa Horaria Promedio (S/.)	17.07	14.62	13.16
	Tarifa Horaria Promedio (\$)	2.57	6.64	5.69

Fuente: Propia

Tabla 4.18. Cálculo del costo horario de los operarios especializados

ITEM	DESCRIPCION	%	TURNO NORMAL DE 8 HORAS			%	HORAS EXTRAS AL 60%			%	HORAS NOCTURNAS AL 20%		
			OPERARIO ESPECIALIZADO				OPERARIO ESPECIALIZADO				OPERARIO ESPECIALIZADO		
			III	II	I		III	II	I		III	II	I
A. JORNAL Y BONIFICACIONES DIA:													
A.1.	Remuneracion Basica (S/.)		48.60	48.60	48.6		6.08	6.08	6.08				
A.2.	BUC	32%/30%	15.55	14.58	14.58								
A.3.	Bonificacion por especializacion		6.32	3.89	2.92								
A.4.	Bonificacion por movilidad		7.20	7.20	7.20								
A.5.	Bonificacion por overol		0.40	0.40	0.40								
B. SOBRETIEMPO sobre:													
B.1.	Remuneracion Basica (S/.)		0.00	0.00	0.00		3.65	3.65	3.65		1.22	1.22	1.22
B.2.	BUC		0.00	0.00	0.00								
B.3.	Asignacion Escolar		0.00	0.00	0.00								
B.4.	Bonificacion por movilidad		0.00	0.00	0.00								
	Sub-total		78.07	74.67	73.70		9.73	9.73	9.73		1.22	1.22	1.22
C. LEYES SOCIALES sobre:													
C.1.	Remuneracion Basica (S/.)	132.55%	64.42	64.42	64.42	42.27%	2.57	2.57	2.57				
C.2.	BUC	18.17%	2.83	2.65	2.65								
C.3.	Bonificacion por movilidad		0.00	0.00	0.00								
C.4.	Sobretiempos		0.00	0.00	0.00	21.65%	0.79	0.79	0.79	14.18%	0.17	0.17	0.17
	Sub-total		67.25	67.07	67.07		3.36	3.36	3.36		0.17	0.17	0.17
D.	COSTO TOTAL DIA HOMBRE (S/.)		145.32	141.74	140.76								
E.	COSTO DE LA HORA HOMBRE		18.16	17.72	17.60		13.09	13.09	13.09		1.39	1.39	1.39

	DESCRIPCION	OPERARIO ESPECIALIZADO		
		III	II	I
H.	DIA 10 HORAS DIURNO	171.49	167.91	166.94
	Valor Hora DIURNA (S/.)	17.15	16.79	16.69
	DIA 10 HORAS NOCTURNO	182.63	179.06	178.08
	Valor Hora NOCTURNA (S/.)	18.26	17.91	17.81
	Tarifa Horaria Promedio (S/.)	17.71	17.35	17.25
	Tarifa Horaria Promedio (\$)	2.57	6.89	6.75

Fuente: Propia

4.3.2. Costo horario de los equipos

El costo de los equipos dependerá de la utilización de este. Así tenemos: combustibles, aceites, grasas, llantas, piezas de mantenimiento, horas en los talleres, costo de operación, entre otros. Debido a que son equipos propios se considera los gastos en seguros, licencias y depreciación del equipo.

Para el costo del operario se emplea como índice el factor de incorporación de pérdidas (FIP), el cual considera el costo por las horas improductivas del operador del equipo. En la Tabla 4.19 se muestra el cálculo del FIP de la mano de obra de los equipos.

Tabla 4.19. Calculo del factor FIP para la mano de obra de CCR

Item	Descripción	UMed.	Tractor D6	Rodillo Liso	Rodillo Tandem
A	Horas Productivas	h	82.02	68.17	22.78
B	Nro. de días utiles pagos (14/02/13 - 03/04/13)	Un.	40.00	40.00	40.00
C	Nro. de horas pagas (Bx8)	h	320.00	320.00	320.00
D	Horas Improductivas (C-A)	h	237.98	251.83	297.22
G	Horas Total (A+D)	h	320.00	320.00	320.00
H	Factor de Incorporación de Perdidas (G/A)		3.901487	4.694147	14.047410

Fuente: Propia

Se puede observar los altos Factores de Improductividad en estos equipos. Esto se debe a la cantidad de horas paradas operativas del equipo y la cantidad de horas paradas por lluvia.

A continuación, en la Tabla 4.20, se muestra el análisis de precios unitarios de los equipos.

Tabla 4.20. Analisis de precios unitarios de los equipos para ejecucion de CCR

Codigo	Descripcion	UMed.	Indice	Costo Unitario	Costo Total
08080615	Tractor sobre Orugas 150 hp CAT D6N	H			128.43
	Mano de Obra		3.901487		26.88
14041600	Operador de tractor de orugas	H	3.901487	6.89	26.88
	Material				47.86
28200011	Petroleo Diesel	L	20.100000	1.16	23.32
28400015	Aceite Lubricante	L	0.320000	2.90	0.93
28600019	Grasas	KG	0.030000	4.73	0.14
29001010	Material de desgaste	US\$	4.500000	1.00	4.50
29999996	Material Rodante	US\$	7.780000	1.00	7.78
29999999	K de Perdidas	VB	11.190000	1.00	11.19
	Amortizacion				42.99
91080800	Depreciacion Tecnica - Tractor sobre Orugas 150 hp CAT D6N	H	1.000000	35.25	35.25
92080615	Interes/Prorratoe - Tractor sobre Orugas 150 hp CAT D6N	H	1.000000	7.74	7.74
	Gastos Generales				0.72
51010150	Seguros y licencias de equipo	GLB	0.720000	1.00	0.72
	Otras Reversiones				9.98
9010	Taller Industrial	H	0.190000	15.58	2.96
9020	Taller Lubricación	H	0.120000	12.30	1.48
9030	Taller Mecánico	H	0.280000	19.80	5.54

Fuente: Odebrecht Ingeniería y Construcción. Modificada por el autor de la presente tesis

