

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**“PROPUESTA DE LA NUEVA LÍNEA DE CONDUCCIÓN Y
ESTRUCTURAS DE SOPORTE PARA EVACUACIÓN DE
RELAVES DE LA EMPRESA MINERA PARCOY, PROVINCIA
DE PATAZ, LA LIBERTAD”**

TESIS

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

Línea de Investigación: Hidráulica y Estructuras

AUTORES: Br. MARROQUIN MORENO; Dan Pierre.

Br. RONDAN VASQUEZ; Lennin Frank.

ASESOR: Ing. NARVAEZ ARANDA; Ricardo Andrés.

Nº de Registro: _____

TRUJILLO, MARZO DEL 2016

**Tesis: “PROPUESTA DE LA NUEVA LÍNEA DE CONDUCCIÓN Y
ESTRUCTURAS DE SOPORTE PARA EVACUACIÓN DE RELAVES DE
LA EMPRESA MINERA PARCOY, PROVINCIA DE PATAZ, LA
LIBERTAD”**

Por: Br. MARROQUIN MORENO; Dan Pierre.

Br. RONDAN VASQUEZ; Lennin Frank.

JURADO EVALUADOR

Presidente:

Ing. Juan Pablo García Rivero
CIP: 68614

Secretario:

Ing. William Galicia Guarniz
CIP: 96091

Vocal:

Ing. José Serrano Hernández
CIP: 54464

Asesor:

Ing. Ricardo Narváez Aranda
CIP: 58776

PRESENTACION

Señores Miembros del Jurado:

Dando cumplimiento al Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad Privada “Antenor Orrego”, para el título Profesional de Ingeniero Civil, es grato poner a vuestra consideración, la presente tesis titulada: PROPUESTA DE LA NUEVA LÍNEA DE CONDUCCIÓN Y ESTRUCTURAS DE SOPORTE PARA EVACUACIÓN DE RELAVES DE LA EMPRESA MINERA PARCOY, PROVINCIA DE PATAZ, LA LIBERTAD” para obtener el título profesional de ingeniero civil.

Atentamente,

Trujillo, Marzo del 2016

Br. MARROQUIN MORENO; Dan Pierre.

Br. RONDAN VASQUEZ; Lennin Frank.

RESUMEN

“Nuestro proyecto se ubica geográficamente en la región natural de la sierra, específicamente en la región de la Libertad, Distrital de Parcoy en la Provincia de Pataz, a una altitud entre 2135 y 2340 m.s.n.m. Actualmente la zona presenta una topografía accidentada, con pendientes que oscilan entre 20% a 60%.

Debido a que nuestro proyecto hace referencia a la Industria Minera, tiene como meta, proporcionar y brindar un estudio a nivel de ingeniería para una máxima producción. El crecimiento y rentabilidad de esta empresa depende de las condiciones de infraestructura e ingeniería, cuales se encuentran deficientes y limitan al desarrollo de la misma. Estas características le dan a este proyecto, un valor estratégico, desde el punto de vista ingenieril, de mucha incidencia ocupacional y factor preponderante para maximizar el desarrollo y la producción.

De acuerdo a lo mencionado anteriormente, el problema que afronta esta Compañía es básicamente la limitada producción, la cual se podrá garantizar un cambio al considerar aprobar una nueva infraestructura.

Específicamente el problema en esta Compañía se debe a la sobrelevación que está sufriendo la Presa de Relaves AL-01, el cual está contribuyendo a que las plantas de filtrado ajusten la producción y por último, en el peor de los casos, detener los trabajos debido a que la cantidad de relave transportado desde las plantas procesadoras superen el nivel de almacenaje de la presa de flotación AL-01.

Es por ello que en el presente proyecto se pretende dar una alternativa al problema planteado con la proyección de una nueva Línea de Conducción de Relaves, el cual consiste en el análisis y diseño de un sistema de válvulas que va a desviar y transportar las aguas de relave y lodo de mina hacia una nueva presa ubicada a unos 5100 metros de distancia aproximadamente, considerando parámetros de diseño tales como cavitación, cotas, presiones, flujos, etc. Así mismo, se tendrá un reconocimiento del terreno y suelos según estudio topográfico y geotécnico por donde se presume pasará la línea de conducción, de modo tal que en ciertos tramos se ha previsto la construcción de puentes y pases aéreos, los mismos que serán analizados y diseñados estructuralmente.

Esta es una propuesta presentada al área de ingeniería de la Compañía Minera Parcoy, la cual nosotros estamos garantizando el desarrollo de un estudio a detalle y a nivel de ingeniería de todos los aspectos correspondientes a un diseño hidráulico y estructural de una nueva Línea de Conducción de Relaves y Puentes, teniendo siempre como objetivo maximizar la producción y rentabilidad de la empresa.”

INDICE DE CONTENIDO

| | |
|--|-----|
| JURADO EVALUADOR | iii |
| PRESENTACION | iv |
| RESUMEN | v |
| INDICE DE CONTENIDO | vi |
| CAPITULO I: INTRODUCCION | 18 |
| 1.1. GENERALIDADES..... | 19 |
| 1.1.1. Planteamiento del Problema. | 19 |
| 1.1.2. Formulación del Problema. | 20 |
| 1.1.3. Objetivos..... | 20 |
| 1.1.4. Descripción General..... | 20 |
| 1.1.5. Línea de Relave | 22 |
| 1.1.6. Caseta de Válvulas | 22 |
| 1.1.7. Plataforma de Recepción de Relave | 22 |
| 1.1.8. Estación de Disipación de Energía N°1 | 22 |
| 1.1.9. Estación de Disipación de Energía N°2..... | 22 |
| 1.2. ALCANCE | 23 |
| 1.3. ANTECEDENTES DE INVESTIGACIÓN | 23 |
| 1.3.1. “Análisis de Caudales (capítulo 7)”..... | 23 |
| 1.3.2. “Diseño de Estructuras Hidráulicas”..... | 24 |
| 1.3.3. “Diseño Estructural de Tuberías HDPE”..... | 27 |
| 1.3.4. “Características Técnicas de la Tubería HDPE Norma ASTM F-714, ... | 29 |
| 1.3.5. “Reglamento Nacional de Edificaciones – Estructuras Metálicas”..... | 30 |
| 1.3.6. “Estructura de Acero – Comportamiento y LRFD”..... | 33 |
| CAPITULO II: MARCO TEORICO | 35 |
| 2.1. HIDRÁULICA | 36 |
| 2.1.1. Antecedentes..... | 36 |
| 2.1.2. Materiales | 36 |
| 2.1.3. Cargas para el Diseño de Tuberías..... | 37 |
| 2.1.4. Soporte de Tuberías. | 38 |
| 2.1.5. Bases del Diseño Hidráulico. | 39 |
| A. Características de la Pulpa. | 44 |
| B. Gravedad Específica de los Sólidos..... | 45 |
| C. Propiedades Reológicas. | 45 |
| D. Granulometría..... | 46 |

| | | |
|--------|---|----|
| E. | Potencial Hidrogeno (Ph)..... | 47 |
| F. | Velocidad límite de sedimentación (V_D)..... | 47 |
| G. | Velocidad de Flujo..... | 48 |
| H. | Pérdidas de Carga..... | 48 |
| 2.1.6. | Golpe de Ariete..... | 49 |
| 2.2. | GEOTECNIA..... | 51 |
| 2.2.1. | Alcance..... | 51 |
| 2.2.2. | Ubicación..... | 51 |
| 2.2.3. | Estudios Existentes..... | 52 |
| 2.2.4. | Reglamento y Normas Vigentes..... | 52 |
| 2.3. | ESTRUCTURAS METÁLICAS..... | 52 |
| 2.3.1. | Descripción..... | 52 |
| 2.3.2. | Objetivo..... | 52 |
| 2.3.3. | Base de Cálculo..... | 53 |
| 2.3.4. | Materiales..... | 53 |
| 2.3.5. | Normas y Documentos de Referencia..... | 54 |
| 2.3.6. | Herramientas de Computo..... | 54 |
| 2.3.7. | Cargas y Combinaciones..... | 54 |
| 2.4. | CONCRETO ARMADO..... | 57 |
| 2.4.1. | Descripción..... | 57 |
| 2.4.2. | Objetivo..... | 58 |
| 2.4.3. | Base de Cálculo..... | 58 |
| 2.4.4. | Materiales..... | 58 |
| 2.4.5. | Normas y Documentos de Referencia..... | 59 |
| 2.4.6. | Herramientas de Computo..... | 59 |
| 2.4.7. | Cargas y Combinaciones..... | 59 |
| | CAPITULO III: RESULTADOS..... | 63 |
| 3.1. | HIDRAULICA..... | 64 |
| 3.1.1. | Característica de Fluido (Muestra 1)..... | 65 |
| 3.1.2. | Característica de Fluido (Muestra 2)..... | 67 |
| 3.1.3. | Característica de Fluido (Muestra 3)..... | 69 |
| 3.1.4. | Criterio de Diseño..... | 72 |
| 3.1.5. | Herramienta Computacional..... | 73 |
| 3.1.6. | Resultados..... | 73 |
| A. | Evaluación de Rango de Operación..... | 73 |
| B. | Transporte de Relaves y Lodos (Flujo de Diseño – CW:30.4%)..... | 76 |

| | | |
|--------|---|-----|
| C. | Transporte de Relaves (Flujo de Diseño – CW:30.0%). | 81 |
| D. | Transporte de Relaves y Lodos (Flujo Minimo – CW:30.3%). | 85 |
| E. | Transporte de Relaves (Flujo Minimo – CW:30.0%). | 87 |
| F. | Transporte de Relaves y Lodos (Flujo de Diseño – CW:35.0%). | 89 |
| G. | Transporte de Relaves y Lodos (Flujo Minimo – CW:35.0%). | 90 |
| H. | Estación de Recepción de Relave. | 92 |
| 3.2. | GEOTECNIA. | 94 |
| 3.2.1. | Zonificación de los Sectores por donde pasara la Línea de Relaves. | 94 |
| 3.2.2. | Caracterización y parámetros del suelo y roca. | 96 |
| 3.2.3. | Profundidad y Capacidad Admisible. | 103 |
| 3.3. | ESTRUCTURAS METÁLICAS | 106 |
| 3.3.1. | Análisis y Diseño del Puente N°1 | 106 |
| A. | Deflexiones por Cargas Verticales. | 107 |
| B. | Análisis de los Elementos que componen el Puente. | 107 |
| C. | Análisis de los Elemento que conforma las Torres. | 110 |
| D. | Análisis de Cables de Péndolas. | 113 |
| E. | Conexiones. | 115 |
| 3.3.2. | Análisis y Diseño del Puente N°4 | 115 |
| A. | Deflexiones por Cargas Verticales. | 116 |
| B. | Análisis de los Elementos que componen el Puente. | 117 |
| C. | Análisis de los Elemento que conforma las Torres. | 120 |
| D. | Análisis de Cables y Péndolas. | 123 |
| 3.3.3. | Análisis y Diseño del Puente N°10 | 125 |
| A. | Deflexiones por Cargas Verticales. | 126 |
| B. | Análisis de los Elementos que componen el Puente. | 126 |
| C. | Análisis de los Elemento que conforma las Torres. | 130 |
| D. | Análisis de Cables y Péndolas. | 133 |
| 3.4. | CONCRETO ARMANDO | 135 |
| 3.4.1. | Geometría y Características de las Estructuras de concreto para el Puente N°01. | 135 |
| A. | Análisis de la BP-01. | 135 |
| B. | Diseño del Refuerzo de la BP-01. | 141 |
| C. | Análisis de la BP-02. | 145 |
| D. | Diseño del Refuerzo de la BP-02. | 149 |
| E. | Análisis del Dado de Anclaje D-1. | 149 |
| F. | Diseño del Refuerzo del Dado D-1. | 152 |

| | |
|---|-----|
| 3.4.2. Geometría y Características de las Estructuras de Concreto para el Puente N°04. | 153 |
| 3.4.3. Geometría y Características de las Estructuras de Concreto para el Puente N°10. | 155 |
| A. Análisis de la BP-03. | 158 |
| B. Diseño del Refuerzo de la BP-03. | 161 |
| CAPITULO IV: CONCLUSIONES | 163 |
| 4.1. HIDRÁULICA | 164 |
| 4.2. GEOTECNIA..... | 165 |
| 4.3. ESTRUCTURA | 167 |
| 4.4. CONCRETO ARMADO | 167 |
| CAPITULO V: REFERENCIAS BIBLIOGRAFICOS | 168 |
| 5.1. HIDRAULICA | 169 |
| 5.2. GEOTECNIA..... | 169 |
| 5.3. ESTRUCTURAS METALICAS | 169 |
| 5.4. CONCRETO ARMADO | 170 |
| ANEXOS | 171 |
| 6.1. ESPECIFICACIONES TECNICAS - HIDRAULICA..... | 172 |
| 6.1.1. Especificaciones Técnicas de Materiales para Tuberías. | 172 |
| 6.1.2. Especificación Técnica para la Unión por Fusión de Tuberías HDPE. | 179 |
| 6.2. ANEXO 1: PANEL FOTOGRAFICO | 190 |
| 6.3. ANEXO 2: PLANOS | 194 |

LISTA DE TABLAS

| | |
|---|-----|
| Tabla 1: Condiciones de operación | 43 |
| Tabla 2: Gravedad Específica de los Solidos | 45 |
| Tabla 3: Modelos Reológicos | 46 |
| Tabla 4: parámetros granulométricos | 47 |
| Tabla 5: Condiciones de operación | 64 |
| Tabla 6: Granulometría Muestra 1..... | 65 |
| Tabla 7: Granulometría Muestra 2..... | 68 |
| Tabla 8: Granulometría Muestra 3..... | 70 |
| Tabla 9: Variables hidráulicas Muestra 2 CW:30.4% | 80 |
| Tabla 11: Variables hidráulicas Muestra 1 CW: 30.0% | 84 |
| Tabla 13: Variables hidráulicas Muestra 3 CW: 30.3% | 86 |
| Tabla 15: Variables hidráulicas Muestra 1 CW: 30.0% | 88 |
| Tabla 17: Variables hidráulicas - Flujo de Diseño CW: 35.0% | 89 |
| Tabla 19: Variables hidráulicas – Flujo Mínimo CW: 35.0%..... | 91 |
| Tabla 21: Zonificación geológica – geotécnica por progresivas..... | 95 |
| Tabla 22: Resultados de ensayos especiales..... | 97 |
| Tabla 23: Estimación del índice de resistencia geológica GSI basado en descripciones geológicas (Rockscience, 2002)..... | 99 |
| Tabla 24: Estimación de campo de la resistencia a la compresión uniaxial (σ_c) (Marinos y Hoek, 2000)..... | 101 |
| Tabla 25: Parámetros de rotura del macizo rocoso por el criterio generalizado de Hoek-Brown..... | 102 |
| Tabla 26: Capacidad admisible para la zona 1, para diferentes dimensiones de cimentación y profundidades de desplante. | 104 |
| Tabla 27: Cuadro de capacidad admisible en roca para diferentes dimensiones de zapatas. | 104 |
| Tabla 28: Cargas y combinaciones de carga para el análisis de la BP-1 / Puente n°1 | 136 |
| Tabla 29: Reacciones por combinación de carga para el análisis de la BP-1 / Puente n°1 | 137 |
| Tabla 30: Factores de seguridad al volteo para el análisis de la BP-1 / Puente n°1 | 138 |
| Tabla 31: Factores de seguridad al deslizamiento para el análisis de la BP-1 / Puente n°1 | 138 |
| Tabla 32: Esfuerzos en el terreno bajo la BP-1 / Puente n°1 | 139 |
| Tabla 33: Cargas y combinaciones de carga para el análisis de la BP-2 / Puente n°1 | 146 |
| Tabla 34: Reacciones por combinación de carga para el análisis de la BP-2 / Puente n°1 | 146 |
| Tabla 35: Factores de seguridad al volteo para el análisis de la BP-2 / Puente n°1 | 147 |
| Tabla 36: Factores de seguridad al deslizamiento para el análisis de la BP-2 / Puente n°1 | 148 |
| Tabla 37: Esfuerzos en el terreno bajo la BP-2 / Puente n°1 | 148 |
| Tabla 38: Cargas y combinaciones de carga para el análisis del dado D-1 / Puente n°1 | 150 |
| Tabla 39: Reacciones por combinación de carga para el análisis del D-1 / Puente n°1 . | 151 |
| Tabla 40: Factores de seguridad al volteo para el análisis del D-1 / Puente n°1..... | 151 |
| Tabla 41: Factores de seguridad al deslizamiento para el análisis del D-1 / Puente n°1 | 152 |

| | |
|---|-----|
| Tabla 42: Reacciones por combinación de carga para el análisis de la BP-1 / Puente n°4 | 154 |
| Tabla 43: Reacciones por combinación de carga para el análisis de la BP-1 / Puente n°4 | 155 |
| Tabla 44: Reacciones por combinación de carga para el análisis de la BP-1 / Puente n°10 | 156 |
| Tabla 45: Cargas y combinaciones de carga para el análisis de la BP-2 / Puente n°10 .. | 157 |
| Tabla 46: Cargas y combinaciones de carga para el análisis de la BP-3 / Puente n°10 .. | 158 |
| Tabla 47: Reacciones por combinación de carga para el análisis de la BP-3 / Puente n°10 | 159 |
| Tabla 48: Factores de seguridad al volteo para el análisis de la BP-3 / Puente n°10 | 160 |
| Tabla 49: Factores de seguridad al deslizamiento para el análisis de la BP-3 | 160 |
| Tabla 50: Esfuerzos en el terreno bajo la BP-3 / Puente n°10 | 161 |
| Tabla 51: Transporte de Relave - características | 164 |
| Tabla 52: Inclinación de taludes..... | 167 |

LISTA DE ILUSTRACIONES

| | |
|--|-----|
| Figura 1: Proyecto General | 21 |
| Figura 2: Comportamiento del flujo a través de un canal cerrado y de un conducto abierto | 25 |
| Figura 3: Alcantarillas con control a la entrada a) no sumergida, b) sumergida | 27 |
| Figura 4: dimensiones de tubería de polietileno de alta densidad (HDPE/PEAD) | 29 |
| Figura 5: Tendencia de la tensión de fluencia (Muestra M1) | 66 |
| Figura 6: Tendencia de la viscosidad (Muestra M1) | 67 |
| Figura 7: Tendencia de la tensión de fluencia (Muestra M2) | 68 |
| Figura 8: Tendencia de la viscosidad (Muestra M2) | 69 |
| Figura 9: Tendencia de la tensión de fluencia (Muestra M3) | 70 |
| Figura 10: Tendencia de la viscosidad (Muestra M3) | 71 |
| Figura 11: Rango operacional del sistema de transporte de relaves..... | 73 |
| Figura 12: Línea de gradiente hidráulico del sistema | 80 |
| Figura 13: – Línea de gradiente hidráulico del sistema | 85 |
| Figura 14: Línea de gradiente hidráulico del sistema | 87 |
| Figura 15: Línea de gradiente hidráulico del sistema | 89 |
| Figura 16: Línea de gradiente hidráulico del sistema | 90 |
| Figura 17: Línea de gradiente hidráulico del sistema | 91 |
| Figura 18: Nivel del Tanque Ecuualizador | 93 |
| Figura 19: Roca granodiorita..... | 100 |
| Figura 20: Roca Lutita – limo arcillosa | 100 |
| Figura 21: Roca Arenisca | 101 |
| Figura 22: Esquema del perfil longitudinal del Puente n°1..... | 106 |
| Figura 23: Esquema del modelo 3D del Puente n°1 | 106 |
| Figura 24: Esquema de la sección típica del Puente n°1..... | 107 |
| Figura 25: Esquema del perfil longitudinal del Puente n°4..... | 116 |
| Figura 26: Esquema del modelo 3D del Puente n°4 | 116 |
| Figura 27: Esquema de la sección típica del Puente n°4..... | 116 |

| | |
|---|-----|
| Figura 28: Esquema del perfil longitudinal del Puente n°10..... | 125 |
| Figura 29: Esquema del modelo 3D del Puente n°10 | 126 |
| Figura 30: Esquema de la sección típica del Puente n°10..... | 126 |
| Figura 31: Esquema del perfil longitudinal del Puente n°1..... | 135 |
| Figura 32: Esquema general de la BP-1 para su análisis | 136 |
| Figura 33: Esquema del esfuerzo en la zapata..... | 140 |
| Figura 34: Esquema del área proyectada por punzonamiento en la BP-1 / Puente n°1. | 141 |
| Figura 35: Esquema del área proyectada por aplastamiento | 142 |
| Figura 36: Diseño de la BP-1 | 144 |
| Figura 37: Diagrama de interacción para la BP-1..... | 144 |
| Figura 38: Esquema general de la BP-1 para su análisis | 145 |
| Figura 39: Esquema general del refuerzo para la BP-2..... | 149 |
| Figura 40: Esquema general del dado D-1 para su análisis..... | 150 |
| Figura 41: Esquema general del dado D-1 para su análisis..... | 153 |
| Figura 42: Esquema del perfil longitudinal del Puente n°4..... | 154 |
| Figura 43: Esquema del perfil longitudinal del Puente n°10..... | 156 |
| Figura 44: Esquema general de la BP-3 para su análisis | 158 |
| Figura 45: Esquema general del refuerzo para la BP-3..... | 162 |

DEDICATORIA

Dedico este proyecto de tesis a Dios, mis padres y a mis hermanos. A Dios porque ha estado conmigo a cada paso que doy, cuidándome y dándome fortaleza para continuar, a mis padres, quienes a lo largo de mi vida han velado por mi bienestar y educación siendo mi apoyo en todo momento. Depositando su entera confianza en cada reto que se me presentaba sin dudar ni un solo momento en mi conocimiento y capacidad. Es por ello que soy lo que soy ahora. Los amo con mi vida.

Lennin Frank Rondan Vásquez.

La concepción de este proyecto esta dedicado a mis padres, pilaras fundamentales en mi vida. Su tenacidad y lucha insaciable han hecho de ellos el gran ejemplo a seguir y destacar.

Dan Pierre Marroquin Moreno.

AGRADECIMIENTO

En primer lugar a Dios por haberme guiado por el camino de la felicidad hasta ahora, en segundo lugar a cada uno de los que son parte de mi familia a mi PADRE Humberto Rondan, mi MADRE Cira Vasquez y mis HERMANOS Engels y Betxy, por siempre haberme dado su fuerza y apoyo incondicional que me han ayudado y llevado hasta donde estoy ahora.

Lennin Frank Rondan Vásquez.

A Dios por haberme protegido en mis pasos, en segundo lugar a cada uno de los que son parte de mi familia a mi PADRE Juan Marroquin, mi MADRE Charito Moreno y mis HERMANOS Diego y José, por siempre haberme dado su fuerza y apoyo incondicional.

Dan Pierre Marroquin Moreno.

CAPITULO I: INTRODUCCION

1.1. GENERALIDADES

1.1.1. Planteamiento del Problema.

Debido a que nuestro proyecto hace referencia a la Industria Minera, tiene como meta, proporcionar y brindar un estudio a nivel de ingeniería. El crecimiento y utilidades de esta empresa dependen de las condiciones de infraestructura e ingeniería, cuales limitan al desarrollo de la misma. Estas características le dan a este proyecto, un valor estratégico, desde el punto de vista ingenieril, de mucha incidencia ocupacional y factor preponderante para maximizar el desarrollo y la producción.

De acuerdo a lo mencionado anteriormente, el problema que afronta esta Compañía es básicamente la limitada producción, la cual se podrá garantizar un cambio al considerar aprobar una nueva infraestructura.

Específicamente el problema en esta Compañía se debe a la sobrelevación que está sufriendo la Presa de Relaves AL-01, el cual está contribuyendo a que la plantas de filtrado ajusten la producción.

Es por ello que este proyecto se presentó como una alternativa al problema planteado con la proyección de una nueva Línea de Conducción de Relaves, el cual ha consistido en el análisis y diseño de un sistema hidráulico y estructural que va a transportar las aguas de relave y lodo de mina hacia una nueva presa ubicada a unos 5100 metros de distancia aproximadamente. Así mismo, se ha hecho un reconocimiento del terreno y suelos según estudio topográfico y geotécnico por donde se presume pasará la línea de conducción, de modo tal que en ciertos tramos se ha previsto la construcción de puentes y pases aéreos, los mismos que serán analizados y diseñados estructuralmente.

1.1.2. Formulación del Problema.

¿Cuál es la mejor propuesta de la nueva línea de conducción y estructuras de soporte para evacuación de relaves de la empresa minera Parcoy, provincia de Pataz, la libertad?

1.1.3. Objetivos

1.1.1.1. Objetivo General

Realizar la propuesta de la nueva línea de conducción y estructuras de soporte para evacuación de relaves de la empresa minera Parcoy, Provincia de Pataz, La Libertad.

1.1.1.2. Objetivos Específicos

- Planteamiento Hidráulico de la línea de Conducción de Relave.
- Diseño Hidráulico de la Línea de Conducción.
- Diseño Estructural de los Puentes.
- Elaborar los respectivos planos de las estructuras.

1.1.4. Descripción General

La nueva línea transporta relaves y lodos con tramos de tubería con diámetros de 10” y 8” en materiales de HDPE, de diferentes espesores, sumando una longitud total sobre los cinco kilómetros. El recorrido de esta línea se inicia entre los puntos de empalme de la línea de relaves existente, la cual se dirige a la antigua relavera AI-1, y termina en la planta de filtrado de relave, punto desde el cual el relave deshidratado se deposita en la nueva relavera AI-2.

A lo largo del recorrido de la línea se encuentran diversas estructuras que permitirán el manejo y control del relave. La “Caseta de Válvulas”, es la primera de ellas, donde se inicia la bifurcación de la línea existente (progresiva 0+000 km de la nueva línea) enviando el relave hacia la

“Estación de Recepción de Relave”, ubicado en la progresiva 0+102 km. Hasta este punto el flujo de relave y tipo de régimen del fluido dentro de la línea dependerá de las fluctuaciones que se produzcan aguas arriba de la Estación.

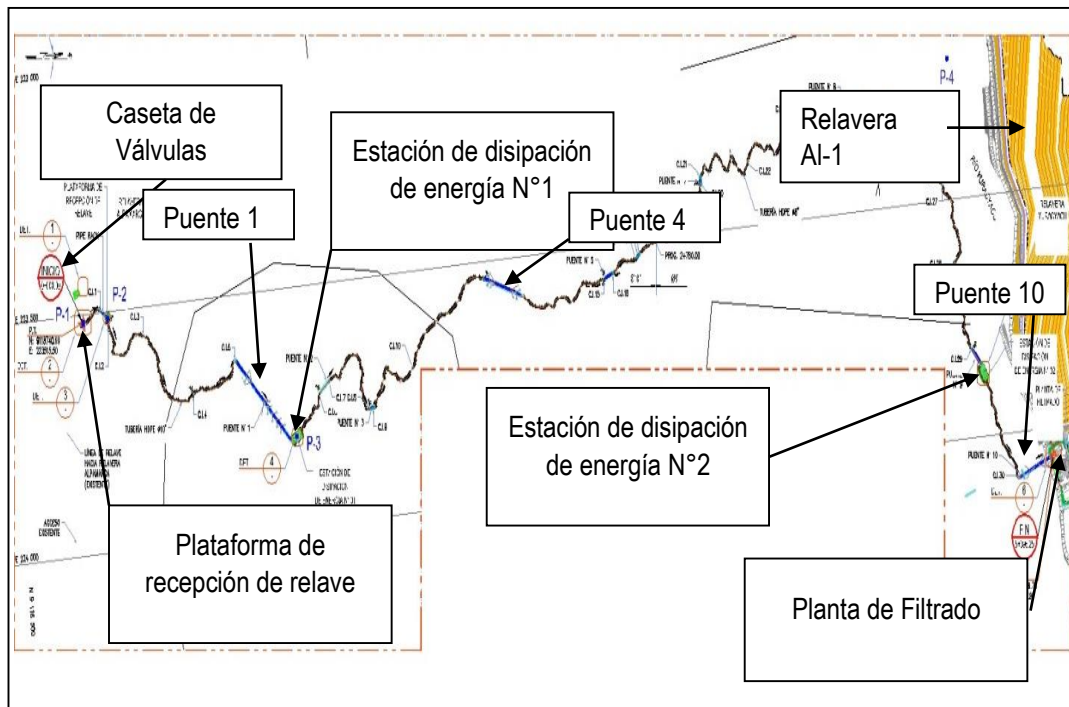
A partir de la Estación de Recepción de Relave, el transporte del relave se realizará por gravedad a tubería llena hasta la descarga en la Planta de Filtrado, atravesando dos estaciones de disipación de energía: “Estación de Disipación de Energía N°1” en la progresiva 1+040 Km y “Estación de Disipación de Energía N°2” en la progresiva 4+678 km.

Cabe indicar que estas estructuras no forma parte del alcance del presente proyecto.

La línea de relaves a lo largo de su recorrido cruza quince puentes, de los cuales, solo tres de ellos con luces entre 150 y 260 metros serán estudiados.

A continuación se muestra en la figura 1 el recorrido de la línea y estructuras mencionadas:

Figura 1: Proyecto General



1.1.5. Línea de Relave

La línea de relave en la mayor parte de su trayectoria se instalará sobre canal enterrado impermeabilizado mediante geomembrana protegida con geotextil en ambas caras para evitar posibles daños en la geomembrana durante la instalación. La impermeabilización de la línea tiene por objetivo canalizar cualquier derrame que se produzca en la línea, en tal sentido se requiere de un *casing* de HDPE de 14" en el cruce de puentes

1.1.6. Caseta de Válvulas

La Caseta de Válvulas tiene por objetivo mantener protegidas las válvulas manuales y de control, requeridas en los puntos de empalme o de la línea de relave existente.

1.1.7. Plataforma de Recepción de Relave

La Plataforma de Recepción de Relaves es el punto donde se colectará el relave proveniente de la Caseta de Válvulas, cuya función será regular la presión aguas abajo con la finalidad que la línea permanezca constantemente llena. Mediante la medición del nivel de pulpa se podrá enviar señales para la apertura y cierre de válvulas actuadas, tanto para regular flujo como para apertura y cierre de válvulas al inicio de la línea en caso de emergencia derivando el relave a la relavera AI-1.

1.1.8. Estación de Disipación de Energía N°1

Esta estación tiene la finalidad de reducir la presión del sistema produciendo una caída de presión.

1.1.9. Estación de Disipación de Energía N°2

Una segunda estación será necesaria para reducir la presión del sistema debido a la altura estática existente.

1.2. ALCANCE

Después de describir el Proyecto General, hemos considerado para este proyecto de tesis, el análisis y diseño hidráulico de la Línea de Relaves, así mismo el análisis y diseño estructural de las torres, módulos y bases de los puentes N° 1, 4 y 10. De esta manera, nos limitamos a los estudios de las estaciones de válvulas, recepción, disipación, cajas de inspección y demás puentes.

1.3. ANTECEDENTES DE INVESTIGACIÓN

1.3.1. “Análisis de Caudales (capítulo 7)”.

Autor: Vélez Otalvaro María Victoria

País: Colombia

Año: 2003

RESUMEN

Método área-pendiente; A veces se presentan crecientes en sitios donde no existe ningún tipo de instrumentación y cuya estimación se requiere para el diseño de estructuras hidráulicas tales como puentes o canales. Las crecientes dejan huellas que permiten hacer una estimación aproximada del caudal determinando las propiedades geométricas de 2 secciones diferentes, separadas una distancia L y el coeficiente de rugosidad en el tramo. Supóngase que se tiene un tramo de río con profundidades Y1 y Y2 en las secciones 1 y 2 respectivamente.

Aplicando la ecuación de Bernoulli se tiene:

$$h_1 + \frac{V_1^2}{2g} = h_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_f \quad (1.1)$$

Dónde: $h = Y + Z$ y h_f son las pérdidas de energía que se pueden hallar usando la fórmula de Manning:

$$VA = Q = \frac{1}{n} R_H^{2/3} S_f^{1/2} \quad (1.2)$$

Dónde: V: velocidad en m/s

RH: radio hidráulico en m

Sf: pendiente de la línea de energía

A: área de la sección transversal en m²

n: coeficiente de rugosidad de Manning

La mayor fuente de incertidumbre de este método es la estimación confiable del coeficiente de rugosidad de Manning, n. Sin embargo se puede definir una metodología para hallarlo a partir de datos tomados en el campo. Existen en la literatura numerosas expresiones que permiten estimar el coeficiente de rugosidad de Manning a partir de la granulometría del lecho y de las variables del flujo

1.3.2. “Diseño de Estructuras Hidráulicas”.

Autor: Villón Béjar Máximo

País: Costa Rica

Año: 2000

RESUMEN

El gradiente de energía, también llamado línea de carga total, es la suma de la carga por velocidad, $v^2/2g$, la profundidad del flujo o la altura piezométrica, según se trate de un canal o de un conducto cerrado, y la elevación sobre un datum arbitrario, Z. La línea del gradiente de energía baja en el sentido del flujo, siendo su pendiente igual a la relación HL / L , donde H, es la pérdida total de carga en la distancia L.

El gradiente hidráulico o línea de carga piezométrica es la suma de la elevación Z del fondo del conducto sobre un plano de referencia más la altura de agua o la altura piezométrica, según corresponda.

Obsérvese en la Figura 1.2 que en los canales abiertos, el término p/w es equivalente a la profundidad del flujo y , por consiguiente, la línea del gradiente hidráulico coincide con el nivel de la superficie del agua. En los conductos cerrados que trabajan a presión, p/w es la altura piezométrica, y la línea del gradiente hidráulico está por encima de la cara superior del conducto en tanto que la relación entre la presión interna y la presión atmosférica sea positiva.

Figura 2: Comportamiento del flujo a través de un canal cerrado y de un conducto abierto

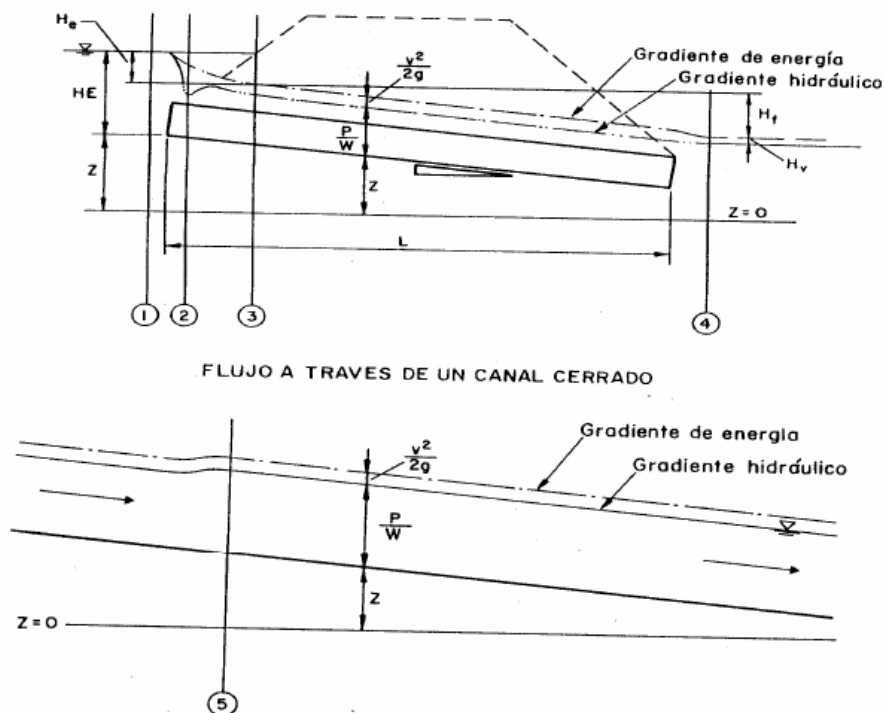


Figura 8.3 Comportamiento del flujo a través de un canal cerrado y de un conducto abierto.

En una sección un poco antes de la entrada de la alcantarilla, como en la Sección 1 del esquema, el flujo es esencialmente uniforme y las líneas de gradiente hidráulico y de energía prácticamente son coincidentes. Al entrar el agua en la alcantarilla, Sección 2, el flujo se contrae y poco después se expande, debido a la geometría de la entrada, produciéndose una pérdida

de energía en dicha sección. Al restablecerse aguas abajo una distribución normal de la velocidad, Sección 3, a lo largo del canal se ocasiona una nueva pérdida de energía debido a la fricción o resistencia de forma del conducto. En la salida, Sección 4, hay una nueva pérdida de energía causada por la turbulencia de la expansión del flujo y por el retardo que éste sufre por el agua del canal de salida. Finalmente, al fluir el agua libremente en el canal, el flujo se restablece y el gradiente hidráulico coincide con la superficie del agua, Sección 5.

Los ensayos de laboratorio y las observaciones de campo han evidenciado que existen dos tipos principales de flujo en las alcantarillas: flujo con control a la entrada y flujo con control a la salida, entendiéndose por control aquella sección donde existe una relación definida entre el gasto y la profundidad. Control a la Entrada significa que la capacidad de la alcantarilla está regulada por la geometría de la sección (área, forma y naturaleza del contorno) y por la altura de agua a la entrada del conducto, independientemente de que ésta esté descubierta o sumergida; no siendo afectada, en cambio, por la longitud, rugosidad y condiciones de salida de la alcantarilla. La Figura 8.4 muestra flujos característicos con control a la entrada. Para esta condición de trabajo, las relaciones entre altura de agua y gasto en diferentes tipos de conductos circulares y abovedados han quedado establecidas mediante observaciones de laboratorio realizadas en modelos y verificadas en prototipos.

Una alcantarilla puede tener su control a la entrada cuando, trabajando con ésta descubierta, la pendiente del conducto es supercrítica. Caso más común es cuando, estando la entrada sumergida, el conducto no fluye lleno. Una alcantarilla que trabaja con control a la entrada recibe el nombre de alcantarilla hidráulicamente corta. Si la altura de agua a la entrada es alta, la pendiente del conducto suave y la longitud de la alcantarilla suficientemente larga, la sección de control puede cambiar de la entrada a la salida.

