



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Construcción del tiro RV-10 para ventilación y servicios
Unidad Milpillitas de Compañía Minera la Parreña S.A de C.V**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO EN MINAS Y METALURGIA

PRESENTA:

VÍCTOR ANTONIO VARA LÓPEZ

DIRECTOR DE TESIS

ING. MAURICIO MAZARI HIRIART



México, D.F.

2012

Construcción del tiro RV-10 para ventilación y servicios



Unidad Milpillás de Compañía Minera la Parreña S.A de C.V

Índice

Introducción	3
Objetivos	5
Descripción de proyecto Tiro RV-10	6
Antecedentes	8
Generalidades	11
Geología de la Unidad Milpillás	14
Planteamiento del proyecto Tiro RV-10	18
Desarrollo del Tiro RV-10	25
Armado del castillo para el Tiro RV-10	45
Cálculo de cables y ciclo de productividad para malacates	68
Cálculo del ciclo de trabajo para la profundización del Tiro RV-10	72
Excavación manual de los primeros 25 m del Tiro RV-10	78
Excavación del Tiro RV-10 después de los 25 m	95
Desarrollo del nivel 1,160 en interior mina	124
Instalación del ventilador Zitrón en brocal del Tiro RV-10	127
Costos	129
Conclusiones	131

Introducción

El tiro RV-10 se desarrolló totalmente vertical con una longitud de 274 m, 250 m a través de una capa de conglomerado (arenas y gravas) que es altamente deleznable y los otros 24 m en roca ígnea (pórfidos). Con base a la experiencia adquirida, en la construcción del tiro RV-8, se planteó lo siguiente:

1.- Desarrollar y construir el tiro de ventilación en un sitio que no contara con excavaciones previas, esto es, evitar trabajar en pozos o contrapozos Robbins para evitar retrabajos, tal como se hizo en el RV-8.

2.- La sección de la excavación del tiro fue de 4.4 m de diámetro y la sección final de 4 m de diámetro, con 20 cm de espesor de concreto en el ademe. Esto dio ventajas para la construcción del revestimiento del tiro, modificaciones que se requirieron durante el proceso de excavación y un Galloway (balsa o andamio con movimiento vertical que sirve como techo de protección o fondeo para los mineros) más cómodo y seguro.

3.- Para el rezagado del producto de excavación se utilizó un nuevo brazo rezagador con sistema hidráulico y con cucharón de almeja. Sin capacidad para excavar en conglomerado (aluvión), únicamente para rezagar el producto de la excavación y cargarlo al bote de manteo.

4.- La excavación en conglomerado se hizo con martillos rompedores neumáticos en los primeros 25 m, posteriormente, se utilizaron máquinas de pierna para continuar el avance con explosivos.

5.- Aquí se planteó que la excavación en roca se hiciera igual a como se hizo en la construcción del RV-8, profundizar en un tope (fondo) ciego mediante barrenación, carga, disparo y rezagado con el brazo rezagador.

6.- El concreto que se utilizó para el armado del pozo, se bajó a través de una tubería de 0.2 m de diámetro (8 in) cédula 80 y se hizo un remezclado en el punto de recepción. Esto redujo considerablemente el tiempo de vaciado del concreto y dio

suficiente holgura en el retraso del suministro por parte de la concretera que suministraba el material al pié de la obra.

7.- En el proyecto anterior (RV-8), el movimiento del "Galloway" se realizaba con un tambor del malacate y 3 malacates manuales. Por seguridad, se mantuvieron los tres malacates manuales para servicio, pero el movimiento del Galloway se hizo por medio de un malacate eléctrico de 9 Ton (20,000 lbs) independiente.

Objetivos

De acuerdo con la información obtenida de los barrenos de exploración a diamante en la zona poniente de la unidad minera, se sabe de la existencia de 31 millones de toneladas en reservas de mineral de cobre con una ley promedio del 2%, lo cual, resulta costoso orientar los recursos de maquinaria y de capital humano a la preparación de obra minera para el minado de ese yacimiento.