Tabla 4.20. Analisis de precios unitarios de los equipos para ejecucion de CCR

Codigo	Descripcion	UMed.	Indice	Costo Unitario	Costo Total
08619812	Rodillo Com compactador liso vibratorio 14 ton CAT CS-56	H			95.36
	Mano de Obra		4.694147		31.69
14040220	Operador Rodillo Liso	H	4.694147	6.75	31.69
	Material				33.66
24810100	Material rodante	GLB	1.240000	1.00	1.24
28200011	Petroleo Diesel	L	20.000000	1.16	23.20
28400015	Aceite Lubricante	L	0.910000	2.90	2.64
28600019	Grasas	KG	0.030000	4.73	0.14
29999999	K de Perdidas	VB	6.440000	1.00	6.44
	Amortizacion				26.35
91619812	Depreciacion Tecnica - Rodillo Compactador liso vibratorio 14 ton CAT CS-56	H	1.000000	21.87	21.87
92619812	Interes/Prorrrateo - Rodillo Compactador liso vibratorio 14 ton CAT CS-56	H	1.000000	4.48	4.48
	Gastos Generales				0.38
51401600	Seguro de Equipo	US\$	0.380000	1.00	0.38
	Otras Reversiones				3.28
9010	Taller Industrial	H	0.010000	15.58	0.16
9020	Taller Lubricación	H	0.060000	12.30	0.74
9030	Taller Mecánico	H	0.120000	19.80	2.38
08618216	Rodillo Com compactador liso vibratorio Tandem CAT CB-22	H			101.89
	Mano de Obra		14.047410		94.82
14040200	Operador equipos	H	14.047410	6.75	94.82
	Material				3.96
28200011	Petroleo Diesel	L	2.600000	1.16	3.02
28400015	Aceite Lubricante	L	0.300000	2.90	0.87
28600019	Grasas	KG	0.015000	4.73	0.07
29999999	K de Perdidas	VB	0.000010	0.98	0.00
	Amortizacion				0.00
91618216	Depreciacion Tecnica - Rodillo Compactador liso vibratorio Tandem CAT CB-22	H	1.000000	0.00	0.00
92618216	Interes/Prorrrateo - Rodillo Compactador liso vibratorio Tandem CAT CB-22	H	1.000000	0.00	0.00
	Gastos Generales				0.20
51010150	Seguros y licencias de equipo	GLB	0.200000	1.00	0.20
	Otras Reversiones				2.91
9010	Taller Industrial	H	0.020000	15.58	0.31
9020	Taller Lubricación	H	0.050000	12.30	0.62
9030	Taller Mecánico	H	0.100000	19.80	1.98
0811000	Camion Mezclador 7m3 - (VW 26.260/ Liebhher)	H			57.93
	Mano de Obra		1.554286		10.43
14001000	Chofer vehiculo pesado	H	1.554286	6.71	10.43
	Material				20.75
24810300	Neumaticos	GLB	5.000000	1.00	5.00
28200011	Petroleo Diesel	L	7.800000	1.16	9.05
28400015	Aceite Lubricante	L	0.570000	2.90	1.65
28600019	Grasas	KG	0.020000	4.73	0.09
29001010	Material de desgaste	US\$	0.650000	1.00	0.65
29999999	K de Perdidas	VB	4.310000	1.00	4.31
	Amortizacion				15.71
91110000	Depreciacion Tecnica - Camion Mezclador 7m3 - (VW 26.260/ Liebhher)	H	1.000000	11.28	11.28
92110000	Interes/Prorrrateo - Camion Mezclador 7m3 - (VW 26.260/ Liebhher)	H	1.000000	4.43	4.43
	Gastos Generales				3.18
51010150	Seguros y licencias de equipo	GLB	3.180000	1.00	3.18
	Otras Reversiones				7.86
9010	Taller Industrial	H	0.020000	15.58	0.31
9020	Taller Lubricación	H	0.050000	12.30	0.62
9030	Taller Mecánico	H	0.350000	19.80	6.93
08171600	Camión Volquete Scania 6x4- 15-16 m3	H			50.18
	Mano de Obra		1.165714		7.82
14001000	Chofer vehiculo pesado	h	1.165714	6.71	7.82
	Material				19.27
24810300	Neumaticos	GLB	5.330000	1.00	5.33
28200011	Petroleo Diesel	L	7.500000	1.16	8.70
28400015	Aceite Lubricante	L	0.200000	2.90	0.58
28600019	Grasas	KG	0.020000	4.73	0.09
29999999	K de Perdidas	VB	4.570000	1.00	4.57
	Amortizacion				13.53
91171600	Depreciacion Tecnica - Camión Volquete Scania 6x4- 15-16 m3	H	1.000000	10.10	10.10
92171600	Interes/Prorrrateo - Camión Volquete Scania 6x4- 15-16 m3	H	1.000000	3.43	3.43
	Gastos Generales				1.38
51010150	Seguros y licencias de equipo	GLB	1.380000	1.00	1.38
	Otras Reversiones				8.18
9010	Taller Industrial	H	0.020000	15.58	0.31
9020	Taller Lubricación	H	0.060000	12.30	0.74
9030	Taller Mecánico	H	0.360000	19.80	7.13

Fuente: Odebrecht Ingeniería y Construcción. Modificada por el autor de la presente tesis

4.3.3. Costo de fabricación de concreto

A continuación, en la Tabla 4.21, se detalla el análisis de precios para los dos tipos de concretos de esta estructura.

Tabla 4.21. Analisis de costos de la fabricacion de concretos

Codigo	Descripcion	UMed.	Indice	Costo Unitario	Costo Total
9402	Fabricacion de concreto 120 kg/cm2	M3			50.90
	Mano de Obra		0.016713		0.09
11067012	Peon	H	0.014289	5.12	0.07
15050000	Capataz de obras civiles	H	0.001110	7.31	0.01
15050100	Capataz de plantas	H	0.001314	7.31	0.01
	Material				34.03
22115000	Cemento portland tipo I	KG	201.000000	0.16	32.16
23004000	Aditivo superplastificante Sikament 306	L	2.025210	0.85	1.72
23005000	Aditivo incorporador de aire SikaAer	L	0.237624	0.43	0.10
23006000	Aditivo retardante Plastiment tm 12	L	0.170940	0.16	0.03
23789000	Herramienta manual	GLB	0.008000	1.00	0.01
26400019	Herramientas y Utensilios	US\$	0.037170	0.03	0.00
26550006	Tuberia Alvenius 6 pulg con Accesorios	M	0.000331	16.71	0.01
	Equipos				3.87
08080615	Tractor sobre Orugas 150 hp CAT D6N	H	0.000972	76.66	0.07
08099700	Cargador frontal sobre llantas 3.0 m3 (CAT 962H)	H	0.003533	82.93	0.29
08145011	Camion Cisterna de Agua 18000L 6x4 - VW 31.260E- V	H	0.005239	49.13	0.26
08171600	Camión Volquete Scania 6x4- 15-16 m3	H	0.052443	50.18	2.63
08249800	Planta de Zarandeo Metso 150-200 m3/h	H	0.003533	87.22	0.31
08322014	Excavadora Hidraulica de orugas 20-22t (320CL-EC21)	H	0.003886	81.00	0.31
08991151	Motobomba Flight B2151HT	H	0.003955	0.62	0.00
	Otras Reversiones				12.91
9718	Acopio de Agregados - Km 19+230	M3	0.650000	12.44	8.09
9722	Planta de Concreto Chulla km 19+240	M3	1.000000	4.82	4.82
9403	Fabricacion de concreto CCR	M3			40.70
	Mano de Obra		0.024468		0.13
11067012	Peon	H	0.020711	5.12	0.11
15050000	Capataz de obras civiles	H	0.001720	7.31	0.01
15050100	Capataz de plantas	H	0.002037	7.31	0.01
	Material				22.93
22115000	Cemento portland tipo I	KG	135.000000	0.16	21.60
23004000	Aditivo superplastificante Sikament 306	L	1.361345	0.85	1.16
23005000	Aditivo incorporador de aire SikaAer	L	0.267327	0.43	0.11
23006000	Aditivo retardante Plastiment tm 12	L	0.230769	0.16	0.04
23789000	Herramienta manual	GLB	0.012400	1.00	0.01
26400019	Herramientas y Utensilios	US\$	0.036750	0.03	0.00
26550006	Tuberia Alvenius 6 pulg con Accesorios	M	0.000327	16.71	0.01
	Equipos				4.73
08080615	Tractor sobre Orugas 150 hp CAT D6N	H	0.001507	76.66	0.12
08099700	Cargador frontal sobre llantas 3.0 m3 (CAT 962H)	H	0.006073	82.93	0.50
08145011	Camion Cisterna de Agua 18000L 6x4 - VW 31.260E- V	H	0.004502	49.13	0.22
08171600	Camión Volquete Scania 6x4- 15-16 m3	H	0.058283	50.18	2.92
08249800	Planta de Zarandeo Metso 150-200 m3/h	H	0.005475	87.22	0.48
08322014	Excavadora Hidraulica de orugas 20-22t (320CL-EC21)	H	0.006023	81.00	0.49
08991151	Motobomba Flight B2151HT	H	0.003393	0.62	0.00
	Otras Reversiones				12.91
9718	Acopio de Agregados - Km 19+230	M3	0.650000	12.44	8.09
9722	Planta de Concreto Chulla km 19+240	M3	1.000000	4.82	4.82

Fuente: Odebrecht Ingeniería y Construcción. Modificada por el autor de la presente tesis

4.3.4. Análisis de precios unitarios

Se preparó los análisis de precios unitarios de los servicios a ejecutar. En este caso se prepararon dos partidas: encofrado y concretos.