Al tenerse control a la salida, a los factores de regulación de la capacidad de la alcantarilla considerados anteriormente se añaden otros: la longitud, pendiente y rugosidad del conducto, las pérdidas de carga a la entrada y, a veces, la altura de agua a la salida. Como muestra la Figura 3

Figura 3: Alcantarillas con control a la entrada a) no sumergida, b) sumergida

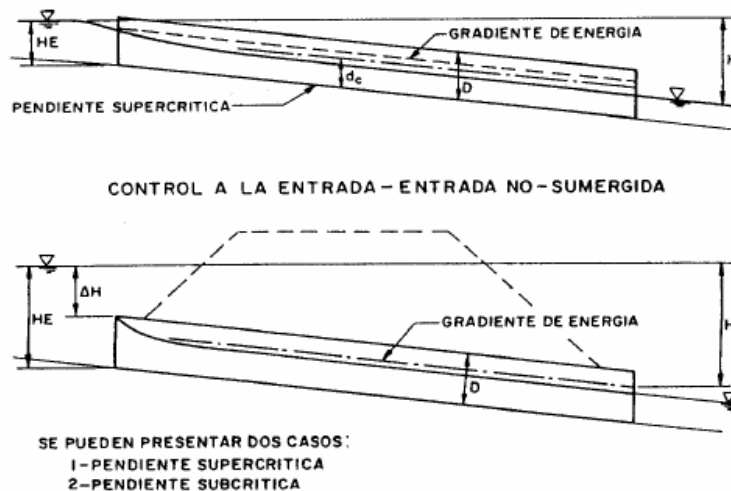


Figura 8.4 Alcantarillas con control a la entrada a) No sumergida, b) sumergida.

1.3.3. “Diseño Estructural de Tuberías HDPE”.

Autor: Rodríguez y Goldsack

País: Chile

Año: 2003

RESUMEN

Las tuberías de polietileno de alta densidad (HDPE) poseen variadas ventajas tales como alta rigidez anular, bajo peso, resistencia a gran cantidad de agentes químicos, baja rugosidad, resistencia a la abrasión, flexibilidad y gran resistencia al impacto, entre otras. Además, su comportamiento ha sido ampliamente investigado y analizado internacionalmente. Las tuberías de HDPE han proporcionado soluciones

para variados problemas y requerimientos, como la conducción de fluidos agresivos químicamente, el transporte de aguas servidas y el drenaje de aguas superficiales y subterráneas. Además del control de calidad de fabricación, es fundamental que el diseño y la instalación de una tubería de HDPE se realicen adecuadamente, pues las propiedades de la tubería, las del material con que está fabricada y las condiciones de instalación se combinan para definir el comportamiento de la tubería frente a las cargas externas. Este trabajo se aplica al diseño estructural e instalación de tuberías de polietileno de alta densidad (HDPE) enterradas y con flujo gravitacional, sin presión interna.

Para el diseño estructural de tuberías de HDPE existen diversas prácticas o recomendaciones entre las que se destacan las desarrolladas por USBR (United States Bureau of Reclamation), por CPPA (Corrugated Polyethylene Pipe Association) y por USACE (United States Army Corps of Engineers). De manera complementaria se utilizan también recomendaciones de la AASHTO. En el diseño de tuberías se distinguen tuberías flexibles y tuberías rígidas dependiendo del comportamiento que presentan ante las cargas solicitantes. Una tubería de HDPE es flexible, se puede deformar bajo la acción de cargas sin sufrir daño estructural y su estabilidad depende de las características del relleno que la confina. El diseño de una tubería de HDPE sin presión requiere conocer las propiedades de la tubería, las propiedades del material del que está fabricada, las condiciones de instalación y las cargas externas. Todos estos elementos se combinan para definir el comportamiento de la tubería instalada. Como en el diseño de otros componentes estructurales, la geometría de la pared de la tubería influye en el funcionamiento del sistema tubería – suelo. Dentro de las tuberías de HDPE se distinguen las denominadas tuberías de pared perfilada y las denominadas tuberías de pared maciza. Las propiedades representativas de la pared de la tubería son el Momento de Inercia (I) y el Área de la sección transversal (A).

Para la instalación de tuberías de HDPE también existen diversas recomendaciones, todas basadas en la norma ASTM D 2321 “Underground

Installation of Thermoplastic Pipe for Sewers and Other Gravity-Flow Applications.

1.3.4. “Características Técnicas de la Tubería HDPE Norma ASTM F-714, ASTM D305:2008, NTP ISO 4427:2008”.

Autor: Tuberías PAVCO

País: Colombia

Año: 2008

RESUMEN

Figura 4: dimensiones de tubería de polietileno de alta densidad (HDPE/PEAD)

| | | DIMENSIONES DE TUBERÍA DE POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD (HDPE/PEAD) | | | | | | | | | | | |
|----------------|------------------|--|---------|---------|---------|---------|----------|----------|---------|--------|--------|----------|--------|
| | | SDR 7.3 | SDR 8.3 | SDR 9 | SDR 9.3 | SDR 11 | SDR 13.5 | SDR 15.5 | SDR 17 | SDR 21 | SDR 26 | SDR 32.5 | SDR 41 |
| | | 254 PSI | 220 PSI | 200 PSI | 193 PSI | 160 PSI | 130 PSI | 110 PSI | 100 PSI | 80 PSI | 65 PSI | 50 PSI | 40 PSI |
| DN pulgadas | DN milímetros | Espesor nominal en milímetros | | | | | | | | | | | |
| 3 | 88.9 | 12.167 | 10.719 | 9.881 | 9.550 | 8.077 | 6.579 | 5.740 | 5.232 | 4.242 | 3.429 | 2.743 | 2.159 |
| 4 | 114.3 | 15.646 | 13.767 | 12.700 | 12.294 | 10.389 | 8.458 | 7.366 | 6.731 | 5.436 | 4.394 | 3.505 | 2.794 |
| 5 | 136.5 | 18.694 | 16.459 | 15.164 | 14.681 | 12.421 | 10.109 | 8.814 | 8.026 | 6.502 | 5.258 | 4.191 | 3.327 |
| 5½ | 141.3 | 19.355 | 17.018 | 15.697 | 15.189 | 12.852 | 10.465 | 9.119 | 8.306 | 6.731 | 5.436 | 4.343 | 3.454 |
| 6 | 168.3 | 23.063 | 20.269 | 18.694 | 18.085 | 15.291 | 12.471 | 10.846 | 9.906 | 8.001 | 6.477 | 5.182 | 4.115 |
| 7 | 181.0 | 24.790 | 21.793 | 20.117 | 19.456 | 16.459 | 13.411 | 11.684 | 10.668 | 8.636 | 6.960 | 5.563 | 4.420 |
| 8 | 219.1 | 30.023 | 26.391 | 24.333 | 23.546 | 19.914 | 16.231 | 14.122 | 12.878 | 10.439 | 8.433 | 6.731 | 5.334 |
| 10 | 273.1 | 37.414 | 32.893 | 30.328 | 29.362 | 24.816 | 20.218 | 17.628 | 16.053 | 13.005 | 10.490 | 8.407 | 6.655 |
| 12 | 323.8 | 44.374 | 39.014 | 35.992 | 34.823 | 29.439 | 23.978 | 20.904 | 19.050 | 15.418 | 12.446 | 9.957 | 7.874 |
| 13 | 339.7 | 46.533 | 40.919 | 37.744 | 36.525 | 30.886 | 25.171 | 21.920 | 19.990 | 16.180 | 13.056 | 10.465 | 8.280 |
| 14 | 355.6 | 48.717 | 42.850 | 39.522 | 38.227 | 32.334 | 26.340 | 22.936 | 20.930 | 16.942 | 13.665 | 10.947 | 8.661 |
| 16 | 406.4 | 55.677 | 48.971 | 45.161 | 43.688 | 36.957 | 30.099 | 26.213 | 23.901 | 19.355 | 15.621 | 12.497 | 9.906 |
| 18 | 457.2 | 62.636 | 55.093 | 50.800 | 49.149 | 41.554 | 33.858 | 29.489 | 26.899 | 21.768 | 17.577 | 14.072 | 11.151 |
| 20 | 508.0 | 69.596 | 61.189 | 56.439 | 54.635 | 46.177 | 37.617 | 32.766 | 29.870 | 24.181 | 19.533 | 15.621 | 12.395 |
| 21 ½ | 546.1 | | | | | | 40.462 | 35.230 | 32.131 | 26.010 | 21.006 | 16.815 | 13.310 |
| 22 | 558.8 | | | 62.078 | 60.096 | 50.800 | 41.402 | 36.043 | 32.868 | 26.619 | 21.488 | 17.196 | 13.640 |
| 24 | 609.6 | | | 67.742 | 65.557 | 55.423 | 45.161 | 39.319 | 35.865 | 29.032 | 23.444 | 18.745 | 14.859 |
| 26 | 660.4 | | | | 71.018 | 60.046 | 48.920 | 42.596 | 38.837 | 31.445 | 25.400 | 20.320 | 16.104 |
| 28 | 711.2 | | | | 76.479 | 64.643 | 52.680 | 45.872 | 41.834 | 33.858 | 27.356 | 21.895 | 17.348 |

La calidad de una tubería de HDPE en cuanto a su estructura molecular y resistencia hidráulica está fuertemente influenciada por la calidad de la resina que se utiliza. Es por ello que las normas técnicas ponen especial

énfasis en las características del compuesto a utilizar en la fabricación de tuberías.

Por esta razón Mexichem utiliza resinas de polietileno virgen de alto peso molecular.

La relación entre SDR (Ratio dimensional), S (Esfuerzo hidrostático de diseño) y P (Presión Hidrostática)

$$P=2S/(SDR-1) \quad (1.3)$$

Siendo,

P= Presión hidrostática máxima de servicio de la tubería, PSI (Mpa)

S= (HDS) Esfuerzo hidrostático de diseño, PSI (Mpa)

SDR=Ratio Dimensional de la tubería (Do/e)

Do= Diámetro externo promedio de la tubería, pulgadas (mm)

e= Espesor mínimo de la tubería, pulgadas (mm).

En caso de condiciones de trabajos a mayores temperaturas, transporte de efluentes industriales que puedan degradar el HDPE, condiciones no apropiadas de instalación o condiciones operativas que incrementen las presiones de diseño, requerirá de un menor coeficiente.

1.3.5. “Reglamento Nacional de Edificaciones – Estructuras Metálicas”.

País: Peru

Año: 2006

RESUMEN

La estructura, los elementos de cierre y los componentes exteriores de todas las edificaciones expuestas a la acción del viento, serán diseñadas para resistir las cargas (presiones y succiones) exteriores e interiores

debidos a viento, suponiendo que éste actúa en os direccione horizontales perpendiculares entre sí. En la estructura la ocurrencia de presiones y succiones exteriores serán consideradas simultáneamente.

La velocidad de diseño del viento hasta 10m de altura será la velocidad máxima adecuada a la zona de ubicación de la edificación pero no menos a 75km/h. la velocidad de diseño del viento en cada altura de la edificación se centra de la siguiente expresión:

$$V_h = V (h/10)^{0.22} \quad (1.4)$$

donde,

V_h : velocidad de diseño en la altura h en km/h.

V : velocidad de diseño hasta 10m de altura en km/h.

h : altura sobre el terreno en metros.

La carga exterior o presión ejercida por el viento se supondrá estática y perpendicular a la superficie sobre la cual actúa. Se calculara mediante la expresión:

$$P_h = 0.005 C V_h^2 \quad (1.5)$$

donde,

P_h : presión o succión del viento a la altura h en kgf/m².

C : factor de forma adimensional.

V_h : velocidad de diseño a la altura h , en km/h.

Diseño Estructural; la resistencia requerida de los elementos estructurales y sus conexiones debe ser determinada mediante un análisis estructural para las cargas que actúan sobre la estructura. Se permite que el diseño se haga empleando análisis elástico o plástico, excepto que el diseño para análisis plástico se permite solo para aceros con un esfuerzo de fluencia especificado que no exceda de 450 Mpa. El diseño de una estructura debe asegurar que ningún estado límite pertinente sea excedido por la aplicación

de las combinaciones de cargas externas. Los estados límites de resistencia están relacionados con la seguridad y tratan de la capacidad de carga máxima. Los estados límites de servicio están relacionados con el comportamiento frente a cargas normales de servicio. Para el método LRFD la resistencia de diseño de cada sistema o componente estructural deberá ser igual o mayor a la resistencia requerida por las cargas factorizadas. La resistencia de diseño ϕR_n para cada estado límite se calcula multiplicando la resistencia nominal R_n por el factor de resistencia ϕ . La resistencia requerida se determina para cada combinación de carga aplicable. Las resistencias nominales R_n y factores de resistencia ϕ se presentan en los capítulos 4 a 11.

Según método LRFD, la resistencia de diseño de elementos en tracción $\phi_t P_n$ debe ser el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límites de la fluencia en el área total y de rotura en el área neta.

Para fluencia en el área total:

$$\begin{aligned}\phi_t &= 0.90 \\ \mathbf{P_n} &= \mathbf{F_y A_g} \qquad (1.6)\end{aligned}$$

Para rotura en el área neta:

$$\begin{aligned}\phi_t &= 0.75 \\ \mathbf{P_n} &= \mathbf{F_u A_e} \qquad (1.7)\end{aligned}$$

Donde,

A_e : Área neta efectiva.

A_g : área total del elemento.

F_y : esfuerzo mínimo de fluencia especificado.

F_u : resistencia mínima a la tracción especificada.

P_n : Resistencia Axial nominal.

1.3.6. “Estructura de Acero – Comportamiento y LRFD”.

País: Sriramulu Vinnakota

Año: 2008

RESUMEN

Elementos en Tracción; por lo general, las secciones simples laminadas son más económicas que las secciones compuestas, normalmente se utilizan cuando una resistencia, rigidez y facilidad de conexión adecuadas. Los perfiles que se utilizan, con mayor frecuencia, para miembros en tensión son las barras planas, tés, canales, ángulos, y perfiles W y S. las tés estructurales se utilizan ampliamente en cuerdas a tensión de armaduras ligeras soldadas, con almas de armaduras se pueden atornillar o soldar con facilidad a las almas de tés. Con frecuencia, los canales simples se emplean como miembros de almas en armaduras, porque un canal tiene una excentricidad menor que un ángulo sencillo con un área de sección transversal equivalente. Los canales se pueden atornillar o soldar de manera conveniente a miembros de la cuerda. Aunque son un poco menos eficientes, los ángulos sencillos se utilizan ampliamente como miembros en tensión en armaduras de techos cuando las cargas son ligeras y las longitudes de los miembros no son extensivas se puede atornillar en una placa de unión en cada extremo, o se pueden soldar en forma directa al alma o a los patines de la te o a miembros de la cuerda del patin ancho respectivamente. Con frecuencia, las cargas de tensión grandes en armaduras pesadas se aportan por medio de perfiles W o S.

Los miembros armados consisten de dos o más perfiles estructurales, o una combinación de perfiles laminados y placas conectadas entre sí a intervalos, de manera que se comporten como una sola unidad. Es posible que un miembro compuesto sea necesario cuando un perfil laminado sencillo no pueda aportar el área requerida, se pueda obtener un momento de inercia mayor con una sección compuesta que el que pueda proporcionar un perfil laminado sencillo que tenga la misma área de la sección transversal, o cuando una sección laminada estándar no puede

proporcionar el ancho o peralte necesario para realizar una conexión apropiada.

Otra ventaja de los miembros compuestos es que se pueden hacer los suficientemente rígidos para soportar compresión, así como tensión, haciéndolos deseables en caso que pudieran ocurrir reversiones de esfuerzos. Los ángulos dobles o canales dobles se utilizan, con frecuencia, en armaduras atornilladas. Se colocan espalda con espalda con un espaciamiento apropiado entre ellos, para permitir la inserción de placas de union para propósitos de conexión.

CAPITULO II: MARCO TEORICO

2.1. HIDRÁULICA

2.1.1. Antecedentes

Los antecedentes utilizados para la elaboración del presente documento, se presentan a continuación:

- Memoria de cálculo dimensionamiento de tuberías por gravedad para transporte de relave, BISA, Enero 2014
- Informe técnico por pruebas realizadas con relave (Informe N° 2014-3-0-SO43-A), G & G LATINOS S.A.C, Marzo 2014
- Topografía entregada por Minera Parcoy del año 2011 (Plano: Proyecto de conduccion de Relaves), Mayo 2011
- WASP E.J.: "Deposition velocities and spatial distribution of solids in slurry pipelines". Hydrotransport, Vol 1, BHRA Fluid Engineers, Cranfield, Bedford. England, September 1970
- SLATTER P.: "Plant design for slurry handling". The Journal of the Southern African Institute of Mining and Metallurgy, Volume 106, October 2006
- HEYMANN, L., PEUKERT, S Y AKSEL, N.: "On the solid-liquid transition of concentrated suspensions in transient shear flow", V. 47 pp. 307-315, 2002

2.1.2. Materiales

La elección del material adecuado para una determinada aplicación depende principalmente del fluido conducido (aspecto de corrosión y contaminación), de la presión y temperatura de trabajo, el costo, grado de seguridad requerida, sobrecargas externas, y en algunos casos, la

resistencia al escurrimiento o pérdida de carga. Todos los sistemas de tuberías enterradas se diseñarán de preferencia con HDPE.

Las tuberías de HDPE se usarán para aquellos casos donde ninguna limitación de temperatura, presión, soportes o consideraciones de seguridad excluyan su uso.

Las tuberías de PVC, CPVC y HDPE y sus accesorios para uso externo deberán fabricarse con inhibidores de rayos ultravioleta (UV).

2.1.3. Cargas para el Diseño de Tuberías.

En los sistemas de tuberías ocurren esfuerzos debido a circunstancias operacionales, a continuación se resumen las posibles cargas típicas que deben considerarse en el diseño de tuberías:

A. Cargas por presión de diseño

La presión de diseño no será menor que la presión a la condición más severa de servicio y temperatura coincidentes que se espera a condiciones normales.

B. Cargas por peso

- Peso muerto incluyendo tubería, accesorios, aislamiento, etc.
- Cargas vivas impuestas por el flujo de trabajo o proceso
- Efectos locales debido a las reacciones en los soportes

C. Cargas dinámicas

- Cargas por efecto del viento
- Cargas sísmicas que deberán ser consideradas para aquellos sistemas ubicados en áreas con probabilidad de movimientos sísmicos

- Cargas por impacto u ondas de presión, tales como los efectos del golpe de ariete, caídas bruscas de presión o descarga de fluidos

D. Efectos de la expansión térmica y/o contracción térmica

- Cargas térmicas y de fricción inducidas por la restricción al movimiento de expansión térmica de la tubería
- Cargas inducidas por un gradiente térmico severo o diferencia en las características de expansión (diferentes materiales)

2.1.4. Soporte de Tuberías.

- A.** Las tuberías sujetas a condiciones de oscilación transitoria de flujo deberán ser controladas mediante anclajes, topes y guías, según se requiera. Además es necesario considerar los niveles de vibración normales transmitidos desde equipos vibratorios y alternativos de tuberías.
- B.** La tubería y sistema de apoyo serán diseñados de modo que las deformaciones longitudinales y la fuerza de empuje transmitidas a las estructuras sean reducidas.
- C.** Todos los apoyos, anclajes, apoyos intermedios serán fabricados de acero y diseñados e instalados para resistir todas las fuerzas impuestas sobre éstas en toda la extensión del sistema de tubería, considerando para esto el peso de tubo, el contenido del mismo, las presión producidas por el viento, condiciones sísmicas del lugar, condiciones ambientales y de proceso.
- D.** Se dará especial consideración a:
 - Las líneas que tengan cargas concentradas considerables que puedan sobrepasar los límites de esfuerzo admisible.
 - Las líneas que conecten a recipientes o tanques donde se puede producir un asentamiento apreciable.

- Las líneas que tengan una variación de resistencia local dado por la configuración o componentes de la misma.
- E.** Para cruces de accesos vehiculares, la tubería debe pasar a través de alcantarillas la cual debe tener una profundidad mínima. Se considera para tuberías enterradas la deformación y aplastamiento de las paredes, la deflexión de los anillos y las grietas en las paredes.
- F.** Los anclajes de la tubería de HDPE deberán ser diseñados para evitar el desplazamiento lateral y el movimiento de los accesorios. Los anclajes se instalarán lo más cerca posible de las bridas y los cambios de dirección, en concordancia con las recomendaciones del fabricante.
- G.** Cuando se requiera realizar desmontaje frecuente por motivos de mantenimiento, retiro de equipos, se deberá considerar apoyos permanentes.
- H.** El espaciamiento máximo permitido de tuberías para los soportes de las tuberías con acoplamientos tipo Victaulic debe estar de acuerdo con la recomendación del fabricante del acoplamiento. El sistema de tuberías deberá estar debidamente apoyado y anclado (en especial en los codos) para evitar la fuga o la separación de los acoplamientos Victaulic.

2.1.5. Bases del Diseño Hidráulico.

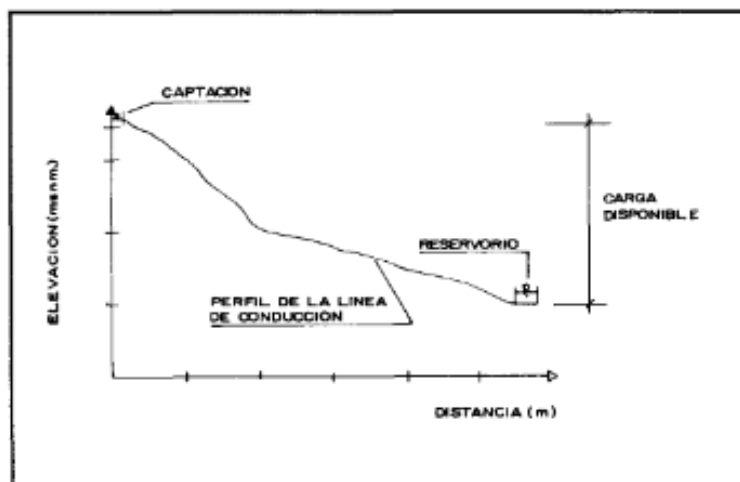
Caudal de Diseño

El caudal de diseño, juega un papel importante para el diseño de la Línea de Conducción, puesto que permite hacer la elección del diámetro, calidad y especificaciones técnicas para la tubería a usar.

Cargas Disponibles

La carga disponible (figura 2.1.5) viene representada por la diferencia entre la cota mayor y cota menor.

Figura 2.1.5 : Carga disponible en la línea de conducción



Clase de Tubería

Las clases de tubería a seleccionarse estarán definidas por las máximas presiones que ocurran en la línea representada por la línea de carga estática. Para la selección se debe considerar una tubería que resista la presión más elevada que pueda producirse, ya que la presión máxima no ocurre bajo condiciones de operación, sino cuando se presenta la presión estática, al cerrar la válvula de control en la tubería.

Propiedades del material HDPE

Las tuberías de HDPE se fabrican con resina de polietileno de alta densidad virgen pigmentada con negro de humo para resistencia a la radiación UV.

Los dos tipos principales de resinas que existen en el mercado son las denominadas PE-80 y PE-100. Las propiedades del material son certificadas por el fabricante de la resina.

El material HDPE posee un comportamiento visco elástico y para el diseño, en general, se utiliza el Módulo de Elasticidad (E) en el largo plazo, al que se le asigna un valor igual a 1.500,00 Kg/cm² según la norma DIN 16961, Parte 2, independientemente del tipo de resina que se use.

Según el Comité Europeo de Normalización la tensión admisible del material a tracción pura (a 20° C y 50 años) es 63,00 Kg/cm² para la resina

PE-80 y 80,00 Kg/cm² para la resina PE100, considerando un factor de seguridad igual a 1,25.

Figura 2.1.6: dimensiones y resistencia a la presión hidráulica de tubería HDPE

DIMENSIONES DE TUBERÍA DE POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD (HDPE/PEAD)

| DN pulgadas | DN milímetros | SDR 7.3 | SDR 8.3 | SDR 9 | SDR 9.3 | SDR 11 | SDR 13.3 | SDR 15.3 | SDR 17 | SDR 21 | SDR 26 | SDR 32.5 | SDR 41 |
|-------------------------------|------------------|---------|---------|---------|---------|---------|----------|----------|---------|--------|--------|----------|--------|
| | | 254 PSI | 220 PSI | 200 PSI | 185 PSI | 160 PSI | 130 PSI | 110 PSI | 100 PSI | 80 PSI | 65 PSI | 50 PSI | 40 PSI |
| Espesor nominal en milímetros | | | | | | | | | | | | | |
| 3 | 88.9 | 12.167 | 10.719 | 9.881 | 9.550 | 8.077 | 6.579 | 5.740 | 5.232 | 4.242 | 3.429 | 2.743 | 2.159 |
| 4 | 114.3 | 15.646 | 13.767 | 12.700 | 12.294 | 10.389 | 8.458 | 7.366 | 6.731 | 5.436 | 4.394 | 3.505 | 2.794 |
| 5 | 136.5 | 18.694 | 16.459 | 15.164 | 14.681 | 12.421 | 10.109 | 8.814 | 8.026 | 6.502 | 5.258 | 4.191 | 3.327 |
| 5½ | 141.3 | 19.355 | 17.018 | 15.697 | 15.189 | 12.852 | 10.465 | 9.119 | 8.306 | 6.731 | 5.436 | 4.343 | 3.454 |
| 6 | 168.3 | 23.083 | 20.269 | 18.694 | 18.085 | 15.291 | 12.471 | 10.846 | 9.906 | 8.001 | 6.477 | 5.182 | 4.115 |
| 7 | 181.0 | 24.790 | 21.793 | 20.117 | 19.456 | 16.459 | 13.411 | 11.684 | 10.668 | 8.636 | 6.960 | 5.563 | 4.420 |
| 8 | 219.1 | 30.023 | 26.391 | 24.333 | 23.546 | 19.914 | 16.231 | 14.122 | 12.878 | 10.439 | 8.433 | 6.731 | 5.334 |
| 10 | 273.1 | 37.414 | 32.893 | 30.328 | 29.362 | 24.816 | 20.218 | 17.628 | 16.053 | 13.005 | 10.490 | 8.407 | 6.655 |
| 12 | 323.8 | 44.374 | 39.014 | 35.992 | 34.823 | 29.439 | 23.978 | 20.904 | 19.050 | 15.418 | 12.446 | 9.957 | 7.874 |
| 13 | 339.7 | 46.533 | 40.919 | 37.744 | 36.525 | 30.880 | 25.171 | 21.920 | 19.990 | 16.180 | 13.096 | 10.465 | 8.280 |
| 14 | 355.6 | 48.717 | 42.850 | 39.522 | 38.227 | 32.334 | 26.340 | 22.936 | 20.930 | 16.942 | 13.665 | 10.947 | 8.661 |
| 16 | 406.4 | 55.677 | 48.971 | 45.161 | 43.688 | 36.957 | 30.099 | 26.213 | 23.901 | 19.355 | 15.621 | 12.497 | 9.906 |
| 18 | 457.2 | 62.636 | 55.093 | 50.800 | 49.149 | 41.554 | 33.858 | 29.489 | 26.899 | 21.768 | 17.577 | 14.072 | 11.151 |
| 20 | 508.0 | 69.596 | 61.189 | 56.439 | 54.635 | 46.177 | 37.617 | 32.766 | 29.870 | 24.181 | 19.533 | 15.621 | 12.395 |
| 21 ½ | 546.1 | | | | | | 40.462 | 35.230 | 32.131 | 26.010 | 21.006 | 16.815 | 13.310 |
| 22 | 558.8 | | | 62.078 | 60.096 | 50.800 | 41.402 | 36.043 | 32.888 | 26.619 | 21.488 | 17.196 | 13.640 |
| 24 | 609.6 | | | 67.742 | 65.557 | 55.423 | 45.161 | 39.319 | 35.885 | 29.032 | 23.444 | 18.745 | 14.859 |
| 26 | 660.4 | | | | 71.018 | 69.046 | 48.920 | 42.596 | 38.837 | 31.445 | 25.400 | 20.320 | 16.104 |
| 28 | 711.2 | | | | 76.479 | 74.643 | 52.680 | 45.672 | 41.834 | 33.858 | 27.396 | 21.895 | 17.348 |

Diámetro

Para determinar los diámetros se consideran diferentes soluciones y se estudian diversas alternativas desde el punto de vista económico. Considerando el máximo desnivel en toda la longitud del tramo, el diámetro seleccionado deberá tener la capacidad de conducir el gasto de diseño con velocidades comprendidas entre 0.6 y 3.0 m/s; y las pérdidas de carga por tramo calculado deben ser menores o iguales a la carga disponible.

Con tubos llenos se basara en la Formula de Hazen Williams:

$$D = \left[10.67 * \left(\frac{Q}{C} \right)^{1.852} * \frac{L}{hf} \right]^{1/4.87}$$

Q= Caudal m³/s.

hf= Perdida de carga en m.

C= Coeficiente de fricción de la tubería.

D= Diámetro interno de la tubería en m.

L= Longitud de la tubería en m.

Línea de gradiente hidráulica

La línea de gradiente hidráulica (L.G.H.) indica la presión de agua a lo largo de la tubería bajo condiciones de operación. Cuando se traza la línea de gradiente hidráulica para un caudal que descarga libremente en la atmósfera (como dentro de un tanque), puede resultar que la presión residual en el punto de descarga se vuelva positiva o negativa, como se ilustra en la Figura 2.1.7.

Figura 2.1.7: Presión Residual Positiva

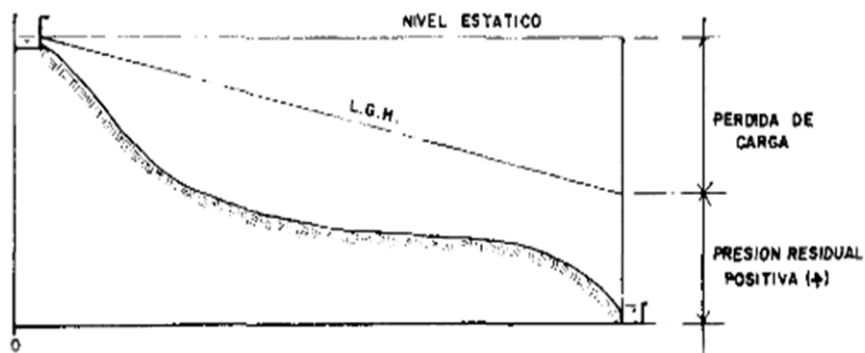
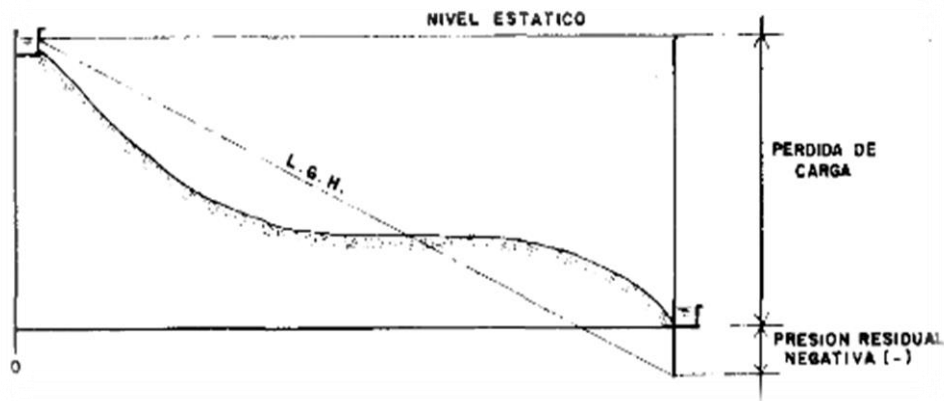


Figura 2.1.8: Presión Residual Negativa



En el Figura 2.1.7 se observa la presión residual positiva, que indica que hay un exceso de energía gravitacional; quiere decir, que hay energía suficiente para mover el flujo. En la Figura 2.1.8 se observa la presión residual negativa, que indica que no hay suficiente energía gravitacional para mover la cantidad deseada de agua; motivo suficiente para que la cantidad de agua no fluya. Se puede volver a trazar la L.G.H. usando un menor caudal y 10 un diámetro mayor de tubería con la finalidad de tener en toda la longitud de la tubería una carga operativa de agua positiva.

Resumen de los parámetros de diseño.

Los relaves provenientes de las plantas Parcoy y Culebrillas a tratarse en la nueva planta de filtrado varían de acuerdo a los siguientes escenarios:

- El relave será transportado cuando el relleno hidráulico de la planta Parcoy se encuentre en operación (Flujo mínimo).
- El relave será transportado cuando el relleno hidráulico de la planta Parcoy no se encuentre en operación (Flujo de diseño).
- En ambos casos se considera la adición de lodo de mina a razón de 7.4 h/día.

La tabla 1 muestra los valores tomados para el diseño de la línea de transporte de relave.

Tabla 1: Condiciones de operación

| Planta | Flujo mínimo | Flujo de diseño |
|--------|--------------|-----------------|
|--------|--------------|-----------------|

| | Sin lodos [Muestra M1] | Con lodos [Muestra M3] | Sin lodos [Muestra M1] | Con lodos [Muestra M2] |
|-------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|
| Parcoy [TMSD] | 1214 | 1214 | 1734 | 1734 |
| Culebrillas [TMSD] | 650 | 650 | 650 | 650 |
| Lodo de mina [TMSD] | 0 | 95 | 0 | 95 |
| Total relave [TMSD] | 1864 | 1959 | 2384 | 2479 |
| Caudal [m ³ /h] | 211.8 | 243.0 | 270.9 | 301.0 |

El relleno hidráulico podría ser parte del relave desechado por la concentradora o cualquier material rocoso, aluvial o coluvial, sometido al proceso de chancado, tamizado, molienda y cicloneo.

Generalmente, se utiliza el relave desechado por la planta concentradora para ciclonear, a fin de pasar las arenillas del relave (superiores a la malla 200), las que caen a un tanque de agua donde es mezclado mediante un agitador. Esta mezcla de la arenilla del relave con el agua es el relleno hidráulico, el que es lanzado por una bomba de lodo recíprocante, a fin de ser transportado mediante una tubería de alta presión de doble capa, con la pared interior de acero de alta aleación, templado a 600 brinell de dureza. La potencia de la bomba y el diámetro de la tubería son calculados en función de las condiciones y requerimientos que se presenten particularmente en cada mina; asimismo, los costos de inversión y de operación obedecerán a parámetros particulares de cada caso.

A. Características de la Pulpa.

Las características de la pulpa son obtenidas del Informe Técnico por pruebas realizadas con relaves (Documento: 2014-3-0-SO43-A), las muestras obtenidas del informe corresponden a los siguientes escenarios:

- Muestra M1: Flujo de diseño y mínimo de relaves
- Muestra M2: Flujo de diseño de relaves y lodos
- Muestra M3: Flujo mínimo de relaves y lodos

B. Gravedad Específica de los Sólidos.

La gravedad específica de las partículas de los sólidos se encuentra resumida en la tabla 2, para las muestras obtenidas en la prueba reológica.

Tabla 2: Gravedad Específica de los Sólidos

| Servicio | SG [-] |
|-----------------------------------|-----------|
| Flujo de relaves | 2.57 |
| Flujo de diseño de relaves y lodo | 2.59 |
| Flujo mínimo de relaves y lodo | 2.65 |

C. Propiedades Reológicas.

A continuación se presentan los modelos reológicos, que serán utilizados para fines de diseño.

Tabla 3: Modelos Reológicos

| Servicio | Parámetro | Relación funcional del modelo reológico |
|---|---------------------|--|
| Relave Flujo de diseño Flujo mínimo | Tensión de fluencia | $\tau = 0.93 \left[\left(1 - \frac{C_V}{0.41} \right)^{-2} - 1 \right]$ |
| | Viscosidad relativa | $\frac{\mu_{pulpa}}{\mu_{agua}} = \left(1 - \frac{C_V}{0.23} \right)^{-(0.23 \times 5.47)}$ |
| Relave + Lodos Flujo mínimo | Tensión de fluencia | $\tau = 1.99 \left[\left(1 - \frac{C_V}{0.58} \right)^{-2} - 1 \right]$ |
| | Viscosidad relativa | $\frac{\mu_{pulpa}}{\mu_{agua}} = \left(1 - \frac{C_V}{0.23} \right)^{-(0.23 \times 4.47)}$ |
| Relave + Lodos Flujo de diseño | Tensión de fluencia | $\tau = 1.68 \left(\left(1 - \frac{C_V}{0.61} \right)^{-2} - 1 \right)$ |
| | Viscosidad relativa | $\frac{\mu_{pulpa}}{\mu_{agua}} = \left(1 - \frac{C_V}{0.23} \right)^{-(0.23 \times 5.47)}$ |

D. Granulometría.

A continuación en la tabla 4 se presentan los parámetros granulométricos característicos que serán usados para fines de diseño.

d_{50} : Tamaño de apertura de malla que deja pasar un 50% en peso de una muestra (μm)

d_{80} : Tamaño de apertura de malla que deja pasar un 80% en peso de una muestra (μm)

d_{90} : Tamaño de apertura de malla que deja pasar un 90% en peso de una muestra (μm)

Tabla 4: parámetros granulométricos

| Servicio | d50 [μm] | d80 [μm] | d90 [μm] |
|-----------------------------------|-------------|-------------|-------------|
| Flujo de relaves | 14.35 | 29.39 | 39.93 |
| Flujo de diseño de relaves y lodo | 14.21 | 30.06 | 41.28 |
| Flujo mínimo de relaves y lodo | 14.45 | 30.58 | 42.01 |

E. Potencial Hidrogeno (Ph).

Se considera que el pH de la pulpa es básico en el rango de 9 - 10.5.

F. Velocidad límite de sedimentación (V_D)

Para tubería llena y pulpa fina ($d_{50} \leq 200 \mu\text{m}$) la velocidad límite de sedimentación será calculada usando la fórmula de Wasp.

$$V_D = F_w \sqrt{2g(SG - 1)d_{50}} \left(\frac{D_i}{d_{50}} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (2.1)$$

$$\text{Si } C_v \leq 0.187 \rightarrow F_w = 3.33C_v^{0.1977} \quad (2.2)$$

$$\text{Si } C_v > 0.187 \rightarrow F_w = 3.33C_v^{0.1536}(1 - C_v)^{0.3564} \quad (2.3)$$

Donde:

V_D: Velocidad límite de sedimentación (m/s)

F_w: Factor de corrección

g: Aceleración de la gravedad (m/s²)

SG: Gravedad específica de los sólidos

d₅₀: Tamaño de apertura de malla que deja pasar un 50% en peso de una muestra (μm)

D_i : Diámetro interno de la tubería (m)

C_v : Concentración de sólidos en volumen (%)

G. Velocidad de Flujo.

Para asegurar que los sólidos no se depositen en la tubería, la velocidad de flujo deberá ser un 10% mayor que la velocidad límite de sedimentación, y para evitar un temprano desgaste por abrasión de la tubería, la máxima velocidad del fluido deberá estar limitada a 4.5 m/s.