Dentro de la programación de obras mineras estratégicas para la preparación del yacimiento, se construyó el Tiro RV-10, que es una obra tubular vertical revestida de concreto, que permite el desalojo de aire viciado por medio de un extractor y a su vez, está provista de tuberías de acero de distintos diámetros que suministran los servicios de agua, aire, tepetate y concreto hidráulico al interior de la mina.

La facilidad del suministro de éstos servicios, a mejorado la calidad de vida operativa del personal, a elevado los estándares en seguridad y a su vez, eficientado la operación minera.

Por requerir de un contratista, especialista en la construcción de tiros mineros, con amplia experiencia en éste tipo de terrenos, puesto que la estabilidad del lugar complicaba la operación, avance y seguridad de los ejecutores, se contrató al “Grupo Necaxa” quien realizó el proyecto del RV-8.

Descripción del proyecto Tiro RV-10

El rompimiento, profundización y revestimiento con concreto hidráulico del tiro RV-10 para ventilación general de la Unidad Milpillitas de Minera la Parreña, S.A de C.V. tuvo las siguientes características de obra.

Dimensiones de la obra

- Longitud del tiro: 274 m.
- Sección circular.
- Diámetro de sección excavada: 4.4 m.
- Diámetro de sección terminada (con ademe de concreto) 4 m.

Tipo de revestimiento

- Concreto hidráulico simple de 20 cm de espesor a lo largo de toda la obra.

Tipo de material en la excavación

- En los primeros 250 m de cuele, se presentó suelo aluvial bien cementado, estable y con buena capacidad de carga cuando está seco; con la presencia ocasional de horizontes de arenas y limos arcillosos, así como escurrimientos por agua atrapada, lo cual reduce su estabilidad notablemente aun cuando su capacidad de carga no se ve alterada. Por experiencias previas en el cuele del RV-8, se sabe que este tipo de suelo no tiene un coeficiente de fricción que aporte sostenimiento a los anillos de concreto con que se revistió el tiro.
- Roca de calidad regular a mala, con escurrimientos constantes, producto de agua atrapada en la zona de conglomerados.

Presencia de agua

Basados en experiencias anteriores se presumía que aparecerían escurrimientos de agua constantes a partir de los 60 m de profundización, lo cual no fue así, el agua se localizó en los primeros 18 m de excavación, la cual no fue producto de niveles freáticos, ya que estos fueron abatidos durante el desarrollo de la mina y la construcción del tiro de producción (tiro Santa Cruz), si no de aguas atrapadas en los suelos aluviales. El agua mantuvo un gasto promedio de 2.5 l/s.

Ubicación de la obra

Se realizó una plantilla de 40 m en el sentido N-S y 40 m en el sentido E-W, cortada sobre la ladera del cerro Mariquita al sur del almacén general de la unidad, con un acceso que permite fácilmente la llegada de cualquier vehículo o equipo mayor, tales como grúas, retroexcavadoras, camiones de transporte, camiones revolvedores, etc. Sobre esta plantilla, se alojaron todos los servicios necesarios para la ejecución de los trabajos.

Servicios

- El sitio donde se hizo el rompimiento de la obra contó con energía eléctrica de 440 V en un tablero general, y agua de servicio para barrenación.
- El agua que se captó en el fondo del tiro se bombeó a superficie y descargó sobre el arroyo que pasa al poniente del sitio de la obra.
- El material producto de la excavación del tiro se aprovechó para rellenos, por lo que el departamento de mina lo cargaba y acarreaba al pie de la obra.
- El área de plantilla se cercó con malla perimetral para restringir y controlar el acceso a personal no autorizado.

Antecedentes

A mediados de octubre del 2007 se iniciaron los trabajos de movilización y preparación para poder recuperar un contrapozo destinado a ventilación, llamado RV-8, rimado con contrapocera Robbins a 2.4 m (8 ft), 180 m sobre conglomerado y 70 m en roca porfídica. El contrapozo en cuestión estaba cancelado y relleno de rezaga (tepetate) debido a que se habían colapsado partes del tubo hacia el fondo de la obra en donde había comunicado (Nivel 1,170).