Tabla 4.22. Analisis de precios unitarios para ejecucion de CCR					
Codigo	Descripcion	UMed.	Indice	Costo Unitario	Costo Total
4535	Encofrado	M2			29.03
	Mano de Obra		1.667088		10.29
11067012	Peon	H	0.488006	5.12	2.50
12020140	Oficial Carpintero	H	0.246904	5.69	1.40
13031000	Operario Carpintero	H	0.626580	6.64	4.16
13061667	Operario Soldador	H	0.189945	6.64	1.26
15050140	Capataz Carpintero	H	0.115653	8.41	0.97
	Material				12.97
20205000	Alambre negro # 8	KG	0.200000	0.91	0.18
20217000	Clavos varios	KG	0.140000	1.29	0.18
20240020	Sello de cobre #18 doblado	M	0.045623	31.90	1.46
20253000	Acero para soportes	KG	4.000000	1.71	6.84
20262000	Varilla de soldar 1.6 mm EutecRod	KG	0.006336	5.29	0.03
23020000	Desmoldador para encofrado c/v	L	0.252000	5.54	1.40
23040433	Soldadura Supercito	KG	0.300000	3.01	0.90
24370000	Madera tornillo	P2	0.041482	1.98	0.08
26400020	Herramientas y Utencilios Civiles	US\$	1.895667	1.00	1.90
	Amortizacion				2.00
42030104	Depr. Equipos Menores de Carpinteria	H	0.042827	3.00	0.13
49000040	Depreciación Encofrados ULMA	US\$	1.869732	1.00	1.87
	Otras Reversiones				3.77
9740	Taller de Encofrado	M2	0.080000	47.08	3.77
4540	Concretos Muro Apoyo Plinto - CCR	M3			47.82
	Mano de Obra		0.134877		0.82
11067012	Peon	H	0.063203	5.12	0.32
12020150	Oficial Albañil	H	0.031312	5.69	0.18
13030120	Operario Albanil	H	0.024181	6.64	0.16
15050150	Capataz Albañil	H	0.016181	9.62	0.16
	Material				0.32
26400019	Herramientas y Utensilios	US\$	31.860000	0.01	0.32
	Amortizacion				0.05
41091500	Depr. Vibrador de concreto 1.5 pulgadas	H	0.019834	2.50	0.05
	Equipos				3.17
08080615	Tractor sobre Orugas 150 hp CAT D6N	H	0.004853	128.43	0.62
08111000	Camion Mezclador 7m3 - (VW 26.260/ Liebhher)	H	0.006524	57.93	0.38
08171600	Camión Volquete Scania 6x4- 15-16 m3	H	0.032824	50.18	1.65
08618216	Rodillo Compactador liso vibratorio Tandem CAT CB-22	H	0.001421	101.89	0.14
08619812	Rodillo Compactador liso vibratorio 14 ton CAT CS-56	H	0.004020	95.36	0.38
	Otras Reversiones				43.46
9402	Fabricacion de concreto 120 kg/cm2	M3	0.070458	50.90	3.59
9403	Fabricacion de concreto CCR	M3	0.979542	40.70	39.87
9861	Equipos Menores Obras Civiles	US\$	0.000150	1.00	0.00

Fuente: Odebrecht Ingeniería y Construcción. Modificada por el autor de la presente tesis

4.3.5. Costo total de las actividades

En la Tabla 4.23 se puede observar el costo total de las partidas que se obtienen al multiplicar el metrado por su precio unitario. Además, se observa el costo total de la estructura en estudio.

Código	Descripción	UMed.	Metrado	Precio Unitario	Costo Total
4535	Encofrado	M2	789.08	29.03	22906.99
4540	Concretos Muro Apoyo Plinto - CCR	M3	16048.78	47.82	767452.66
					\$ 790,359.65

Fuente: Propia

4.4. DIFICULTADES

Durante la programación de las actividades en CCR se han identificado muchas dificultades que hacen crítica a esa actividad. Estos se encuentran resumidos en los siguientes puntos.

4.4.1. Actividad nueva

El CCR es una tecnología no muy conocida ni difundida en nuestro medio. Por eso, no hay profesionales que conozcan este proceso constructivo ni mano de obra especializada en este tipo de actividades.

Si bien, el proceso de colocación de CCR es bastante simple. Este requiere la repetición de variadas actividades por centena de veces, aunque pequeños, exige de una gran coordinación, sin la cual la productividad y la calidad del producto final pueden verse comprometidos.

Por esta razón, al ser una actividad desconocida por la mano de obra disponible en el proyecto, es de esperar tener una baja productividad al inicio del servicio, así como cometer diversos errores durante la ejecución. Se espera tener una curva de aprendizaje durante el proceso. Sin embargo, hay preocupación de que la magnitud de la estructura no sea lo suficientemente grande para justificar bajas productividades al inicio del servicio.

El muro base del plinto tiene un aproximado de 15 000 m³ de CCR. Este ha sido empleado comúnmente como el material principal de toda una presa y no como parte de una pequeña estructura. Por lo general, la cantidad de CCR preferible, según

los expertos, es de cantidades mayores a $100\ 000\text{ m}^3$. De esta manera, se tendrá una mayor productividad por la especialización que tendrá la mano de obra al ejecutar este tipo de servicios. En la Central Hidroeléctrica Chaglla, el muro base del plinto es una actividad pequeña, y tal vez no se logre obtener grandes beneficios en el plazo, ni en los costos.

4.4.2. Restricción de la planta de concreto

Como se indicó con anterioridad, la planta de concreto sólo nos garantiza una producción de $60\text{ m}^3/\text{hr}$ en el frente. Esto afecta gravemente la productividad, ya que el tractor D6 tiene un rendimiento de $206.19\text{ m}^3/\text{hr}$. Por lo tanto, no se estaría aprovechando al máximo la capacidad de este equipo y se obtendría mucho tiempo improductivo por parte de este (el equipo estará un 71% de su tiempo como parado operativo). Lo cual influye tanto en los plazos como en los costos. Así, el costo unitario del servicio de CCR se elevaría en comparación a lo planeado o a costos obtenidos en otras obras.

De esta manera, al no tener una planta preparada para trabajos en CCR, no se explota la capacidad total de productividad que se podría llegar a obtener al emplear esta metodología constructiva.

4.4.3. Disponibilidad de la planta de concreto

La planta de concreto debe suministrar concreto a otras estructuras en el proyecto. Una de las principales es de proveer de shotcrete para el sostenimiento del túnel de aducción. El túnel de aducción se encuentra dentro de la ruta crítica del proyecto, por lo tanto, el suministro de shotcrete hacia esta estructura no debe detenerse.

Por esta razón, se requiere producir CCR, CCV y Shotcrete continuamente. Sin embargo, los agregados que emplea el CCR son de características diferentes a los usados en la fabricación de CCV y Shotcrete. Por esta razón, para pasar de producir un producto al otro se tendría que cambiar tanto el agregado fino como el grueso de los contenedores de la planta. Este tiempo muerto es inaceptable para la producción en el túnel de aducción. Una solución a adoptar sería la instalación de una nueva planta de concreto para satisfacer las necesidades del proyecto, sin embargo, el costo de este no es justificado para un servicio tan pequeño y de poca duración. Este es el

principal motivo que nos lleva a concluir que el empleo de CCR es inviable en este proyecto.

4.4.4. Clima

La ejecución de este servicio empieza el 14 de febrero de 2013, época de lluvia en la región. Es por esto que el clima es un factor muy influyente en este servicio. El CCR es muy sensible a las variaciones del contenido de agua, la falta aumenta el riesgo de segregación y el exceso dificulta el aprovechamiento total de la energía de compactación. Es por eso que precipitaciones por encima los 7 mm/hr afectan los trabajos en CCR.

Esto nos deja pocos días practicables en esta época, haciendo que este servicio sea considerablemente más largo en comparación a que si fuera ejecutado entre los meses de mayo y setiembre, la época seca.

Otro problema que trae las lluvias, es que aumenta el nivel del río. Es la época de avenidas, provocando que las filtraciones a través de la ataguía aguas arriba y las laderas sean mayores. Se debe considerar que el nivel del río aguas arriba es superior al nivel de la cota inicial del muro base del plinto (17.5 m aproximadamente). Por lo tanto, las sub-presiones en la zona de trabajo traen consigo muchas filtraciones por las diversas fracturas del macizo rocoso. En la Figura 4.1 se observa las filtraciones provenientes de la ataguía, las cuales son controladas mediante bombas de agua. En la Figura 4.2 se observa las filtraciones provenientes de la falla en la margen derecha, la cual está siendo desviado hacia otra zona.



Fig. 4.1. Filtraciones en la ataguía aguas arriba
(Fuente: Propia)



Fig. 4.2. Filtraciones de la ladera en el margen derecho
(Fuente: Propia)

Estas filtraciones, podrían causar retrasos durante la ejecución del servicio, y si no es correctamente controlado podría causar daños en la calidad de la estructura. Y en un caso crítico podría inundar la zona de trabajo.

Otro problema que genera la temporada de lluvias es derrumbes en los accesos a la presa, lo cual podrían dejar aislada la zona por un día o dos en el peor de los casos.