H. Pérdidas de Carga.

El factor de fricción es calculado según las correlaciones de Darby para un fluido con comportamiento Bingham, el factor de fricción es calculado de la siguiente manera:

Cálculo del número de Reynolds

$$N_{Re} = \frac{\rho V D_i}{\mu} \quad (2.4)$$

Cálculo del número de Hedstrom

$$N_{He} = \frac{D_i^2 \rho \tau_0}{\mu^2} \quad (2.5)$$

Cálculo del factor de fricción de Fanning para régimen laminar

$$f_{NL} = \frac{16}{N_{Re}} \left[1 + \frac{1}{6} \left(\frac{N_{He}}{N_{Re}} \right) - \frac{1}{3} \left(\frac{N_{He}^4}{f_{NL}^3 N_{Re}^7} \right) \right] \quad (2.6)$$

Cálculo del factor de fricción de Fanning para régimen turbulento

$$f_{NT} = \frac{10^a}{N_{Re}^{0.193}} \quad (2.7)$$

$$\alpha = -1.47[1 + 0.146e^{(-2.9 \times 10^{-5} N_{He})}] \quad (2.8)$$

Cálculo del factor de fricción para un fluido con comportamiento Bingham

$$f_N = (f_{NL}^m + f_{NT}^m)^{1/m} \quad (2.9)$$

$$m = 1.7 + \frac{40000}{N_{Re}} \quad (2.10)$$

$$f = 4f_N \quad (2.11)$$

Las pérdidas de carga serán calculadas usando la fórmula de Darcy-Weisbach donde el factor de fricción será calculado según las correlaciones anteriormente descritas.

$$h_f = f \left(\frac{L}{D_i} \right) \left(\frac{V^2}{2g} \right) \quad (2.12)$$

2.1.6. Golpe de Ariete.

El golpe de ariete originado por cierres intempestivos de válvulas o por corte de fluido eléctrico generan sobrepresiones en los sistemas de tuberías, estos eventos inesperados son llamados “transientes” o “transitorios”. Las presiones generadas deben ser analizadas para asegurar el correcto diseño del sistema de tuberías.

Las presiones de transiente se calcularán por medio de software’s especializados o mediante las fórmulas de Michaud o Allievi.

El software recomendado para el cálculo de eventos transitorios es el “AFT IMPULSE”, las fórmulas de Allievi y Michaud se podrían usar debido a que tienen resultados aproximados con los software’s. Antes de utilizar las

formulas indicadas líneas arriba, se requiere de cálculos previos de los siguientes parámetros:

A. Velocidad de Onda

También conocida como Celeridad de onda, se calculará mediante la siguiente formula:

$$c = \sqrt{\frac{E_B}{\rho \left[1 + \left(\frac{E_B}{E} \right) \left(\frac{D}{e} \right) \right]}} \quad (2.13)$$

Donde:

c = velocidad de onda (m/s)

EB = Modulo de elasticidad volumétrico del fluido (Pa)

E = Modulo elástico (Modulo de Young) del material de la tubería (Pa)

D = Diámetro exterior del Fluido (mm)

e = Espesor de la tubería (mm)

B. Tiempo de propagación de la onda

$$T_P = \frac{2L}{c} \quad (2.14)$$

Donde:

T_P = en segundos

L = Longitud real de la tubería (m)

C. Longitud crítica

$$L_C = \frac{c T_P}{2} \quad (2.15)$$

D. Incremento de presión

El incremento de golpe de ariete se calculará mediante la fórmula de Michaud o Allievi.

$$\Delta H = \frac{2 L V}{g T} \quad (2.16)$$

$$\Delta H = \frac{cV}{g} \quad (2.17)$$

Si la $LC > L$, es una conducción corta, el incremento de presión se calculará mediante la fórmula de Michaud.

Si la $LC < L$, es una conducción larga, el incremento de presión se calculará mediante la fórmula de Allievi.

2.2. GEOTECNIA

2.2.1. Alcance

El presente estudio muestra la zonificación geológica - geotécnica a lo largo del trazo por donde pasará la línea de Relaves. Esta línea transportará relave a través de una tubería de HDPE, desde la planta de concentrado hasta la planta de filtrado proyectada en la Presa AL-02. Actualmente Empresa Minera Parcoy descarga el relave producto del proceso de extracción en la presa de relaves AL-01.

Este estudio también muestra la estimación de la capacidad admisible del suelo o roca que servirá para el diseño de la cimentación de las estructuras de paso (puentes y pontones) proyectadas a lo largo de la línea de relave.

2.2.2. Ubicación

El proyecto Línea de Relaves se encuentra en la zona norte del Perú, en el distrito de Parcoy, provincia de Pataz, departamento de la Libertad, a una altitud promedio de 2 200 msnm. El punto de inicio se encuentra en las coordenadas UTM PSAD´56: 223 515,62 E - 9 118 740,70 N, sector de empalme con la tubería que actualmente conduce el relave a la presa de Al-01. El punto final se encuentra en las coordenadas UTM PSAD´56: 224 057,47 E - 9 122 291,24 N, sector de entrega del relave a la planta de filtrados proyectada en Al-02.

La línea de la tubería atraviesa el relieve topográfico en varios sectores por medio de puentes y pontones, siendo los más importantes el cruce del río Parcoy y el cruce del río Yuracyacu.

2.2.3. Estudios Existentes.

Los cálculos de la capacidad admisible y la zonificación geológica, se ha desarrollado tomando en cuenta los siguientes documentos:

- Levantamiento topográfico al detalle del tramo donde se proyecta la Línea de relaves, información entregada por Minera Parcoy el 2011.
- Levantamiento topográfico del primer kilómetro, donde la nueva Línea proyectada empalma a la tubería existente que conduce el relave a la presa AI-1, información entregada por Minera Parcoy el 2014.

2.2.4. Reglamento y Normas Vigentes

El presente estudio toma como referencia las siguientes normas vigentes:

- Norma E-030 Diseño Sismo Resistente del Reglamento Nacional de Construcciones.
- Norma E-050 Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Construcciones.

2.3. ESTRUCTURAS METÁLICAS

2.3.1. Descripción

El presente estudio corresponde a los criterios de diseño para el análisis de las estructuras que conforman los puentes N° 1, 4 y 10 comprendidos en la línea de conducción de relaves.

2.3.2. Objetivo

El objetivo es desarrollar el análisis y diseño a nivel de Ingeniería de Detalle de los elementos estructurales de acero, componentes de las estructuras de puentes N° 1, 4 y 10 que soportarán la línea de relave.

2.3.3. Base de Cálculo.

Para cada uno de los puentes que forman parte del proyecto se propondrá un pre-dimensionamiento, que será verificado por criterios de servicio y resistencia, de cada uno de los elementos que componen las estructuras.

Las cargas a tomar en cuenta, en la generación de los modelos para las estructuras, provienen del conocimiento de los materiales a usar y de las condiciones de sitio, además de la información brindada por La Empresa Minera Parcoy. Tanto para el análisis como para el diseño, se tomarán en cuenta los lineamientos de las normas.

2.3.4. Materiales

A. Acero Estructural

- Calidad estructural de fabricación
 - Perfiles estructurales, planchas y platinas ASTM A36
 - Perfiles conformados en frío ASTM A36
 - Perfiles tubulares (redondos o rectangulares) ASTM A500 Gr.B
- Módulo de elasticidad longitudinal del acero $E_s=2000000 \text{ Kg/cm}^2$
- Peso unitario del acero estructural $\gamma_s=7850 \text{ Kg/m}^3$

B. Pernos de alta resistencia

- Calidad estructural de fabricación ASTM A325

C. Conexiones soldadas

- Tipo de electrodo empleado para soldadura E70XX

2.3.5. Normas y Documentos de Referencia.

- AISC 325-05 American Institute of Steel Construction. Steel Construction Manual, 13th Edition.
- IBC International Building Code, 2006.
- RNE Reglamento Nacional de Edificaciones, 2006.

2.3.6. Herramientas de Computo.

- SAP2000 Versión 15.1.0
- Excel Versión 2011

2.3.7. Cargas y Combinaciones.

A continuación se describen las cargas consideradas para el análisis y diseño de las estructuras de concreto que sirven a los puentes del proyecto. Estas cargas, y sus combinaciones, han sido consideradas en los modelos matemáticos creados con apoyo del programa de cómputo SAP2000. Cada modelo de los puentes ha sido generado tomando en cuenta las geometrías y materiales que los describen, de manera que la carga por peso propio deriva directamente de la creación del modelo virtual. Además, el resto de cargas se ha incorporado en los modelos según lo siguiente:

Cargas de Diseño

A. Cargas muertas (D):

- PP : Peso propio de la estructura de acero.
- CM TUBERÍA : 2 tuberías HDPE de 10" más su respectivo

casing (2 Tub. HDPE 14")

2 Tub. HDPE ϕ 10" 48 kg/m

2 Tub. HDPE ϕ 14" 46 kg/m

- CM GRATING : Peso del grating sobre el puente, más baranda de protección en pasarela. ≈ 9 kg/m

B. Cargas vivas (L):

- CV TUBERÍA: S/C de tubería (relave en tubería)
Relave (γ Relave $\approx 1,276$ kg/m³) 86 kg/m
- CV PASARELA: S/C de mantenimiento en pasarela.
S/C estimada de (100kg/m²) 60 kg/m

C. Cargas de sismo (S):

- Sx: Sismo en dirección X.
- Sy: Sismo en dirección Y.

Cálculo de los parámetros sísmicos:

$$Z= 0.4 \text{ (zona 3)}$$

$$U= 1$$

$$S= 1.2$$

$$T_p= 0.4$$

D. Carga de viento (W):

W DUCTO: Carga de viento sobre ducto.

W ELEMENTOS: Carga de viento en elementos del puente.

- Se considera la velocidad básica de viento hasta una altura de 10.0m.

$$\rightarrow V= 75 \text{ km/h}$$

- Se calculará la velocidad de viento para una altura promedio de 50.0m correspondiente a un nivel intermedio de la línea de tubería sobre las quebradas.

$$V_h = V (h/10)^{0.22} \quad \rightarrow V = 106.9 \text{ km/h}$$

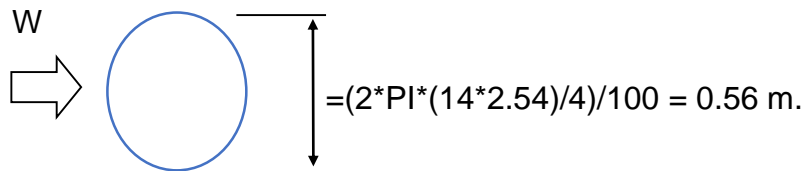
- La presión sobre las superficies verticales, a esta altura, será:

$$P_h = 0.005 C V_h^2 \quad \rightarrow P = 57.1 \text{ km/h}$$

$$C_e = 1.4 \quad (\text{Coeficiente de exposición para la tubería})$$

$$W_w = P * C_e \quad \rightarrow W_w = 79.94 \text{ km/h}$$

- Carga de viento sobre la tubería



$$W_w = W_w * 0.56 = 44.65 \text{ kg/m}$$

- Carga de viento sobre la estructura

Se aplicará una fuerza uniformemente repartida en los elementos estructurales expuestos a viento en cada dirección usando la carga estimada W_w .

Se consideran las siguientes dimensiones expuestas para los elementos estructurales:

| | | | | |
|---------------------------|----|----------|-----|-----------|
| - Bridas : | h= | 40.13 mm | Ww= | 3.21 kg/m |
| - Diagonales y montantes: | h= | 50.8 mm | Ww= | 4.06 kg/m |
| - Columnas: | h= | 101.6 mm | Ww= | 8.12 kg/m |

Estas medidas sólo son referenciales para poder calcular un valor razonable de fuerza de viento sobre la estructura, las dimensiones finales se darán con el diseño y sus posibles variaciones no deberían de generar diferencias en orden de magnitud considerable en las cargas aplicadas.

Combinaciones de Carga

$$CS1 = D+L$$

$$CS2 = D+L\pm 0.8S_x$$

$$CS3 = D+L\pm 0.8S_y$$

$$CS4 = D+L+0.8W$$

2.4. CONCRETO ARMADO

2.4.1. Descripción

El presente estudio corresponde a los criterios de diseño para el análisis de las estructuras de concreto que servirán de Bases para la cimentación de los puentes N° 1, 4 y 10 comprendidos en la línea de conducción de relaves, que forma parte del proyecto de " Propuesta de la Nueva Línea de Conducción y Estructuras de Soporte para evacuación de Relaves de la empresa minera Parcoy, Provincia de Patate, la libertad ", perteneciente a la Empresa Minera Parcoy.

2.4.2. Objetivo

El objetivo de este estudio es el diseño de todas las bases de concreto que sirven como cimentación y fijación de los puentes N° 1, 4 y 10 que conforman el proyecto.

2.4.3. Base de Cálculo.

Para cada uno de los elementos de concreto a diseñar, se propondrá un pre-dimensionamiento que será verificado por su estabilidad al volteo, deslizamiento y carga sobre el suelo de fundación.

Luego, verificada la estabilidad de la estructura, se estimará el acero de refuerzo correspondiente haciendo uso de las cargas factoradas (diseño por rotura).

Las cargas a tomar en cuenta, en la generación de los modelos para las estructuras, provienen del conocimiento de los materiales a usar y de las condiciones de sitio, además de la información brindada por Minera Parcoy. Tanto para el análisis como para el diseño, se tomarán en cuenta los lineamientos de las normas.

2.4.4. Materiales

Concreto:

| | | |
|---------------|--------------------|------------------------------|
| $f'_c = 240$ | kg/cm ² | Resistencia a la compresión |
| $g_c = 2,400$ | kg/m ³ | Peso específico del concreto |

Acero de refuerzo:

| | | |
|------------------|--------------------|--------------------------------------|
| $f_y = 4,200$ | kg/cm ² | Esfuerzo de fluencia del acero A-615 |
| $E_s = 2.04E+06$ | GPa | Módulo de elasticidad del acero |

2.4.5. Normas y Documentos de Referencia.

- NTE E-020 Norma de cargas
 Reglamento Nacional de Edificaciones, Perú
 (última edición)

- NTE E-030 Norma de diseño sismo-resistente
 Reglamento Nacional de Edificaciones, Perú
 (edición 2006)

- NTE E-060 Norma de diseño en concreto armado
 Reglamento Nacional de Edificaciones, Perú
 (última edición)

2.4.6. Herramientas de Computo.

- SAP2000 Version 15.1.0
- Excel Versión 2011

2.4.7. Cargas y Combinaciones.

A continuación se describen las cargas consideradas para el análisis y diseño de las estructuras de concreto que sirven a los puentes del proyecto. Estas cargas, y sus combinaciones, han sido consideradas en los modelos matemáticos creados con apoyo del programa de cómputo SAP2000. Cada modelo de los puentes ha sido generado tomando en cuenta las geometrías y materiales que los describen, de manera que la carga por peso propio deriva directamente de la creación del modelo virtual. Además, el resto de cargas se ha incorporado en los modelos según lo siguiente:

Cargas de diseño

A. Cargas muertas (D):

- PP : Peso propio de la estructura de acero.
- CM TUBERIA: 2 tuberías HDPE de 10" más su respectivo casing (2 Tub. HDPE 14")
 - 2 Tub. HDPE ϕ 10" 48 kg/m
 - 2 Tub. HDPE ϕ 14" 46 kg/m
- CM GRATING: Peso del grating sobre el puente, más baranda de protección en pasarela. ≈ 9 kg/m.

B. Cargas vivas (L):

- CV TUBERIA: S/C de tubería (relave en tubería)
 - Relave (γ Relave $\approx 1,276$ kg/m³) 86 kg/m
- CV PASARELA: S/C de mantenimiento en pasarela.
 - S/C estimada de (100kg/m²) 60 kg/m

C. Cargas de sismo (S)

- Sx: Sismo en dirección X.
- Sy: Sismo en dirección Y.

Cálculo de los parámetros sísmicos:

$$\begin{array}{rcl}
 & Z= & 0.4 \quad (\text{zona 3}) \\
 & U= & 1 \\
 (*\text{verificar en campo}) \rightarrow & S= & 1.2 \\
 & T_p= & 0.6
 \end{array}$$

D. Carga de viento (W):

- W DUCTO : Carga de viento sobre ducto.
- W ELEMENTOS : Carga de viento en elementos del puente.

- Se considera una velocidad básica de viento hasta una altura de 10.0m. $\rightarrow V= 75 \text{ km/h}$
- Se calculará la velocidad de viento para una altura promedio de 50.0m correspondiente a un nivel intermedio de la línea de tubería sobre las quebradas.

$$\rightarrow V= 106.8647968 \text{ km/h}$$

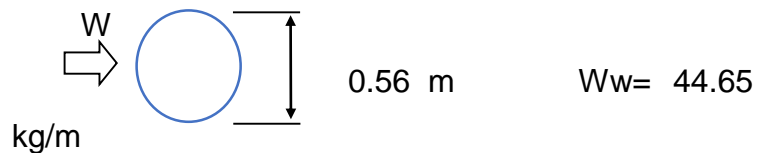
- La presión sobre las superficies verticales, a esta altura, será:

$$\rightarrow P= 57.10042399 \text{ kg/m}^2$$

$$C_e= 1.4 \text{ (Coeficiente de exposición para la tubería)}$$

$$\rightarrow W_w= 79.94059358 \text{ kg/m}^2$$

- Carga de viento sobre la tubería



- Carga de viento sobre la estructura

Se aplicará una fuerza uniformemente repartida en los elementos estructurales expuestos a viento en cada dirección usando la carga estimada W_w .

Se consideran las siguientes dimensiones expuestas para los elementos estructurales:

- Bridas : $h=40.13 \text{ mm} \rightarrow W_w= 3.21 \text{ kg/m}$
- Diagonales y montantes: $h=50.8 \text{ mm} \rightarrow W_w= 4.06 \text{ kg/m}$
- Columnas: $h=101.6 \text{ mm} \rightarrow W_w= 8.12 \text{ kg/m}$

Estas medidas sólo son referenciales para poder calcular un valor razonable de fuerza de viento sobre la estructura, las dimensiones finales se darán con el diseño y sus posibles variaciones no deberían de generar diferencias en orden de magnitud considerable en las cargas aplicadas.

Combinaciones de carga

CS1 = D+L
CS2 = D+L±0.8SX
CS3 = D+L±0.8SY
CS4 = D+L+0.8W

CAPITULO III: RESULTADOS

3.1. HIDRAULICA

Parámetros de Diseño

Los relaves provenientes de las plantas Parcoy y Culebrillas a tratarse en la nueva planta de espesamiento y filtrado varían de acuerdo a los siguientes escenarios:

- El relave será transportado cuando el relleno hidráulico de la planta Parcoy se encuentre en operación (Flujo mínimo).
- El relave será transportado cuando el relleno hidráulico de la planta Parcoy no se encuentre en operación (Flujo de diseño).

En ambos casos se considera la adición de lodo de mina a razón de 7.4 h/día. La tabla 5 muestra los valores tomados para el diseño de la línea de transporte de relave

Tabla 5: Condiciones de operación

| Planta | Flujo mínimo | | Flujo de diseño | |
|----------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|
| | Sin lodos [Muestra M1] | Con lodos [Muestra M3] | Sin lodos [Muestra M1] | Con lodos [Muestra M2] |
| Parcoy [TMSD] | 1214 | 1214 | 1734 | 1734 |
| Culebrillas [TMSD] | 650 | 650 | 650 | 650 |
| Lodo de mina [TMSD] | 0 | 95 | 0 | 95 |
| Total relave [TMSD] | 1864 | 1959 | 2384 | 2479 |
| Caudal [m ³ /h] | 211.8 | 243.0 | 270.9 | 301.0 |

3.1.1. Característica de Fluido (Muestra 1).

A. Peso específico de las partículas sólidas

El peso específico de las partículas sólidas de la muestra M1 es tomado del "Informe técnico por pruebas realizadas con relave" (Informe N° 2014-3-0-SO43-A), y se presenta a continuación:

Peso específico de las partículas sólidas : 2.57

B. Granulometría de la muestra

La granulometría de la muestra M1 es tomada del documento "Informe técnico por pruebas realizadas con relave" (Informe N° 2014-3-0-SO43-A), y se presenta en la tabla 6:

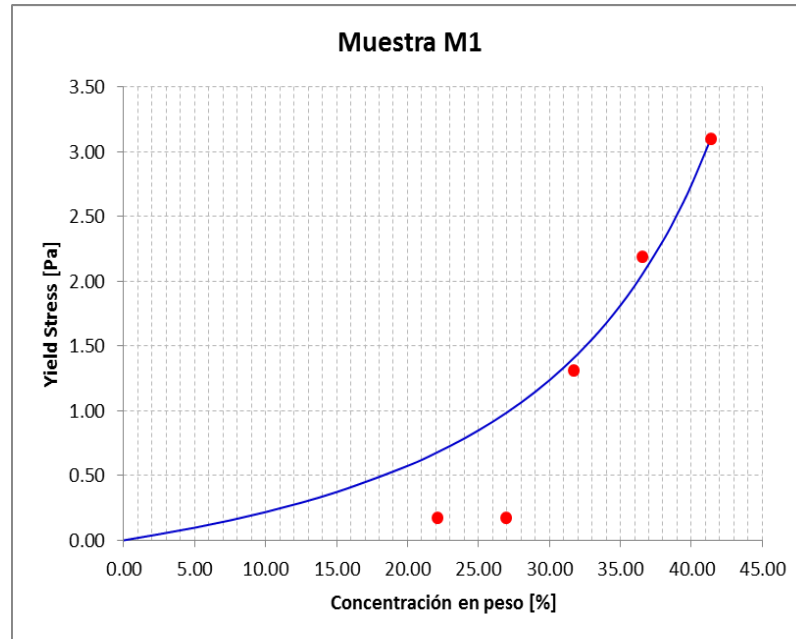
Tabla 6: Granulometría Muestra 1

| Parámetro | Tamaño |
|-----------|-------------------|
| [-] | [μm] |
| d50 | 14.35 |
| d80 | 29.39 |

C. Tensión de fluencia

En la figura 5 se presenta la curva de tendencia de la tensión de fluencia que será considerada para fines de diseño.

Figura 5: Tendencia de la tensión de fluencia (Muestra M1)



A continuación se presenta la ecuación de tendencia que será considerada para fines de diseño.

$$\tau = 0.93 \left(\left(1 - \frac{C_V}{0.41} \right)^{-2} - 1 \right) \quad (3.1)$$

Donde:

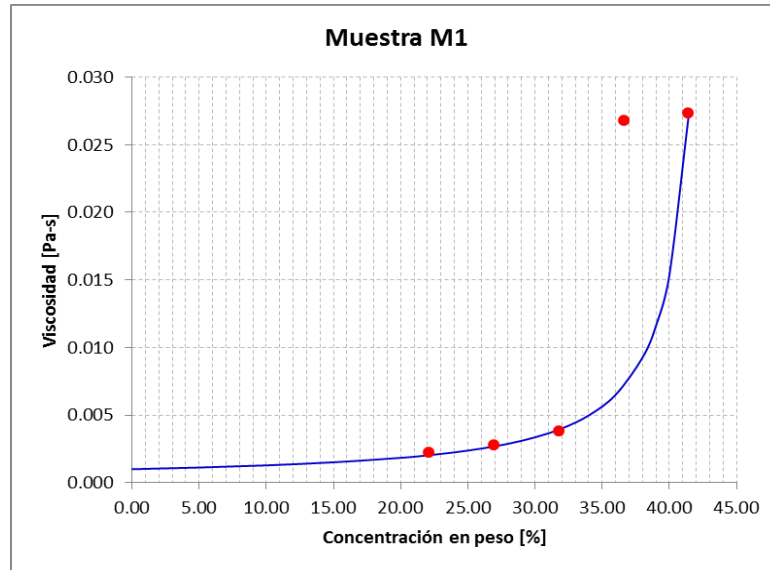
τ : Tensión de fluencia [Pa]

C_V : Concentración de partículas en volumen [%]

D. Viscosidad

En la figura 6 se presenta la curva de tendencia de la viscosidad que será considerada para fines de diseño

Figura 6: Tendencia de la viscosidad (Muestra M1)



A continuación se presenta la ecuación de tendencia que será considerada para fines de diseño.

$$\frac{\mu_{pulp}}{\mu_{agua}} = \left(1 - \frac{C_V}{0.23}\right)^{-(0.23 \times 5.47)} \quad (3.2)$$

Donde:

μ : Viscosidad del fluido indicado [Pa-s]

CV: Concentración de partículas en volumen [%]

3.1.2. Característica de Fluido (Muestra 2).

A. Peso específico de las partículas sólidas

El peso específico de las partículas sólidas de la muestra M2 es tomado del "Informe técnico por pruebas realizadas con relave" (Informe N° 2014-3-0-SO43-A), y se presenta a continuación:

Peso específica de las partículas sólidas : 2.59

B. Granulometría de la muestra

La granulometria de la muestra M2 se presenta en la tabla 7:

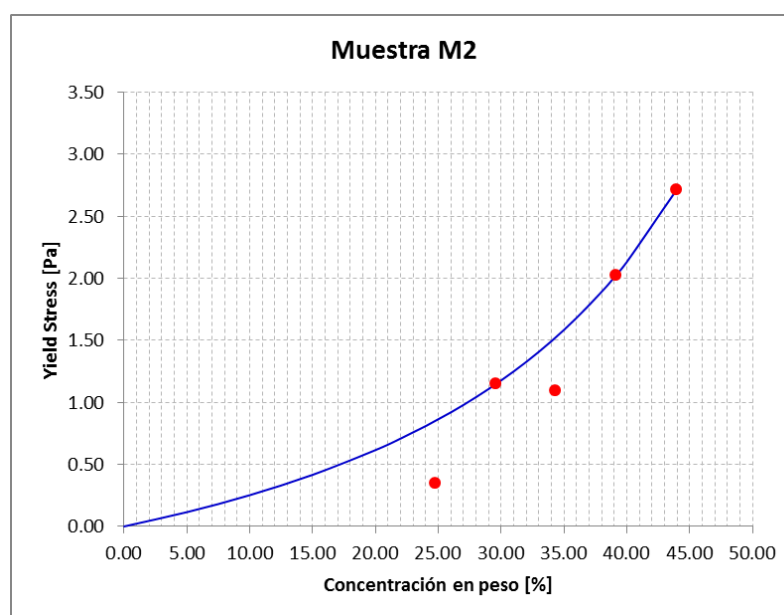
Tabla 7: Granulometría Muestra 2

| Parámetro | Tamaño |
|-----------|-------------------|
| [-] | [μm] |
| d50 | 14.21 |
| d80 | 30.06 |

C. Tensión de fluencia

En la figura 7 se presenta la curva de tendencia de la tensión de fluencia que será considerada para fines de diseño tomada de los datos del documento "Informe técnico por pruebas realizadas con relave" (Informe N° 2014-3-0-SO43-A).

Figura 7: Tendencia de la tensión de fluencia (Muestra M2)



A continuación se presenta la ecuación de tendencia que será considerada para fines de diseño.

$$\tau = 1.68 \left(\left(1 - \frac{C_V}{0.61} \right)^{-2} - 1 \right) \quad (3.3)$$

Donde:

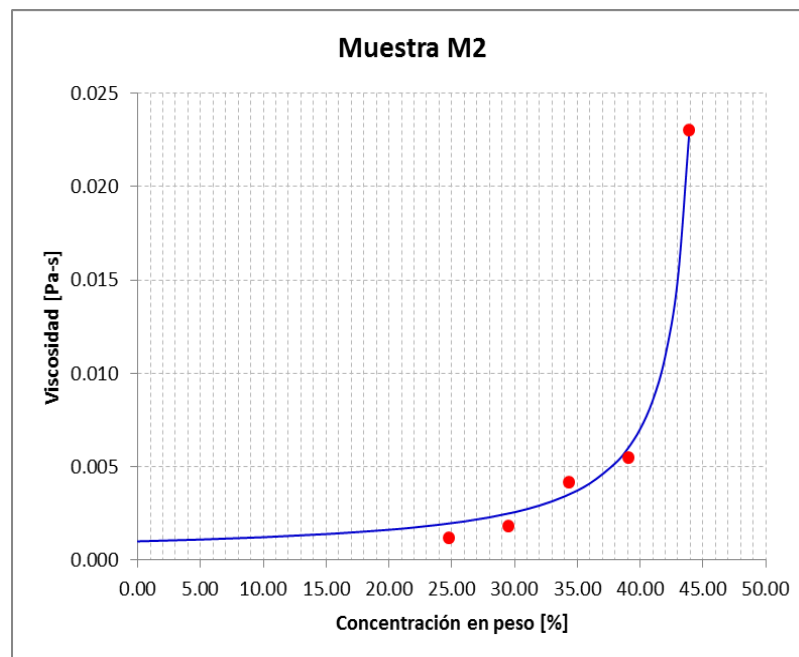
τ : Tensión de fluencia [Pa]

CV: Concentración de partículas en volumen [%]

D. Viscosidad

En la figura 8 se presenta la curva de tendencia de la viscosidad que será considerada para fines de diseño.

Figura 8: Tendencia de la viscosidad (Muestra M2)



A continuación se presenta la ecuación de tendencia que será considerada para fines de diseño.

$$\frac{\mu_{pulpa}}{\mu_{agua}} = \left(1 - \frac{C_V}{0.25}\right)^{-(0.25 \times 4.44)} \quad (3.4)$$

Donde:

μ : Viscosidad del fluido indicado [Pa·s]

CV: Concentración de partículas en volumen [%]

3.1.3. Característica de Fluido (Muestra 3).

A. Peso específico de las partículas sólidas

El peso específico de las partículas sólidas de la muestra M3 es tomado del “Informe técnico por pruebas realizadas con relave” (Informe N° 2014-3-0-SO43-A), y se presenta a continuación:

Gravedad específica de las partículas sólidas : 2.65

B. Granulometría de la muestra

La granulometría de la muestra M3 se presenta en la tabla 8:

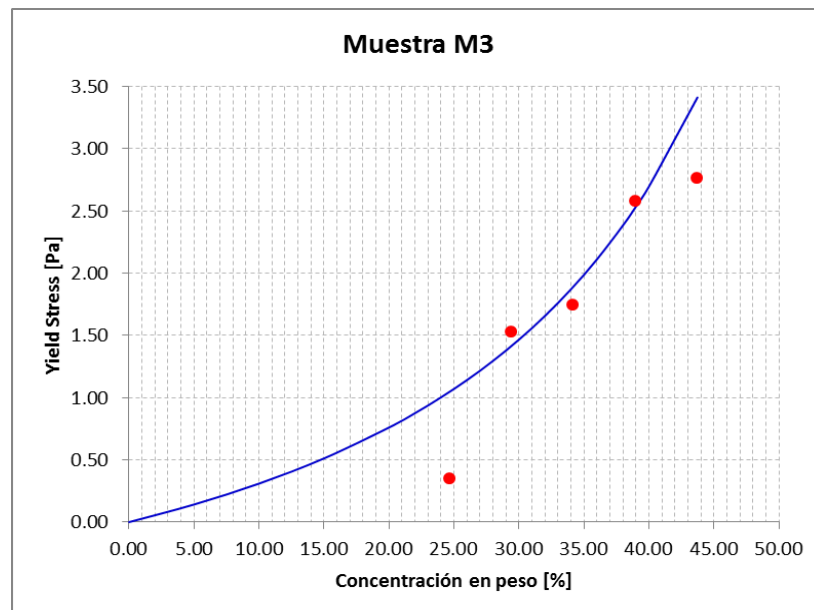
Tabla 8: Granulometría Muestra 3

| Parámetro | Tamaño |
|-----------|-------------------|
| [-] | [μm] |
| d50 | 14.21 |
| d80 | 30.06 |

C. Tensión de fluencia

En la figura 9 se presenta la curva de tendencia de la tensión de fluencia que será considerada para fines de diseño.

Figura 9: Tendencia de la tensión de fluencia (Muestra M3)



A continuación se presenta la ecuación de tendencia que será considerada para fines de diseño.

$$\tau = 1.99 \left(\left(1 - \frac{C_V}{0.58} \right)^{-2} - 1 \right) \quad (3.5)$$

Donde:

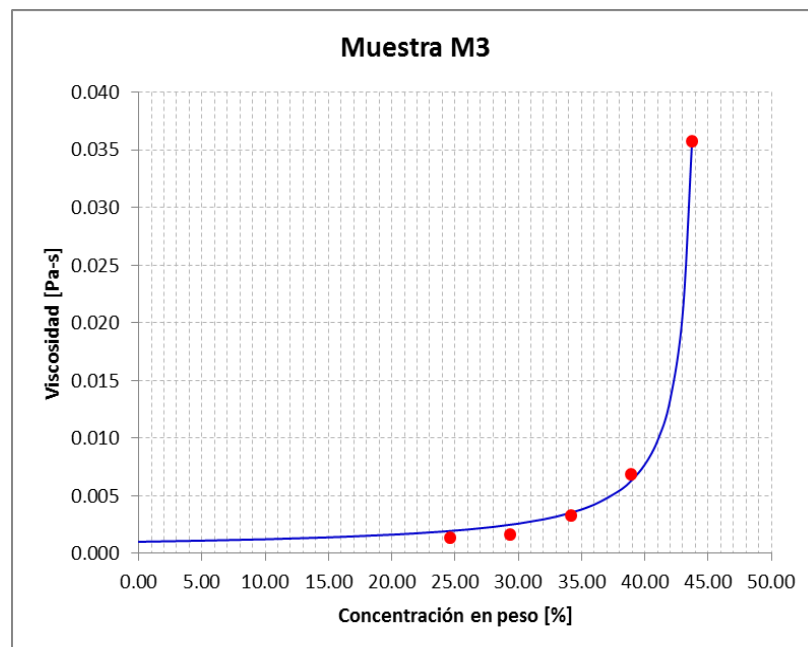
τ : Tensión de fluencia [Pa]

C_V : Concentración de partículas en volumen [%]

D. Viscosidad

En la figura 10 se presenta la curva de tendencia de la viscosidad que será considerada para fines de diseño.

Figura 10: Tendencia de la viscosidad (Muestra M3)



A continuación se presenta la ecuación de tendencia que será considerada para fines de diseño.

$$\frac{\mu_{pulpa}}{\mu_{agua}} = \left(1 - \frac{C_V}{0.23}\right)^{-(0.23 \times 4.47)} \quad (3.6)$$

Donde:

μ : Viscosidad del fluido indicado [Pa-s]

CV: Concentración de partículas en volumen [%]

3.1.4. Criterio de Diseño.

Los criterios particulares para la presente memoria de cálculo, se presentan a continuación:

- La temperatura de diseño se considera 20 °C, el cual corresponde al promedio de la variación diaria.
- En las pérdidas de fricción de las tuberías se considera un factor de seguridad de 1.20 por envejecimiento y disminución del diámetro interno.
- La velocidad de transporte en régimen permanente debe ser menor de 4.5 m/s para evitar abrasión acelerada en la tubería.
- La velocidad de transporte V debe cumplir la relación $V/VD > 1.10$ para evitar el riesgo de deposición de partículas en el fondo de la tubería. La velocidad de sedimentación se estima con la expresión de Wasp modificada por Juan Rayo.
- Las pérdidas friccionales se estiman con la fórmula de Darcy-Weisbach. Para determinar el factor de fricción se emplea el método de Colebrook-White considerando la viscosidad de la pulpa.
- A fin de evitar la cavitación debido al estrangulamiento del flujo en la placa de orificio calculamos el coeficiente de cavitación para este requerimiento mediante la fórmula:

$$\sigma = \frac{P_1 - P_V}{P_1 - P_2} \quad (3.7)$$

Donde:

σ : Coeficiente de cavitación (≥ 2.0)

P1: Presión aguas arriba de la placa de orificio.

P2: Presión aguas debajo de la placa de orificio.

PV: Presión de vapor.

3.1.5. Herramienta Computacional.

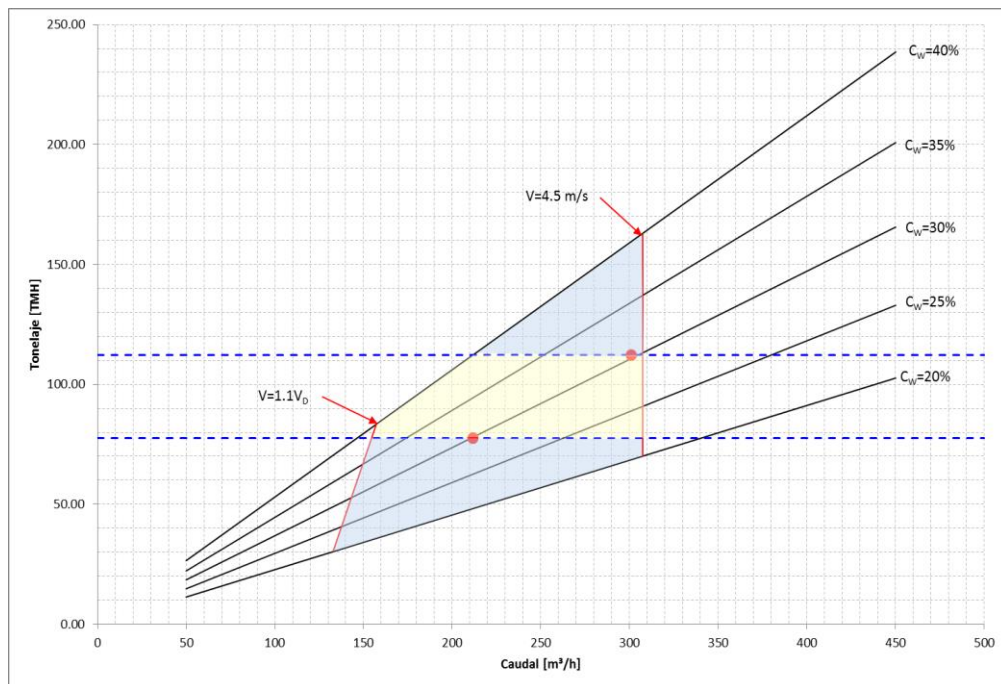
Las herramientas computacionales utilizadas son el software de cálculo hidráulico AFT Fathom v7.0 y hojas de cálculo de MS Excel.

3.1.6. Resultados.

A. Evaluación de Rango de Operación.

El rango operacional disponible así como los puntos de diseño requeridos se presentan en la figura 11.

Figura 11: Rango operacional del sistema de transporte de relaves



De la figura 11 se observa que no es posible transportar el relave en el punto de operación mínimo para concentraciones de 20% ya que se tendrá velocidades mayores a 4.5 m/s, del mismo modo para concentraciones de 40% se presentan velocidades menores a la velocidad límite de sedimentación, con el riesgo de sedimentación de partículas sólidas en la tubería y posible obstrucción de la misma. Para el punto de operación máximo y concentración de 25% no es posible transportar el relave ya que se tendrá velocidades mayores a 4.5 m/s.

Considerando lo anterior el rango de operación disponible es de 30% a 35% de concentración en sólidos.

DISEÑO DE TUBERÍAS.

a) Tramo I: PI (Punto de Inicio) - D1 (Disipador 1).