En febrero del 2008 se inició propiamente el rescate del contrapozo. Estos trabajos consistieron básicamente en lo siguiente:

- Excavar a partir de superficie, por medios mecánicos (martillo rompedor neumático y brazo retroexcavador hidráulico), sobre el conglomerado un tiro de 4 m de diámetro sobre el contrapozo original.
- Como se sabía que el terreno era inestable, para garantizar un avance seguro, conforme se fue avanzando en la profundización se fue colando un revestimiento de concreto hidráulico en colados de 1.3 m de altura cada uno, quedando una sección final con diámetro de 3.6 m.
- Para garantizar que el revestimiento de concreto no fuera a sufrir deslizamientos conforme fuera avanzando, se construyeron a cada 6 m traveses de borde, las cuales son básicamente una ranura perimetral sobre las tablas del tiro, coladas en sitio con concreto hidráulico reforzado que hacen la función de zapatas de cimentación, calculadas para poder cargar el peso del revestimiento de concreto de al menos 12 m de tiro, mas ciertas cargas accidentales.
- Cuando se llegó a la roca, la excavación se hizo con explosivos y el rezagado con el mismo brazo retroexcavador utilizado para la excavación en el conglomerado. Se continuó con el revestimiento de concreto hidráulico tal como se había iniciado.

- Se dio por terminada la profundización cuando quedaba un pilar de roca de aproximadamente 7 m de altura entre el piso del tiro y la obra a donde habría de comunicar. El tumbe de este pilar y la comunicación final con el tiro se realizó mediante el uso de barrenos largos verticales ascendentes.

Se estableció desde un principio que el contrapozo RV-8 era prácticamente vertical en su desarrollo y de hecho fue esta la razón principal para que se decidiera intentar recuperarlo. La realidad fue otra, el contrapozo en vez de tener una inclinación de 90° con respecto a la horizontal tuvo una inclinación de 83° aproximadamente con respecto a la horizontal, esto implicó que al ir profundizando el tiro verticalmente, el contrapozo se alejaba del tiro, lo cual ocasionaba un incremento constante en el volumen de material que tenía que ser rezagado y manteado.

Para la recuperación del RV-8 erróneamente no se contempló la posibilidad de encontrarse con alguna oquedad o caverna propia de suelos de tipo conglomerado, principalmente por la falta de información y por el desconocimiento de la estratigrafía del terreno.

Sin embargo, a 80 m de iniciado el tiro, se encontró una zona cavernosa de grandes dimensiones que detuvo totalmente el avance de la profundización y obligó a la empresa a estabilizarla, rellenándola con poliestireno para evitar que continuara cayéndose, además de que hubo que rezagar y mantear el volumen de rezaga que se generó en la caverna.

Cuando se rimó el contrapozo originalmente, los supervisores de mina se percataron que el volumen de material que se estaba rezagando era muy superior al volumen que debía rezagarse como producto del rimado, lo cual implicaba que en algún punto el contrapozo estaba colapsándose.

No obstante esta situación no se interpretó correctamente y no se informó cuando se decidió recuperar el RV-8.

El movimiento del Galloway a una nueva estación para iniciar un nuevo ciclo de profundización, se vinculó y condicionó al tiempo de fraguado del concreto de revestimiento ya que la cimbra se apoyaba directamente sobre el Galloway.

El suministro de concreto dependió de un tercero que lo proveía en el brocal del pozo, y a pesar de que el concreto siempre fue de una excelente calidad, se perdieron horas valiosas esperando el suministro oportuno del concreto. Así mismo, el tiempo de fraguado inicial, que es lo que permite el descimbrado de la estructura de concreto, se alargó notoriamente con respecto a lo que se había previsto originalmente (de 3 a 4 horas por cada vaciado), situación que nunca se pudo corregir.