4.4.5. Plazos

Cumplir con los plazos definidos es lo importante en todo proyecto. Sin embargo, debido a las restricciones de la obra, como las limitaciones de la planta de concreto y las constantes lluvias, el plazo programado para el muro de apoyo del plinto es muy largo: 53 días (del 14/02 al 05/04). Es importante la conclusión de esta obra para empezar con el relleno de la presa de enrocado en esa zona y proseguir con la excavación del plinto en las laderas. Por este motivo, se espera que los trabajos en el muro apoyo del plinto se terminen en un mes y medio (45 días). Por lo tanto, el plazo estaría muy apretado y difícil de cumplir.

Otra preocupación son las paradas mayores a 24 horas que pueden ser provocadas por las lluvias u otro imprevisto (como un derrumbe). Ya que al pasar más de 24 horas entre capas, se debe realizar un tratamiento a las juntas empleando la Bomba Jateadora de Agua a alta presión. Esta tiene un rendimiento de $21.94 \text{ m}^3/\text{hr}$ y una capa de CCR tiene en promedio 282.49 m^3 . Esto adiciona en promedio 12.88 horas más de servicio por cada tratamiento de juntas mayores a 24 horas, lo cual

representa un poco más a un turno completo. Lo cual podría ampliar la duración del servicio considerablemente.

Cuando es producida continuamente, el CCR posibilita economizar tiempo y costos en la construcción de estructuras masivas. Sin embargo, cuando hay muchas interrupciones, el tiempo y costo se incrementan considerablemente.

4.5. NUEVA ALTERNATIVA EN CONCRETO CONVENCIONAL

Debido a las dificultades presentadas con anterioridad: actividad desconocida, curva de aprendizaje para obtener buena productividad, plazo corto y apretado, disponibilidad de la planta para proporcionar y ejecutar mezclas distintas a las convencionales y el clima debido a la temporada de lluvias; se plantea una nueva solución con el fin de reducir el plazo programado. Se analiza la posibilidad de reemplazar el CCR por concreto convencional (CCV).

4.5.1. Diseño y estructuración

La estructuración del muro base del plinto se mantiene de manera similar que la anterior. Aguas arriba se plantea uso de concreto de 12 MPa para garantizar la impermeabilización y en la zona de CCR se empleará CCV con resistencia de 10 MPa.

Este concreto de baja resistencia es diseñado para garantizar rendimientos similares o superiores a la alternativa anterior. Por tal motivo, se diseñó un concreto pobre para reemplazo del CCR. El diseño de mezcla proyectada es el siguiente:

- Agua: 157 kg.
- Cemento: 134 kg. (w/c = 1.17)
- Arena: 1366 kg. (63% de agregados)
- Grava: 791 kg. (37% de agregados)
- Superplasticante: 2.01 kg.
- Incorporador de aire: 0.24 kg.
- Retardante: 0.13 kg.

Al ser un concreto pobre, el slump de la mezcla estará entre 1” y 3”. De esta manera, el concreto podrá ser transportado en volquetes sin tener problemas de escurrimiento ni segregación. Así, se podrá tener altos rendimientos con el fin de

garantizar los $60 \text{ m}^3/\text{hr}$ que puede proporcionar la planta de concreto. Además, se empleará una retroexcavadora para la colocación y acomodamiento del concreto. En consecuencia, se necesitará una menor cantidad de mano de obra y se asegurará el rendimiento esperado.

Una preocupación frecuente en los concretos masivos es el golpe térmico que provoca una junta fría, es decir, al contacto entre concreto fresco (posee temperatura de $25 \text{ }^\circ\text{C}$ para este caso) y concreto ya colocado que está produciendo calor de hidratación. La diferencia de temperatura entre ambas capas de concreto no debe ser superior a los $20 \text{ }^\circ\text{C}$, de lo contrario, provocará microfisuras entre capas. En este caso, se diseñó un concreto pobre de 10 MPa , que al tener bajo contenido de cemento provoca bajo calor de hidratación, obteniéndose temperaturas máximas entre $30 - 35 \text{ }^\circ\text{C}$. Por lo tanto, no se generará un golpe térmico entre las capas de concreto durante un vaciado sucesivo. Simplemente, será necesario hacer corte verde entre capas para el tratamiento de las juntas. Con el corte verde se removerá, empleando agua a presión, la capa de lechada de 2 mm que se forma en la superficie del concreto.

Las juntas verticales de inducción deberán ser hechas con triplay y fijados por varillas de 10 mm empotradas en el concreto a 0.50 m . Para los veda juntas se mantendrá el mismo diseño anterior.

4.5.2. Proceso constructivo

De acuerdo a las especificaciones de calidad, se aceptan espesores de concreto fresco menores a 0.50 m para realizar un correcto vibrado a la mezcla colocada. Por lo tanto, se decide vaciar en dos subcapas de 0.45 m para poder vibrar el concreto manteniendo su calidad, dando un total de una capa de 0.90 m en cada vaciado.

Para el vaciado se utilizará una configuración escalonada para que la subcapa inferior no fragüe antes de que se coloque la subcapa superior. Para eso se seguirá la configuración especificada en la Figura 4.3. Se comenzará colocando el concreto de $f'c = 10 \text{ MPa}$ para que actúe como encofrado del concreto de $f'c = 12 \text{ MPa}$, debido a que este tiene menor consistencia en su forma fresca ($6 - 8''$ de slump).

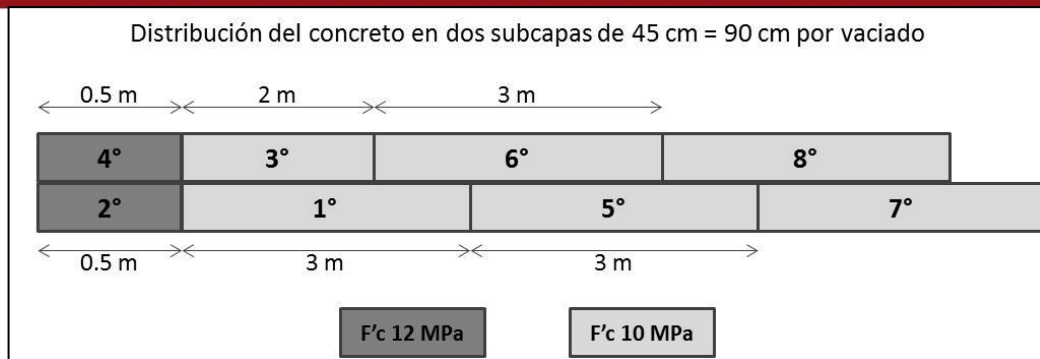


Fig 4.3. Distribución del vaciado en 2 subcapas de CCV del muro base del plinto
(Fuente: Propia)

Entre capas se tratarán las juntas mediante el corte verde. Este consiste en disparar agua y aire a presión mediante un soplete a la superficie del concreto cuando este aún no haya endurecido, es decir, cuando empiece a fraguar. El corte verde tiene como fin quitar la capa de 2 mm aproximadamente de lechada que se forma en la superficie.

Se encofrará solo la cara aguas arriba para cada vaciado (capa de 0.90 m). La cara aguas abajo no necesitará encofrado debido al bajo slump de la mezcla de 10 MPa.

4.5.3. Programación de actividades

A diferencia de los trabajos en CCR que son afectados con lluvias mayores a 7 mm/hr, los trabajos en CCV son afectados con lluvias mayores a 10 mm/hr. De esto obtenemos la cantidad de lluvias por mes que se puede observar en la Tabla 4.24.

Tabla 4.24. Día de lluvia para CCV (>10mm)

Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic
27	27	27	12	0	0	0	0	0	4	14	24

Fuente: Propia

El factor de retomada a considerar para la colocación de CCV será de 0.5. La Tabla 4.25 muestra el detalle de los meses de enero, febrero marzo y abril para el calendario de trabajos con CCV.