Reemplazando:

Flujo de Diseño (con lodo):

$$Q_{\max} = 301 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_f = 93.46 \text{ m.}$$

$$L = 1040 \text{ m.}$$

$$C = 150$$

$$\text{Se obtiene: } Di = 0.1544 = 7 \text{ plg.} \\ = 6 \text{ plg.}$$

Flujo mínimo (sin lodo):

$$Q_{\min} = 211.8 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_f = 93.46 \text{ m.}$$

$$L = 1040 \text{ m.}$$

$$C = 150$$

$$\text{Se obtiene: } Di = 0.1351$$

Por lo tanto se considera tomar el $Di = 7 \text{ plg}$ equivalente a una tubería de material **10" HDPE SDR 9**.

b) Tramo II: D1 (Disipador 1) – CT (Cambio de Tubería)

Reemplazando:

Flujo de Diseño (con lodo):

$$Q_{\max} = 301 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_f = 34.77 \text{ m.}$$

$$L = 1740 \text{ m.}$$

$$C = 150$$

Flujo mínimo (sin lodo):

$$Q_{\min} = 211.8 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_f = 34.77 \text{ m.}$$

$$L = 1740 \text{ m.}$$

$$C = 150$$

Se obtiene: $Di = 0.2102 = 8 \text{ plg.}$
 $= 7 \text{ plg.}$

Se obtiene: $Di = 0.1839$

Por lo tanto se considera tomar el $Di = 8 \text{ plg}$ equivalente a una tubería de material **10" HDPE SDR 9**.

c) Tramo III: CT (Cambio de Tubería) – D2 (Disipador 2).

Reemplazando:

Flujo de Diseño (con lodo):

$$Q_{\max} = 301 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_f = 41.32 \text{ m.}$$

$$L = 1897 \text{ m.}$$

$$C = 150$$

Se obtiene: $Di = 0.1865 = 7 \text{ plg.}$
 $= 7 \text{ plg.}$

Flujo mínimo (sin lodo):

$$Q_{\min} = 211.8 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_f = 41.32 \text{ m.}$$

$$L = 1897 \text{ m.}$$

$$C = 150$$

Se obtiene: $Di = 0.1807$

Por lo tanto se considera tomar el $Di = 7 \text{ plg}$ equivalente a una tubería de material **8" HDPE SDR 9**.

d) Tramo IV: D2 (Disipador 2) – CT2 (Cambio de Tubería 2)

Reemplazando:

Flujo de Diseño (con lodo):

$$Q_{\max} = 301 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_f = 7.29 \text{ m.}$$

$$L = 243 \text{ m.}$$

$$C = 150$$

Se obtiene: $Di = 0.1934 = 7 \text{ plg.}$

Flujo mínimo (sin lodo):

$$Q_{\min} = 211.8 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_f = 7.29 \text{ m.}$$

$$L = 243 \text{ m.}$$

$$C = 150$$

Se obtiene: $Di = 0.1692 = 7 \text{ plg.}$

Por lo tanto se considera tomar el $Di = 7 \text{ plg}$ equivalente a una tubería de material **8" HDPE SDR 9**.

e) Tramo V: CT2 (Cambio de Tubería 2) – PF (PUNTO FINAL)

Reemplazando:

Flujo de Diseño (con lodo):

Flujo mínimo (sin lodo):

Qmax = 301 m³/h

Qmin = 211.8 m³/h

Hf = 5.58 m.

Hf = 5.58 m.

L = 176.46 m.

L = 176.46 m.

C = 150

C = 150

Se obtiene: $D_i = 0.1913 = 7 \text{ plg.}$ Se obtiene: $D_i = 0.1673 = 6 \text{ plg.}$

Por lo tanto se considera tomar el $D_i = 7 \text{ plg}$ equivalente a una tubería de material **8" HDPE SDR 7.3.**

Las tuberías de este proyecto en específico se utilizaran los siguientes diámetros en la Línea de Conducción:

- 2780 mts. Son de material de 10" HDPE SDR 9.
- 2140 mts. Son de material de 8" HDPE SDR 9.
- 176.25 mts. Son de material de 8" HDPE SDR 7.3.

B. Transporte de Relaves y Lodos (Flujo de Diseño – CW:30.4%).

Esta condición de operación corresponde a la muestra M2. Las características de operación son presentadas a continuación:

- Caudal : 301.0 m³/h
- Concentración en peso : 30.4%
- Densidad : 1227.5 kg/m³
- Viscosidad : 0.00263 kg/m-s
- Tensión de fluencia : 1.20 Pa

CALCULOS DE LAS FORMULAS CITADAS EN EL MARCO TEORICO.

Velocidad límite de sedimentación (V_D)

$$V_D = F_w \sqrt{2g(SG - 1)d_{50}} \left(\frac{D_i}{d_{50}} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Solo se calculara con la muestra M2 del Flujo de Diseño:

Muestra 2 (Flujo de Diseño con Lodo)

- Para la tubería de 10" HDPE SDR 9
 - D interno = 10" = 0.209 m.
 - Cv = 14.4 % = 0.144
 - Si $Cv \leq 0.187$ según la Ec. 2.2, reemplazando y se toma:
Fw = 2.2701
 - SG = 2.59
 - d50 = 14.21 μm .
 - g = 9.81 m/s².

Reemplazando, se obtiene:

$$Vd = 1.17 \text{ m/s.}$$

Velocidad de flujo

Caudal:

$$Q = A * V$$

Muestra 2 (Flujo de Diseño con Lodo)

- Para la tubería de 10" HDPE SDR 9

De la fórmula se despeja:

$$V = Q/A ;$$

Sabiendo que $A = \pi D^2 / 4$

- Q diseño = 301 m³/h.
- D interno = 0.209 m.

Reemplazando se obtiene:

$$V = 2.44 \text{ m/s}$$

Se debe cumplir la relación $V/Vd > 1.10$, para evitar el riesgo de deposición de partículas en el fondo de la tubería.

Pérdidas de Carga

Para determinar las Pérdidas de Carga se tendrá que calcular las correlaciones de Darcy, para un fluido con comportamiento Bingham,

Esto se aplicara a la muestra M2 de Flujo de Diseño.

El factor de fricción es calculado de la siguiente manera:

Muestra 1 (Flujo de Diseño sin Lodo)

1. Calculo del Número de Reynolds:

$$N_{Re} = \frac{\rho V D_i}{\mu}$$

Donde:

- D interno, $D = 0.209 \text{ m.}$
- Velocidad media, $V = 2.20 \text{ m/s.}$
- Viscosidad, $\mu = 0.00336 \text{ kg/m-s.}$
- Densidad $\rho = 1222.4 \text{ kg/m}^3.$

Reemplazando se obtiene:

$$\mathbf{NRe = 166963}$$

Por lo tanto el fluido es Turbulento.

2. Cálculo del número de Hedstrom.

$$N_{He} = \frac{D_i^2 \rho \tau_0}{\mu^2}$$

Donde:

- D interno, $D = 0.209 \text{ m.}$
- Tensión de fluencia, $\tau_0 = 1.24 \text{ Pa}$
- Viscosidad, $\mu = 0.00336 \text{ kg/m-s.}$
- Densidad $\rho = 1222.4 \text{ kg/m}^3.$

Reemplazando se obtiene:

$$\mathbf{NHe = 591874}$$

3. Cálculo del factor de fricción de Fanning para régimen turbulento:

$$f_{NT} = \frac{10^a}{N_{Re}^{0.193}}$$

Reemplazando Nre y a:

$$- \quad a = -1.47[1 + 0.146e^{(-2.9 \times 10^{-5} N_{He})}] = -1.47$$

Se obtiene:

$$f_{NT} = \mathbf{0.003327}$$

4. Cálculo del factor de fricción para un fluido con comportamiento Bingham.

$$f_N = (f_{NL}^m + f_{NT}^m)^{1/m}$$

Reemplazando **fNT** y **m**:

$$- \quad m = 1.7 + \frac{40000}{N_{Re}} = 1.938$$

Se obtiene:

$$f_N = \mathbf{0.013307}$$

5. Ahora se calculara el factor de fricción de Darcy.

$$f = 4f_N$$

Reemplazamos:

$$f = \mathbf{0.01356}$$

6. Las pérdidas de carga serán calculadas usando la fórmula de Darcy-Weisbach.

$$h_f = f \left(\frac{L}{D_i} \right) \left(\frac{V^2}{2g} \right)$$

Tenemos la Perdida de Carga de la Pulpa.

$$J = \left(\frac{f}{D_i} \right) \left(\frac{V^2}{2g} \right)$$

Reemplazando con los datos de la Tabla 9, obtiene:

$$J = \mathbf{0.0160}$$

Y la pérdida de carga con la fórmula de Darcy-Weisbach será:

$$h_f = 44.48 \text{ m.}$$

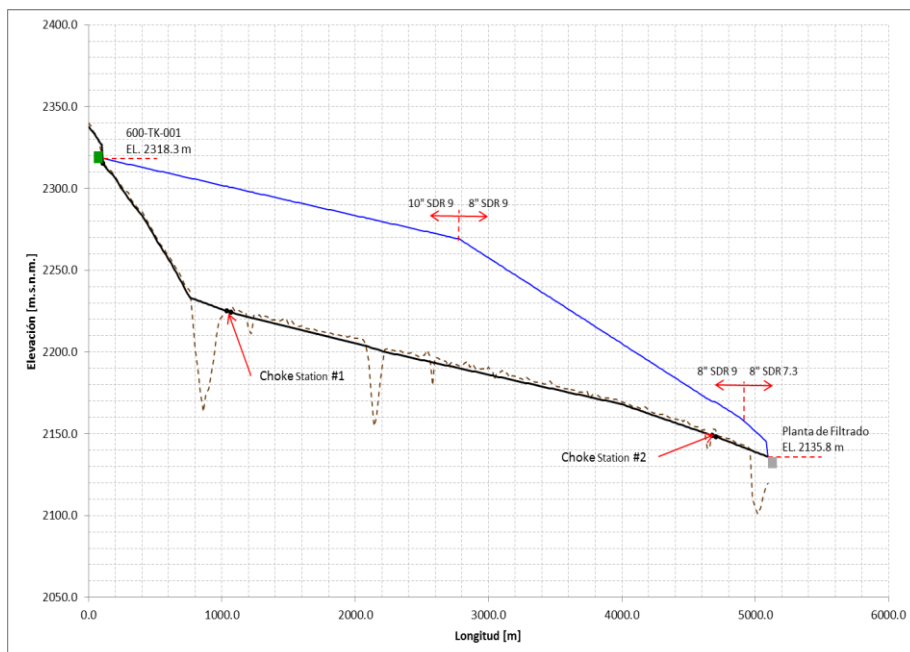
Las características de operación del sistema son presentadas en la tabla 9.

Tabla 9: Variables hidráulicas Muestra 2 CW:30.4%

| Diámetro | V | VD | V/VD | Re | f | J |
|------------|------|------|------|--------|---------|--------|
| (Pulg.) | m/s | m/s | - | - | - | m/m |
| 10" SDR 9 | 2.44 | 1.17 | 2.08 | 238353 | 0.01262 | 0.0184 |
| 8" SDR 9 | 3.80 | 1.09 | 3.49 | 297100 | 0.01196 | 0.0525 |
| 8" SDR 7.3 | 4.41 | 1.06 | 4.15 | 320063 | 0.01178 | 0.0749 |

La línea de gradiente hidráulico, el perfil de la tubería y del terreno se presentan en la figura 12.

Figura 12: Línea de gradiente hidráulico del sistema Muestra 2 CW:30.4%



De la figura 12 se puede observar lo siguiente:

El sistema permite transportar el flujo de diseño sin la necesidad de utilizar las estaciones disipación de energía (choke stations)

El anillo disipador de energía localizado al final del pipeline presenta una caída de presión de 6.8 m.c.p.

C. Transporte de Relaves (Flujo de Diseño – CW:30.0%).

Esta condición de operación corresponde a la muestra M1. Las características de operación son presentadas a continuación:

- Caudal : 270.9 m³/h
- Concentración en peso : 30.0%
- Densidad : 1222.4
- Viscosidad dinámica : 0.00336 kg/m-s
- Tensión de fluencia : 1.24 Pa

Las características de operación del sistema son presentadas en la tabla 11 para concentraciones en peso de 30.0%.

Velocidad límite de sedimentación (V_D)

$$V_D = F_w \sqrt{2g(SG - 1)d_{50}} \left(\frac{D_i}{d_{50}} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Solo se calculara con la muestra M1 del Flujo de Diseño:

Muestra 1 (Flujo de Diseño sin Lodo)

- Para la tubería de 10" HDPE SDR 9
 - D interno = 10" = 0.209 m.
 - Cv = 14.3 % = 0.144
 - Si $Cv \leq 0.187$ según la Ec. 2.2, reemplazando y se toma:
Fw = 2.2670
 - SG = 2.57
 - d50 = 14.35 μm.
 - g = 9.81 m/s².

Reemplazando, se obtiene:

$$Vd = 1.16 \text{ m/s.}$$

Velocidad de flujo

Caudal:

$$Q = A * V$$

Muestra 1 (Flujo de Diseño sin Lodo)

- Para la tubería de 10" HDPE SDR 9

De la formula se despeja:

$$V = Q/A ;$$

Sabiendo que $A = \pi D^2/4 \Rightarrow V = 1.2732 \left(\frac{Q}{D^2}\right)$

- Q diseño = 270.9 m³/h.
- D interno = 0.209 m.

Reemplazando se obtiene:

$$V = 2.20 \text{ m/s}$$

Se debe cumplir la relación $V/Vd > 1.10$, para evitar el riesgo de deposición de partículas en el fondo de la tubería y menor que 4.5 m/s.

Pérdidas de Carga

Para determinar las Pérdidas de Carga se tendrá que calcular las correlaciones de Darcy, para un fluido con comportamiento Bingham,

Esto se aplicara a la muestra M1 de Flujo de Diseño.

El factor de fricción es calculado de la siguiente manera:

Muestra 1 (Flujo de Diseño sin Lodo)

7. Calculo del Número de Reynolds:

$$N_{Re} = \frac{\rho V D_i}{\mu}$$

Donde:

- D interno, $D = 0.209 \text{ m.}$
- Velocidad media, $V = 2.20 \text{ m/s.}$
- Viscosidad, $\mu = 0.00336 \text{ kg/m-s.}$
- Densidad $\rho = 1222.4 \text{ kg/m}^3.$

Reemplazando se obtiene:

$$\mathbf{N_{Re} = 166963}$$

Por lo tanto el fluido es Turbulento.

8. Cálculo del número de Hedstrom.

$$N_{He} = \frac{D_i^2 \rho \tau_0}{\mu^2}$$

Donde:

- D interno, $D = 0.209 \text{ m.}$
- Tensión de fluencia, $\tau_0 = 1.24 \text{ Pa}$
- Viscosidad, $\mu = 0.00336 \text{ kg/m-s.}$
- Densidad $\rho = 1222.4 \text{ kg/m}^3.$

Reemplazando se obtiene:

$$\mathbf{N_{He} = 591874}$$

9. Cálculo del factor de fricción de Fanning para régimen turbulento:

$$f_{NT} = \frac{10^a}{N_{Re}^{0.193}}$$

Reemplazando Nre y a:

$$- \quad a = -1.47[1 + 0.146e^{(-2.9 \times 10^{-5} N_{He})}] = -1.47$$

Se obtiene:

$$\mathbf{f_{NT} = 0.003327}$$

10. Cálculo del factor de fricción para un fluido con comportamiento Bingham.

$$f_N = (f_{NL}^m + f_{NT}^m)^{1/m}$$

Reemplazando f_N y m :

$$- m = 1.7 + \frac{40000}{N_{Re}} = 1.938$$

Se obtiene:

$$f_N = 0.013307$$

11. Ahora se calculara el factor de fricción de Darcy.

$$f = 4f_N$$

Reemplazamos:

$$f = 0.01356$$

12. Las pérdidas de carga serán calculadas usando la fórmula de Darcy-Weisbach.

$$h_f = f \left(\frac{L}{D_i} \right) \left(\frac{V^2}{2g} \right)$$

Tenemos la Perdida de Carga de la Pulpa.

$$J = \left(\frac{f}{D_i} \right) \left(\frac{V^2}{2g} \right)$$

Reemplazando con los datos de la Tabla 9, obtiene:

$$J = 0.0160$$

Y la perdida de carga con la fórmula de Darcy-Weisbach será:

$$h_f = 44.48 \text{ m.}$$

Las características de operación del sistema son presentadas en la tabla 11.

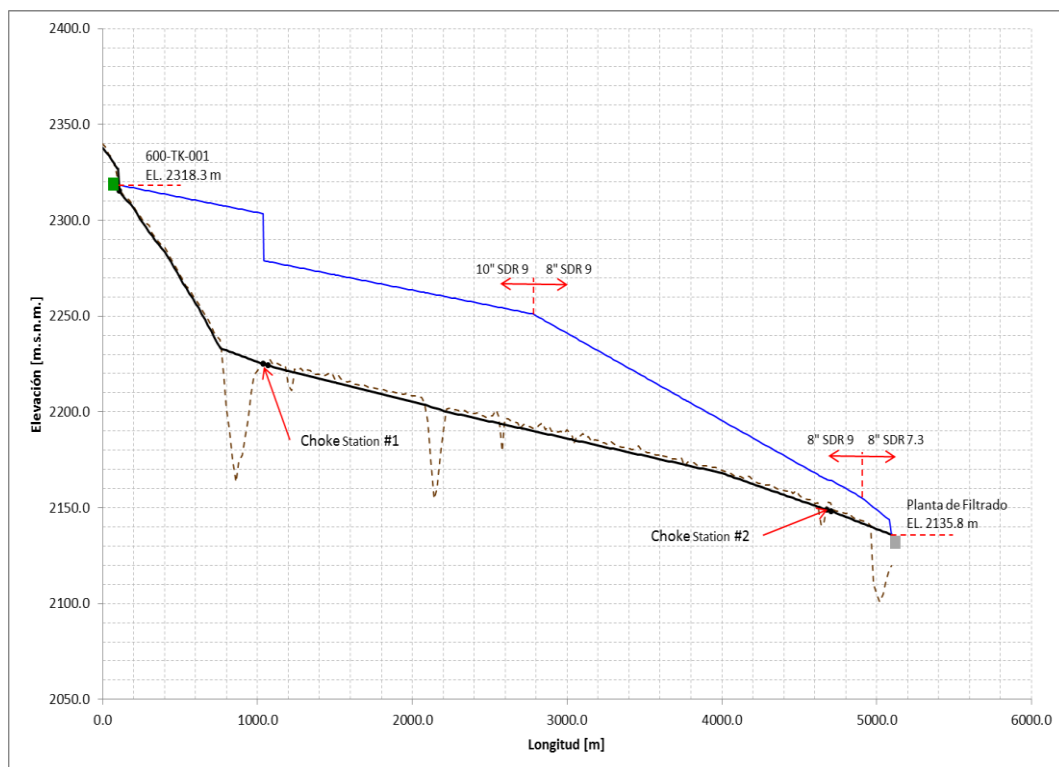
Tabla 10: Variables hidráulicas Muestra 1 CW: 30.0%

| Diámetro | V | VD | V/VD | Re | f | J |
|-----------|------|------|------|--------|---------|--------|
| (Pulg.) | m/s | m/s | - | - | - | m/m |
| 10" SDR 9 | 2.20 | 1.16 | 1.89 | 166963 | 0.01356 | 0.0160 |

| | | | | | | |
|------------|------|------|------|--------|---------|--------|
| 8" SDR 9 | 3.42 | 1.08 | 3.16 | 208115 | 0.01283 | 0.0456 |
| 8" SDR 7.3 | 3.96 | 1.05 | 3.76 | 224200 | 0.01262 | 0.0651 |

La línea de gradiente hidráulico, el perfil de la tubería y del terreno se presentan en la figura 13.

Figura 13: – Línea de gradiente hidráulico del sistema Muestra 1 CW: 30.0%



De la figura 13 se puede observar lo siguiente:

Es necesario disipar energía en el Choke Station #1, para poder generar mayores pérdidas en el sistema y regular el flujo al requerido. La caída de presión necesaria (ΔH) es de 24.0 m.c.p. la cual será controlada por dos anillos disipadores de energía.

El anillo disipador de energía localizado al final del pipeline presenta una caída de presión de 5.6 m.c.p.

D. Transporte de Relaves y Lodos (Flujo Mínimo – CW:30.3%).

Esta condición de operación corresponde a la muestra M3. Las características de operación son presentadas a continuación:

- Caudal : 243.0 m³/h
- Concentración en peso : 30.3%
- Densidad : 1230.0 kg/m³
- Viscosidad dinámica : 0.00262 kg/m-s
- Tensión de fluencia : 1.49 Pa

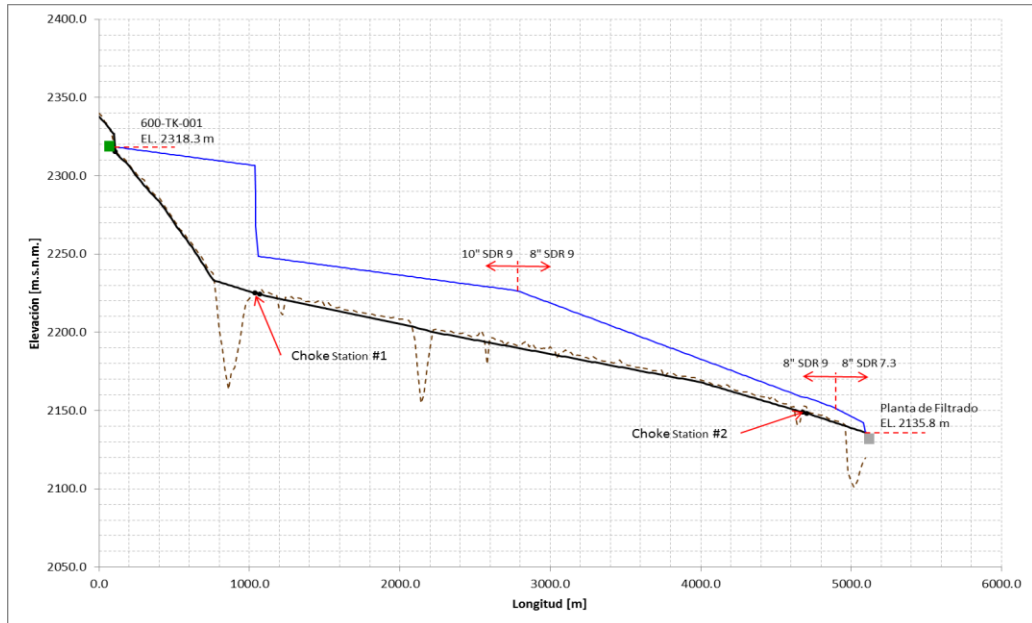
Las características de operación del sistema son presentadas en la tabla 13 para concentraciones en peso de 30.3%.

Tabla 11: Variables hidráulicas Muestra 3 CW: 30.3%

| Diámetro | V | VD | V/VD | Re | f | J |
|-----------------|----------|-----------|-------------|-----------|----------|----------|
| (Pulg.) | m/s | m/s | - | - | - | m/m |
| 10" SDR 9 | 1.97 | 1.19 | 1.66 | 193299 | 0.01343 | 0.0128 |
| 8" SDR 9 | 3.06 | 1.11 | 2.77 | 240942 | 0.01253 | 0.0358 |
| 8" SDR 7.3 | 3.56 | 1.08 | 3.30 | 259564 | 0.01231 | 0.0511 |

La línea de gradiente hidráulico, el perfil de la tubería y del terreno se presentan en la figura 14.

Figura 14: Línea de gradiente hidráulico del sistema Muestra 3 CW: 30.3%



De la figura 14 se puede observar lo siguiente:

Es necesario disipar energía en el Choke Station #1, para poder generar mayores pérdidas en el sistema y regular el flujo al requerido. La caída de presión necesaria (ΔH) es de 57.1 m.c.p. la cual será controlada por seis anillos disipadores de energía.

El anillo disipador de energía localizado al final del pipeline presenta una caída de presión de 4.5 m.c.p.

E. Transporte de Relaves (Flujo Mínimo – CW:30.0%).

Esta condición de operación corresponde a la muestra M1. Las características de operación son presentadas a continuación:

- Caudal : 211.8 m³/h
- Concentración en peso : 30.0%
- Densidad : 1222.4 kg/m³
- Viscosidad dinámica : 0.00336 kg/m-s
- Tensión de fluencia : 1.24 Pa

Las características de operación del sistema son presentadas en la tabla 15 para concentraciones en peso de 30%.

Tabla 12: Variables hidráulicas Muestra 1 CW: 30.0%

| Diámetro | V | VD | V/VD | Re | f | J |
|------------|------|------|------|--------|---------|--------|
| (Pulg.) | m/s | m/s | - | - | - | m/m |
| 10" SDR 9 | 1.72 | 1.16 | 1.48 | 130545 | 0.01446 | 0.0104 |
| 8" SDR 9 | 2.67 | 1.08 | 2.47 | 162721 | 0.01351 | 0.0293 |
| 8" SDR 7.3 | 3.10 | 1.05 | 2.94 | 175297 | 0.01328 | 0.0418 |

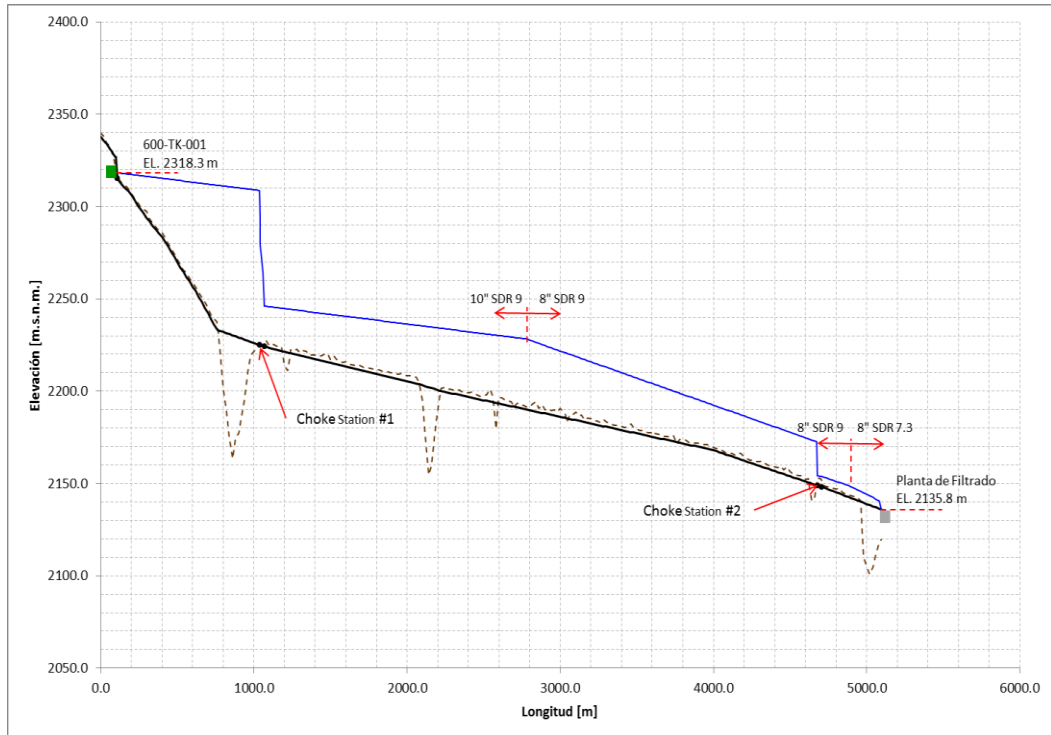
La línea de gradiente hidráulico, el perfil de la tubería y del terreno se presentan en la figura 15.

De la figura 15 se puede observar lo siguiente:

Es necesario disipar energía en el Choke Station #1 y #2, para poder generar mayores pérdidas en el sistema y regular el flujo al requerido. La caída de presión necesaria en el Choke Station #1 (ΔH) es de 63.8 m.c.p. la cual será controlada por ocho anillos disipadores de energía, en el Choke Station #2 la caída de presión necesaria (ΔH) es de 20.5 m.c.p. será controlada por dos anillos disipadores de energía.

El anillo disipador de energía localizado al final del pipeline presenta una caída de presión de 3.4 m.c.p.

Figura 15: Línea de gradiente hidráulico del sistema Muestra 1 CW: 30.0%



F. Transporte de Relaves y Lodos (Flujo de Diseño – CW:35.0%).

Las características de operación son presentadas a continuación:

- Caudal : 252.1 m³/h
- Concentración en peso : 35.0%
- Densidad : 1271.9 kg/m³
- Viscosidad dinámica : 0.00373 kg/m-s
- Tensión de fluencia : 1.58 Pa

Las características de operación del sistema son presentadas en la tabla 17 para concentraciones en peso de 35%.

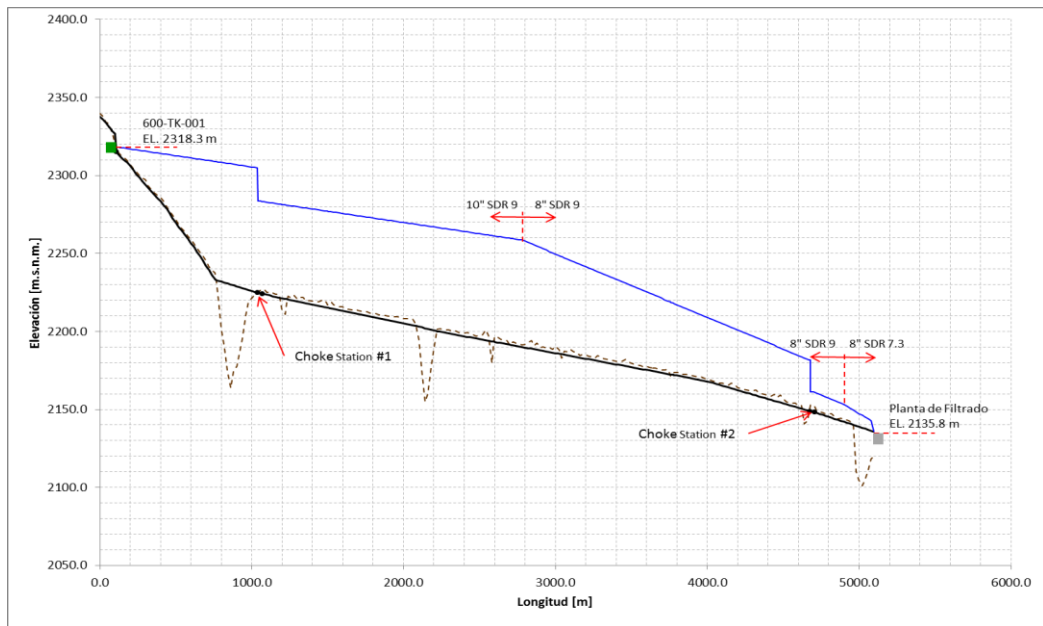
Tabla 13: Variables hidráulicas - Flujo de Diseño CW: 35.0%

| Diámetro | V | VD | V/VD | Re | f | J |
|-----------|------|------|------|--------|---------|--------|
| (Pulg.) | m/s | m/s | - | - | - | m/m |
| 10" SDR 9 | 2.05 | 1.21 | 1.69 | 145845 | 0.01408 | 0.0144 |

| | | | | | | |
|------------|------|------|------|--------|---------|--------|
| 8" SDR 9 | 3.18 | 1.13 | 2.82 | 181791 | 0.01321 | 0.0407 |
| 8" SDR 7.3 | 3.69 | 1.10 | 3.35 | 195842 | 0.01298 | 0.0580 |

La línea de gradiente hidráulico, el perfil de la tubería y del terreno se presentan en la figura 16.

Figura 16: Línea de gradiente hidráulico del sistema - Flujo de Diseño CW: 35.0%



De la figura 16 se puede observar lo siguiente:

Es necesario disipar energía en el Choke Station #1 y #2, para poder generar mayores pérdidas en el sistema y regular el flujo al requerido. La caída de presión necesaria en el Choke Station #1 (ΔH) es de 20.9 m.c.p. la cual será controlada por dos anillos disipadores de energía, en el Choke Station #2 la caída de presión necesaria (ΔH) es de 19.9 m.c.p. será controlada por dos anillos disipadores de energía.

El anillo disipador de energía localizado al final del pipeline presenta una caída de presión de 4.8 m.c.p

G. Transporte de Relaves y Lodos (Flujo Mínimo – CW:35.0%).

Las características de operación son presentadas a continuación:

- Caudal : 202.4 m³/h
- Concentración en peso : 35.0%
- Densidad : 1276.5 kg/m³
- Viscosidad dinámica : 0.00381 kg/m-s
- Tensión de fluencia : 1.99 Pa

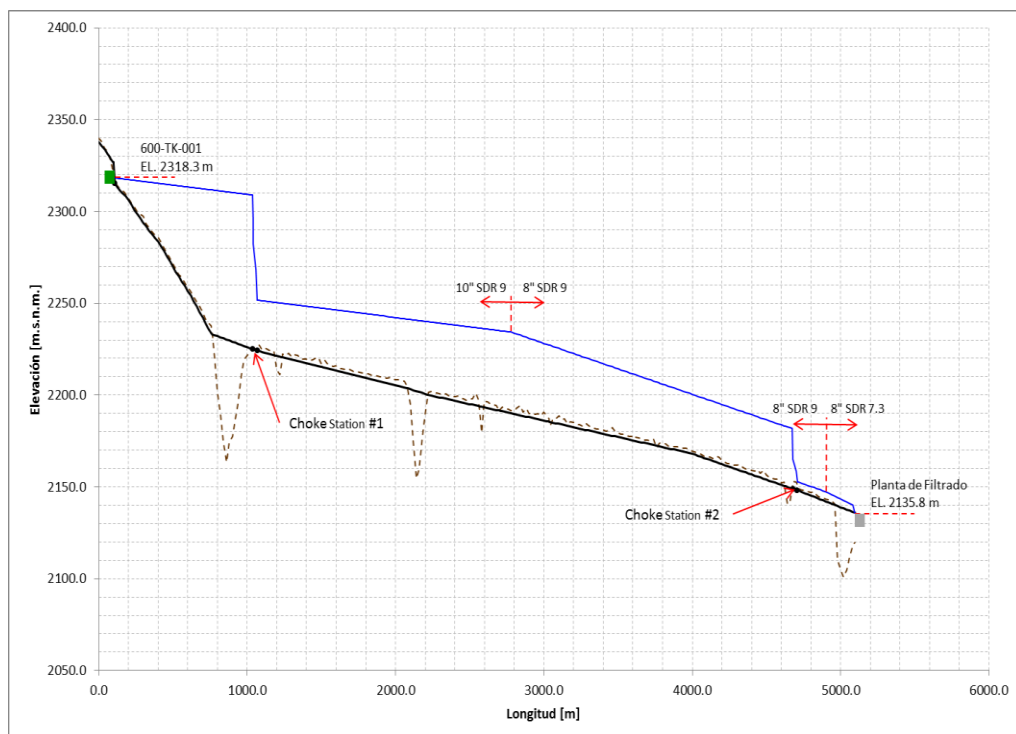
Las características de operación del sistema son presentadas en la tabla 19 para concentraciones en peso de 35%.

Tabla 14: Variables hidráulicas – Flujo Mínimo CW: 35.0%

| Diámetro | V | VD | V/VD | Re | f | J |
|------------|------|------|------|--------|---------|--------|
| (Pulg.) | m/s | m/s | - | - | - | m/m |
| 10" SDR 9 | 1.64 | 1.23 | 1.33 | 114896 | 0.01544 | 0.0102 |
| 8" SDR 9 | 2.55 | 1.15 | 2.23 | 143215 | 0.01400 | 0.0278 |
| 8" SDR 7.3 | 2.96 | 1.12 | 2.65 | 154283 | 0.01370 | 0.0394 |

La línea de gradiente hidráulico, el perfil de la tubería y del terreno se presentan en la figura 17.

Figura 17: Línea de gradiente hidráulico del sistema - Flujo Mínimo CW: 35.0%



De la figura 17 se puede observar lo siguiente:

Es necesario disipar energía en el Choke Station #1 y #2, para poder generar mayores pérdidas en el sistema y regular el flujo al requerido. La caída de presión necesaria en el Choke Station #1 (ΔH) es de 59.5 m.c.p. la cual será controlada por ocho anillos disipadores de energía, en el Choke Station #2 la caída de presión necesaria (ΔH) es de 24.8 m.c.p. será controlada por seis anillos disipadores de energía.

El anillo disipador de energía localizado al final del pipeline presenta una caída de presión de 3.1 m.c.p.

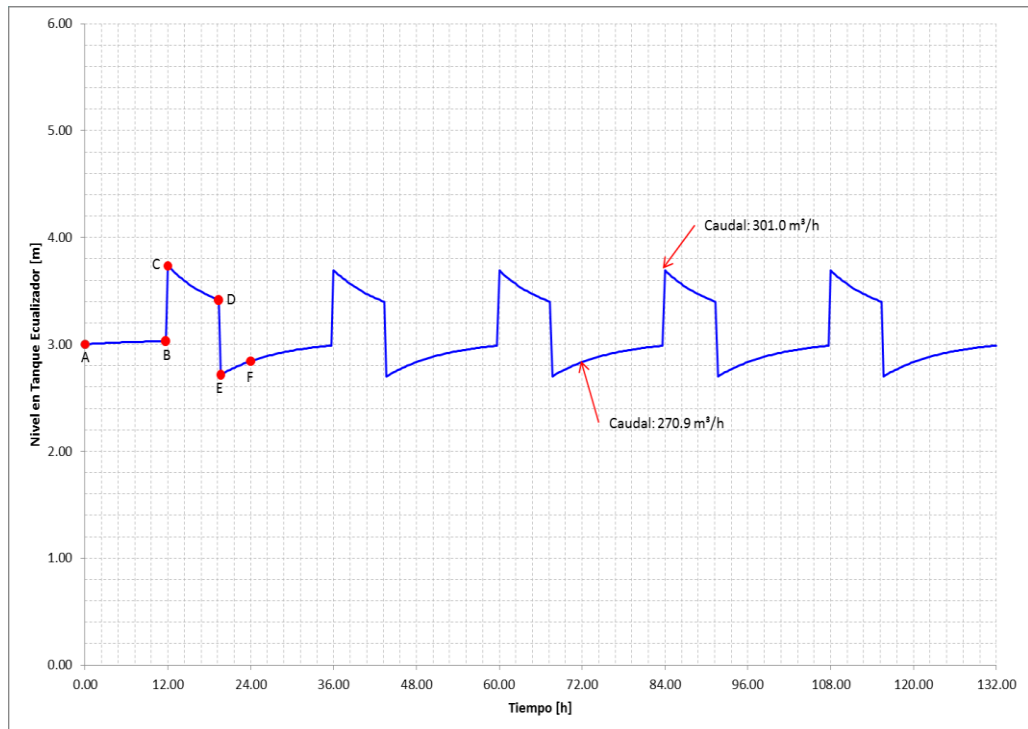
H. Estación de Recepción de Relave.