Generalidades

Ubicación de la Unidad Milpillas

El negocio minero Milpillas se localiza a 17 km al NE del poblado de Cuitaca, en el Ejido Miguel Hidalgo Municipio de Santa Cruz, Sonora, su altura media es de 1,450 metros sobre el nivel del mar y sus coordenadas geográficas son: Latitud 31° 07' 00" N Longitud 110° 07' 00" W. Se accesa por un camino de terracería que comunica con la carretera federal número 2 que viene de la ciudad de Cananea (20 km al NW) y pasa por el poblado de Imuris (80 Km al NE).

El camino de acceso corre por un valle bordeado al poniente por la Sierra El Chivato y al oriente por la Sierra Mariquita (Figura 1).

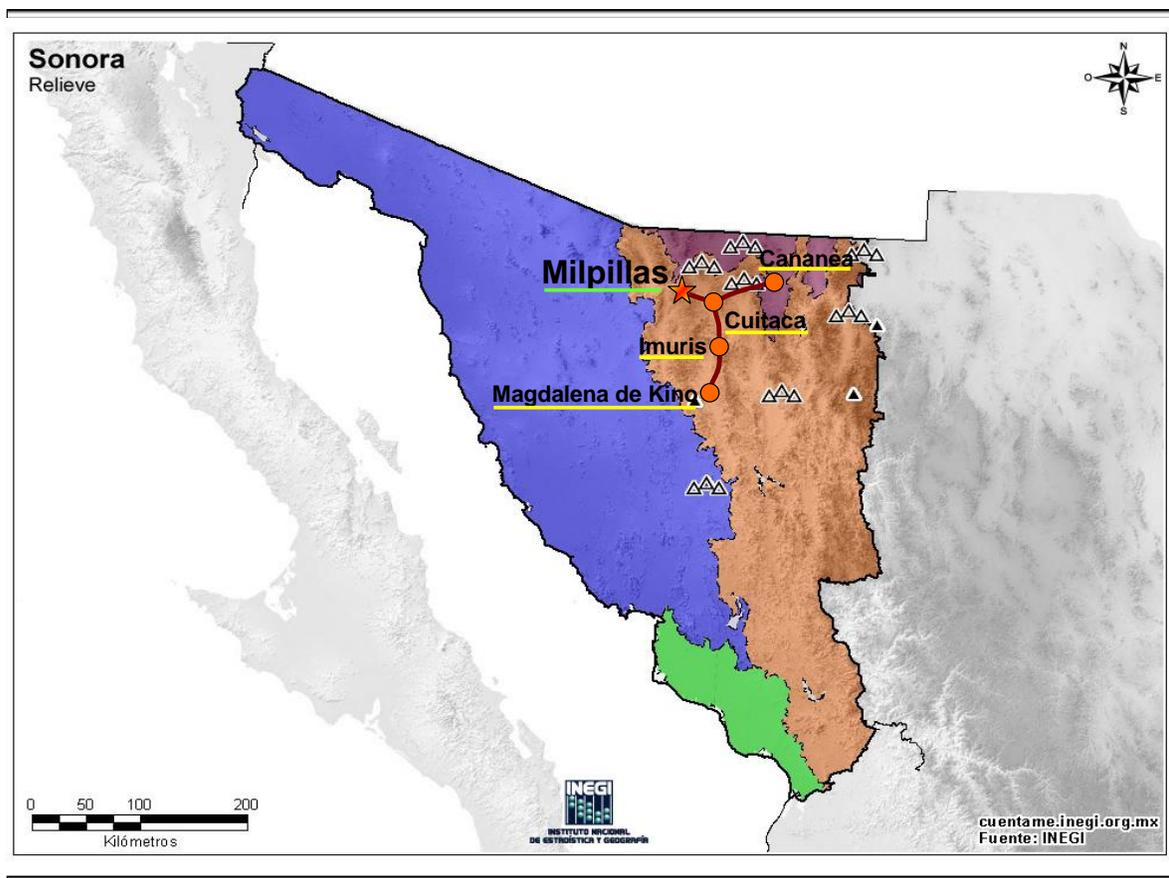


Figura 1 Ubicación de la Unidad Milpillas de Minera la Parreña. (INEGI, 2010)

Clima

El clima en el lugar de la obra es un clima semiseco templado con lluvias en verano y un porcentaje de lluvias en invierno de 5 a 10%, con verano cálido. La temperatura media anual es de 16 °C a 18 °C. La temperatura media en el tiempo de invierno es de 2 °C y la temperatura media en el tiempo de verano es de 30 °C.