Tabla 4.25. Calendario para trabajos en CCV

ENERO 2013							FEBRERO 2013						
L	M	M	J	V	S	D	L	M	M	J	V	S	D
	1	2	3	4	5	6					1	2	3
7	8	9	10	11	12	13	4	5	6	7	8	9	10
14	15	16	17	18	19	20	11	12	13	14	15	16	17
21	22	23	24	25	26	27	18	19	20	21	22	23	24
28	29	30	31				25	26	27	28			

MARZO 2013							ABRIL 2013						
L	M	M	J	V	S	D	L	M	M	J	V	S	D
				1	2	3	1	2	3	4	5	6	7
4	5	6	7	8	9	10	8	9	10	11	12	13	14
11	12	13	14	15	16	17	15	16	17	18	19	20	21
18	19	20	21	22	23	24	22	23	24	25	26	27	28
25	26	27	28	29	30	31	29	30					

: Domingo y feriado
 : Días de lluvia

Fuente: Propia

Siguiendo estos criterios, se estiman los días practicables para cada mes, cantidades que se muestran en la Tabla 4.26.

Tabla 4.26. Día practicables por mes para CCV											
Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic
15	13	14	21	26	24	26	26	25	23	20	16

Fuente: Propia

Para la ejecución de trabajos de CCV se tiene actividades que dependen de la Mano de Obra. Para este caso son la colocación de encofrados y el lanzamiento de concreto convencional en cada capa. Los rendimientos fueron calculados con anterioridad en el acápite 4.2.2 y se puede observar las cuadrillas en las Tablas 4.12 y 4.13.

Los servicios a ejecutar después de ejecutado el concreto de nivelación se resumen en la Tabla 4.27 junto a sus respectivos rendimientos.

Tabla 4.27. Servicios a Ejecutar			
Cod.	Descripción	Producción	Un
1.	Muro Base del Plinto en CCV		
1.1.	Colocación del encofrado	0.144	m2/min
1.2.	Colocación de concreto	60.00	m3/hr

Fuente: Propia

Las cantidades y duraciones se especifican en la Tabla 4.28.

Tabla 4.28. Cálculo de duraciones alternativa en concreto convencional				
Cod.	Descripción	Producción	Cantidad	Duración
1.	Muro Base del Plinto en CCV			
1.1.	Colocación del encofrado (Capa 1-3)	0.144 m ² /min	29.37 m ²	204 mins
1.2.	Colocación de concreto (Capa 1-3)	60 m ³ /hr	811.31 m ³	811 mins
1.3.	Colocación del encofrado (Capa 4-6)	0.144 m ² /min	31.07 m ²	216 mins
1.4.	Colocación de concreto (Capa 4-6)	60 m ³ /hr	875.12 m ³	875 mins
1.5.	Colocación del encofrado (Capa 7-9)	0.144 m ² /min	32.77 m ²	228 mins
1.6.	Colocación de concreto (Capa 7-9)	60 m ³ /hr	937.24 m ³	937 mins
1.7.	Colocación del encofrado (Capa 10-12)	0.144 m ² /min	34.47 m ²	239 mins
1.8.	Colocación de concreto (Capa 10-12)	60 m ³ /hr	979.70 m ³	980 mins
1.9.	Colocación del encofrado (Capa 13-15)	0.144 m ² /min	36.17 m ²	251 mins
1.10.	Colocación de concreto (Capa 13-15)	60 m ³ /hr	1007.81 m ³	1008 mins
1.11.	Colocación del encofrado (Capa 16-18)	0.144 m ² /min	37.87 m ²	263 mins
1.12.	Colocación de concreto (Capa 16-18)	60 m ³ /hr	1013.57 m ³	1014 mins
1.13.	Colocación del encofrado (Capa 19-21)	0.144 m ² /min	39.57 m ²	275 mins
1.14.	Colocación de concreto (Capa 20-21)	60 m ³ /hr	1008.99 m ³	1009 mins
1.15.	Colocación del encofrado (Capa 22-24)	0.144 m ² /min	41.27 m ²	287 mins
1.16.	Colocación de concreto (Capa 22-24)	60 m ³ /hr	997.71 m ³	998 mins
1.17.	Colocación del encofrado (Capa 25-27)	0.144 m ² /min	42.98 m ²	298 mins
1.18.	Colocación de concreto (Capa 25-27)	60 m ³ /hr	980.69 m ³	981 mins
1.19.	Colocación del encofrado (Capa 28-30)	0.144 m ² /min	44.68 m ²	310 mins
1.20.	Colocación de concreto (Capa 28-30)	60 m ³ /hr	962.63 m ³	963 mins
1.21.	Colocación del encofrado (Capa 31-33)	0.144 m ² /min	46.38 m ²	322 mins
1.22.	Colocación de concreto (Capa 31-33)	60 m ³ /hr	936.61 m ³	937 mins
1.23.	Colocación del encofrado (Capa 34-36)	0.144 m ² /min	48.08 m ²	334 mins
1.24.	Colocación de concreto (Capa 34-36)	60 m ³ /hr	902.53 m ³	903 mins
1.25.	Colocación del encofrado (Capa 37-39)	0.144 m ² /min	49.78 m ²	346 mins
1.26.	Colocación de concreto (Capa 37-39)	60 m ³ /hr	863.07 m ³	863 mins
1.27.	Colocación del encofrado (Capa 40-42)	0.144 m ² /min	51.48 m ²	358 mins
1.28.	Colocación de concreto (Capa 40-42)	60 m ³ /hr	819.64 m ³	820 mins
1.29.	Colocación del encofrado (Capa 43-45)	0.144 m ² /min	53.18 m ²	369 mins
1.30.	Colocación de concreto (Capa 43-45)	60 m ³ /hr	774.49 m ³	774 mins
1.31.	Colocación del encofrado (Capa 46-48)	0.144 m ² /min	54.88 m ²	381 mins
1.32.	Colocación de concreto (Capa 46-48)	60 m ³ /hr	727.73 m ³	728 mins
1.33.	Colocación del encofrado (Capa 49-51)	0.144 m ² /min	56.58 m ²	393 mins
1.34.	Colocación de concreto (Capa 49-51)	60 m ³ /hr	683.78 m ²	684 mins
1.35.	Colocación del encofrado (Capa 52-53)	0.144 m ² /min	38.67 m ²	269 mins
1.36.	Colocación de concreto (Capa 52-53)	60 m ³ /hr	391.40 m ³	391 mins
1.37.	Colocación del encofrado (Capa CCV)	0.144 m ² /min	19.84 m ²	138 mins
1.38.	Colocación de concreto (Capa CCV)	60 m ³ /hr	374.79 m ³	375 mins

Fuente: Propia

A partir de las duraciones del cuadro anterior generamos el cronograma Gantt, el cual se puede observar en el Anexo 4.3.

4.5.4. Costos

El costo de la mano de obra será el especificado con anterioridad en las Tablas 4.17 y 4.18.

En este caso, el equipo con mayor incidencia será la retroexcavadora, para el cual se realizó el cálculo del FIP en la Tabla 4.29.

Item	Descripción	UMed.	Retroexcavadora
A	Horas Productivas	h	207,94
B	Nro. de días utiles pagos (14/02/13 - 25/03/13)	Un.	34,00
C	Nro. de horas pagas (Bx8)	h	272,00
D	Horas Improductivas (C-A)	h	64,06
G	Horas Total (A+D)	h	272,00
H	Factor de Incorporación de Perdidas (G/A)		1,308070

Fuente: Propia

A continuación, en la Tabla 4.30, se muestra el análisis de precios unitarios de los equipos a emplear.