El flujo de diseño será de la siguiente manera:

El relave será transportado con un caudal de 270.9 m³/h. A una razón de 7.4 h/día se adicionarán lodos al relave produciendo un caudal de 301.0 m³/h, las estaciones de disipación de energía deberán actuar de manera que el sistema tenga la capacidad para transportar dichas cantidades.

La figura 18 muestra el nivel del tanque ecualizador para las condiciones descritas.

Figura 18: Nivel del Tanque Ecuilizador



De la figura 18 se puede observar lo siguiente:

- Durante las primeras 12 h el transporte de relave ($270.9 \text{ m}^3/\text{h}$) y el nivel permanecen en el tanque ecualizador estables lo cual se encuentra representado por los puntos A-B
- La adición de lodos al sistema ($301.0 \text{ m}^3/\text{h}$) ocasiona un incremento en el nivel del tanque puntos B-C. El incremento en el caudal es detectado accionando la apertura de válvula en el choke station #1 que permitirá al sistema transportar mayor flujo
- El transporte de lodos se lleva a cabo durante 7.4 horas representadas por los puntos C-D, en la cual el sistema es capaz de transportar un flujo ligeramente mayor lo cual se observa como una disminución en el nivel del tanque
- El sistema vuelve a su condición inicial ($270.9 \text{ m}^3/\text{h}$), la disminución de caudal es detectada accionando el cierre de válvulas en el choke station # 1 que permitirá regular el flujo. Esto se verá reflejado como una disminución en el nivel del tanque ecualizador puntos D-E.

- Los puntos E-F indican la conclusión del ciclo de operación después de la cual el accionar del sistema se vuelve periódico.

3.2. GEOTECNIA

3.2.1. Zonificación de los Sectores por donde pasara la Línea de Relaves.

Zona 1: conformada por depósitos coluviales, fluviales y aluviales.

Los depósitos fluviales se ubican en cauce de los ríos Parcoy y Yuracyacu. Están constituidos por una mezcla mal gradada de fragmentos rocosos con formas redondeadas y composición polimíctica.

Los depósitos aluviales son producto de la meteorización y erosión de los afloramientos y/o depósitos que han sido trasladados constantemente por la corriente de los ríos principales y permanentes, están constituidos fundamentalmente por gravas arenosas y gravas areno-limosas mal gradadas, no consolidadas, con fragmentos redondeados a subredondeados de clastos en matriz arenosa. En las partes más bajas ocasionalmente forman terrazas. En el área de estudio se presentan circundantes al cauce del río Parcoy y Yuracyacu.

Y los depósitos coluviales son producto de la meteorización, mayormente física, resultante principalmente de la gravedad o por movimientos sísmicos. Está constituido por fragmentos rocosos de diferentes tamaños y formas angulosas, gravas con matriz areno limosa. Estos materiales se acumulan al pié de las laderas rocosas de notoria pendiente. Este material se emplaza en varios tramos a lo largo de la línea de relave proyectada a partir de la progresiva 0+940 aproximadamente.

Estos depósitos (aluviales, fluviales y coluviales) están conformados por gravas bien gradadas con arenas (GW), gravas mal gradadas con arenas (GP), gravas limosas (GM) y gravas arcillosas limosas (GC-GM).

Zona 2: constituida por rocas granodioritas.

Estas rocas corresponden al batolito de Pataz, el cual constituye el mayor porcentaje de terreno donde se emplaza la línea de relaves. Comprende una roca granítica de textura holocristalina de grano medio a grueso, granular, cuyos componentes mineralógicos son ortosa, pertita, cuarzo, plagioclasa y biotita escasa.

En campo son fácilmente distinguibles por su color gris claro, estructura maciza, textura holocristalina, su granulometría media a gruesa, por su grado de alteración y por su grado de fracturamiento moderado. Esta roca se encuentra predominantemente en la margen derecha del río Parcoy y la línea de relave atraviesa este material en varios tramos.

Zona 3: conformada por rocas areniscas y conglomerados.

Esta zona corresponde a la formación Chota, está constituida predominantemente por areniscas y conglomerados con algunos bancos de lutitas – limo arcillitas, de coloraciones rojo moradas en estratos medios a delgados. Se observa esta litología principalmente al inicio de la línea de conducción de relaves (tramo 0+00 a 0+800m. aproximadamente) y en algunos tramos de la margen derecha del río Parcoy.

A continuación se muestra tabla donde se indica el tipo de material a lo largo de la línea de relave:

Tabla 15: Zonificación geológica – geotécnica por progresivas

| Progresiva | Zona | Tipo de suelo/roca |
|------------------------|------|---------------------|
| 0+000 – 0+810 | 3 | Arenisca |
| 0+810 – 0+843 | 1 | Depósitos |
| 0+843 – 0 + 864 | | Depósitos fluviales |
| 0+864 – 0+933 | | Depósitos |
| 0+933 – 1+178 | | Depósitos |
| 1+178 – 1+380 | 2 | Roca granodiorita |
| 1+380 – 2+156 | 1 | Depósitos |
| 2+156 – 2+498 | 2 | Roca granodiorita |
| 2+498 – 2+586 | 1 | Depósitos |
| 2+586 – 2+604 | 2 | Roca granodiorita |
| 2+604 – 2+715 | 1 | Depósitos |
| 2+715 – 2+811 | 2 | Roca granodiorita |
| 2+811 – 2+900 | 1 | Depósitos |
| 2+900 – 2+928 | 2 | Roca granodiorita |

| | | |
|---------------|---|---------------------|
| 2+928 – 3+030 | 1 | Depósitos |
| 3+030 – 3+480 | 2 | Roca granodiorita |
| 3+480 – 3+645 | 1 | Depósitos |
| 3+645 – 4+402 | 2 | Roca granodiorita |
| 4+402 – 4+590 | 1 | Depósitos |
| 4+590 – 4+630 | 2 | Roca granodiorita |
| 4+630 – 4+665 | 1 | Depósitos |
| 4+665 – 4+980 | 2 | Roca granodiorita |
| 4+980 – 5+002 | 1 | Depósitos |
| 5+002 – 5+030 | | Depósitos fluviales |
| 5+030 – 5+096 | | Depósitos |

Durante la visita de campo puntualmente se ha identificado lutitas – limo arcillitas entre las progresivas 2+080 – 2+160.

Es importante precisar que el relieve del terreno por donde se proyecta la línea de relaves, es abrupto y accidentado, presentando laderas con inclinaciones mayores a 80° y existiendo sectores inaccesibles. En el tramo de la margen derecha del río Parcoy existen varias quebradas geodinámicamente activas que deberán tomarse en cuenta durante la construcción.

3.2.2. Caracterización y parámetros del suelo y roca.

a. Zona 1

La caracterización de la terraza Yuracyacu fue realizada por medio de ensayos de campo y laboratorio. Esta terraza está conformada por depósitos aluviales en toda su extensión.

En este sector, durante el periodo mencionado, se realizaron ensayos estándar y especiales que a continuación se indican:

Tabla 16: Resultados de ensayos especiales

| Calicata | SUCS | Gravedad Específica | Densidad Seca t/m3 | Ensayos Triaxiales CU | | | |
|--|------|---------------------|--------------------|-----------------------|----------|---------------------|----------|
| | | | | Esfuerzos Totales | | Esfuerzos Efectivos | |
| | | | | ϕ_U (°) | CU (Kpa) | ϕ' (°) | C' (Kpa) |
| C-2 | SP | 2,63 | 1,87 | 32,8 | 131 | 37,5 | 10 |
| C-4 | SP | 2,64 | 1,79 | 27,3 | 198 | 36,1 | 33 |
| C-9 | GP | 2,65 | 2,05 | 39,3 | 142 | 40,2 | 33 |
| C-A | GM | - | 1,79 | - | - | - | - |
| Calicata | SUCS | Gravedad Específica | Densidad Seca t/m3 | Ensayos Triaxiales UU | | Corte Directo | |
| | | | | ϕ_U (°) | CU (Kpa) | ϕ' (°) | C' (Kpa) |
| Calicata realizada por M. Parcoy Mayo 2014 | GM | - | 1,73 | 31,01 | 0,00 | 29,82 | 0,00 |

Para fines de estimar la capacidad admisible de los sectores conformado por depósitos aluviales, coluviales y fluviales, se adoptarán los siguientes parámetros de resistencia en base a la Tabla 22:

Suelo aluviales, fluviales y coluviales: GP, GW, GC-GM, GM

$$\phi' = 33^\circ$$

$$C' = 0 \text{ Kpa}$$

$$\text{Densidad} = 18 \text{ kN/m}^3$$

Todos los parámetros adoptados por la naturaleza de los suelos (suelo granulares) fueron adoptados en términos de esfuerzos efectivos.







b. Zonas 2 y 3

De acuerdo a la evaluación geotécnica, la roca granodiorita ha sido clasificada según Bieniawski como tipo IV con un RMR = 40, que corresponde a una roca mala. Los ensayos de compresión simple de la roca intacta realizados han dado valores entre 152 Mpa a 9.29 Mpa. De acuerdo a la inspección de campo, la roca granodiorita en sectores críticos presenta un índice de resistencia geológica (GSI) igual a 35, corresponde a una roca muy fracturada en bloques angulares polifacéticos formando más de tres familias de discontinuidades (ver Tabla 23 y Figura 19).

La Lutita – limo arcillosa también presenta un índice geológico de la roca (GSI) igual a 35, que corresponde a una roca mala, fallada con bloques angulares, formada por la intersección de algunas familias de discontinuidades, estratificada y superficie altamente meteorizada (ver Tabla 23 y Figura 20).

Mientras que las areniscas presentan un índice geológico de la roca (GSI) igual a 25, que corresponde a una roca mala, pobremente entrelazada, considerablemente fragmentada con combinación de piezas redondeadas o angulares (ver Tabla 23y Figura 21).

Tabla 17: Estimación del índice de resistencia geológica GSI basado en descripciones geológicas (Rockscience, 2002).

| CARACTERÍSTICAS DEL MACIZO ROCOSO PARA ESTIMAR LA RESISTENCIA A TRAVÉS DEL GSI | | SUPERFICIE | | | | |
|---|--|---|-----------|-------------|----------|--------------|
| Basándose en la apariencia de la roca, escoja la categoría que considere que proporciona la mejor descripción de las condiciones "medias" <i>in situ</i> no perturbadas | | MUY BUENA (1) | BUENA (2) | REGULAR (3) | MALA (4) | MUY MALA (5) |
| ESTRUCTURA | | DISMINUCIÓN DE LA CALIDAD DE SUPERFICIE ⇒ | | | | |
|  | Masiva o intacta Especímenes de roca intacta o roca masiva <i>in situ</i> con pocas discontinuidades ampliamente espaciadas. | 90 | | | | |
|  | Fracturada en bloques Macizo rocoso no perturbado y muy bien entrelazado, consistiendo en bloques cúbicos formados por tres familias ortogonales de discontinuidades. | 80 | 70 | | | |
|  | Muy fracturada en bloques Macizo rocoso entrelazado, parcialmente perturbado con bloques angulares polifacéticos formados por cuatro o más familias de discontinuidades. | | 60 | 50 | | |
|  | Fracturada en bloques perturbada/agrietada Plegada y/o fallada, con bloques angulares, formada por la intersección de algunas familias de discontinuidades. Estratificación o esquistocidad persistente. | | | 40 | 30 | |
|  | Desintegrada Pobremente entrelazada, considerablemente fragmentada con una combinación de piezas redondeadas o angulares. | | | | 20 | |
|  | Cizallada/laminada Carece de blocosidad, el espaciado es próximo debido a los débiles planos de esquistocidad o de cizalla. | | | | | 10 |
| | | | | | | 5 |
| | | ⇐ DISMINUCIÓN DEL ENTRELAZAMIENTO DE LAS PIEZAS DE ROCA | | | | |

- (1) Superficies bien rugosas, frescas sin meteorización.
- (2) Rugosa, ligeramente meteorizada, superficies con manchas ferrosas.
- (3) Lisas, superficies moderadamente meteorizadas o alteradas.
- (4) Presencia de espejo de falla, superficies altamente meteorizadas con recubrimiento compacto o rellenos de fragmentos angulares.
- (5) Espejo de falla, superficies altamente meteorizadas, con recubrimientos blandos de arcilla o rellenos.

Referencia: Libro Introducción a la ingeniería de túneles por Hernán Gavilanes J. y Byron Andrade Haro.

Figura 19: Roca granodiorita



Figura 20: Roca Lutita – limo arcillosa



Figura 21: Roca Arenisca



Por otro lado en la inspección de campo se evaluó también la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta de acuerdo a la Tabla 24, pudiendo establecer que la resistencia de la roca intacta para la arenisca corresponde a un R2 (Débil) con un valor de resistencia a la compresión simple de σ_{ci} de 5 MPa - 25 MPa (se adopta 15 MPa). Para las lutitas limo arcillitas la resistencia de la roca intacta se encuentra en el grado de R1 (Muy débil), con un valor de resistencia a la compresión simple de σ_{ci} de 1 MPa - 5 MPa (se adoptó un valor de 5 MPa).

Tabla 18: Estimación de campo de la resistencia a la compresión uniaxial (σ_{ci}) (Marinos y Hoek, 2000).

| Grado* | Término | Resistencia a la compresión uniaxial (MPa) | Estimación en campo de la resistencia |
|--------|--------------------------------|--|---|
| R6 | Roca extremadamente resistente | >250 | La muestra puede ser solamente astillada por la piqueta |

| | | | |
|----|-------------------------|-----------|---|
| R5 | Muy resistente | 100 - 250 | La muestra requiere varios golpes de la piqueta para |
| R4 | resistente | 50 - 100 | La muestra requiere más de un golpe de la piqueta para |
| R3 | Medianamente resistente | 25 - 50 | No puede ser rayada o desconchada por navaja; la muestra puede ser fracturada |
| R2 | Débil | 5 - 25 | Puede ser desconchada por una navaja con dificultad |
| R1 | Muy débil | 1 - 5 | Se disgrega por golpes fuertes de la punta de la piqueta; |
| R0 | Extremadamente débil | 0,25 - 1 | Mellada por la uña de un pulgar |

Grado de acuerdo con Brown (1981). Referencia: Libro Introducción a la ingeniería de túneles por Hernán Gavilanes J. y Byron Andrade Haro.

En base a la información establecida se ha determinado las constantes de las rocas (m, s y a) en base al criterio de rotura de Hoek – Brown (2002), obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 19: Parámetros de rotura del macizo rocoso por el criterio generalizado de Hoek-Brown.

| Roca | Densidad (kN/m ³) | σ_{ci} (MPa) | RMR | GSI* | mi | D** | m | s | a |
|---------------------------------|-------------------------------|---------------------|-----|------|----|-----|-------|----------|-------|
| Granodiorita | 26 | 25 | 40 | 35 | 30 | 1 | 0.289 | 1.97E-05 | 0.516 |
| Arenisca | 24 | 15 | - | 25 | 19 | 1 | 0.090 | 3.70E-06 | 0.531 |
| Lutitas - Limo arcillitas rojas | 18 | 5 | - | 35 | 9 | 1 | 0.087 | 1.97E-05 | 0.516 |

GSI=RMR-5 para RMR>23, correlación propuesta por Hoek Brown (2002). **D: Factor de perturbación del macizo rocoso, Hoek et al. (2002).

3.2.3. Profundidad y Capacidad Admisible.

A. Profundad mínima de cimentación

Para las estructuras de pase (puentes y pontones) se recomienda cimentar a una profundidad mínima de 1.00 m. respecto al nivel actual del terreno. En caso de encontrar material no competente a la profundidad recomendada se deberá profundizar la cimentación hasta encontrar grava bien gradada (GW), Grava limosa (GM) o roca fresca, no meteorizada, libre de oxidaciones de roca Granodiorita, Arenisca o Limolita arcillosa.

B. Capacidad admisible

La capacidad admisible en suelo (depósitos aluviales, coluviales y fluviales) se ha estimado en base a la fórmula propuesta por Terzaghi y Peck con los parámetros de Vesic. La capacidad admisible ha sido limitada por asentamiento, considerando un asentamiento máximo permisible de 2.5 cm.

La capacidad admisible en roca se ha estimado en base a la metodología propuesta por Wyllie (1992), basado en el criterio de rotura de Hoek y Brown.

a. Zona 1

Para determinar la capacidad admisible en la zona 1, los parámetros de resistencia se han afectado por falla local. Esto significa que el ángulo de fricción se ha reducido a:

$$\phi' = 2/3 \text{tang}(\phi) \quad (3.7)$$

$$\text{Para } \phi=33^\circ \text{ se tiene } \phi'=23^\circ \quad (3.8)$$

A continuación se muestra el cuadro con los valores de capacidad admisible por resistencia y asentamiento para diferentes dimensiones de zapatas y profundidades de desplante:

Tabla 20: Capacidad admisible para la zona 1, para diferentes dimensiones de cimentación y profundidades de desplante.

| Tipo | Suelo de Fundación | Tipo de Cimentación | Parámetros de Resistencia por Falla Local | | Dimensiones BxL (m) | Profundidad de Desplante Df (m) | Capacidad Admisible Resistencia (kg/cm2) | Asentamiento (cm) |
|--|--------------------|---------------------|---|-------------|---------------------|---------------------------------|--|-------------------|
| | | | ϕ' (°) | C' (kg/cm3) | | | | |
| ZONA 1 Depósitos Coluviales Depósitos aluviales Depósitos fluviales | GW, GP, GC-GM | Zapata Aislada | 23 | 0 | 1,50 | 1,50 | 1,3 | 0,54 |
| | | | | | | 1,75 | 1,5 | 0,62 |
| | | | | | | 2,00 | 1,7 | 0,70 |
| | | | | | 2,00 | 2,50 | 2,0 | 0,86 |
| | | | | | | 1,50 | 1,3 | 0,76 |
| | | | | | | 1,75 | 1,5 | 0,86 |
| | | | | | 2,50 | 2,00 | 1,7 | 0,97 |
| | | | | | | 2,50 | 2,1 | 1.18 |
| | | | | | | 1,50 | 1,4 | 0,99 |
| | | | | | 3,00 | 1,75 | 1,6 | 1,12 |
| | | | | | | 2,00 | 1,8 | 1,25 |
| | | | | | | 2,50 | 2,1 | 1,51 |
| | | | | | 3,50 | 1,50 | 1,5 | 1,24 |
| | | | | | | 1,75 | 1,6 | 1,39 |
| | | | | | | 2,00 | 1,8 | 1,55 |
| | | | | | | 2,50 | 2,2 | 1,86 |
| 3,50 | 1,50 | 1,5 | 1,50 | | | | | |
| | 1,75 | 1,7 | 1,68 | | | | | |
| | 2,00 | 1,9 | 1,87 | | | | | |
| | 2,50 | 2,3 | 2,23 | | | | | |

b. Zona 2 y 3

Como se indicó La capacidad admisible en roca se ha estimado en base a la metodología propuesta por Wyllie (1992), basado en el criterio de rotura de Hoek y Brown.

Los resultados se indican a continuación:

Tabla 21: Cuadro de capacidad admisible en roca para diferentes dimensiones de zapatas.

| Roca | σ_{ci} (MPa) | σ_{ci} (kPa) | m | s | Df (m) | γ_{roca} (kN/m ³) | q_s (kPa) | L/B | C_{fi} | σ'_3 (kPa) | q_a (kPa) | q_a (kg/cm ²) |
|--------------|---------------------|---------------------|------|----------|--------|--------------------------------------|-------------|-----|----------|-------------------|-------------|-----------------------------|
| Granodiorita | 25 | 25000 | 0.29 | 1.97E-05 | 1.00 | 26 | 26 | >6 | 1.00 | 473.35 | 775.23 | 7.75 |
| | | | | | | | | 2 | 1.12 | | 868.25 | 8.68 |

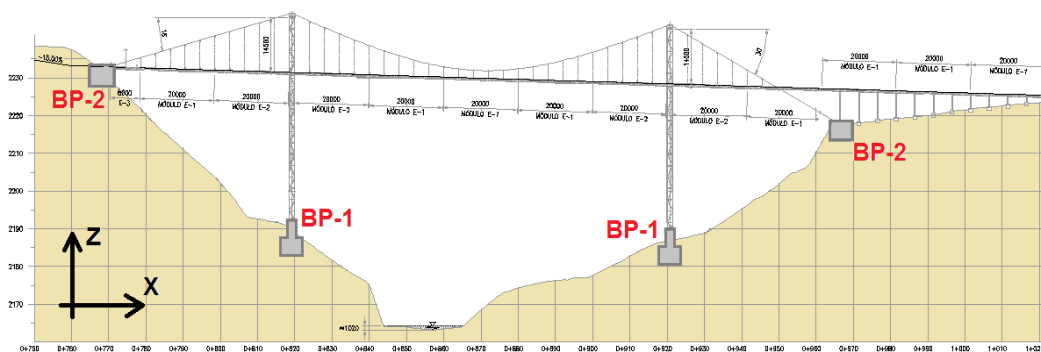
| | | | | | | | | | 3 | 1.11 | | 860.50 | 8.61 |
|---------------------------------|---------------------|---------------------|-------|----------|--------|--------------------------------------|-------------|----------|----------|------------------|-------------|-----------------------------|------|
| | | | | | | | | | 4 | 1.08 | | 837.24 | 8.37 |
| | | | | | | | | | 5 | 1.05 | | 813.99 | 8.14 |
| | | | | | | | | | Cuadrado | 1.25 | | 969.03 | 9.69 |
| | | | | | | | | | Circular | 1.20 | | 930.27 | 9.30 |
| Roca | σ_{ci} (MPa) | σ_{ci} (kPa) | m | s | Df (m) | γ_{roca} (kN/m ³) | q_s (kPa) | L/B | C_{fi} | $\sigma'3$ (kPa) | q_a (kPa) | q_a (kg/cm ²) | |
| Arenisca | 15 | 15000 | 0.090 | 3.73E-06 | 1.00 | 24 | 24 | >6 | 1.00 | 205.89 | 244.22 | 2.44 | |
| | | | | | | | | 2 | 1.12 | | 273.52 | 2.74 | |
| | | | | | | | | 3 | 1.11 | | 271.08 | 2.71 | |
| | | | | | | | | 4 | 1.08 | | 263.75 | 2.64 | |
| | | | | | | | | 5 | 1.05 | | 256.43 | 2.56 | |
| | | | | | | | | Cuadrado | 1.25 | | 305.27 | 3.05 | |
| | | | | | | | | Circular | 1.20 | | 293.06 | 2.93 | |
| Roca | σ_{ci} (MPa) | σ_{ci} (kPa) | m | s | Df (m) | γ_{roca} (kN/m ³) | q_s (kPa) | L/B | C_{fi} | $\sigma'3$ (kPa) | q_a (kPa) | q_a (kg/cm ²) | |
| Lutitas Y Limonarcillitas rojas | 5 | 5000 | 0.087 | 1.97E-05 | 1.00 | 18 | 18 | >6 | 1.00 | 109.07 | 109.20 | 1.09 | |
| | | | | | | | | 2 | 1.12 | | 122.31 | 1.22 | |
| | | | | | | | | 3 | 1.11 | | 121.22 | 1.21 | |
| | | | | | | | | 4 | 1.08 | | 117.94 | 1.18 | |
| | | | | | | | | 5 | 1.05 | | 114.66 | 1.15 | |
| | | | | | | | | Cuadrado | 1.25 | | 136.50 | 1.37 | |
| | | | | | | | | Circular | 1.20 | | 131.04 | 1.31 | |

3.3. ESTRUCTURAS METÁLICAS

3.3.1. Análisis y Diseño del Puente N°1

El esquema que se muestra en la figura 22 muestra el perfil longitudinal del Puente n°1 que va desde la progresiva 0+766.50 @ 1+038.07 en el trazado de la Línea de conducción.

Figura 22: Esquema del perfil longitudinal del Puente n°1



En la figura 23 se muestra una vista del modelo 3D generado (en SAP2000) para el análisis de los elementos que componen el puente metálico:

Figura 23: Esquema del modelo 3D del Puente n°1

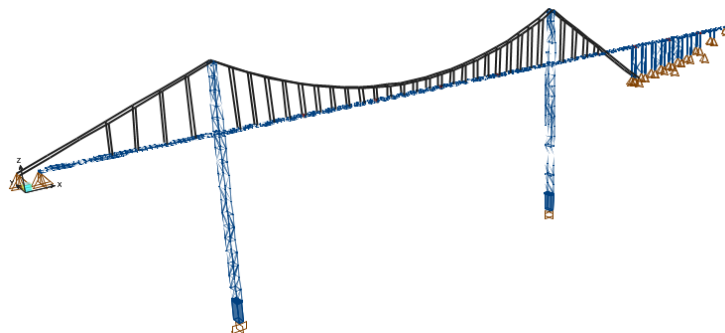
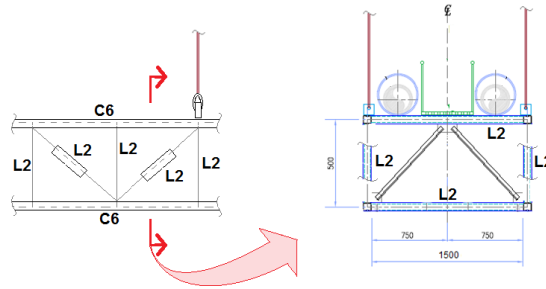


Figura 24: Esquema de la sección típica del Puente n°1



A. Deflexiones por Cargas Verticales.

Como la tubería HDPE 10" está en constante operación entonces se tomará en cuenta la flecha en cargas de servicio.

En vigas rigidizadoras:

Flecha:

Tramo inicial (L= 48 m)

Flecha = 25.0 cm Contraflecha = 31.3 cm

Tramo central (L= 100 m)

Flecha = 51.0 cm Contraflecha = 63.8 cm

Tramo final (L= 40 m)

Flecha = 47.0 cm Contraflecha = 58.8 cm

B. Análisis de los Elementos que componen el Puente.

Elementos de vigas rigidizadoras

a. Bridas superior e inferior.

Compresión: En el prediseño se ha elegido un **Perfil C-6x10.5**

con las siguientes características:

A = 19.871 cm² KLx/rx = 18
 rx = 5.639 cm KLy/ry = 74 (Controla)

$$r_y = 1.344 \text{ cm}$$

$$L_x = 1.00 \text{ m} \qquad F_y = 2,531 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_y = 1.00 \text{ m}$$

$$F_e = 3,637 \text{ kg/cm}^2 > 0,44 \times F_y = 1,114 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 1,891 \text{ kg/cm}^2$$

Además, del análisis estructural se tiene la siguiente carga

máxima en este elemento: **P= 19,300 kg**

$$W = 1.67$$

$$P_a = 22,499 \text{ kg} > P \rightarrow \text{Usar: } \mathbf{C-6x10.5}$$

Tracción: En el prediseño se ha elegido un **Perfil C-6x10.5** con

las siguientes características:

$$A = 19.871 \text{ cm}^2 \qquad F_y = 2,531 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_x = 5.639 \text{ cm} \qquad F_u = 4,077 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_y = 1.344 \text{ cm}$$

Estado límite de fluencia en la sección:

$$W = 1.67$$

$$T_a = 30,113 \text{ kg}$$

Estado límite de fractura en la conexión:

$$A_n = 17.6 \text{ cm}^2$$

$$U = 0.75$$

$$A_e = 13.2 \text{ cm}^2$$

$$W = 2$$

$$T_a = 26,958 \text{ kg}$$

Además, del análisis estructural se tiene la siguiente carga máxima en este elemento: **P= 15,400 kg**

Luego, de los estados límites:

$$T_a = 26,958 \text{ kg} > P \quad \text{Usar: } \mathbf{C-6x10.5}$$

b. Montantes y diagonales típicas (elevación)

Compresión: En el prediseño se ha elegido un **Perfil**

L-2"x2"x3/16" con las siguientes características:

$$A = 4.66 \text{ cm}^2 \quad K_{Lx/rx} = 77$$

$$r_x = 1.554 \text{ cm} \quad K_{Ly/ry} = 77$$

$$r_y = 1.554 \text{ cm}$$

$$L_x = 1.20 \text{ m} \quad F_y = 2,531 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_y = 1.20 \text{ m}$$

$$F_e = 3,377 \text{ kg/cm}^2 > 0,44 \times F_y = 1,114 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 1,849 \text{ kg/cm}^2$$

Además, del análisis estructural se tiene la siguiente carga máxima en este elemento: **P= 4,500 kg.**

$$W = 1.67$$

$$P_a = 5,159 \text{ kg} > P \rightarrow \text{Usar: } \mathbf{L-2"x2"x3/16"}$$

Tracción: En el prediseño se ha elegido un **Perfil**

L-2"x2"x3/16" con las siguientes características:

$$A = 4.66 \text{ cm}^2 \quad F_y = 2,531 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_x = 1.554 \text{ cm} \quad F_u = 4,077 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_y = 1.554 \text{ cm}$$

Estado límite de fluencia en la sección:

$$W = 1.67$$

$$T_a = 7,062 \text{ kg}$$

Estado límite de fractura en la conexión:

$$A_n = 4.66 \text{ cm}^2$$

$$U = 0.75$$

$$A_e = 3.495 \text{ cm}^2$$

$$W = 2$$

$$T_a = 7,125 \text{ kg}$$

Además, del análisis estructural se tiene la siguiente carga máxima en este elemento: **P = 4,600 kg.**

Luego, de los estados límites:

$$T_a = 7,062 \text{ kg} > P \rightarrow \text{Usar: } \mathbf{L-2"x2"x3/16"}$$

C. Análisis de los Elemento que conforma las Torres.

a. Montantes

Compresión: En el prediseño se ha elegido un **Perfil**

L-6"x6"x5/16" con las siguientes características:

$$\begin{aligned}
 A &= 23.677 \text{ cm}^2 & K_{Lx/rx} &= 63 \\
 r_x &= 4.775 \text{ cm} & K_{Ly/ry} &= 63 \\
 r_y &= 4.775 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 L_x &= 3.00 \text{ m} & F_y &= 2,531 \text{ kg/cm}^2 \\
 L_y &= 3.00 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$F_e = 5,101 \text{ kg/cm}^2 > 0,44 \times F_y = 1,114 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 2,056 \text{ kg/cm}^2$$

Además, del análisis estructural se tiene la siguiente carga máxima en este elemento: **P= 26,200 kg**

$$W = 1.67$$

$$P_a = 29,145 \text{ kg} > P \rightarrow \text{Usar: } \mathbf{L-6"x6"x5/16"}$$

Tracción: En el prediseño se ha elegido un **Perfil L-6"x6"x5/16"**

con las siguientes características:

$$\begin{aligned}
 A &= 23.677 \text{ cm}^2 & F_y &= 2,531 \text{ kg/cm}^2 \\
 r_x &= 4.775 \text{ cm} & F_u &= 4,077 \text{ kg/cm}^2 \\
 r_y &= 4.775 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Estado límite de fluencia en la sección:

$$W = 1.67$$

$$T_a = 35,881 \text{ kg}$$

Estado límite de fractura en la conexión:

$$A_n = 23.677 \text{ cm}^2$$

$$U = 0.75$$

$$A_e = 17.75775 \text{ cm}^2$$

$$W = 2$$

$$T_a = 36,203 \text{ kg}$$

Además, del análisis estructural se tiene la siguiente carga máxima en este elemento: $P = 5,600 \text{ kg}$

Luego, de los estados límites:

$$T_a = 35,881 \text{ kg} > P \text{ Usar: } \mathbf{L-6"x6"x5/16"}$$

b. Arriostres diagonales y horizontales

Compresión: En el prediseño se ha elegido un **Perfil**

L-4"x4"x1/4" con las siguientes características:

$$A = 12.452 \text{ cm}^2 \quad K_{Lx}/r_x = 79$$

$$r_x = 3.175 \text{ cm} \quad K_{Ly}/r_y = 79$$

$$r_y = 3.175 \text{ cm}$$

$$L_x = 2.50 \text{ m} \quad F_y = 2,531 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_y = 2.50 \text{ m}$$

$$F_e = 3,247 \text{ kg/cm}^2 > 0,44 \times F_y = 1,114 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 1,826 \text{ kg/cm}^2$$

Además, del análisis estructural se tiene la siguiente carga máxima en este elemento: $P = 3,200 \text{ kg}$

$$W = 1.67$$

$$P_a = 13,615 \text{ kg} > P \rightarrow \text{Usar: } \mathbf{L-4"x4"x1/4"}$$

Tracción: En el prediseño se ha elegido un **Perfil L-4"x4"x1/4"**

con las siguientes características:

$$\begin{aligned} A &= 12.452 \text{ cm}^2 & F_y &= 2,531 \text{ kg/cm}^2 \\ r_x &= 3.175 \text{ cm} & F_u &= 4,077 \text{ kg/cm}^2 \\ r_y &= 3.175 \text{ cm} \end{aligned}$$

Estado límite de fluencia en la sección:

$$\begin{aligned} W &= 1.67 \\ T_a &= 18,870 \text{ kg} \end{aligned}$$

Estado límite de fractura en la conexión:

$$\begin{aligned} A_n &= 12.452 \text{ cm}^2 \\ U &= 0.75 \\ A_e &= 9.339 \text{ cm}^2 \\ W &= 2 \\ T_a &= 19,039 \text{ kg} \end{aligned}$$

Además, del análisis estructural se tiene la siguiente carga máxima en este elemento: **P = 2,800 kg**

Luego, de los estados límites:

$$T_a = 18,870 \text{ kg} > P \quad \text{Usar : L-4"x4"x1/4"}$$

D. Análisis de Cables de Péndolas.

a. Cable principal

En el prediseño se ha elegido un $\phi = 1 \frac{1}{4}$ pulg. con las siguientes características:

$$\begin{aligned} \text{Calidad} &= A586 \\ F_{pu} &= 15,466 \text{ kg/cm}^2 \\ A_t &= 7.92 \text{ cm}^2 \\ F_{radm} &= 48,980 \text{ kg} \quad (0.4 \times F_{pu} \times A_t) \end{aligned}$$

Además, del análisis estructural se tiene la siguiente carga máxima en este elemento: **F= 19,150 kg < Fradm**

Entonces, se decide... Usar : **1 ϕ = 1 1/4 "**

b. Cable para péndolas

En el prediseño se ha elegido un **ϕ = 5/8 pulg.** con las siguientes características:

Calidad = A586
Fpu = 15,466 kg/cm²
At = 1.98 cm²
Fradm = 12,245 kg (0.4 x Fpu x At)

Además, del análisis estructural se tiene la siguiente carga máxima en este elemento: **F= 980 kg < Fradm**

Entonces, se decide... Usar : **1 ϕ = 5/8 "**

c. Cable de contraventeo

En el prediseño se ha elegido un **ϕ = 5/8 pulg.** con las siguientes características:

Calidad = A586
Fpu = 15,466 kg/cm²
At = 1.98 cm²
Fradm = 12,245 kg (0.4 x Fpu x At)

Además, del análisis estructural se tiene la siguiente carga máxima en este elemento: **F= 5,500 kg < Fradm**

Entonces, se decide... Usar : **1 ϕ = 5/8 "**

E. Conexiones

a. Conexión L6"x6"x5/16"

Del análisis: **Ta= 26,200 kg**

Considerando pernos a corte simple **ASTM-A325 ; $\phi = 1$ pulg.**

Av = 5.07 cm² Fv = 3,374 kg/cm²

W = 2.00 Rn = 8,549 kg

N° de pernos = 3.064625493 **Usar: 4 ϕ 1"**

b. Conexión L4"x4"x1/4"

Del análisis: **Ta= 3,200 kg**

Considerando pernos a corte simple **ASTM-A325; $\phi = 1$ pulg.**

Av = 5.07 cm² Fv = 3,374 kg/cm²

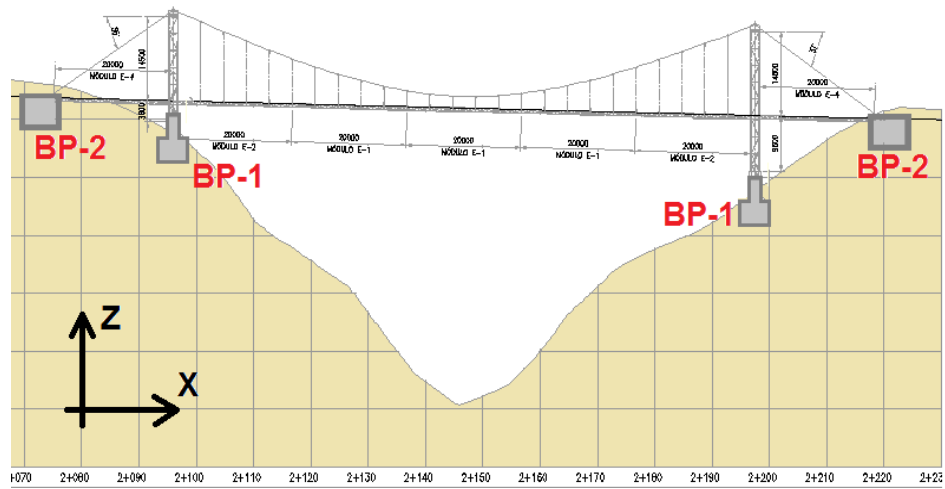
W = 2.00 Rn = 8,549 kg

N° de pernos = 0.374305404 **Usar: 1 ϕ 1"**

3.3.2. Análisis y Diseño del Puente N°4

El esquema que se muestra en la figura 25 muestra el perfil longitudinal del Puente n°4 que va desde la progresiva 2+083.87 @ 2+216.85 en el trazado de la Línea de conducción.