Tabla 4.30. Analisis de precios unitarios de los equipos para ejecucion de CCV

Codigo	Descripcion	UMed.	Indice	Costo Unitario	Costo Total
08111000	Camion Mezclador 7m3 - (VW 26.260/ Liebhher)	H			57,93
	Mano de Obra		1,554286		10,43
14001000	Chofer vehiculo pesado	H	1,554286	6,71	10,43
	Material				20,75
24810300	Neumaticos	GLB	5,000000	1,00	5,00
28200011	Petroleo Diesel	L	7,800000	1,16	9,05
28400015	Aceite Lubricante	L	0,570000	2,90	1,65
28600019	Grasas	KG	0,020000	4,73	0,09
29001010	Material de desgaste	US\$	0,650000	1,00	0,65
29999999	K de Perdidas	VB	4,310000	1,00	4,31
	Amortizacion				15,71
91111000	Depreciacion Tecnica - Camion Mezclador 7m3 - (VW 26.260/ Liebhher)	H	1,000000	11,28	11,28
92111000	Interes/Prorrrateo - Camion Mezclador 7m3 - (VW 26.260/ Liebhher)	H	1,000000	4,43	4,43
	Gastos Generales				3,18
51010150	Seguros y licencias de equipo	GLB	3,180000	1,00	3,18
	Otras Reversiones				7,86
9010	Taller Industrial	H	0,020000	15,58	0,31
9020	Taller Lubricación	H	0,050000	12,30	0,62
9030	Taller Mecánico	H	0,350000	19,80	6,93
08171600	Camión Volquete Scania 6x4- 15-16 m3	H			50,18
	Mano de Obra		1,165714		7,82
14001000	Chofer vehiculo pesado	h	1,165714	6,71	7,82
	Material				19,27
24810300	Neumaticos	GLB	5,330000	1,00	5,33
28200011	Petroleo Diesel	L	7,500000	1,16	8,70
28400015	Aceite Lubricante	L	0,200000	2,90	0,58
28600019	Grasas	KG	0,020000	4,73	0,09
29999999	K de Perdidas	VB	4,570000	1,00	4,57
	Amortizacion				13,53
91171600	Depreciacion Tecnica - Camión Volquete Scania 6x4- 15-16 m3	H	1,000000	10,10	10,10
92171600	Interes/Prorrrateo - Camión Volquete Scania 6x4- 15-16 m3	H	1,000000	3,43	3,43
	Gastos Generales				1,38
51010150	Seguros y licencias de equipo	GLB	1,380000	1,00	1,38
	Otras Reversiones				8,18
9010	Taller Industrial	H	0,020000	15,58	0,31
9020	Taller Lubricación	H	0,060000	12,30	0,74
9030	Taller Mecánico	H	0,360000	19,80	7,13
08325820	Retroexcavadora 87-90 hp 0.4m3 (420D - BL70)	H			41,08
	Mano de Obra		1,308070		8,83
14040200	Operador equipos	H	1,308070	6,75	8,83
	Material				17,88
24810300	Neumaticos	GLB	2,510000	1,00	2,51
28200011	Petroleo Diesel	L	7,800000	1,16	9,05
28400015	Aceite Lubricante	L	0,350000	2,90	1,02
28600019	Grasas	KG	0,050000	4,73	0,24
29001010	Material de desgaste	US\$	2,000000	1,00	2,00
29999999	K de Perdidas	VB	3,060000	1,00	3,06
	Amortizacion				10,31
91325820	Depreciacion Tecnica - Retroexcavadora 87-90 hp 0.4m3 (420D - BL70)	H	1,000000	7,70	7,70
92325820	Interes/Prorrrateo - Retroexcavadora 87-90 hp 0.4m3 (420D - BL70)	H	1,000000	2,61	2,61
	Gastos Generales				0,96
51010150	Seguros y licencias de equipo	GLB	0,960000	1,00	0,96
	Otras Reversiones				3,10
9010	Taller Industrial	H	0,010000	15,58	0,16
9020	Taller Lubricación	H	0,030000	12,30	0,37
9030	Taller Mecánico	H	0,130000	19,80	2,57

Fuente: Odebrecht Ingeniería y Construcción. Modificada por el autor de la presente tesis

En la Tabla 4.31, se detalla el costo de los dos tipos de concretos a emplear en esta alternativa. El concreto de 12MPa seguirá siendo el mismo que la alternativa anterior en CCR.

Tabla 4.31. Analisis de costos de la fabricacion de concretos para nueva alternativa					
Codigo	Descripcion	UMed.	Indice	Costo Unitario	Costo Total
9401	Fabricacion de concreto 100 kg/cm2	M3			40,77
	Mano de Obra				0,13
11067012	Peon	H	0,024468		0,11
15050000	Capataz de obras civiles	H	0,001720	5,12	0,01
15050100	Capataz de plantas	H	0,002037	7,31	0,01
	Material				23,02
22115000	Cemento portland tipo I	KG	134,000000	0,16	21,44
23004000	Aditivo superplastificante Sikament 306	L	1,689076	0,85	1,44
23005000	Aditivo incorporador de aire SikaAer	L	0,237624	0,43	0,10
23006000	Aditivo retardante Plastiment tm 12	L	0,111111	0,16	0,02
23789000	Herramienta manual	GLB	0,012400	1,00	0,01
26400019	Herramientas y Utensilios	US\$	0,036750	0,03	0,00
26550006	Tuberia Alvenius 6 pulg con Accesorios	M	0,000327	16,71	0,01
	Equipos				4,71
08080615	Tractor sobre Orugas 150 hp CAT D6N	H	0,001507	76,66	0,12
08099700	Cargador frontal sobre llantas 3.0 m3 (CAT 962H)	H	0,005475	82,93	0,45
08145011	Camion Cisterna de Agua 18000L 6x4 - VW 31.260E- V	H	0,005180	49,13	0,25
08171600	Camión Volquete Scania 6x4- 15-16 m3	H	0,058283	50,18	2,92
08249800	Planta de Zarandeo Metso 150-200 m3/h	H	0,005475	87,22	0,48
08322014	Excavadora Hidraulica de orugas 20-22t (320CL-EC21)	H	0,006023	81,00	0,49
08991151	Motobomba Flight B2151HT	H	0,003910	0,62	0,00
	Otras Reversiones				12,91
9718	Acopio de Agregados - Km 19+230	M3	0,650000	12,44	8,09
9722	Planta de Concreto Chulla km 19+240	M3	1,000000	4,82	4,82
9402	Fabricacion de concreto 120 kg/cm2	M3			50,90
	Mano de Obra				0,09
11067012	Peon	H	0,014289	5,12	0,07
15050000	Capataz de obras civiles	H	0,001110	7,31	0,01
15050100	Capataz de plantas	H	0,001314	7,31	0,01
	Material				34,03
22115000	Cemento portland tipo I	KG	201,000000	0,16	32,16
23004000	Aditivo superplastificante Sikament 306	L	2,025210	0,85	1,72
23005000	Aditivo incorporador de aire SikaAer	L	0,237624	0,43	0,10
23006000	Aditivo retardante Plastiment tm 12	L	0,170940	0,16	0,03
23789000	Herramienta manual	GLB	0,008000	1,00	0,01
26400019	Herramientas y Utensilios	US\$	0,037170	0,03	0,00
26550006	Tuberia Alvenius 6 pulg con Accesorios	M	0,000331	16,71	0,01
	Equipos				3,87
08080615	Tractor sobre Orugas 150 hp CAT D6N	H	0,000972	76,66	0,07
08099700	Cargador frontal sobre llantas 3.0 m3 (CAT 962H)	H	0,003533	82,93	0,29
08145011	Camion Cisterna de Agua 18000L 6x4 - VW 31.260E- V	H	0,005239	49,13	0,26
08171600	Camión Volquete Scania 6x4- 15-16 m3	H	0,052443	50,18	2,63
08249800	Planta de Zarandeo Metso 150-200 m3/h	H	0,003533	87,22	0,31
08322014	Excavadora Hidraulica de orugas 20-22t (320CL-EC21)	H	0,003886	81,00	0,31
08991151	Motobomba Flight B2151HT	H	0,003955	0,62	0,00
	Otras Reversiones				12,91
9718	Acopio de Agregados - Km 19+230	M3	0,650000	12,44	8,09
9722	Planta de Concreto Chulla km 19+240	M3	1,000000	4,82	4,82

Fuente: Odebrecht Ingeniería y Construcción. Modificada por el autor de la presente tesis

Se preparó los análisis de precios unitarios de los servicios a ejecutar en la siguiente tabla.