Figura 25: Esquema del perfil longitudinal del Puente n°4



En la figura 26 se muestra una vista del modelo 3D generado (en SAP2000) para el análisis de los elementos que componen el puente metálico:

Figura 26: Esquema del modelo 3D del Puente n°4

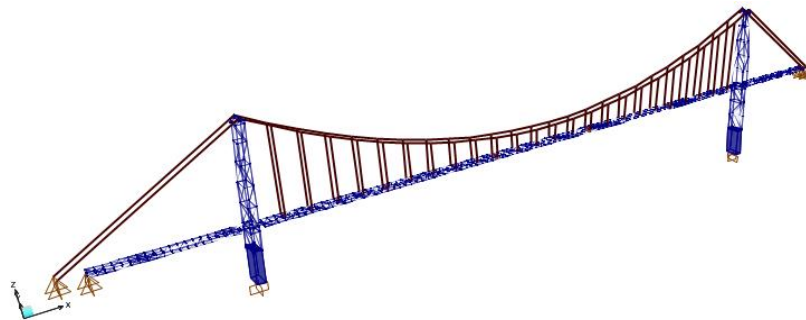
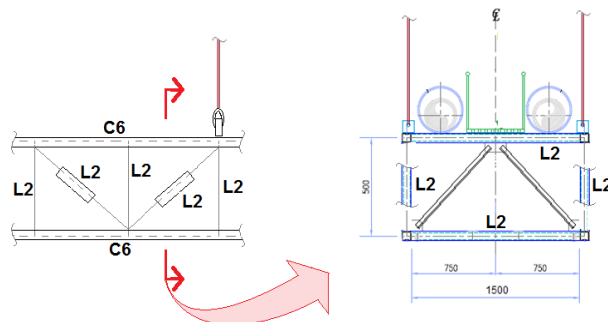


Figura 27: Esquema de la sección típica del Puente n°4



A. Deflexiones por Cargas Verticales.

Como la tubería HDPE 10" está en constante operación entonces se tomará en cuenta la flecha en cargas de servicio.

En vigas rigidizadoras:

Flecha:

Tramo inicial (L= 20 m)

Flecha = 10.0 cm Contraflecha = 12.5 cm

Tramo central (L= 100 m)

Flecha = 44.0 cm Contraflecha = 55.0 cm

Tramo final (L= 20 m)

Flecha = 10.0 cm Contraflecha = 12.5 cm

B. Análisis de los Elementos que componen el Puente.

Elementos de vigas rigidizadoras

a. Bridas superior e inferior

Compresión: En el prediseño se ha elegido un **Perfil C-6x10.5**

con las siguientes características:

$A = 19.871 \text{ cm}^2$ $KL_x/r_x = 18$

$r_x = 5.639 \text{ cm}$ $KL_y/r_y = 74$ (Controla)

$r_y = 1.344 \text{ cm}$

$L_x = 1.00 \text{ m}$ $F_y = 2,531 \text{ kg/cm}^2$

$L_y = 1.00 \text{ m}$

$F_e = 3,637 \text{ kg/cm}^2 > 0,44 \times F_y = 1,114 \text{ kg/cm}^2$

$$F_{cr} = 1,891 \text{ kg/cm}^2$$

Además, del análisis estructural se tiene la siguiente carga

$$\text{máxima en este elemento: } P = 15,280 \text{ kg}$$

$$\Omega = 1.67$$

$$P_a = 22,499 \text{ kg} > P \rightarrow \text{Usar : C-6x10.5}$$

Tracción: En el prediseño se ha elegido un **Perfil C-6x10.5** con

Las siguientes características:

$$A = 19.871 \text{ cm}^2 \quad F_y = 2,531 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_x = 5.639 \text{ cm} \quad F_u = 4,077 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_y = 1.344 \text{ cm}$$

Estado límite de fluencia en la sección:

$$W = 1.67$$

$$T_a = 30,113 \text{ kg}$$

Estado límite de fractura en la conexión:

$$A_n = 17.631 \text{ cm}^2$$

$$U = 0.75$$

$$A_e = 13.22325 \text{ cm}^2$$

$$\Omega = 2$$

$$T_a = 26,958 \text{ kg}$$

Además, del análisis estructural se tiene la siguiente carga

$$\text{máxima en este elemento: } P = 18,500 \text{ kg}$$

Luego, de los estados límites:

$$T_a = 26,958 \text{ kg} > P \quad \text{Usar : } \text{C-6x10.5}$$

b. Montantes y diagonales típicas (elevación)

Compresión: En el prediseño se ha elegido un **Perfil**

L-2"x2"x3/16" con las siguientes características:

$$A = 4.66 \text{ cm}^2 \quad K_{Lx/rx} = 77$$

$$r_x = 1.554 \text{ cm} \quad K_{Ly/ry} = 77$$

$$r_y = 1.554 \text{ cm}$$

$$L_x = 1.20 \text{ m} \quad F_y = 2,531 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_y = 1.20 \text{ m}$$

$$F_e = 3,377 \text{ kg/cm}^2 > 0,44 \times F_y = 1,114 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 1,849 \text{ kg/cm}^2$$

Además, del análisis estructural se tiene la siguiente carga

máxima en este elemento: **P = 1,900 kg**

$$\Omega = 1.67$$

$$P_a = 5,159 \text{ kg} > P \rightarrow \text{Usar : } \mathbf{L-2"x2"x3/16"}$$

Tracción: En el prediseño se ha elegido un **Perfil L-2"x2"x3/16"**

con las siguientes características:

$$A = 4.66 \text{ cm}^2 \quad F_y = 2,531 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_x = 1.554 \text{ cm} \quad F_u = 4,077 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_y = 1.554 \text{ cm}$$

Estado límite de fluencia en la sección:

$$\Omega = 1.67$$

$$T_a = 7,062 \text{ kg}$$

Estado límite de fractura en la conexión:

$$A_n = 4.66 \text{ cm}^2$$

$$U = 0.75$$

$$A_e = 3.495 \text{ cm}^2$$

$$\Omega = 2$$

$$T_a = 7,125 \text{ kg}$$

Además, del análisis estructural se tiene la siguiente carga

máxima en este elemento: **P= 1,500 kg**

Luego, de los estados límites:

$$T_a = 7,062 \text{ kg} > P \quad \text{Usar: L-2"x2"x3/16"}$$

C. Análisis de los Elemento que conforma las Torres.

a. Montantes

Compresión: En el prediseño se ha elegido un **Perfil**

L-6"x6"x5/16" con las siguientes características:

$$A = 23.677 \text{ cm}^2 \quad K_{Lx/rx} = 63$$

$$r_x = 4.775 \text{ cm} \quad K_{Ly/ry} = 63$$

$$r_y = 4.775 \text{ cm}$$

$$L_x = 3.00 \text{ m} \quad F_y = 2,531 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_y = 3.00 \text{ m}$$

$$F_e = 5,101 \text{ kg/cm}^2 > 0,44 \times F_y = 1,114 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 2,056 \text{ kg/cm}^2$$

Además, del análisis estructural se tiene la siguiente carga máxima en este elemento: $P = 20,200 \text{ kg}$

$$\Omega = 1.67$$

$$P_a = 29,145 \text{ kg} > P \rightarrow \text{Usar: L-6"x6"x5/16"}$$

Tracción: En el prediseño se ha elegido un **Perfil L-6"x6"x5/16"**

con las siguientes características:

$$A = 23.677 \text{ cm}^2 \quad F_y = 2,531 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_x = 4.775 \text{ cm} \quad F_u = 4,077 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_y = 4.775 \text{ cm}$$

Estado límite de fluencia en la sección:

$$\Omega = 1.67$$

$$T_a = 35,881 \text{ kg}$$

Estado límite de fractura en la conexión:

$$A_n = 23.677 \text{ cm}^2$$

$$U = 0.75$$

$$A_e = 17.75775 \text{ cm}^2$$

$$\Omega = 2$$

$$T_a = 36,203 \text{ kg}$$

Además, del análisis estructural se tiene la siguiente carga máxima en este elemento: $P = 0 \text{ kg}$

Luego, de los estados límites:

$$T_a = 35,881 \text{ kg} > P \quad \text{Usar: L-6"x6"x5/16"}$$

b. Arriostres diagonales y horizontales

Compresión: En el prediseño se ha elegido un **Perfil**

L-4"x4"x1/4" con las siguientes características:

$$A = 12.452 \text{ cm}^2 \qquad K_{Lx/rx} = 79$$

$$r_x = 3.175 \text{ cm} \qquad K_{Ly/ry} = 79$$

$$r_y = 3.175 \text{ cm}$$

$$L_x = 2.50 \text{ m} \qquad F_y = 2,531 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_y = 2.50 \text{ m}$$

$$F_e = 3,247 \text{ kg/cm}^2 > 0,44 \times F_y = 1,114 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 1,826 \text{ kg/cm}^2$$

Además, del análisis estructural se tiene la siguiente carga

máxima en este elemento: **P = 3,500 kg**

$$\Omega = 1.67$$

$$P_a = 13,615 \text{ kg} > P \rightarrow \text{Usar: L-4"x4"x1/4"}$$

Tracción: En el prediseño se ha elegido un **Perfil L-4"x4"x1/4"**

con las siguientes características:

$$A = 12.452 \text{ cm}^2 \qquad F_y = 2,531 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_x = 3.175 \text{ cm} \qquad F_u = 4,077 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_y = 3.175 \text{ cm}$$

Estado límite de fluencia en la sección:

$$\Omega = 1.67$$

$$T_a = 18,870 \text{ kg}$$

Estado límite de fractura en la conexión:

$$A_n = 12.452 \text{ cm}^2$$

$$U = 0.75$$

$$A_e = 9.339 \text{ cm}^2$$

$$\Omega = 2$$

$$T_a = 19,039 \text{ kg}$$

Además, del análisis estructural se tiene la siguiente carga máxima en este elemento: **P = 3,500 kg.**

Luego, de los estados límites:

$$T_a = 18,870 \text{ kg} > P \quad \text{Usar: L-4"x4"x1/4"}$$

D. Análisis de Cables y Péndolas.

a. Cable principal

En el prediseño se ha elegido un **$\phi = 1 \frac{1}{4}$ pulg.** con las siguientes características:

$$\text{Calidad} = A586$$

$$F_{pu} = 15,466 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_t = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$F_{adm} = 48,980 \text{ kg} \quad (0.4 \times F_{pu} \times A_t)$$

Además, del análisis estructural se tiene la siguiente carga máxima en este elemento: **F = 22,000 kg < F_{adm}**

Entonces, se decide... **Usar: $1\phi = 1 \frac{1}{4}$ "**

b. Cable para péndolas

En el prediseño se ha elegido un **$\phi = \frac{5}{8}$ pulg.** con las siguientes características:

Calidad = A586

$F_{pu} = 15,466 \text{ kg/cm}^2$

$A_t = 1.98 \text{ cm}^2$

$F_{radm} = 12,245 \text{ kg} \quad (0.4 \times F_{pu} \times A_t)$

Además, del análisis estructural se tiene la siguiente carga máxima en este elemento: **$F = 900 \text{ kg} < F_{radm}$**

Entonces, se decide... **Usar : 1 $\phi = 5/8$ "**

c. Cable de contraventeo

En el prediseño se ha elegido un **$\phi = 5/8$ pulg.** con las siguientes características:

Calidad = A586

$F_{pu} = 15,466 \text{ kg/cm}^2$

$A_t = 1.98 \text{ cm}^2$

$F_{radm} = 12,245 \text{ kg} \quad (0.4 \times F_{pu} \times A_t)$

Además, del análisis estructural se tiene la siguiente carga máxima en este elemento: **$F = 5,500 \text{ kg} < F_{radm}$**

Entonces, se decide... **Usar : 1 $\phi = 5/8$ "**

E. Conexiones

a. Conexión L6"x6"x5/16"

Del análisis: **$T_a = 20,200 \text{ kg}$**

Considerando pernos a corte simple **ASTM-A325 ; $\phi = 1$ pulg.**

$A_v = 5.07 \text{ cm}^2$ $F_v = 3,374 \text{ kg/cm}^2$

$\Omega = 2.00$ $R_n = 8,549 \text{ kg}$

Nº de pernos = 2.362 **Usar: 3 $\phi 1$ "**

b. Conexión L4"x4"x1/4"

Del análisis : $T_a = 3,500 \text{ kg}$

Considerando pernos a corte simple **ASTM-A325**; $\phi = 1 \text{ pulg.}$

$A_v = 5.07 \text{ cm}^2$ $F_v = 3,374 \text{ kg/cm}^2$

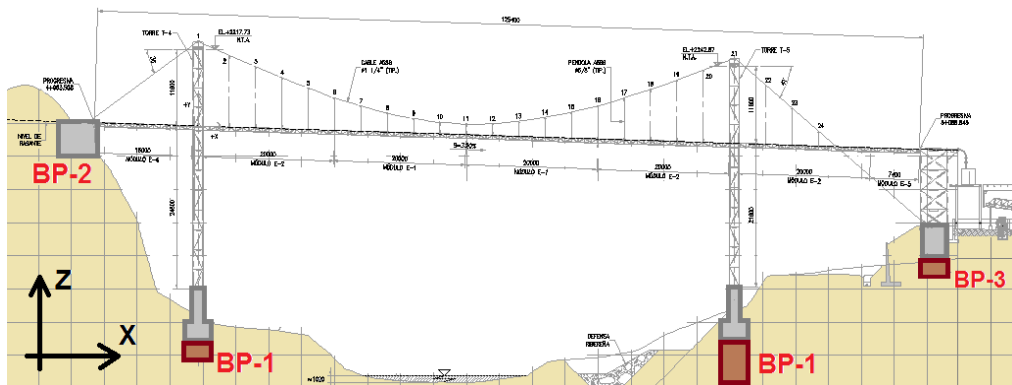
$W = 2.00$ $R_n = 8,549 \text{ kg}$

N° de pernos = 0.409 **Usar: 1 ϕ 1"**

3.3.3. Análisis y Diseño del Puente N°10

El esquema que se muestra en la figura 28 muestra el perfil longitudinal del Puente n°10 que va desde la progresiva 4+960.22 @ 5+096.25 en el trazado de la Línea de conducción.

Figura 28: Esquema del perfil longitudinal del Puente n°10



En la figura 29 se muestra una vista del modelo 3D generado (en SAP2000) para el análisis de los elementos que componen el puente metálico:

Figura 29: Esquema del modelo 3D del Puente n°10

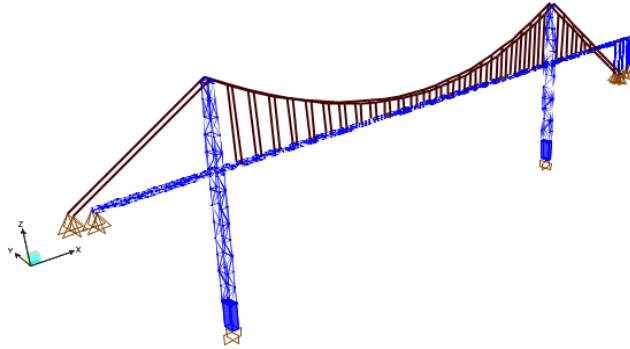
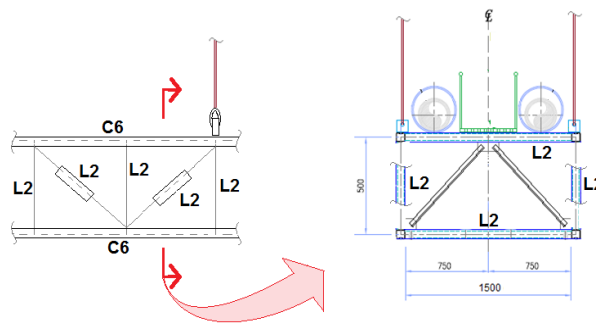


Figura 30: Esquema de la sección típica del Puente n°10



A. Deflexiones por Cargas Verticales.

Como la tubería HDPE 10" está en constante operación entonces se tomará en cuenta la flecha en cargas de servicio.

En vigas rigidizadoras:

Flecha:

| | | | |
|---------------|------------------|---------------------|----|
| Tramo inicial | (L= 15 m) | | |
| | Flecha = 10.0 cm | Contraflecha = 12.5 | cm |
| Tramo central | (L= 100 m) | | |
| | Flecha = 49.0 cm | Contraflecha = 61.3 | cm |
| Tramo final | (L= 40 m) | | |
| | Flecha = 44.0 cm | Contraflecha = 55.0 | cm |

B. Análisis de los Elementos que componen el Puente.

Elementos de vigas rigidizadoras

a. Bridas superior e inferior

Compresión: En el prediseño se ha elegido un **Perfil C-6x10.5**

con las siguientes características:

$$A = 19.871 \text{ cm}^2$$

$$KLx/rx = 18$$

$$rx = 5.639 \text{ cm}$$

$$KLy/ry = 74 \quad (\text{Controla})$$

$$ry = 1.344 \text{ cm}$$

$$Lx = 1.00 \text{ m}$$

$$Fy = 2,531 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ly = 1.00 \text{ m}$$

$$Fe = 3,637 \text{ kg/cm}^2 > 0,44 \times Fy = 1,114 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fcr = 1,891 \text{ kg/cm}^2$$

Además, del análisis estructural se tiene la siguiente carga máxima en este elemento: **P= 18,100 kg.**

$$\Omega = 1.67$$

$$Pa = 22,499 \text{ kg} > P \rightarrow \text{Usar : } \mathbf{C-6x10.5}$$

Tracción: En el prediseño se ha elegido un **Perfil C-6x10.5** con

las siguientes características:

$$A = 19.871 \text{ cm}^2$$

$$Fy = 2,531 \text{ kg/cm}^2$$

$$rx = 5.639 \text{ cm}$$

$$Fu = 4,077 \text{ kg/cm}^2$$

$$ry = 1.344 \text{ cm}$$

Estado límite de fluencia en la sección:

$$\Omega = 1.67$$

$$T_a = 30,113 \text{ kg}$$

Estado límite de fractura en la conexión:

$$A_n = 17.631 \text{ cm}^2$$

$$U = 0.75$$

$$A_e = 13.22325 \text{ cm}^2$$

$$\Omega = 2$$

$$T_a = 26,958 \text{ kg}$$

Además, del análisis estructural se tiene la siguiente carga máxima en este elemento: **P= 23,000 kg**

Luego, de los estados límites:

$$T_a = 26,958 \text{ kg} > P \quad \text{Usar : C-6x10.5}$$

b. Montantes y diagonales típicas (elevación)

Compresión: En el prediseño se ha elegido un **Perfil**

L-2"x2"x3/16" con las siguientes características:

$$A = 4.66 \text{ cm}^2 \quad K_{Lx}/r_x = 77$$

$$r_x = 1.554 \text{ cm} \quad K_{Ly}/r_y = 77$$

$$r_y = 1.554 \text{ cm}$$

$$L_x = 1.20 \text{ m} \quad F_y = 2,531 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_y = 1.20 \text{ m}$$

$$F_e = 3,377 \text{ kg/cm}^2 > 0,44 \times F_y = 1,114 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 1,849 \text{ kg/cm}$$

Además, del análisis estructural se tiene la siguiente carga máxima en este elemento: **P= 3,700 kg.**

$$\Omega = 1.67$$

$$Pa = 5,159 \text{ kg} > P \rightarrow \text{Usar: L-2"x2"x3/16"}$$

Tracción: En el prediseño se ha elegido un **Perfil L-2"x2"x3/16"**

con las siguientes características:

$$A = 4.66 \text{ cm}^2 \quad Fy = 2,531 \text{ kg/cm}^2$$

$$rx = 1.554 \text{ cm} \quad Fu = 4,077 \text{ kg/cm}^2$$

$$ry = 1.554 \text{ cm}$$

Estado límite de fluencia en la sección:

$$\Omega = 1.67$$

$$Ta = 7,062 \text{ kg}$$

Estado límite de fractura en la conexión:

$$An = 4.66 \text{ cm}^2$$

$$U = 0.75$$

$$Ae = 3.495 \text{ cm}^2$$

$$\Omega = 2$$

$$Ta = 7,125 \text{ kg}$$

Además, del análisis estructural se tiene la siguiente carga máxima en este elemento: **P= 4,500 kg.**

Luego, de los estados límites:

$$Ta = 7,062 \text{ kg} > P \quad \text{Usar: L-2"x2"x3/16"}$$

C. Análisis de los Elemento que conforma las Torres.

a. Montantes

Compresión: En el prediseño se ha elegido un **Perfil**

L-6"x6"x5/16" con las siguientes características:

$$A = 23.677 \text{ cm}^2 \quad K_{Lx/rx} = 63$$

$$r_x = 4.775 \text{ cm} \quad K_{Ly/ry} = 63$$

$$r_y = 4.775 \text{ cm}$$

$$L_x = 3.00 \text{ m} \quad F_y = 2,531 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_y = 3.00 \text{ m}$$

$$F_e = 5,101 \text{ kg/cm}^2 > 0,44 \times F_y = 1,114 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 2,056 \text{ kg/cm}^2$$

Además, del análisis estructural se tiene la siguiente

máxima en este elemento: **P= 21,000 kg**

$$\Omega = 1.67$$

$$P_a = 29,145 \text{ kg} > P \rightarrow \text{Usar: L-6"x6"x5/16"}$$

Tracción: En el prediseño se ha elegido un **Perfil L-6"x6"x5/16"**

con las siguientes características:

$$A = 23.677 \text{ cm}^2 \quad F_y = 2,531 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_x = 4.775 \text{ cm} \quad F_u = 4,077 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_y = 4.775 \text{ cm}$$

Estado límite de fluencia en la sección:

$$\Omega = 1.67$$

$$T_a = 35,881 \text{ kg}$$

Estado límite de fractura en la conexión:

$$A_n = 23.677 \text{ cm}^2$$

$$U = 0.75$$

$$A_e = 17.75775 \text{ cm}^2$$

$$\Omega = 2$$

$$T_a = 36,203 \text{ kg}$$

Además, del análisis estructural se tiene la siguiente carga máxima en este elemento: **P= 0 kg**

Luego, de los estados límites:

$$T_a = 35,881 \text{ kg} > P \quad \text{Usar : L-6"x6"x5/16"}$$

b. Arriostres diagonales y horizontales

Compresión: En el prediseño se ha elegido un **Perfil**

L-4"x4"x1/4" con las siguientes características:

$$A = 12.452 \text{ cm}^2 \quad K_{Lx/rx} = 79$$

$$r_x = 3.175 \text{ cm} \quad K_{Ly/ry} = 79$$

$$r_y = 3.175 \text{ cm}$$

$$L_x = 2.50 \text{ m} \quad F_y = 2,531 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_y = 2.50 \text{ m}$$

$$F_e = 3,247 \text{ kg/cm}^2 > 0,44 \times F_y = 1,114 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 1,826 \text{ kg/cm}^2$$

Además, del análisis estructural se tiene la siguiente carga máxima en este elemento: **P= 2,500 kg.**

$$\Omega = 1.67$$

$$P_a = 13,615 \text{ kg} > P \rightarrow \text{Usar : L-4"x4"x1/4"}$$

Tracción: En el prediseño se ha elegido un Perfil L-4"x4"x1/4" con las siguientes características:

$$A = 12.452 \text{ cm}^2 \quad F_y = 2,531 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_x = 3.175 \text{ cm} \quad F_u = 4,077 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_y = 3.175 \text{ cm}$$

Estado límite de fluencia en la sección:

$$\Omega = 1.67$$

$$T_a = 18,870 \text{ kg}$$

Estado límite de fractura en la conexión:

$$A_n = 12.452 \text{ cm}^2$$

$$U = 0.75$$

$$A_e = 9.339 \text{ cm}^2$$

$$\Omega = 2$$

$$T_a = 19,039 \text{ kg}$$

Además, del análisis estructural se tiene la siguiente carga máxima en este elemento: **P= 2,500 kg.**

Luego, de los estados límites:

$$T_a = 18,870 \text{ kg} > P \quad \text{Usar: L-4"x4"x1/4"}$$

D. Análisis de Cables y Péndolas.

a. Cable principal

En el prediseño se ha elegido un $\phi = 1 \frac{1}{4}$ pulg. con las siguientes características:

Calidad = A586

$$F_{pu} = 15,466 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_t = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$F_{radm} = 48,980 \text{ kg} \quad (0.4 \times F_{pu} \times A_t)$$

Además, del análisis estructural se tiene la siguiente carga máxima en este elemento: $F = 20,200 \text{ kg} < F_{radm}$

Entonces, se decide... **Usar: 1 $\phi = 1 \frac{1}{4}$ "**

b. Cable para péndolas

En el prediseño se ha elegido un $\phi = \frac{5}{8}$ pulg. con las siguientes características:

Calidad = A586

$$F_{pu} = 15,466 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_t = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$F_{radm} = 12,245 \text{ kg} \quad (0.4 \times F_{pu} \times A_t)$$

Además, del análisis estructural se tiene la siguiente carga máxima en este elemento: $F = 980 \text{ kg} < F_{radm}$

Entonces, se decide... **Usar : 1 $\phi = \frac{5}{8}$ "**

c. Cable de contraventeo

En el prediseño se ha elegido un $\phi = 5/8$ pulg. con las siguientes características:

Calidad = A586

$F_{pu} = 15,466 \text{ kg/cm}^2$

$A_t = 1.98 \text{ cm}^2$

$F_{radm} = 12,245 \text{ kg} \quad (0.4 \times F_{pu} \times A_t)$

Además, del análisis estructural se tiene la siguiente carga máxima en este elemento: $F = 5,500 \text{ kg} < F_{radm}$.

Entonces, se decide... **Usar : 1 $\phi = 5/8$ "**

E. Conexiones

a. Conexión L6"x6"x5/16"

Del análisis: **$T_a = 21,000 \text{ kg}$** .

Considerando pernos a corte simple **ASTM-A325 ; $\phi = 1$ pulg.**

$A_v = 5.07 \text{ cm}^2 \quad F_v = 3,374 \text{ kg/cm}^2$

$\Omega = 2.00 \quad R_n = 8,549 \text{ kg}$

Nº de pernos = 2.456 **Usar: 3 $\phi = 1$ "**

b. Conexión L4"x4"x1/4"

Del análisis : **$T_a = 2,500 \text{ kg}$**

Considerando pernos a corte simple **ASTM-A325 ; $\phi = 1$ pulg.**

$A_v = 5.07 \text{ cm}^2 \quad F_v = 3,374 \text{ kg/cm}^2$

$\Omega = 2.00 \quad R_n = 8,549 \text{ kg}$

Nº de pernos = 0.292 **Usar: 1 $\phi = 1$ "**

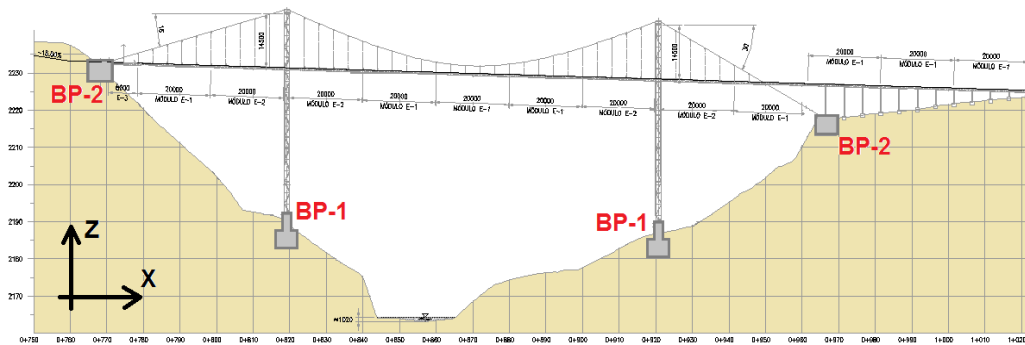
3.4. CONCRETO ARMANDO

3.4.1. Geometría y Características de las Estructuras de concreto para el Puente N°01.

El esquema que se muestra en la figura 31 muestra el perfil longitudinal del Puente n°1 que va desde la progresiva 0+766.50 @ 1+038.07 en el trazado de la Línea de conducción.

Como se aprecia en la figura 31, las principales estructuras de concreto que sirven como Bases del Puente son los elementos denominados BP-1 y BP-2.

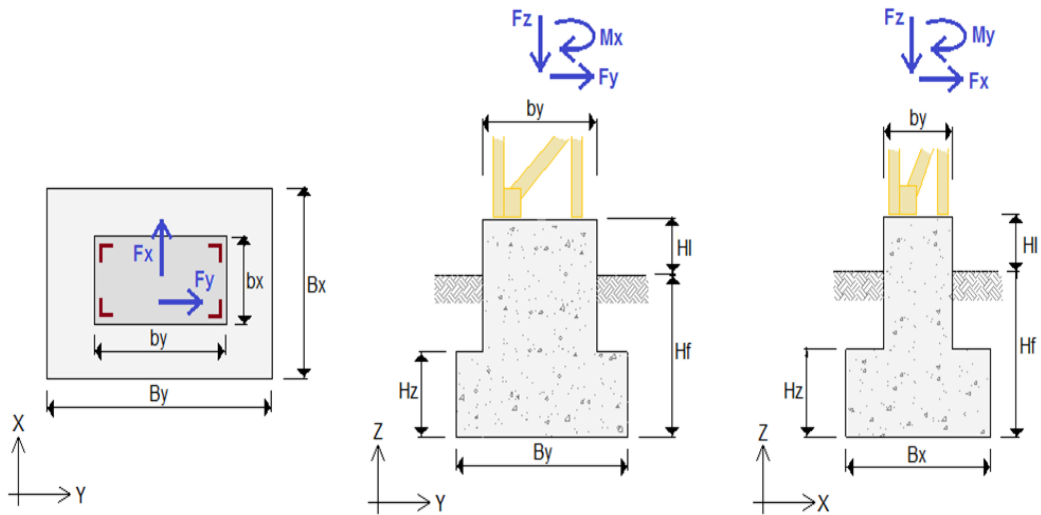
Figura 31: Esquema del perfil longitudinal del Puente n°1



A. Análisis de la BP-01.

Del pre-dimensionamiento de la BP-1 se tienen las siguientes características:

Figura 32: Esquema general de la BP-1 para su análisis



$BY = 5.50 \text{ m}$ $H_z = 1.50 \text{ m}$
 $BX = 3.50 \text{ m}$ $H_f = 2.50 \text{ m}$ $H_f - h_z = 1.00 \text{ m}$
 $bY = 3.30 \text{ m}$ $H_l = 4.00 \text{ m}$ $H_l + H_f - H_z = 5.00 \text{ m}$
 $bx = 1.90 \text{ m}$

Propiedades mecánicas: $\phi = 23^\circ$ *Ángulo de fricción interna suelo

$\gamma_S = 1.80 \text{ t/m}^3$ * Peso específico suelo

$\sigma = 2.30 \text{ kg/cm}^2$ * Presión admisible

$\gamma_C = 2.40 \text{ t/m}^3$ Peso específico concreto

$f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$ Res. a compresión del concreto

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ Esf. de Fluencia acero refuerzo

Tabla 22: Cargas y combinaciones de carga para el análisis de la BP-1 / Puente n°1

| COMB | Fx (t) | Fy (t) | Fz (t) | Mx (t-m) | My (t-m) |
|------|--------|--------|--------|----------|----------|
| CS1 | 0.87 | 0.01 | 88.66 | 0.57 | 16.35 |

| | | | | | |
|------------|------|------|-------|-------|-------|
| CS2 | 0.88 | 0.01 | 88.52 | 0.57 | 16.72 |
| CS3 | 0.90 | 1.83 | 90.51 | 77.01 | 17.08 |
| CS4 | 0.93 | 2.74 | 92.31 | 99.69 | 17.72 |

Además, de la geometría mostrada en el pre-dimensionamiento, se calcula el peso de la estructura (zapata, pedestal y relleno) que aporta carga en dirección de la gravedad:

$$P_{zapata} = 69.30 \text{ t}$$

$$P_{relleno} = 23.36 \text{ t}$$

$$P_{pedestal} = 75.24 \text{ t}$$

$$P_m = 167.90 \text{ t}$$

Tabla 23: Reacciones por combinación de carga para el análisis de la BP-1 / Puente n°1

| COMB | F_X (t) | F_Y (t) | F_Z (t) | M_X (t-m) | M_Y (t-m) | F_{ZT} (t) |
|-------------|------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|
| CS1 | 0.87 | 0.01 | 88.66 | 0.57 | 16.35 | 256.57 |
| CS2 | 0.88 | 0.01 | 88.52 | 0.57 | 16.72 | 256.43 |
| CS3 | 0.90 | 1.83 | 90.51 | 77.01 | 17.08 | 258.42 |
| CS4 | 0.93 | 2.74 | 92.31 | 99.69 | 17.72 | 260.21 |

Para verificar la estabilidad al volteo:

El momento de volteo es producido por acciones del cortante en el apoyo y el momento respectivo en la misma combinación para el caso más desfavorable.

| | | |
|-----------------------|------------------------------|------------------------------|
| %EP = 50% | % empuje pasivo a considerar | b _{promx} = 4.40 m |
| Ø = 23° | (Angulo de fricción interna) | b _{promy} = 2.70 m |
| γ _S = 1.80 | t/m ³ | ME _{pX} = 47.08 t-m |
| H = 2.50 | m | ME _{pY} = 28.89 t-m |
| K _p = 2.3 | | |

Tabla 24: Factores de seguridad al volteo para el análisis de la BP-1 / Puente n°1

| COMB | M _{ACX} (t-m) | M _{ACY} (t-m) | M _{REX} (t-m) | M _{REY} (t-m) | M _{EPX} (t-m) | M _{EPY} (t-m) | FSVx (ad) | FSVy (ad) |
|------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|--------------|--------------|
| CS1 | 0.6 | 22.0 | 705.6 | 449.0 | 23.5 | 14.4 | 21.1 | >100 |
| CS2 | 0.6 | 22.4 | 705.2 | 448.7 | 23.5 | 14.4 | 20.6 | >100 |
| CS3 | 88.9 | 22.9 | 710.6 | 452.2 | 23.5 | 14.4 | 20.4 | 8.3 |
| CS4 | 117.5 | 23.7 | 715.6 | 455.4 | 23.5 | 14.4 | 19.8 | 6.3 |

Por tanto el factor de seguridad al volteo es:

$$FSV_x = 19.79 > 1.5 \quad (\text{ok})$$

$$FSV_y = 6.29 > 1.5 \quad (\text{ok})$$

Para verificar la estabilidad al deslizamiento:

Se considera para el coeficiente de rozamiento suelo-concreto:

$$u = 0.50$$

Para considerar la acción del empuje pasivo se usarán los siguientes datos:

$$\%EP = 50\% \quad \% \text{ empuje pasivo a considerar } b_{promx} = 4.40 \text{ m}$$

$$\emptyset = 23^\circ \quad (\text{Angulo de fricción interna}) \quad b_{promy} = 2.70 \text{ m}$$

$$\gamma_S = 1.80 \text{ t/m}^3 \quad F_{epx} = 56.49 \text{ t}$$

$$H = 2.50 \text{ m} \quad F_{epy} = 34.67 \text{ t}$$

$$K_p = 2.3$$

Tabla 25: Factores de seguridad al deslizamiento para el análisis de la BP-1 / Puente n°1

| COMB | F _X (t) | F _Y (t) | F _{RX} (t) | F _{RY} (t) | F _{epx} (t) | F _{epy} (t) | FSDx (ad) | FSDy (ad) |
|------|-----------------------|-----------------------|------------------------|------------------------|-------------------------|-------------------------|--------------|--------------|
| CS1 | 0.87 | 0.01 | 128.28 | 128.28 | 28.2 | 17.3 | 100.0 | 100.0 |
| CS2 | 0.88 | 0.01 | 128.21 | 128.21 | 28.2 | 17.3 | 100.0 | 100.0 |
| CS3 | 0.90 | 1.83 | 129.21 | 129.21 | 28.2 | 17.3 | 100.0 | 79.9 |
| CS4 | 0.93 | 2.74 | 130.11 | 130.11 | 28.2 | 17.3 | 100.0 | 53.8 |

Por tanto el factor de seguridad al deslizamiento es, en cada caso:

$$FSD_x = 100.00 > 1.5 \quad (\text{ok})$$

$$FSDy = 53.85 > 1.5 \quad (\text{ok})$$

Para verificar los esfuerzos en el suelo:

De acuerdo a la excentricidad de carga en compresión se hallan los esfuerzos máximos en el suelo, para las distintas combinaciones de servicio, los cuales serán comparados con el esfuerzo admisible del terreno.

$$ecx = 0.58 \text{ m}$$

$$ecy = 0.92 \text{ m}$$

$$- \sigma_t = 2.30 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 26: Esfuerzos en el terreno bajo la BP-1 / Puente n°1

| COMB | ex (m) | ex/B (ad) | ey (m) | ey/A (ad) | P/A (kg/cm ²) | C3 (ad) | σ_{MAX} (kg/cm ²) | σ_{ADM} (kg/cm ²) |
|------|-----------|--------------|-----------|--------------|------------------------------|------------|---|---|
| CS1 | 0.09 | 0.02 | 0.00 | 0.00 | 1.33 | 1.12 | 1.50 | 2.30 |
| CS2 | 0.09 | 0.03 | 0.00 | 0.00 | 1.33 | 1.13 | 1.50 | 2.30 |
| CS3 | 0.09 | 0.03 | 0.34 | 0.06 | 1.34 | 1.49 | 2.00 | 2.30 |
| CS4 | 0.09 | 0.03 | 0.45 | 0.08 | 1.35 | 1.63 | 2.20 | 2.30 |

$$\sigma_{adm} = 2.30 \text{ kg/cm}^2$$

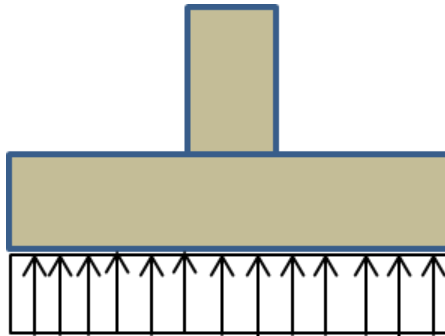
$$\sigma_{max} = 2.20 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{adm} \quad (\text{ok})$$

Para el Diseño del acero de refuerzo de la BP-1 / Puente n°1; considerando un esfuerzo factorado en la zapata del elemento tendremos:

$$\Sigma_{maxfac} = \sigma_{max} * FM = 3.52 \text{ kg/cm}^2$$

$$FM = 1.6$$

Figura 33: Esquema del esfuerzo en la zapata



$$f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$H_z = 1.5 \text{ m}$$

$$\text{rec.} = 7.5 \text{ cm}$$

$$d = 1.425 \text{ m}$$

- Verificación del peralte de la zapata

Corte simple:

$$V_{ux} = 0.00 \text{ t}$$

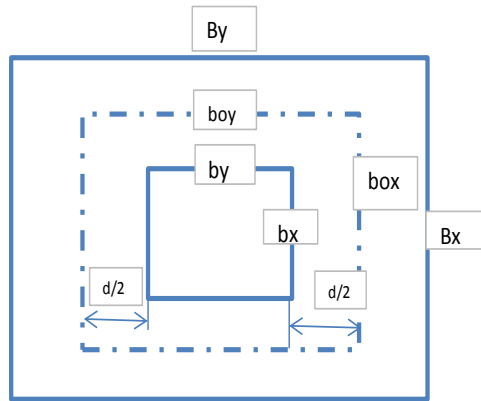
$$\emptyset V_n = 511.7 \text{ t} \quad > V_u \quad (\text{ok})$$

$$V_{uy} = 0.00 \text{ t}$$

$$\emptyset V_n = 325.6 \text{ t} \quad > V_u \quad (\text{ok})$$

- Corte por punzonamiento

Figura 34: Esquema del área proyectada por punzonamiento en la BP-1 / Puente n°1.



$$\text{box} = \text{bx} + d = 4.93 > Bx$$

$$\text{boy} = \text{by} + d = 6.93 > By$$

De donde no hay la necesidad de verificar por punzonamiento.