Tabla 4.32. Analisis de precios unitarios para ejecucion de CCV					
Codigo	Descripcion	UMed.	Indice	Costo Unitario	Costo Total
4535	Encofrado	M2			29,03
	Mano de Obra		1,667088		10,29
11067012	Peon	H	0,488006	5,12	2,50
12020140	Oficial Carpintero	H	0,246904	5,69	1,40
13031000	Operario Carpintero	H	0,626580	6,64	4,16
13061667	Operario Soldador	H	0,189945	6,64	1,26
15050140	Capataz Carpintero	H	0,115653	8,41	0,97
	Material				12,97
20205000	Alambre negro # 8	KG	0,200000	0,91	0,18
20217000	Clavos varios	KG	0,140000	1,29	0,18
20240020	Sello de cobre #18 doblado	M	0,045623	31,90	1,46
20253000	Acero para soportes	KG	4,000000	1,71	6,84
20262000	Varilla de soldar 1.6 mm EutecRod	KG	0,006336	5,29	0,03
23020000	Desmoldador para encofrado c/v	L	0,252000	5,54	1,40
23040433	Soldadura Supercito	KG	0,300000	3,01	0,90
24370000	Madera tornillo	P2	0,041482	1,98	0,08
26400020	Herramientas y Utencilios Civiles	US\$	1,895667	1,00	1,90
	Amortizacion				2,00
42030104	Depr. Equipos Menores de Carpinteria	H	0,042827	3,00	0,13
49000040	Depreciación Encofrados ULMA	US\$	1,869732	1,00	1,87
	Otras Reversiones				3,77
9740	Taller de Encofrado	M2	0,080000	47,08	3,77
4545	Concretos Muro Apoyo Plinto - CCV	M3			50,61
	Mano de Obra		0,488238		2,78
11067012	Peon	H	0,280902	5,12	1,44
12020150	Oficial Albañil	H	0,096543	5,69	0,55
13030120	Operario Albanil	H	0,094612	6,64	0,63
15050150	Capataz Albañil	H	0,016181	9,62	0,16
	Material				0,96
26400019	Herramientas y Utensilios	US\$	31,860000	0,03	0,96
	Amortizacion				0,74
41091500	Depr. Vibrador de concreto 1.5 pulgadas	H	0,295578	2,50	0,74
	Equipos				2,60
08026215	Camion Mezclador 7m3 - (VW 26.260/ Liebhher)	H	0,006524	57,93	0,38
08171600	Camión Volquete Scania 6x4- 15-16 m3	H	0,032824	50,18	1,65
08325820	Retroexcavadora 87-90 hp 0.4m3 (420D - BL70)	H	0,013889	41,08	0,57
	Otras Reversiones				43,53
9401	Fabricacion de concreto 100 kg/cm2	M3	0,979542	40,77	39,94
9402	Fabricacion de concreto 120 kg/cm2	M3	0,070458	50,90	3,59
9861	Equipos Menores Obras Civiles	US\$	0,000150	1,00	0,00

Fuente: Odebrecht Ingeniería y Construcción. Modificada por el autor de la presente tesis

En la Tabla 4.33 se puede observar el costo total de las partidas para la nueva alternativa en concreto convencional.

Tabla 4.33. Costo total del Muro Apoyo del Plinto en CCV					
Codigo	Descripcion	UMed.	Metrado	Precio Unitario	Costo Total
4535	Encofrado	M2	789,08	29,03	22906,99
4545	Concretos Muro Apoyo Plinto - CCV	M3	16048,78	50,61	812228,76
					\$ 835.135,75

Fuente: Propia

CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

- Los proyectos de construcción poseen muchas variables que deben ser analizadas. Y para poder ejecutarlos de manera satisfactoria se debe tener conocimiento de lo que se nos ha encomendado y así tener dominio de los factores que influyen en la construcción de un proyecto.
- En el presente caso, se verificó la gran importancia de los estudios realizados para el diseño del proyecto. Durante el desarrollo de la ingeniería básica se realizó un pésimo estudio geotécnico. Estos fueron realizados por una subcontratista sin mucho prestigio en el medio y de manera acelerada. Un adecuado estudio debe ser realizado aunque tome tiempo, ya que de su correcta ejecución dependerá que se plantee una solución asertiva. Sin embargo, no se llegó a analizar la verdadera envergadura de este problema, debido a que el alcance del proyecto es solo la base del plinto en el cauce. La afectación sobre el diseño de la presa en general conllevó a que todo el proyecto tenga un mayor costo y plazo de ejecución. Además, es probable que una presa en enrocado no sea la mejor solución para el proyecto.
- La solución de una pantalla diafragma sobre el cauce es aplicable para presas colocadas sobre aluvión. De esta manera se garantiza el eje de estanqueidad de la presa. Una de las principales razones por la que la pantalla debe ser plástica es por las altas deformaciones que recibe por parte del terreno.
- Sin embargo, la realidad fue otra, por lo que se necesita ingenio para proponer nuevas soluciones. La solución de un muro base en CCR no fue estudiada plenamente en su momento, se identificaron sus restricciones tardíamente en el proyecto. Esto se debe a que no había personas expertas o con experiencia en esta tecnología en la obra desde un inicio.
- Del presente estudio se pudo concluir que para las condiciones de la obra, la solución en CCR no cumple con los plazos establecidos, en cambio la nueva alternativa en puro CCV reduce el plazo de ejecución respecto al CCR en un 13.5% (45 días frente a 52 días calendario). Sin embargo, el costo directo de la ejecución del CCR es menor a la del CCV (\$ 790,359.65 frente a \$

835,135.75), esto supondría un incremento del 5.7%. Para las condiciones de este proyecto, reducciones en el plazo son de vital importancia debido a que se lograría producir energía antes de lo previsto, lo cual generaría mayores ganancias. La ejecución de este muro base del plinto compromete a la ejecución misma de la presa, al cual está dentro de la ruta crítica del proyecto. Por esta razón, la alternativa en CCV es más provechosa para el proyecto.

- Para insertar una nueva tecnología es indispensable tener un amplio conocimiento en el tema y analizar los recursos que esta necesita y los factores que influyen en su ejecución. En el presente caso, la obra analizó tardíamente estos puntos, por lo cual no estuvo preparada para ejecutar esta estructura en CCR.
- Dentro de las dificultades mencionadas en el Acápite 4.4 se menciona a la planta de concreto como principal limitante que reduce la productividad del CCR, esto hace que los plazos sean mayores a la del CCV. Pero qué pasaría si este no fuera un limitante, si consideramos que la planta puede abastecer de concreto suficiente para que el tractor D6 llegue a tener rendimientos normales (206.19 m³/hr), entonces se reduciría el plazo considerablemente de 53 días a 31 días (reducción del 41.5%). El cronograma completo de esta solución puede verse en el Anexo 4.4.
- De esta manera, se puede concluir que el CCR definitivamente es una metodología de construcción que ayuda reducir plazos y costos considerablemente. Siempre y cuando se haya planificado el proyecto para esta alternativa y considerado todos los factores que la influyen.
- Para la programación de actividades, fue indispensable conocer los datos estadísticos de ocurrencia de lluvias. Ya que con estos datos se calculó los días practicables. Los cuales también sirven para la determinación de los costos improductivos y la duración de los servicios empleando los factores de retomada. Si al momento de la ejecución de los servicios no se llega a cumplir con los plazos es posible que el problema sea el cálculo de los días practicables o que la productividad calculada de las cuadrillas no sea la adecuada.

- Como se observa del planeamiento, se obtiene un tiempo improductivo para los operadores de equipos. Esto afectaría aún más a los costos si los equipos fueran alquilados y no se llegara a cumplir las horas mínimas que demandan. Estos tiempos improductivos llegan a ser costos improductivos ya que no se cumplen las horas mínimas a pagar. Este sobre costo es introducido en las composiciones por medio del Factor de Incorporación de Pérdidas (FIP). Este sobre costo afecta al costo directo de la obra y no se debe dejar a la estimación.
- Como vimos en el cálculo de practicabilidades, los meses de enero, febrero y marzo presentan los valores más bajos de practicabilidad. Debido a que nuestro servicio está planeado para ser ejecutado en estas épocas, los valores FIP para el CCR salieron excesivamente altos. De esta manera, se puede observar la influencia de la lluvia en el costo improductivo.
- Cabe resaltar que la planta de concreto limita la producción y aumenta los plazos considerablemente, esto también influye considerablemente en los valores FIP obtenidos. Viendo estos valores se puede determinar que los equipos estarán la mayor parte de su tiempo en stand-by, lo cual no es conveniente. El equipo con mayor tiempo improductivo es el rodillo tándem. Si se hubiera decidido realizar el muro base en CCR sería conveniente reemplazar este equipo por una placa vibratoria, puesto que la magnitud de esta estructura no justifica el empleo de este tipo de rodillo.
- Es indispensable tener creatividad e innovación para dar buenas soluciones a los problemas que se presenta en un proyecto. Los rendimientos para la colocación del CCV no se hubieran alcanzado si no se adoptaba metodologías similares a la del CCR. El CCV de 10 MPa fue diseñado para tener consistencia mínima y poder ser transportada en volquetes sin problemas. Además, se empleó una retroexcavadora para ayudar con la colocación del concreto, garantizando un buen rendimiento y reducir, al mismo tiempo, la cantidad de mano de obra.