B. Diseño del Refuerzo de la BP-01.

$$Mux = 21.29 \text{ t-m}$$

$$Muy = 11.26 \text{ t-m}$$

$$f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$BX = 3.50 \text{ m}$$

$$BY = 5.50 \text{ m}$$

$$d = 1.43 \text{ m}$$

- Refuerzo en la zapata de la BP-1:
- Cálculo del acero de refuerzo paralelo al eje X

Considerando: **#8@ 250 mm**

$$Asmin = 17.10 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Cuantía}$$

$$min = 0.0012$$

Entonces: $As = 20.27 \text{ cm}^2/\text{m} > Asmin \text{ (ok)}$

$$a = \frac{Asfy}{0.85f'cb}$$

$$a = 0.87 \text{ cm}$$

$$\phi Mn = 108.84 \text{ t-m} > M_{uy} \quad (\text{ok})$$

- Cálculo del acero de refuerzo paralelo al eje Y

Considerando:

#8 @ 250 mm

$As_{min} = 17.10 \text{ cm}^2/\text{m}$ Cuantía

Min = 0.0012

Entonces:

$As = 20.27 \text{ cm}^2/\text{m} > As_{min}(\text{ok})$

$$a = \frac{Asfy}{0.85f'cb}$$

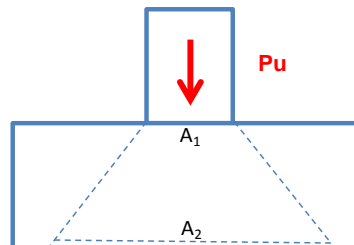
$$a = 1.36 \text{ cm}$$

$$\phi Mn = \phi Asfy(d - a/2)$$

$$\phi Mn = 108.65 \text{ t-m} > M_{ux} (\text{ok})$$

- Verificación por aplastamiento del concreto

Figura 35: Esquema del área proyectada por aplastamiento



De donde, en un sentido

$$A_2 = 16.32 \text{ m}^2$$

$$A_1 = 6.27 \text{ m}^2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 1.613 < 2, \text{ se toma } = 1.61$$

$$P_u = 234.6 \text{ t}$$

$$\phi P_n = 12,639.5 \text{ t} > P_u (\text{ok})$$

- Verificación del pedestal de la BP-1:

Se dibuja el diagrama de interacción del pedestal y se plotean las solicitaciones de carga (factoradas), las cuales para este caso se ubican dentro del gráfico y por consiguiente queda conforme la sección del elemento.

La combinación de cargas por condiciones de rotura para el diseño de concreto:

$$P_u = 234.6 \quad t$$

$$M_{ux} = 164.5 \quad t\cdot m$$

$$M_{uy} = 33.2 \quad t\cdot m$$

Se proponen varillas de acero de 1" de diámetro dispuestas según la figura mostrada. Luego, con esta información se elabora el diagrama de interacción:

$$B = 1900 \text{ mm}$$

$$H = 3300 \text{ mm}$$

$$A_s = 243.22 \text{ cm}^2$$

Figura 36: Diseño de la BP-1

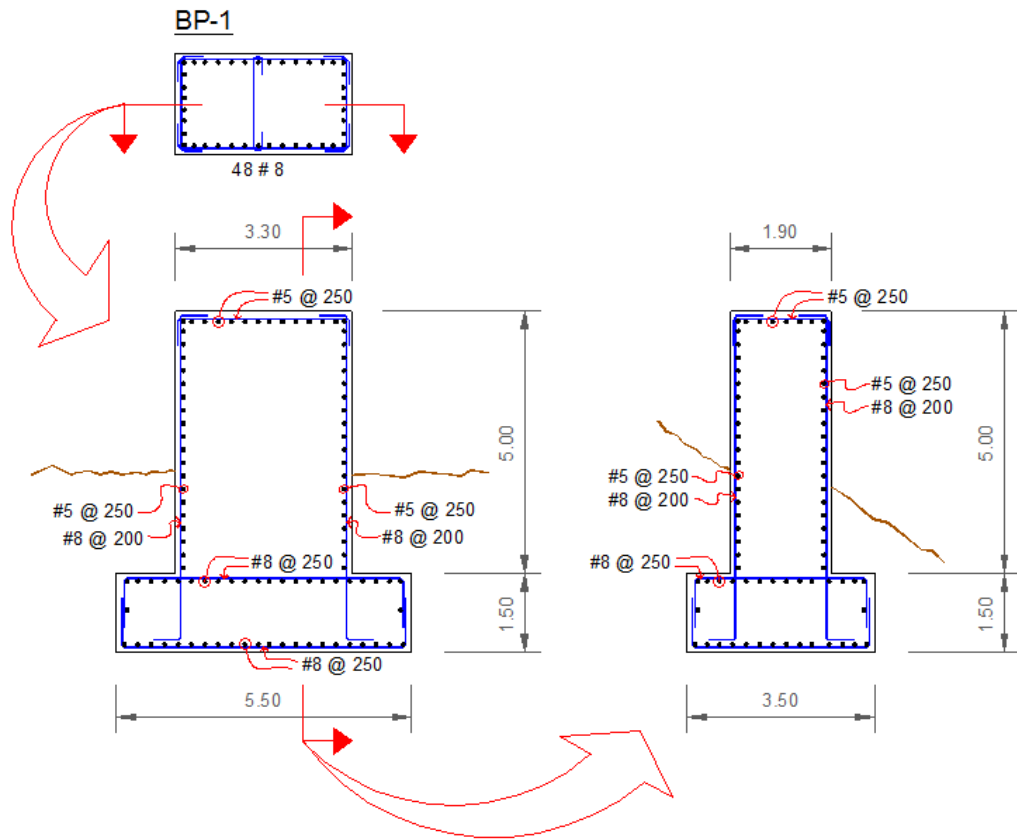
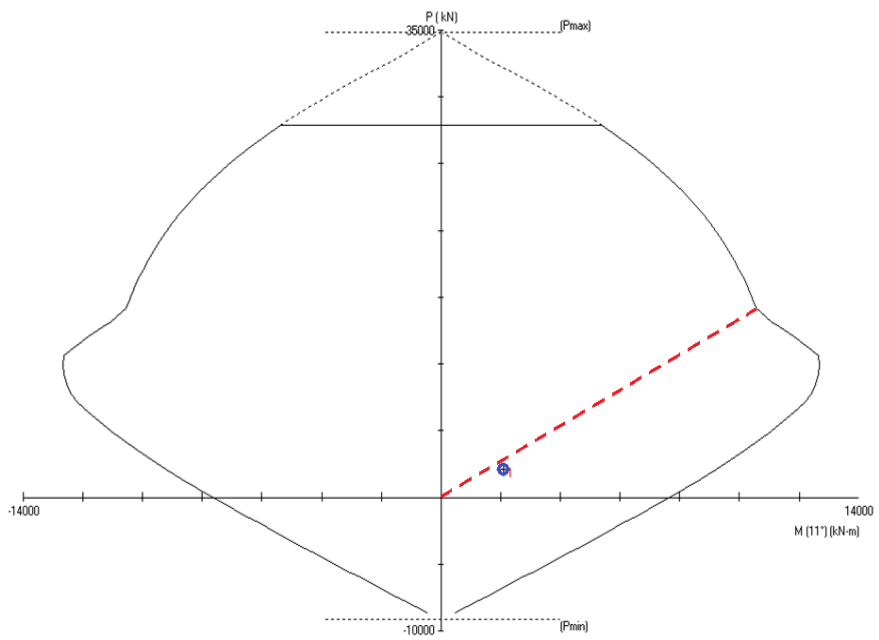


Figura 37: Diagrama de interacción para la BP-1



Del diagrama de interacción Biaxial el diseño de pedestal es conforme.

Cálculo de refuerzo por corte (acero transversal):

$$V_u = 4.11 \text{ t}$$

$$\phi V_c = 401.9 \text{ t}$$

Proponiendo: **Diam. Varilla # 5 @**

$$s = 25 \text{ cm}$$

$$A_v = 3.96 \text{ cm}^2$$

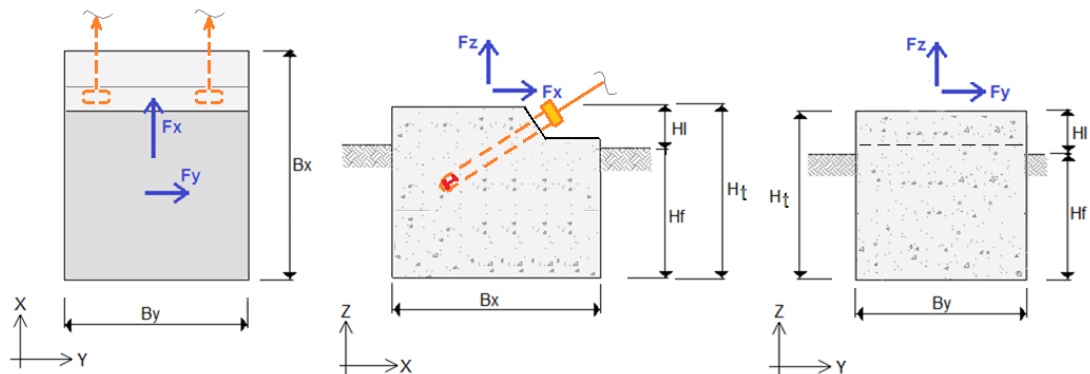
$$\phi V_s = 183.16 \text{ t}$$

$$\phi V_c + \phi V_s = 585.04 \text{ t} > V_u \quad (\text{ok})$$

C. Análisis de la BP-02.

Del pre-dimensionamiento de la BP-2 se tienen las siguientes características:

Figura 38: Esquema general de la BP-1 para su análisis



$$B_Y = 4.00 \text{ m}$$

$$H_f = 4.35 \text{ m}$$

$$H_t = 5.00 \text{ m}$$

$$B_X = 5.00 \text{ m}$$

$$H_l = 0.65 \text{ m}$$

Propiedades mecánicas: $\phi = 23^\circ$ *Ángulo de fricción interna suelo

$\gamma_s = 1.80 \text{ t/m}^3$ *Peso específico suelo

$\sigma = 2.30 \text{ kg/cm}^2$ *Presión admisible

γ_C = 2.40 t/m³ Peso específico concreto
 f'_c = 240 kg/cm² Res. a compresión del concreto
 f_y = 4200 kg/cm² Esf. de Fluencia acero refuerzo

Tabla 27: Cargas y combinaciones de carga para el análisis de la BP-2 / Puente n°1

| COMB | F _x (t) | F _y (t) | F _z (t) |
|------|--------------------|--------------------|--------------------|
| CS1 | 31.03 | 0.00 | -18.97 |
| CS2 | 30.97 | 0.00 | -18.94 |
| CS3 | 31.72 | 0.00 | -19.40 |
| CS4 | 32.35 | 0.00 | -19.79 |

Además, de la geometría mostrada en el pre-dimensionamiento, se calcula el peso de la estructura (base de concreto) que aporta carga en dirección de la gravedad:

$$P_{BASE} = \underline{240.00 \text{ t}}$$

$$P_m = 240.00 \text{ t}$$

Tabla 28: Reacciones por combinación de carga para el análisis de la BP-2 / Puente n°1

| COMB | F _X (t) | F _Y (t) | F _Z (t) | F _{ZT} (t) |
|------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|------------------------|
| CS1 | 31.03 | 0.00 | -18.97 | 221.03 |
| CS2 | 30.97 | 0.00 | -18.94 | 221.06 |
| CS3 | 31.72 | 0.00 | -19.40 | 220.60 |
| CS4 | 32.35 | 0.00 | -19.79 | 220.21 |

Para verificar la estabilidad al volteo:

El momento de volteo es producido por acciones del cortante en el apoyo y el momento respectivo en la misma combinación para el caso más desfavorable.

$\%EP = 50\%$ $\%$ empuje pasivo a considerar $b_{promx} = 2.00$ m
 $\emptyset = 23^\circ$ (cimiento enterrado 100%) $b_{promy} = 2.50$ m
 $\gamma_S = 1.80$ t/m³ $ME_{pX} = 112.73$ t-m
 $H = 4.35$ m $ME_{pY} = 140.92$ t-m
 $K_p = 2.3$

Tabla 29: Factores de seguridad al volteo para el análisis de la BP-2 / Puente n°1

| COMB | M _{ACX} (t-m) | M _{ACY} (t-m) | M _{REX} (t-m) | M _{REY} (t-m) | M _{EPX} (t-m) | M _{EPY} (t-m) | FSV _x (ad) | FSV _y (ad) |
|------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|--------------------------|--------------------------|
| CS1 | 0.0 | 155.1 | 442.1 | 552.6 | 56.4 | 70.5 | 4.0 | 100.0 |
| CS2 | 0.0 | 154.9 | 442.1 | 552.7 | 56.4 | 70.5 | 4.0 | 100.0 |
| CS3 | 0.0 | 158.6 | 441.2 | 551.5 | 56.4 | 70.5 | 3.9 | 100.0 |
| CS4 | 0.0 | 161.8 | 440.4 | 550.5 | 56.4 | 70.5 | 3.8 | 100.0 |

Por tanto el factor de seguridad al volteo es:

$$FSV_x = 3.8 > 1.5 \quad (\text{ok})$$

$$FSV_y = 100.0 > 1.5 \quad (\text{ok})$$

Para verificar la estabilidad al deslizamiento:

Se considera para el coeficiente de rozamiento suelo-concreto:

$$u = 0.50$$

Para considerar la acción del empuje pasivo se usarán los siguientes datos:

$\%EP = 50\%$ $\%$ empuje pasivo a considerar $b_{promx} = 2.00$ m
 $\emptyset = 23^\circ$ (cimiento enterrado 100%) $b_{promy} = 2.50$ m
 $\gamma_S = 1.80$ t/m³ $F_{epx} = 102.72$ t
 $H = 5.00$ m $F_{epy} = 128.40$ t
 $K_p = 2.3$

Tabla 30: Factores de seguridad al deslizamiento para el análisis de la BP-2 / Puente n°1

| COMB | F_X (t) | F_Y (t) | F_{RX} (t) | F_{RY} (t) | F_{epx} (t) | F_{epy} (t) | FSDx (ad) | FSDy (ad) |
|-------------|------------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|----------------------------|----------------------------|
| CS1 | 31.03 | 0.00 | 110.51 | 110.51 | 51.4 | 64.2 | 5.2 | 100.0 |
| CS2 | 30.97 | 0.00 | 110.53 | 110.53 | 51.4 | 64.2 | 5.2 | 100.0 |
| CS3 | 31.72 | 0.00 | 110.30 | 110.30 | 51.4 | 64.2 | 5.1 | 100.0 |
| CS4 | 32.35 | 0.00 | 110.11 | 110.11 | 51.4 | 64.2 | 5.0 | 100.0 |

Por tanto el factor de seguridad al deslizamiento es, en cada caso:

$$FSDx = 5.0 > 1.5 \quad (\text{ok})$$

$$FSDy = 100.0 > 1.5 \quad (\text{ok})$$

Para verificar los esfuerzos en el suelo:

De acuerdo a la excentricidad de carga en compresión se hallan los esfuerzos máximos en el suelo, para las distintas combinaciones de servicio, los cuales serán comparados con el esfuerzo admisible del terreno.

$$ecx = 0.83 \text{ m}$$

$$ecy = 0.67 \text{ m}$$

$$* \sigma_t = 2.30 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 31: Esfuerzos en el terreno bajo la BP-2 / Puente n°1

| COMB | ex (m) | ex/B (ad) | ey (m) | ey/A (ad) | P/A (kg/cm²) | C3 (ad) | σ_{MAX} (kg/cm²) | σ_{ADM} (kg/cm²) |
|-------------|-------------------------|----------------------------|-------------------------|----------------------------|--|--------------------------|--|--|
|-------------|-------------------------|----------------------------|-------------------------|----------------------------|--|--------------------------|--|--|

| | | | | | | | | |
|------------|------|-------------|------|-------------|------|-------------|-------------|------|
| CS1 | 0.70 | 0.14 | 0.00 | 0.00 | 1.11 | 1.85 | 2.05 | 2.30 |
| CS2 | 0.70 | 0.14 | 0.00 | 0.00 | 1.11 | 1.85 | 2.04 | 2.30 |
| CS3 | 0.72 | 0.14 | 0.00 | 0.00 | 1.10 | 1.88 | 2.07 | 2.30 |
| CS4 | 0.73 | 0.15 | 0.00 | 0.00 | 1.10 | 1.90 | 2.09 | 2.30 |

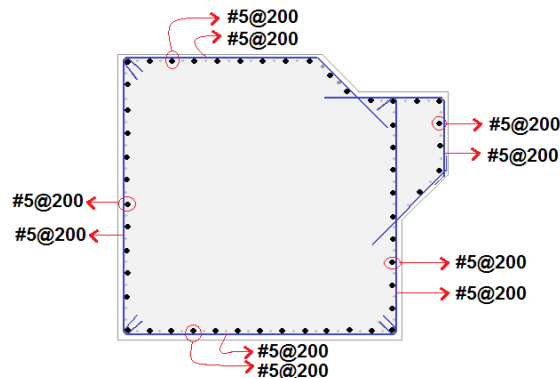
$$\sigma_{adm} = 2.30 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{max} = 2.09 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{adm} \quad (\text{ok})$$

D. Diseño del Refuerzo de la BP-02.

Por la característica de la BP-2 (que funciona como un dado de anclaje por gravedad) el acero de refuerzo a considerar obedece, principalmente, al propósito de controlar el agrietamiento de este elemento:

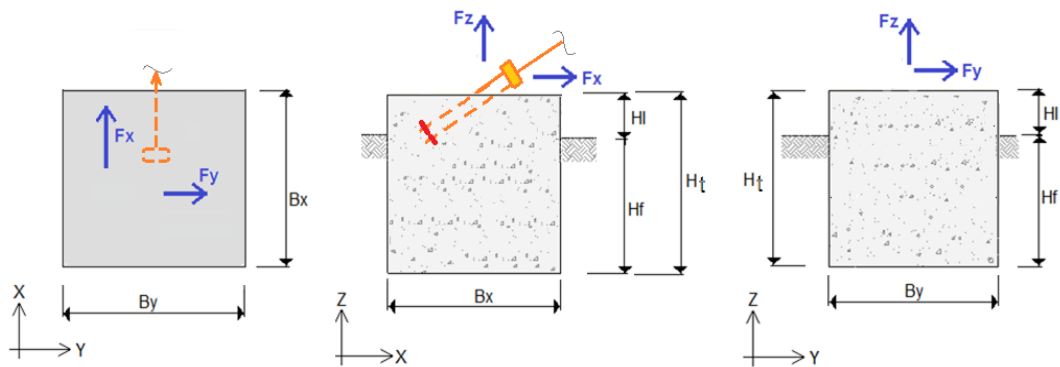
Figura 39: Esquema general del refuerzo para la BP-2



E. Análisis del Dado de Anclaje D-1.

Del pre-dimensionamiento del D-1 se tienen las siguientes características:

Figura 40: Esquema general del dado D-1 para su análisis.



$$\begin{aligned}
 BY &= 1.60 \text{ m} & Hf &= 1.30 \text{ m} & Ht &= 1.60 \text{ m} \\
 BX &= 1.60 \text{ m} & Hl &= 0.30 \text{ m} & &
 \end{aligned}$$

Propiedades mecánicas: $\phi = 23^\circ$ *Ángulo de fricción interna suelo

$\gamma_S = 1.80 \text{ t/m}^3$ *Peso específico suelo

$\sigma = 2.30 \text{ kg/cm}^2$ *Presión admisible

$\gamma_C = 2.40 \text{ t/m}^3$ Peso específico concreto

$f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$ Res. a compresión del concreto

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ Esf. de Fluencia acero refuerzo.

* Ver Memoria de cálculo Geotecnia

Tabla 32: Cargas y combinaciones de carga para el análisis del dado D-1 / Puente n°1

| COMB | Fx (t) | Fy (t) | Fz (t) |
|------|--------|--------|--------|
| CS1 | 0.50 | 0.50 | -0.25 |
| CS2 | 0.65 | 0.63 | -1.00 |
| CS3 | 1.07 | 1.03 | -1.00 |
| CS4 | 1.13 | 1.09 | -1.50 |

Además, de la geometría mostrada en el pre-dimensionamiento, se calcula el peso de la estructura (base de concreto) que aporta carga en dirección de la gravedad:

$$P_{BASE} = \underline{9.83 \text{ t}}$$

$$P_m = 9.83 \text{ t}$$

Tabla 33: Reacciones por combinación de carga para el análisis del D-1 / Puente n°1

| COMB | F _X (t) | F _Y (t) | F _Z (t) | F _{ZT} (t) |
|------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|------------------------|
| CS1 | 0.50 | 0.50 | -0.25 | 9.58 |
| CS2 | 0.65 | 0.63 | -1.00 | 8.83 |
| CS3 | 1.07 | 1.03 | -1.00 | 8.83 |
| CS4 | 1.13 | 1.09 | -1.50 | 8.33 |

Para verificar la estabilidad al volteo:

El momento de volteo es producido por acciones del cortante en el apoyo y el momento respectivo en la misma combinación para el caso más desfavorable.

$$\begin{aligned} \%EP &= 50\% & \% \text{ empuje pasivo a considerar} & b_{promx} = 0.80 \text{ m} \\ \emptyset &= 23^\circ & (\text{cimiento enterrado } 100\%) & b_{promy} = 0.80 \text{ m} \\ \gamma_s &= 1.80 \text{ t/m}^3 & & M_{EPX} = 1.20 \text{ t-m} \\ H &= 1.30 \text{ m} & & M_{EPY} = 1.20 \text{ t-m} \\ K_p &= 2.3 & & \end{aligned}$$

Tabla 34: Factores de seguridad al volteo para el análisis del D-1 / Puente n°1

| COMB | M _{ACX} (t-m) | M _{ACY} (t-m) | M _{REX} (t-m) | M _{REY} (t-m) | M _{EPX} (t-m) | M _{EPY} (t-m) | FSV _x (ad) | FSV _y (ad) |
|------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|--------------------------|--------------------------|
| CS1 | 0.8 | 0.8 | 7.7 | 7.7 | 0.6 | 0.6 | 10.3 | 10.3 |
| CS2 | 1.0 | 1.0 | 7.1 | 7.1 | 0.6 | 0.6 | 7.4 | 7.6 |

| | | | | | | | | |
|------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------------|------------|
| CS3 | 1.6 | 1.7 | 7.1 | 7.1 | 0.6 | 0.6 | 4.5 | 4.7 |
| CS4 | 1.7 | 1.8 | 6.7 | 6.7 | 0.6 | 0.6 | 4.0 | 4.2 |

Por tanto el factor de seguridad al volteo es:

$$FSV_x = 4.0 > 1.5 \quad (\text{ok})$$

$$FSV_y = 4.2 > 1.5 \quad (\text{ok})$$

Para verificar la estabilidad al deslizamiento:

Se considera para el coeficiente de rozamiento suelo-concreto:

$$u = 0.50$$

Para considerar la acción del empuje pasivo se usarán los siguientes datos:

$$\%EP = 50\% \quad \text{\%empuje pasivo a considerar} \quad b_{promx} = 0.80 \text{ m}$$

$$\varnothing = 23^\circ \quad (\text{cimiento enterrado } 100\%) \quad b_{promy} = 0.80 \text{ m}$$

$$\gamma_S = 1.80 \text{ t/m}^3 \quad F_{epx} = 4.21 \text{ t}$$

$$H = 1.60 \text{ m} \quad F_{epy} = 4.21 \text{ t}$$

$$K_p = 2.3$$

Tabla 35: Factores de seguridad al deslizamiento para el análisis del D-1 / Puente n°1

| COMB | F _X (t) | F _Y (t) | F _{RX} (t) | F _{RY} (t) | F _{epx} (t) | F _{epy} (t) | FSD _x (ad) | FSD _y (ad) |
|------------|-----------------------|-----------------------|------------------------|------------------------|-------------------------|-------------------------|--------------------------|--------------------------|
| CS1 | 0.50 | 0.50 | 4.79 | 4.79 | 2.1 | 2.1 | 13.8 | 13.8 |
| CS2 | 0.65 | 0.63 | 4.42 | 4.42 | 2.1 | 2.1 | 10.0 | 10.3 |
| CS3 | 1.07 | 1.03 | 4.42 | 4.42 | 2.1 | 2.1 | 6.1 | 6.3 |
| CS4 | 1.13 | 1.09 | 4.17 | 4.17 | 2.1 | 2.1 | 5.5 | 5.8 |

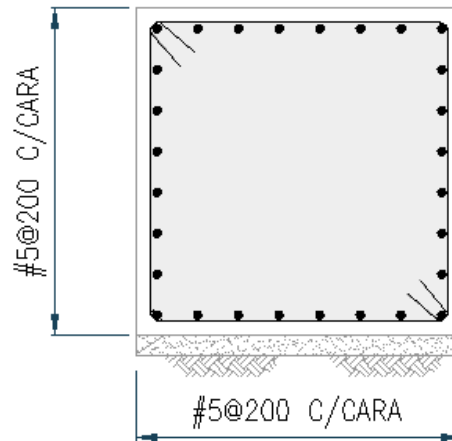
$$\Sigma_{adm} = 2.30 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{ver: MC-187GP0024A-600-00-001})$$

$$\Sigma_{max} = 1.05 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{adm} \quad (\text{ok})$$

F. Diseño del Refuerzo del Dado D-1.

Por la característica del dado D-1 (que funciona como un dado de anclaje por gravedad) el acero de refuerzo a considerar obedece, principalmente, al propósito de controlar el agrietamiento de este elemento:

Figura 41: Esquema general del dado D-1 para su análisis.

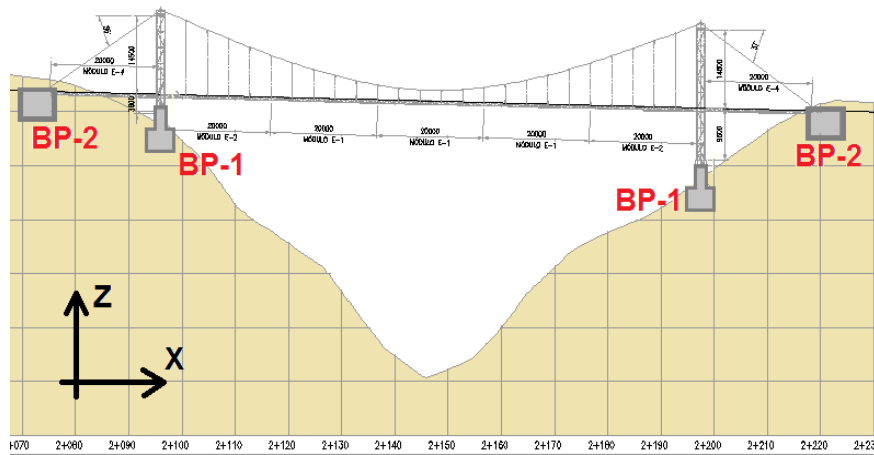


3.4.2. Geometría y Características de las Estructuras de Concreto para el Puente N°04.

El esquema que se muestra en la figura 42 muestra el perfil longitudinal del Puente n°4 que va desde la progresiva 2+083.87 @ 2+216.85 en el trazado de la Línea de conducción.

Como se aprecia en la figura 42, las principales estructuras de concreto que sirven como Bases del Puente son los elementos denominados BP-1 y BP-2.

Figura 42: Esquema del perfil longitudinal del Puente n°4



En vista de que las cargas obtenidas en el análisis para los elementos estructurales correspondientes al Puente n°4 son similares a las cargas obtenidas para el Puente n°1, se propone mantener las geometrías y refuerzos de los BP-1 y BP-2 diseñados anteriormente.

Tabla 36: Reacciones por combinación de carga para el análisis de la BP-1 / Puente n°4

| COMB | F _X (t) | F _Y (t) | F _Z (t) | M _X (t-m) | M _Y (t-m) |
|------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|
| CS1 | 2.33 | 0.01 | 86.39 | 0.11 | 13.95 |
| CS2 | 2.44 | 0.01 | 86.22 | 0.13 | 15.11 |
| CS3 | 2.40 | 1.47 | 86.39 | 20.65 | 14.77 |
| CS4 | 2.44 | 2.73 | 86.39 | 39.30 | 15.37 |

A continuación se muestran los factores de seguridad que derivan del análisis de estabilidad de la BP-1 para el Puente n°4:

$$FSV_x = 14.70 \quad (\text{ok})$$

$$FSV_y = 12.66 \quad (\text{ok})$$

$$FSD_x = 63.58 \quad (\text{ok})$$

$$FSD_y = 52.84 \quad (\text{ok})$$

$$\sigma_{adm} = 2.30 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{max} = 1.87 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{ok})$$

Tabla 37: Reacciones por combinación de carga para el análisis de la BP-1 / Puente n°4

| COMB | Fx (t) | Fy (t) | Fz (t) |
|------|--------|--------|--------|
| CS1 | 34.31 | 0.00 | -20.98 |
| CS2 | 34.28 | 0.00 | -20.96 |
| CS3 | 34.59 | 0.00 | -21.15 |
| CS4 | 34.87 | 0.00 | -21.32 |

A continuación se muestran los factores de seguridad que derivan del análisis de estabilidad de la BP-2 para el Puente n°4:

$$FSV_x = 3.54 \quad (\text{ok})$$

$$FSV_y = 100.00 \quad (\text{ok})$$

$$FSD_x = 4.61 \quad (\text{ok})$$

$$FSD_y = 100.00 \quad (\text{ok})$$

$$\sigma_{adm} = 2.30 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{max} = 2.19 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{ok})$$

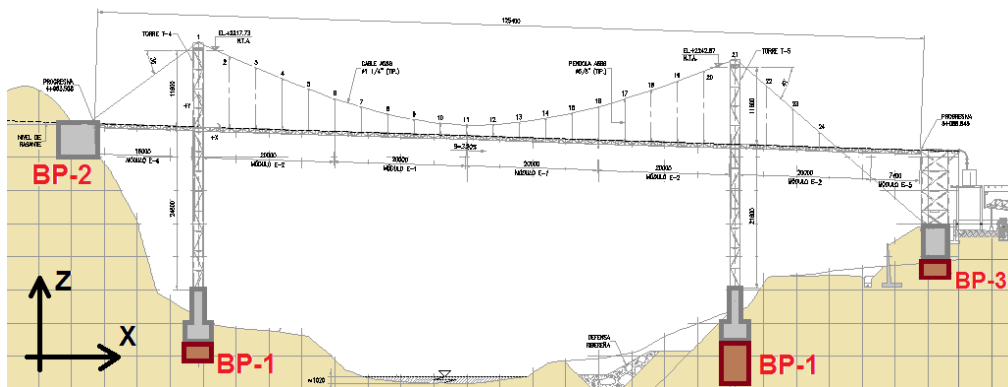
De la misma manera, para este caso se usarán los datos de concreto D-1 señalados anteriormente para sujetar los templadores laterales del Puente n°4.

3.4.3. Geometría y Características de las Estructuras de Concreto para el Puente N°10.

El esquema que se muestra en la figura 43 muestra el perfil longitudinal del Puente n°10 que va desde la progresiva 4+960.22 @ 5+096.25 en el trazado de la Línea de conducción.

Como se aprecia en la figura 43, las principales estructuras de concreto que sirven como Bases del Puente son los elementos denominados BP-1, BP-2 Y BP-13.

Figura 43: Esquema del perfil longitudinal del Puente n°10.



En vista de que las cargas obtenidas en el análisis para los elementos estructurales correspondientes al Puente n°10 son similares a las cargas obtenidas para el Puente n°1, se propone mantener las geometrías y refuerzos de los BP-1 y BP-2 diseñados anteriormente.

Tabla 38: Reacciones por combinación de carga para el análisis de la BP-1 / Puente n°10

| COMB | F _X (t) | F _Y (t) | F _Z (t) | M _X (t-m) | M _Y (t-m) |
|------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|
| CS1 | 1.30 | 0.00 | 126.67 | 0.07 | 14.89 |
| CS2 | 0.99 | 3.20 | 107.11 | 84.31 | 11.06 |
| CS3 | 1.02 | 1.19 | 107.10 | 34.20 | 11.57 |
| CS4 | 0.35 | 1.19 | 56.91 | 34.17 | 3.84 |

A continuación se muestran los factores de seguridad que derivan del análisis de estabilidad de la BP-1 para el Puente n°4:

$$FSV_x = 22.72 \quad (\text{ok})$$

$$FSV_y = 7.42 \quad (\text{ok})$$

$$FSD_x = 100.00 \quad (\text{ok})$$

$$FSD_y = 48.34 \quad (\text{ok})$$

$$\sigma_{adm} = 2.30 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{max} = 2.12 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{ok})$$

Tabla 39: Cargas y combinaciones de carga para el análisis de la BP-2 / Puente n°10

| COMB | Fx (t) | Fy (t) | Fz (t) |
|-------------|---------------|---------------|---------------|
| CS1 | 31.03 | 0.00 | -18.97 |
| CS2 | 30.97 | 0.00 | -18.94 |
| CS3 | 31.72 | 0.00 | -19.40 |
| CS4 | 32.35 | 0.00 | -19.79 |

A continuación se muestran los factores de seguridad que derivan del análisis de estabilidad de la BP-2 para el Puente n°4:

$$FSV_x = 3.84 \quad (\text{ok})$$

$$FSV_y = 100.00 \quad (\text{ok})$$

$$FSD_x = 4.99 \quad (\text{ok})$$

$$FSD_y = 100.00 \quad (\text{ok})$$

$$\sigma_{adm} = 2.30 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{max} = 2.09 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{ok})$$

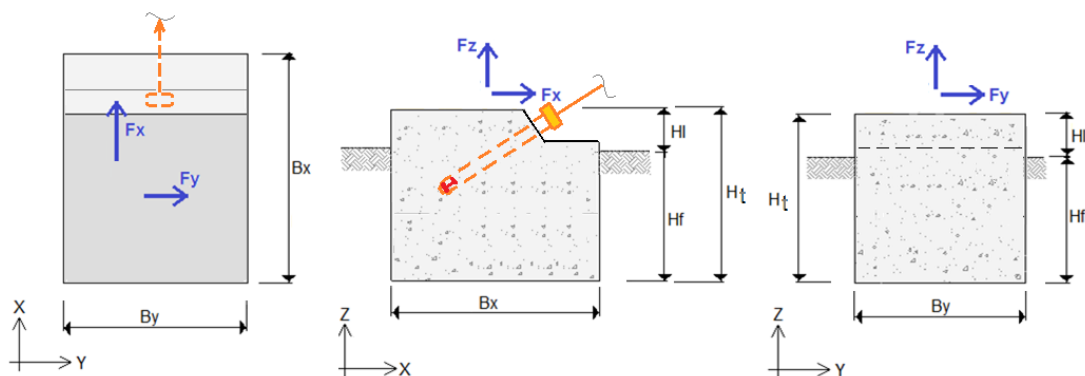
De la misma manera, para este caso se usarán los datos de concreto D-1 señalados en el acápite anterior para sujetar los templadores laterales del Puente n°10.

A continuación se describe el análisis y diseño para determinar la geometría y refuerzo de la BP-3 para el Puente n°10.

A. Análisis de la BP-03.

Del pre-dimensionamiento de la BP-3 se tienen las siguientes características:

Figura 44: Esquema general de la BP-3 para su análisis



$$\begin{aligned}
 BY &= 3.50 \text{ m} & Hf &= 3.50 \text{ m} & Ht &= 4.15 \text{ m} \\
 BX &= 3.60 \text{ m} & Hl &= 0.65 \text{ m} & &
 \end{aligned}$$

Propiedades mecánicas: $\phi = 23^\circ$ *Ángulo de fricción interna suelo

$\gamma_s = 1.80 \text{ t/m}^3$ *Peso específico suelo

$\sigma = 2.30 \text{ kg/cm}^2$ *Presión admisible

$\gamma_C = 2.40 \text{ t/m}^3$ Peso específico concreto

$f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$ Res. a compresión del concreto

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ Esf. de Fluencia acero refuerzo

Tabla 40: Cargas y combinaciones de carga para el análisis de la BP-3 / Puente n°10

| COMB | Fx (t) | Fy (t) | Fz (t) |
|------|--------|--------|--------|
|------|--------|--------|--------|

| | | | |
|------------|-------|------|--------|
| CS1 | 16.63 | 0.08 | -11.10 |
| CS2 | 16.57 | 0.08 | -11.05 |
| CS3 | 16.80 | 0.09 | -11.21 |
| CS4 | 16.95 | 0.09 | -11.31 |

Además, de la geometría mostrada en el pre-dimensionamiento, se calcula el peso de la estructura (base de concreto) que aporta carga en dirección de la gravedad:

$$P_{BASE} = \underline{125.50} \text{ t}$$

$$P_m = 125.50 \text{ t}$$

Tabla 41: Reacciones por combinación de carga para el análisis de la BP-3 / Puente n°10

| COMB | F_X (t) | F_Y (t) | F_Z (t) | F_{ZT} (t) |
|-------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|-------------------------------|
| CS1 | 16.63 | 0.08 | -11.10 | 114.40 |
| CS2 | 16.57 | 0.08 | -11.05 | 114.44 |
| CS3 | 16.80 | 0.09 | -11.21 | 114.29 |
| CS4 | 16.95 | 0.09 | 11.31 | 114.19 |

Para verificar la estabilidad al volteo:

El momento de volteo es producido por acciones del cortante en el apoyo y el momento respectivo en la misma combinación para el caso más desfavorable.

$$\begin{aligned} \%EP &= 50\% & \% \text{ empuje pasivo a considerar} & b_{promx} = 1.75 \text{ m} \\ \emptyset &= 23^\circ & (\text{cimiento enterrado } 100\%) & b_{promy} = 1.80 \text{ m} \\ \gamma_s &= 1.80 \text{ t/m}^3 & & ME_{pX} = 51.38 \text{ t-m} \\ H &= 3.50 \text{ m} & & ME_{pY} = 52.85 \text{ t-m} \end{aligned}$$

$$K_p = 2.3$$

Tabla 42: Factores de seguridad al volteo para el análisis de la BP-3 / Puente n°10

| COMB | M_{ACX} (t-m) | M_{ACY} (t-m) | M_{REX} (t-m) | M_{REY} (t-m) | M_{EPX} (t-m) | M_{EPY} (t-m) | FSVx (ad) | FSVy (ad) |
|-------------|--|--|--|--|--|--|----------------------------|----------------------------|
| CS1 | 0.3 | 69.0 | 200.2 | 205.9 | 25.7 | 26.4 | 3.4 | 100.0 |
| CS2 | 0.3 | 68.8 | 200.3 | 206.0 | 25.7 | 26.4 | 3.4 | 100.0 |
| CS3 | 0.4 | 69.7 | 200.0 | 205.7 | 25.7 | 26.4 | 3.3 | 100.0 |
| CS4 | 0.4 | 70.3 | 199.8 | 205.5 | 25.7 | 26.4 | 3.3 | 100.0 |

Por tanto el factor de seguridad al volteo es:

$$FSV_x = 3.3 > 1.5 \quad (\text{ok})$$

$$FSV_y = 100.0 > 1.5 \quad (\text{ok})$$

Para verificar la estabilidad al deslizamiento:

Se considera para el coeficiente de rozamiento suelo-concreto:

$$u = 0.50$$

Para considerar la acción del empuje pasivo se usarán los siguientes datos:

$$\%EP = 50\% \quad \% \text{ empuje pasivo a considerar} \quad b_{promx} = 1.75 \text{ m}$$

$$\emptyset = 23^\circ \quad (\text{cimientos enterrados } 100\%) \quad b_{promy} = 1.80 \text{ m}$$

$$\gamma_S = 1.80 \text{ t/m}^3 \quad F_{epx} = 61.92 \text{ t}$$

$$H = 4.15 \text{ m} \quad F_{epy} = 63.69 \text{ t}$$

$$K_p = 2.3$$

Tabla 43: Factores de seguridad al deslizamiento para el análisis de la BP-3

| COMB | F_X (t) | F_Y (t) | F_{RX} (t) | F_{RY} (t) | F_{epx} (t) | F_{epy} (t) | FSDx (ad) | FSDy (ad) |
|-------------|------------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|----------------------------|----------------------------|
|-------------|------------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|----------------------------|----------------------------|

| | | | | | | | | |
|------------|-------|------|-------|-------|------|------|------------|--------------|
| CS1 | 16.63 | 0.08 | 57.20 | 57.20 | 31.0 | 31.8 | 5.3 | 100.0 |
| CS2 | 16.57 | 0.08 | 57.22 | 57.22 | 31.0 | 31.8 | 5.3 | 100.0 |
| CS3 | 16.80 | 0.09 | 57.14 | 57.14 | 31.0 | 31.8 | 5.2 | 100.0 |
| CS4 | 16.95 | 0.09 | 57.09 | 57.09 | 31.0 | 31.8 | 5.2 | 100.0 |

Por tanto el factor de seguridad al deslizamiento es, en cada caso:

$$FSD_x = 5.2 > 1.5 \quad (\text{ok})$$

$$FSD_y = 100.0 > 1.5 \quad (\text{ok})$$

Para verificar los esfuerzos en el suelo:

De acuerdo a la excentricidad de carga en compresión se hallan los esfuerzos máximos en el suelo, para las distintas combinaciones de servicio, los cuales serán comparados con el esfuerzo admisible del terreno.

$$e_{cx} = 0.60 \text{ m}$$

$$e_{cy} = 0.58 \text{ m}$$

$$* \sigma_t = 2.30 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 44: Esfuerzos en el terreno bajo la BP-3 / Puente n°10

| COMB | ex (m) | ex/B (ad) | ey (m) | ey/A (ad) | P/A (kg/cm ²) | C3 (ad) | σ_{MAX} (kg/cm ²) | σ_{ADM} (kg/cm ²) |
|-------------|------------------|---------------------|------------------|---------------------|-------------------------------------|-------------------|---|---|
| CS1 | 0.60 | 0.17 | 0.00 | 0.00 | 0.91 | 2.07 | 1.88 | 2.30 |
| CS2 | 0.60 | 0.17 | 0.00 | 0.00 | 0.91 | 2.07 | 1.88 | 2.30 |
| CS3 | 0.61 | 0.17 | 0.00 | 0.00 | 0.91 | 2.09 | 1.89 | 2.30 |
| CS4 | 0.62 | 0.17 | 0.00 | 0.00 | 0.91 | 2.10 | 1.90 | 2.30 |

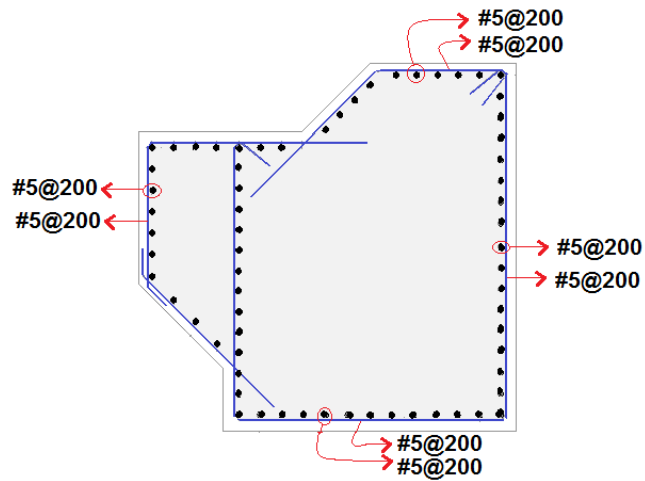
$$\sigma_{adm} = 2.30 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{ver: MC-187GP0024A-600-00-001})$$

$$\sigma_{max} = 1.90 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{adm} \quad (\text{ok})$$

B. Diseño del Refuerzo de la BP-03.

Por la característica de la BP-3 (que funciona como un dado de anclaje por gravedad) el acero de refuerzo a considerar obedece, principalmente, al propósito de controlar el agrietamiento de este elemento:

Figura 45: Esquema general del refuerzo para la BP-3



CAPITULO IV: CONCLUSIONES

4.1. HIDRÁULICA

- Las velocidades del flujo dentro de la línea no superan el límite de velocidad de 4.5 m/s, asimismo cumplen con la condición $V > 1.1VD$.
- La tubería para el transporte de relave hacia la planta de espesamiento y filtrado se proyecta con las siguientes características:

Tabla 45: Transporte de Relave - características

| Material Tubería | NPS | Schedule / SDR | Inicio | Fin |
|------------------|-----|----------------|--------------------|------------------|
| HDPE PE4710 | 10" | SDR 9 | Tanque Ecuilizador | Choke Station #1 |
| HDPE PE4710 | 10" | SDR 9 | Choke Station #1 | 2+780.00 |
| HDPE PE4710 | 8" | SDR 9 | 2+780.00 | Choke Station #2 |
| HDPE PE4710 | 8" | SDR 9 | Choke Station #2 | 4+900.00 |
| HDPE PE4710 | 8" | SDR 7.3 | 4+900.00 | 5+096.30 |

- El diseño de la línea ha sido evaluado para las condiciones indicadas en el presente documento, por lo cual no se garantiza el correcto funcionamiento del sistema fuera de los límites establecidos.
- La simulación en tiempos extendidos del nivel del tanque ecualizador se llevó a cabo mediante el control de flujo al ingreso del sistema.
- Se considera un tiempo de 2 minutos para la operación de las válvulas de corte en las estaciones de disipación de energía.
- Se analizó y se diseñó dos tuberías para efecto de mayor producción de la Empresa Minera Parcoy a corto plazo por la construcción de una nueva planta de filtrado.
- Se considera el envío del relave hacia la relavera Al-1 como contingencia del sistema ante la posibilidad de rebose en el tanque ecualizador

- Los cálculos fueron realizados en base a la topografía entregada por el cliente en el año 2011. Se deberá verificar los niveles del tanque ecualizador para realizar los ajustes respectivos a futuro
- La presión máxima alcanzada durante el flujo transitorio en la tubería de 10" SDR 9 es de 142.01 psig este valor es inferior a la presión máxima permisible para cargas ocasionales, por lo cual permite asegurar que con el sistema de impulsión seleccionado se pueda soportar un golpe de ariete ocasionado por el corte de energía para las presiones máximas eventuales.
- La presión mínima alcanzada durante el flujo transitorio en la tubería de 8" SDR 7.3 es de 1.16 psig este valor no es significativo con respecto al de la presión de colapso de la tubería, por lo cual permite asegurar que con el sistema de impulsión seleccionado se pueda soportar un golpe de ariete ocasionado por el corte de energía para las presiones mínimas eventuales.
- Para la simulación del flujo transiente se utilizó un tiempo de cierre de 2 minutos. El cual es requerido para el cierre manual de las válvulas compuerta propuestas.
- No se requieren de dispositivos de atenuación de golpe de ariete para la configuración de tuberías propuesta.

4.2. GEOTECNIA

- Los cálculos y parámetros del presente documento se han basado en los estudios geológicos y geotécnicos realizados en el 2011 para la línea de relave.
- Para las estructuras de pase (puentes y pontones) y estructuras livianas que se proyectan en la zona 1, se recomienda cimentar a una profundidad mínima de 1.00 m. respecto al nivel actual del

terreno. En caso de encontrar material no competente a la profundidad recomendada se deberá profundizar la cimentación hasta encontrar grava bien gradada (GW) o Grava limosa (GM).

- Para las estructuras de pase (puentes y pontones) y estructuras livianas que se proyectan en las zonas 2 y 3, se recomienda cimentar a una profundidad mínima de 1.00 m. respecto al nivel actual del terreno. En caso de encontrar material no competente a la profundidad recomendada se deberá profundizar la cimentación hasta encontrar roca fresca, no meteorizada, libre de oxidaciones de roca Granodiorita, Arenisca o Limolita arcillosa.
- La capacidad admisible para la zona 1 corresponde a los valores indicados en el cuadro 7-1.
- La capacidad admisible para las zonas 2 y 3 corresponde a los valores indicados en el cuadro 7-2.
- Es importante precisar que el contratista deberá verificar la capacidad admisible del suelo durante la etapa de construcción.
- En la zona 1 donde se proyecten plataformas, el terreno a nivel corte se deberá perfilar y escarificar en un espesor mínimo de 0.30m, seguidamente se compactará este material hasta alcanzar el 95% de la densidad máxima del Proctor Modificado.
- En la zona 2 y 3 donde se proyecten plataformas, el terreno deberá ser nivelado por una capa de concreto pobre.
- Se recomienda adoptar la inclinación de los taludes de corte en base a las condiciones encontradas en el terreno de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 46: Inclinación de taludes

| TALUDES DE CORTE | |
|------------------|-----------------|
| CLASE DE TERRENO | TALUD (H:V) |
| Roca fija | 1 : 10 |
| Roca suelta | 1 : 4 – 1 : 2 |
| Suelo compacto | 1 : 2 – 1 : 1 |
| Suelo suelto | 1 : 1 – 1.5 : 1 |
| Arena suelta | 2 : 1 |

- De acuerdo a la Norma E-030 Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones, el área de estudio se encuentra enmarcada en la Zona 3 que le corresponde una aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años ($Z=0,4$).
- Existen sectores críticos sobre todo entre las progresivas: 2+700 – 3+300 que requieren de mayores estudios y análisis de estabilidad.

4.3. ESTRUCTURA

El diseño propuesto para cada uno de los puentes que forman parte de la línea de relave cumple con los requerimientos mínimos señalados en las exigencias y recomendaciones de las normas que aplican para este caso.

4.4. CONCRETO ARMADO

Las estructuras de concreto propuestas como bases para la cimentación de los Puentes cumplen los criterios de estabilidad al volteo, estabilidad al deslizamiento, presiones máximas en el terreno y condiciones de servicio.

CAPITULO V: REFERENCIAS BIBLIOGRAFICOS

5.1. HIDRAULICA

- Memoria de cálculo dimensionamiento de tuberías por gravedad para transporte de relave, BISA, Enero 2014
- Informe técnico por pruebas realizadas con relave (Informe N° 2014-3-0-SO43-A), G & G LATINOS S.A.C, Marzo 2014
- ASSUREIRA E. ESTELA (1989). Transporte de Particulas Solidas por Tuberias. Pontificia Universidad Catolica del Peru.
- WASP E.J.: "Deposition velocities and spatial distribution of solids in slurry pipelines". Hydrotransport, Vol 1, BHRA Fluid Engineers, Cranfield, Bedford. England, September 1970
- SLATTER P.: "Plant design for slurry handling". The Journal of the Southern African Institute of Mining and Metallurgy, Volume 106, October 2006
- HEYMANN, L., PEUKERT, S Y AKSEL, N.: "On the solid-liquid transition of concentrated suspensions in transient shear flow", V. 47 pp. 307-315, 2002

5.2. GEOTECNIA

- Norma E-030 Diseño Sismo Resistente del Reglamento Nacional de Construcciones.
- Norma E-050 Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Construcciones.
- Introducción a la ingeniería de túneles por Hernán Gavilanes J. y Byron Andrade Haro.

5.3. ESTRUCTURAS METALICAS

- AISC 325-05 - American Institute of Steel Construction. Steel Construction Manual, 13th Edition.
- IBC - International Building Code, 2006.

- RNE - Reglamento Nacional de Edificaciones, 2006.
- Estructura de Acero, Comportamiento y LRFD, Sriramulu Vinnakota, 2008

5.4. CONCRETO ARMADO

- NTE E-020 - Norma de cargas Reglamento Nacional de Edificaciones, Perú (última edición)
- NTE E-030 - Norma de diseño sismo-resistente Reglamento Nacional de Edificaciones, Perú (última edición)
- NTE E-060 - Norma de diseño en concreto armado Reglamento Nacional de Edificaciones, Perú (última edición)
- RNE - Reglamento Nacional de Edificaciones, 2006.

ANEXOS

6.1. ESPECIFICACIONES TECNICAS - HIDRAULICA

6.1.1. Especificaciones Técnicas de Materiales para Tuberías.

A. Alcance

Esta especificación cubre la identificación, requerimientos específicos para materiales de construcción usados en el diseño y la fabricación de sistemas de tuberías de procesos y servicios. Incluyendo un catálogo de tuberías, válvulas, accesorios y misceláneos que se usarán en el desarrollo de este Proyecto.

B. Terminología

a. Rangos de Presión y Temperatura

Los rangos de presión y temperatura para tuberías, bridas y válvulas, de los materiales indicados, están basados en la última edición de ASME/ANSI B16.5 (American Society of Mechanical Engineers / American National Standards Institute).

b. Espesor de Pared de Tubería

A menos que se especifique lo contrario, el espesor de pared de los componentes de tuberías, están basados únicamente en las consideraciones de presión, temperatura, tolerancia a la corrosión, erosión y a la tolerancia de profundidad de hilos y ranuras. El espesor de pared de los componentes de tuberías no incluyen espesores adicionales que puedan ser requeridos para compensar consideraciones de diseño, tales como cargas térmicas debido a restricciones, cargas vivas, golpes hidráulicos, o cargas y fuentes de otra procedencia, cada uno de los cuales debe ser considerado en el diseño de los sistemas de tuberías.

C. Referencia

A menos que se indique lo contrario, los códigos y estándares de referencia, los cuales se indican a continuación, forman parte de esta especificación técnica y deberán ser la última revisión vigente a la fecha que este documento se emita para construcción. Todos los requerimientos incluidos en esta especificación deberán estar en concordancia con las partes aplicables en este proyecto, de los códigos y los estándares, a menos que en este documento o en los planos se indique otra cosa.

Las tuberías especificadas en este documento serán dimensionadas, seleccionadas, fabricadas e instaladas de acuerdo a las normas de la Sociedad Americana de Ingenieros Mecánicos (ASME), códigos para tuberías a presión ASME B31. Específicamente, Los requerimientos para servicios de fluidos normales definidos en el código ASME B31.3 aplicarán a menos que el Cliente determine que otras secciones u otras clasificaciones de servicio aplican y deben ser indicadas en la clase de material específica.

a. ASME (American Society of Mechanical Engineers)

- ASME B31.3 Process Piping
- ASME B31.11 Slurry Transportation Piping Systems
- ASME B16.5 Pipe Flanges and Flanged Fittings
- ASME B16.34 Valves-Flanged, Threaded, and Welding End
- ASME B16.3 Malleable Iron Threaded Fittings
- ASME B16.9 Factory-Made Wrought Steel Butt Welding Fittings
- ASME B16.11 Forged Steel Fittings, Socket-Welding and Threaded

- ASME B16.21 Nonmetallic Flat Gaskets for Pipe Flanges
 - ASME B36.10M Welded and Seamless Wrought Steel Pipe
- b. Donde el criterio de diseño y fabricación, en esta especificación, son afectados por requerimientos de la ciudad, provincia o departamento, esta especificación será modificada las veces que sea necesario para lograr su conformidad.

D. Materiales

A. General

- Requerimiento de Fabricación

1. Las tuberías serán fabricadas de acuerdo a los códigos y estándares aplicables anteriormente citados.
2. Para tuberías, válvulas y accesorios que estarán en contacto con soluciones cáusticas (Hidróxido de sodio) y/o de cianuro no deberán ser de cobre, aluminio, zinc, o aleaciones de estos metales.

- Accesorios para Tuberías.

El diámetro interior de los accesorios soldados deberán ajustarse con las dimensiones del diámetro interno (ID) de la tubería si el espesor del accesorio excede al espesor de pared de tubería en un 1/16" (1.5 mm).

El espesor de pared para accesorios reductores soldados será el más grande de los considerados para la unión.

Bushings reductores son aceptables solo cuando sea especificado en una clase de material de tubería.

- Compuestos para Sellos.

Los requerimientos de sello, a menos que sea especificado de otra manera en una clase de tubería, estará conforme a lo siguiente:

- Tubería en general – Politetrafluoroetileno (Teflón).

- Codos de Radio Corto.

Codos soldables de radio corto son permisibles solo cuando las limitaciones de espacio lo requieren y son especialmente autorizados. Los codos de radio corto serán limitados al 80% de MAWP (Máxima Presión de Trabajo Permisible) de la tubería a la cual será unido.

E. Tubería HDPE en Aplicaciones de Pulpa.

Tuberías HDPE podrían ser usadas para el manejo de pulpas, no se permitirá el uso de accesorios mitrados ni segmentados.

Para sistemas de tuberías HDPE usadas para el transporte de pulpas, las conexiones de ramales serán ejecutadas con una sección hecha de acero al carbono como AA1C.

F. Pruebas Hidrostáticas.

Las pruebas se ejecutarán de acuerdo con las últimas ediciones del código ASME B31.3 Process Piping.

En general, la instrumentación y los equipos de proceso no serán sometidos a prueba de presión, debiendo ser desconectados o excluidos durante la prueba. Se pueden incluir válvulas siempre que la válvula y su mecanismo de cierre sean adecuados para la presión de prueba.

Antes de comenzar las pruebas se deberán retirar todas las placas orificio que interfieran con el relleno, ventilación o drenaje de la línea.

Se deberá probar por separado los trozos de tuberías que deban ser retirados para la instalación de los flanges ciegos que aíslan los tramos de tuberías a probar.

Si se incluyen en las pruebas juntas de expansión o conexiones flexibles, estas deberán contar con las sujeciones temporales que sean necesarias.

En los casos en que se apliquen otros códigos como los Agua (AWWA), Tuberías de Calderas (ASME B31.1), de Protección Contra Incendio (NFPA), refrigeración o de instalaciones sanitarias, deberá hacerse las anotaciones correspondientes en los documentos del Proyecto.

Las tuberías de FRP, HDPE, PVC y otros materiales termoplásticos deberán probarse de acuerdo a los códigos ASME B31.3 y de acuerdo con las instrucciones de prueba del fabricante.

Las tuberías diseñadas bajo el código ASME B31.3 deberán ser probadas a una presión igual a 1.5 veces la presión de diseño, como se indica en el Listado de Líneas. Para las líneas a altas temperaturas la presión de prueba debe ser corregida de acuerdo al párrafo correspondiente del código ASME B31.3.

La presión de prueba permitida depende de la parte más débil del sistema y de la altura del elemento con respecto al punto en que se mide la presión. La parte más débil puede ser un flange, el asiento o el cuerpo de una válvula, una sección de tubería o un fitting individual.

En ningún caso la presión de prueba podrá causar una tensión que supere el 90% de la resistencia mínima a la fluencia (Min. Yield Strength) indicada en las tablas del código ASME B 31.3.

La presión de prueba se aplicará usando una bomba manual o una bomba motorizada pequeña. La presión debe ser aplicada lenta y uniformemente, a razón de 30 a 35 Kpa/min, y se debe estar atento a que no suba en exceso debido al aumento de la temperatura ambiente

o a incremento de la presión de la bomba. El aire contenido en el sistema debe ser purgado adecuadamente.

Una vez terminada satisfactoriamente la prueba, se deberá retirar los flanges ciegos, conexiones temporales, manómetros, etc. y vaciar el sistema. Luego se reinstalarán las válvulas de control, placas, orificio, juntas de expansión y cualquier otro elemento retirado antes de la prueba.

Cualquier falla o instalación defectuosa detectada durante la prueba deberá ser reparada y la prueba realizarse nuevamente.

Los sistemas de tuberías de baja presión categoría D pueden probarse a las mismas condiciones de operación, usando el fluido de servicio como medio, siempre que:

- Se tenga la autorización de Minera Parcoy.
- Se trate de un fluido no inflamable, no tóxico, como vapor, aire, agua, gas inerte, etc.
- La presión de diseño no supere las 150 Psig (1035 Kpa) y la temperatura de diseño no supere los 180 °C.

Se aplicará el procedimiento de pruebas siguiente: se hará una prueba preliminar a no más de 172 Kpa (25 Psig). Luego la presión se aumentará lentamente, a razón de 30 a 35 Kpa/Min, permitiendo suficiente tiempo para:

- que la tubería equilibre los esfuerzos impuestos
- una detección temprana de filtraciones
- la reparación, dentro de lo posible, de las pérdidas.

Prueba de Válvulas

La presión de prueba aplicada a las válvulas de la línea debe ser igual a la de la tubería. En casos en que la presión de la línea es superior a

la presión de asiento de la válvula, ésta deberá mantenerse abierta durante la prueba.

Duración mínima de la Prueba

La presión de prueba debe mantenerse por un período mínimo de una hora más el tiempo extra que se necesite para la revisión de filtraciones en todas las uniones.

Registros de las pruebas

Se deberá preparar un Informe de Pruebas de Tuberías para cada una de las pruebas, incluyendo:

- a. Fecha de la prueba
- b. Identificación de la tubería probada
- c. Medio de prueba
- d. Presión de prueba
- e. Presión nominal de operación
- f. Duración de la prueba
- g. Temperatura de la prueba
- h. Certificado del resultado de la prueba
- i. Comprobación y aprobación de la prueba por parte de Minera Parcoy.

Los registros de prueba para tuberías en que la presión debe mantenerse por un tiempo determinado, deben incluir todas las correcciones efectuadas a la presión de prueba debido a la variación de temperatura entre el comienzo y el término de la prueba.

Los registros para las tuberías en que se acepta un rango de pérdida por filtraciones, deberán incluir la hora en que se agregó el fluido de prueba y la cantidad agregada.

El Instalador deberá conservar los originales de todos los registros de pruebas y certificados de autorización. Se distribuirán copias de ellos de acuerdo a las instrucciones de Minera Parcoy.

6.1.2. Especificación Técnica para la Unión por Fusión de Tuberías HDPE.

Alcance.

Esta especificación cubre los requerimientos mínimos para el empalme de tubos HDPE con máquinas de fusión en el taller y en terreno, y la inspección de la unión por fusión, que se usarán en el desarrollo del Proyecto.

La cobertura de cada artículo específico incluye:

- El rendimiento de todas las uniones por fusión de los tubos de HDPE y accesorios
- Inspección y prueba de las conexiones unidas por fusión.
- Todos los equipos requeridos y materiales necesarios para unir por fusión las tuberías de HDPE.
- Reparación de daños o defectos de las conexiones unidas por fusión de tubos HDPE.

Esta especificación no incluye:

- Instalaciones especiales, con excepción de los accesorios normales
- Compra y suministro de tuberías de material HDPE
- Transporte, almacenamiento y manipulación de las tuberías de material HDPE
- La zanja, montículo o el relleno para tubos enterrados.

Estándares de Calidad, códigos estándares y especificaciones referenciadas.

Todos los trabajos serán realizados por personal calificado para asegurar una alta calidad en la instalación de los sistemas de tuberías HDPE.

El Contratista cumplirá con todas las leyes aplicables, regulaciones u ordenanzas de la jurisdicción donde se va a realizar el trabajo.

La inspección para cualquier punto preestablecido, será presenciada por el inspector del comprador a menos que una renuncia escrita haya sido publicada por el comprador.

Las siguientes referencias, códigos y estándares serán de la última revisión, a menos que se especifique lo contrario:

- SP-187GP0024A-600-05-001, Especificación Técnica de Materiales para Tuberías
- ASME B31.3, Process Piping, Chapter VII, Nonmetallic Piping and Piping Lined with Nonmetals
- ASTM D2657, Standard Practice for Heat Fusion Joining Polyolefin Pipe and Fittings
- ASTM F1290, Standard Practice for Electrofusion Joining Polyolefin Pipe and Fittings

Requerimientos Generales.

Se tendrá el cuidado necesario para no golpear los tubos al descargar, para no dañar la superficie. Es importante proteger los extremos, para evitar deterioros que alteren el proceso de la fusión. Correas de tela y no de metal, será utilizado para descargar la tubería o paquete de tuberías, para no rasguñarlos.

Las tuberías HDPE serán almacenadas en una superficie plana sin cargas puntales, dispuestas en capas. Los tubos de diámetro mayores que 500 milímetros (20”) serán apilados solamente en dos capas y aseguradas para que no se muevan. Si se utilizan los espaciadores de madera, no estarán más de 2 metros de separado. La altura máxima de la pila es 2 metros.

El radio de la curva no será menor que lo indicado abajo, para una temperatura ambiente de instalación de 20 °C.

| Pesión Nominal | Curva admisible |
|-----------------------|------------------------|
| Kg/cm ² | Radio R |
| 2.5 | 50D |
| 3.2 | 40D |
| 4 | 30D |
| 6 | 20D |
| 10 | 20D |

Donde:

D: Diámetro exterior del tubo HDPE

Si la instalación se hace a 0° C, el radio de la curva indicado será aumentado en un factor de 2.5. El radio de la curva se puede determinar por interpolación lineal a partir de 0 a 20 °C.

Unión por Fusión de Tuberías.

La preparación de los extremos de los tubos estará de acuerdo a las instrucciones impresas del fabricante de tubos HDPE, conjuntamente con las instrucciones impresas del fabricante de la máquina que une por fusión los tubos y esta especificación.

A continuación, algunas sugerencias a ser tomadas en cuenta:

- El corte del tubo donde se va a efectuar la soldadura debe ser perfectamente recto y los extremos a soldar deben quedar

completamente paralelos. Para garantizar la imposibilidad del movimiento axial, se deben alinear los tubos, esto se realiza ajustando la presa de sujeción de los tubos.

- Refrentar los tubos colocando la biseladora en medio de ambos extremos de las tuberías a tratar. Después se deben presionar los extremos contra el biselador, accionándolo para obtener un refrentado correcto y completo para superficies, no mayor de 2 mm de su espesor. Una vez hecho esto las caras o superficies no deben ser tocadas para asegurar que estas no posean alguna impureza (aceite, tinta, etc.) que impidan la realización de una buena soldadura.
- Verificar el alineamiento, uniendo suavemente los extremos refrentados. Luego se constata la perpendicularidad del corte, controlando que la separación entre las caras no sea mayor del 0.2% de espesor.
- Después de las preparaciones de los extremos de los tubos todas las virutas serán quitadas del interior de ambos pedazos de tubos antes de unirlos.
- Limpiar con un toallín impregnado de alcohol las superficies o extremos de la tubería, no utilizar ningún tipo de solvente, evitando tocar las superficies a ser unidas.

El personal que hace la unión por fusión, firmará cada soldadura usando el código asignado a cada individuo por el comprador.

La máquina que suelda por fusión, será ajustada a la presión y a la temperatura apropiada según el tamaño del tubo. Los ajustes serán verificados con las muestras de ensayo. No se realizará la unión por fusión si la temperatura del aire es menor que 5 °C (40 ° F). Si la humedad relativa es alta, se tendrá el cuidado para asegurar que los extremos de los tubos y las placas térmicas serán protegidos contra la niebla, la lluvia, el viento y el polvo antes y durante el proceso de la fusión.

La soldadura por fusión terminada será quitada de las abrazaderas de la máquina de soldar hasta que se haya enfriado suficientemente. El tiempo de enfriamiento será de acuerdo al requerimiento del producto fabricado.

Influencia de Diversos Parámetros y Factores en la Calidad de la Soldadura.

A modo de complementar con lo descrito, a continuación se darán los fundamentos de los factores que influyen en la calidad de las uniones soldadas de HDPE.

Calor de fusión.

La utilización de solventes o pegantes para unir tuberías de polietileno es inaceptable, sin embargo, pueden usarse ajustes mecánicos (el fabricante en particular debe consultar primero las instrucciones de instalación).

Temperatura del termoelemento correcta.

Debe consultarse al fabricante del equipo de fusión, para la conversión apropiada de esta presión de interfaces y así calibrar la presión de acuerdo al equipo específico.

Severas condiciones de temperatura del ambiente.

El calor extremo y el viento frío del ambiente, alteran el tiempo de enfriamiento de la soldadura, por lo tanto se debe tener el cuidado con los tiempos de enfriamiento y las condiciones ambientales del lugar en donde se encuentra la soldadura, debido a que estas condiciones son inversamente proporcionales y son las que aseguran que se complete la fusión, además el viento enfría la placa de calentamiento y puede causar una distribución desigual de la temperatura. Se debe tener cuidado de que el procedimiento de fusión sea protegido de la lluvia, la nieve u otras condiciones de humedad excesivas.

Técnicas de fusión de chequeo doble.

Las presiones del contacto y ciclos de calentamiento / enfriamiento, pueden variar dramáticamente según el tamaño de la tubería y espesor de la misma. Los operadores no deben confiar en un equipo de soldadura automatizado exclusivamente para la calificación de la soldadura. Además siempre deben hacerse inspecciones visuales y calificación de cada soldadura, si es necesario deben utilizarse métodos de prueba para formular presiones correctas y obtener los tiempos y las presiones adecuadas para la aplicación.

Uso de tiempos de enfriamiento adecuados.

Un parámetro importante en el tiempo de soldadura, es utilizar un tiempo de enfriamiento adecuado. Las soldaduras deben permanecer totalmente estables hasta que la fusión se complete. Tiempos de enfriamiento demasiado cortos, pueden dar una soldadura frágil, debido a tensiones internas.

Suciedad, aceite y residuos.

Cualquiera de estos elementos en el porta-elemento, en la cara o en cualquier otra parte de la superficie de las soldaduras, puede causar una soldadura impropia o defectuosa, la contaminación de la junta soldada puede reducir o condenar drásticamente la vida de la misma. Es recomendable limpiar las áreas de la tubería, después de refrentarlas o lijarlas. Se deben quitar las virutas u otros residuos y para ello se recomienda el uso de toallines blancos (servilletas) desechables; el uso de solventes puede dejar depósitos dañinos en la zona donde se realizará la soldadura. Siendo solamente aceptada la aplicación de Alcohol.

Tiempo de calentamiento apropiado.

No se deben asumir los tiempos de calentamiento, ya que éstos están determinados.

Lea las notas que se encuentran en cada instructivo del fabricante del equipo, ya que éstas contienen una explicación apropiada del punto inicial del ciclo de calor.

Alineación.

La falta de alineación entre los extremos de la tubería puede causar una disminución en la vida de la soldadura y/o reducción de la unión.

Calidad de la soldadura.

Esta puede producirse por una mala colocación de las mordazas que sostienen la tubería o por estar torcidas. Es importante que la falta de alineación sea lo más pequeña posible, si la falta de alineación es grande, se presentarán entalladuras afiladas con acumulación de tensiones.

Velocidad de fusión (VF)

Otro criterio a considerar en las soldaduras es la velocidad de fusión. La norma DIN 16776, parte I, especifica diferentes grupos de índices de fusión. Para tubería de resinas son comunes:

- Grupo 003 (VF 190/5; 0.1 – 0.4)
- Grupo 005 (0.4 – 0.7)
- Grupo 010 (0.7 – 1.3)

Se puede alcanzar un factor de soldadura de largo plazo de 0.8, de acuerdo a la norma DVS 22003, parte A.

En conclusión los parámetros que influyen en la calidad de la soldadura, dependen del diámetro de la tubería a la cual se realiza la soldadura. Los tiempos tanto de calentamiento como de enfriamiento y las presiones se pueden mencionar como los parámetros más importantes. Los tiempos tienen que ser controlados, implicando a su vez que las fuerzas también tienen que ser controladas.

Existen una serie de parámetros que pueden ser difíciles de controlar como es el caso de:

Tiempo de cambio

Cuando se sueldan tuberías grandes resulta difícil acortar el tiempo de cambio. Esto sería deseable, pues al estar los extremos expuestos al aire, se produce enfriamiento de la superficie, que tiene una influencia en la calidad de la unión. Las máquinas de soldaduras más recientes, permiten que la placa calentadora deslice hacia el lado, que es mucho más rápida que levantarla.

Presión de enfriamiento

La fuerza de arrastre se debe medir y añadir a las presiones de enfriamiento y de soldadura.

Inmediatamente después de la unión es importante vigilar la presión de soldadura y comenzar la caída de presión.

La fuerza sobre las tuberías durante el enfrentamiento, tiene que exceder la fuerza de fricción para compensar la retracción durante el enfrentamiento.

De otro modo, el resultado será una presión de soldadura negativa y grandes tensiones residuales o incluso poros o huecos, esto dará lugar a una disminución de la resistencia de la soldadura a largo plazo. El Contratista reparará todos los defectos de acuerdo con los procedimientos de reparación permitidos por el Comprador.

Inspección de las Juntas Unidas por Fusión.

Cualquier defecto revelado después de la inspección será re-inspeccionada después de la corrección.

Los puntos de la inspección será establecida como sigue:

- Antes del comienzo de trabajo cada turno.
- Cambio de diámetro y espesor de la tubería.
- Antes de la fabricación de cada cuarto empalme por fusión.

- Después de completar cada cuarto empalme por fusión.

La operación de los empalmes por fusión será examinada por un inspector entrenado y certificado.

Los empalmes por fusión de la línea de tubería serán seleccionados aleatoriamente por el comprador para realizar las pruebas destructivas y confirmar la integridad de la junta. Estos empalmes serán enviados a un laboratorio particular para que realicen las pruebas de tensión e impacto, de acuerdo con los procedimientos y los estándares aprobados por el Comprador.

Las pruebas destructivas de las muestras de ensayo, serán realizadas al inicio de cada turno y siempre que el espesor de la pared o el diámetro del tubo que será unida por fusión se cambie. La muestra de ensayo, será utilizada para determinar la integridad de la junta, el procedimiento del operador y el ajuste de la máquina que realiza el empalme.

La prueba destructiva principal de la unión por fusión que se utilizará, será la prueba de la correa doblada sobre la muestras de ensayo unida por fusión.

La prueba de la correa doblada, es preparada para hacer un ensayo a la unión por fusión y permitir que se enfríe a la temperatura ambiente. La prueba de la correa, que es por lo menos 15 veces el espesor de la pared del tubo de longitud en cada lado del empalme fundido, y de ancho alrededor de 1.5 veces el espesor de la pared del tubo, serán cortados del tubo.

La correa estará doblada de modo que ambos extremos de la correa se toquen. Cualquier desligamiento en el enlace de la fusión es inaceptable. Si ocurre la falta, los procedimientos de la fusión y/o el ajuste de la máquina serán cambiados y un nuevo ensayo de la unión por fusión y una muestra de la correa doblada serán preparadas y probadas.

La producción de las uniones por fusión en el taller o el terreno, no procederá hasta que un ensayo a un empalme haya pasado la prueba de

la correa doblada. La prueba de la correa a partir del espesor de la pared del tubo, puede requerir una presión considerable para doblarlo.

La prueba de la correa puede soltarse de atrás, si los extremos son liberados inadvertidamente mientras se doblan. Las medidas de seguridad apropiadas del personal deben ser observadas.

La temperatura de la máquina, la presión y el tiempo requerido para cada empalme por fusión, será observada y registrada por el inspector.

Las condiciones ambientales serán determinadas para cada ubicación de la unión por fusión. Estas condiciones incluirán las condiciones del viento y de la temperatura del aire.

Completado las uniones por fusión en los tubos HDPE, serán examinados visualmente para la aceptación basada en los siguientes criterios aceptables:

- El cordón de soldadura del empalme debe ser de tamaño continuo y constante alrededor de la circunferencia entera del tubo.
- Los cordones dobles del empalme de los tubos HDPE serán uniformes.
- No deberá existir socavación de los bordes exteriores del cordón en el empalme por fusión de los HDPE.
- El ancho total del doble cordón de soldadura debe ser de 2 a 2 ½ veces la altura del cordón desde la superficie del tubo.
- No habrá aberturas, ni vacíos visible entre los cordones del empalme por fusión.
- No habrá desalineamiento en los extremos de los tubos.
- No habrá porosidad en el cordón del empalme por fusión.
- La unión por fusión se considera inaceptable si no se satisface cualquiera de los criterios de aceptación arriba descritos.

La prueba de ultrasonido de acuerdo con el párrafo A344.6 de ASME B31.3 puede ser realizado además de la inspección visual.

Una prueba de fuga será realizada de acuerdo con ASME B31.3, párrafo A345.

Todas las inspecciones serán documentadas en el formulario anexo a la documentación de inspección. Llenado el formulario será presentado al Comprador sobre una base diaria.

Soporte para Tuberías.

Los apoyos sobre la tierra deberán seguir las siguientes pautas:

- Los soportes deben ser capaces de prevenir movimientos laterales y longitudinales. Si, por otra parte, la tubería se ha diseñado para moverse durante la expansión, necesita suministrarse soportes deslizantes sin restricción en la dirección del movimiento.
- El uso de los pernos “U” no se permite; las abrazaderas serán utilizadas con un separador blando (caucho) entre abrazadera y el tubo.
- Si el peso del tubo y la temperatura del líquido son altos (temperatura sobre 60 °C), los soportes continuos deben ser utilizados.
- Las partes pesadas de los accesorios y las juntas de las bridas necesitan ser soportadas en ambos extremos.
- La tubería y las bridas se deben empernar para prevenir su desplazamiento lateral durante los cambios de la temperatura.
- Los soportes de tubería en líneas suspendidas serán de acuerdo a las recomendaciones del fabricante.

6.2. ANEXO 1: PANEL FOTOGRAFICO

Fotografia 01- Presa Relavera AI-01



Fotografia 02 – Excavacion de zanja para tuberia en zona inaccesible.



Fotografía 03 – Excavacion de zanja con retroexcavadora.



Fotografía 04 – Proyección Puente 01.



Fotografía 05 – Proyección Puente 10.



6.3. ANEXO 2: PLANOS