5.2. RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar un análisis de riesgos y oportunidades para poder identificarlas y realizar un plan de contingencia frente a estos. De esta manera, se podrá tomar medidas con anticipación y disminuir los riesgos del proyecto. Por otro lado, se podrán aprovechar las oportunidades con el fin de disminuir plazos y costos o de mitigar el impacto de los riesgos negativos.
- Una obra es un proceso productivo que no se debe dejar a la deriva. Se debe direccionar para lograr los resultados trazados, utilizando el planeamiento y el costo como herramientas de control.
- Los estudios de una obra deben realizarse detenidamente y deben estar en constante supervisión, debido a que la efectividad de estos tendrán como consecuencia una mejor solución de ingeniería.
- El estudio de una obra debe seguir durante su ejecución buscando siempre optimizar los costos y los tiempos de ejecución.
- Se debe realizar un análisis de restricciones antes y durante la ejecución de un servicio. Esto es necesario para minimizar los riesgos y prever paradas inesperadas. Además, esto contribuye a una mejora continua en nuestros procesos.
- La elección de la metodología a aplicar para cada tipo de servicio, debe estar de acorde al plazo ejecutivo, escogiendo las cuadrillas óptimas para el proceso constructivo.
- El CCR es una tecnología cuya aplicación debe ser estudiada en el Perú. Obtener datos reales sobre su aplicación en el país, ayudaría o a confirmar las suposiciones realizadas en esta tesis, o a realizar las correcciones necesarias para realizar un planeamiento más preciso y que refleje la realidad

BIBLIOGRAFÍA

ÁLVAREZ, Carlos y Alejandro OLIVIERI

- 2008 “Presa Los Caracoles, construcción de los órganos de estanqueidad: Pared moldeada”. Ponencia presentada en Quinto Congreso Argentino de Presas y Aprovechamientos Hidroeléctricos. San Miguel de Tucumán. Consulta: 2 de octubre de 2013.
<www.cadp.org.ar/docs/congresos/2008/74.pdf>

ARFELLY, Erlon

- 2001 *Metodologia executiva da barragem em CCR*. Proyecto Central Hidroeléctrica Miel I: Odebrecht Ingeniería y Construcción.

BELÉN, Alonso y Otros

- 2002 *Hormigón compactado con rodillo de uso vial*. Rosario. Consulta: 14 de noviembre de 2013.
<<http://www.fceia.unr.edu.ar/materialescivil/Monografias/02.02.03-Hormigon%20Compactado%20con%20Rodillo.PDF>>

BUREAU OF RECLAMATION

- 1987 *Design of Small Dams*. Tercera Edición. Washington: Bureau of Reclamation.

CARNIGLIA, Marcos y Jorge GROSSI

- 2008 “Diseño del plinto flotante de la presa Los Caracoles – Análisis longitudinal”. Ponencia presentada en Quinto Congreso Argentino de Presas y Aprovechamientos Hidroeléctricos. San Miguel de Tucumán. Consulta: 25 de setiembre de 2013.
<<http://www.cadp.org.ar/docs/congresos/2008/3.pdf>>

CATERPILLAR INC.

- 2010 *Manual de Rendimiento Caterpillar*. Cuadragésima Edición. Peoria: Caterpillar Inc.

COMUNIDADE DE BARRAGENS E USINAS HIDROELÉCTRICAS DA
CONSTRUTORA NORBERTO ODEBRECHT

2005 *Melhores Práticas*. Dos volúmenes. Rio de Janeiro: Red de Conocimientos de Odebrecht Ingeniería y Construcción.

DE CASTRO, Fábio

2001 *Execução de CCR pelo método chinês rampado*. Proyecto Central Hidroeléctrica Luís Eduardo Magalhães: Odebrecht Ingeniería y Construcción.

DHI GROUP

2010 *Análisis hidrológico – Central Hidroeléctrica Chaglla*. Proyecto Central Hidroeléctrica Chaglla: Danish Hydraulic Institute.

ESCALAYA, Miriam y Jorge ALVA

2003 “Diseño de mezclas de concreto compactado con rodillo utilizando conceptos de compactación de suelos”. Ponencia presentada en Decimocuarto Congreso Nacional de Ingeniería Civil. Iquitos. Consulta: 14 de noviembre de 2013.

<http://www.cismid.uni.edu.pe/descargas/a_labgeo/labgeo09_a.pdf>

GANDARILLAS, Humberto y Luis GANDARILLAS

2010 “Enfoques de diseño de presas de enrocado con membrana impermeable”. *I-Civil*. Sexta Edición. Cochabamba. Consulta: 1 de octubre de 2013.

<<http://civil.upb.edu/files/2010/11/6gandarillas.pdf>>

GONZÁLES, Luis y Otros

2002 *Ingeniería Geológica*. Madrid: Pearson Educación.

INTERTECHNE

2010 *Procedimiento ejecutivo del concreto compactado con rodillo (CCR) – Conceptos generales* [diapositivas]. Intertechne Consultores S.A.

2010 *Proyecto Básico – Central Hidroeléctrica Chaglla*. Seis volúmenes. Intertechne Consultores S.A.

LONDOÑO, Elizabeth

2013 “Concreto compactado con rodillo” [en línea]. *360 Grados en Concreto*. Consulta: 14 de noviembre de 2013.
<<http://360gradosblog.com/index.php/concreto-compactado-con-rodillo>>

LOMBARDI, Giovanni

2001 *Presas de enrocado con cara de hormigón: Uso de los criterios GIN para consolidación e impermeabilización de la roca n°102.1-R-141*. Minusio.

MARQUEZ, Norberto; VARGAS, Milagros y Edgar MELENDEZ

2013 *Tratamiento de fundación del muro de apoyo del plinto*. Proyecto Central Hidroeléctrica Chaglla: Odebrecht Ingeniería y Construcción.

MARTÍNEZ, Bernardo

2010 *Tecnología y conceptos en concreto compactado con rodillo* [diapositivas]. México: IBRACON.

MARTINO, Alejandro y Otros

2008 “Tratamientos del terreno en la presa de El Bato (Chile) cimentada sobre aluvial permeable”. Ponencia presentada en Octava Jornada Española de Presas. Córdoba. Consulta: 13 de noviembre de 2013.
<www.spancold.es/Ponencias/JEPVIII_079.pdf>

MINTRA

s/f “Descansos en días feriados de Construcción Civil” [en línea]. *Ministerio de Trabajo y Promoción del Empleo*. Consulta: 15 de diciembre de 2013.
<http://www.mintra.gob.pe/mostrarTemaSNIL.php?__page=2&codTema=32&tip=20>

ODEBRECHT INGENIERÍA Y CONSTRUCCIÓN

- 2012 *Ejecución de concreto compactado con rodillo - CCR*. Proyecto Central Hidroeléctrica Chaglla: Odebrecht Ingeniería y Construcción.
- 2013 *Desarrollo experimental CCR en Central Hidroeléctrica Chaglla* [diapositivas]. Proyecto Central Hidroeléctrica Chaglla: Odebrecht Ingeniería y Construcción.

PAREDES, Ricardo

- 2004 *Planeamiento integral de la construcción de una presa de tierra en el departamento de Ayacucho*. Tesis de licenciatura en Ciencias e Ingeniería con mención en Ingeniería Civil. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería.

PRATES, Luiz

- 2005 *Desenvolvimento do método executivo de concreto compactado com rolo (CCR)* [diapositivas]. Florianópolis: COPEL.

ROJAS, Raúl

- 2013 *Secuencia ejecutiva CCR*. Proyecto Central Hidroeléctrica Chaglla: Odebrecht Ingeniería y Construcción.

TASSI, Pablo; CASTELLARES, Víctor y Walter TINTA

- 2007 *Construcción de la pantalla diafragma de la presa Limón*. Proyecto Trasvase Olmos: Odebrecht Ingeniería y Construcción.

WAZTCO, Aires

- 2007 *Barragens de enrocamento com face de concreto no Brasil*. Tesis de maestría en Ingeniería Civil. Florianópolis: Universidad Federal de Santa Catarina, Programa de Posgrado en Ingeniería Civil.