La precipitación promedio se encuentra entre 400 a 500 milímetros anuales. En los meses de Julio y Agosto ocurren las máximas precipitaciones pluviales al año, teniendo como segunda época anual de lluvias el mes de Diciembre.

Las condiciones climáticas están influenciadas por las corrientes provenientes del Golfo de California como son: vientos, tormentas y ciclones intertropicales.

Fauna

La fauna de la región es variada, destacando las siguientes especies: Anfibios: sapo, rana y sapo verde. Reptiles: tortuga de río, cachora, víbora de cascabel y camaleón. Mamíferos: venado de cola blanca, puma, mapache, ratón de campo, ardilla, liebre, coyote y jabalí. Aves: tortolita cola corta, lechuza, tecolote enano, golondrina común, aura y güilota.

Vegetación

La vegetación en la zona se caracteriza por tener zacates en las laderas y roqueríos, con cubierta arbórea muy dispersa o ausente, con algunas especies de nopales y otras plantas invasoras como cohabitantes secundarios. La vegetación en las barrancas se caracteriza por tener numerosas especies de arbustos y subarbustos debido a que la temperatura y la humedad son un poco más altas.

Por las condiciones específicas del ambiente físico de las Sierras El Chivato-Cananea, han sido determinadas cuatro asociaciones de vegetación, la de Bosque Quercus-Pastizal, pastizales naturales/inducidos, vegetación riparia y vegetación antropógena.

Medio socioeconómico

Unidad Milpillás está ubicado dentro de los terrenos del Ejido Miguel Hidalgo, está integrado por 141 personas con derechos agrarios y dividido en 6 sectores. En especial, el sitio de la unidad minera pertenece al sector No. 5, mismo que está integrado por 24 personas.

El poblado en donde habita la mayor parte de los integrantes del Ejido Miguel Hidalgo, pertenece al municipio de Santa Cruz del estado de Sonora y en línea recta está a 20 kilómetros de las instalaciones mineras en dirección oeste. El poblado del Ejido Miguel Hidalgo (San Lázaro) tiene aproximadamente una población de 400 habitantes.

La vía de acceso más utilizada por los ejidatarios, de la rancharía Milpillás al poblado Miguel Hidalgo, es por Cuitaca, carretera federal No. 2 en su tramo Imuris-Cananea, recorriendo una distancia de 17 km aproximadamente en una hora.

Regionalmente, la zona se caracteriza por tener un suelo en donde se practica la ganadería, esto ha sido favorecido por las grandes extensiones de la zona y para cosechar con pozos de riego, algunas superficies con hortalizas, tales como rábano, coliflor, cilantro, cebolla y alimentos propios para el ganado como alfalfa y cebada.

Geología de la Unidad Milpillas

Fisiografía y rasgos estructurales

El distrito de milpillas pertenece a la provincia de valles y sierras, paralela a la sierra madre occidental (SMO), producto de fallas regionales de orientación NW-SE se caracteriza por estar conformada por una serie e Horts y Grabens, también pertenece a los cuerpos regionales de pórfidos cupríferos en donde se encuentran depósitos importantes como La Caridad y Cananea, en México y La Sierrita, La Misión y Twin Buttles en Arizona, Estados Unidos de America.

Milpillas está en uno de estos grabens anteriormente mencionados y dentro de dos fallamientos de orientación NW-SE. Dentro de este marco se producen múltiples fallas y otro sistema con orientación NE-SW el cual es semiperpendicular al sistema principal (Figura 2). Estos sistemas de fallas ocasionan movimiento del sistema mineralizado y problemas para la extracción del mineral.

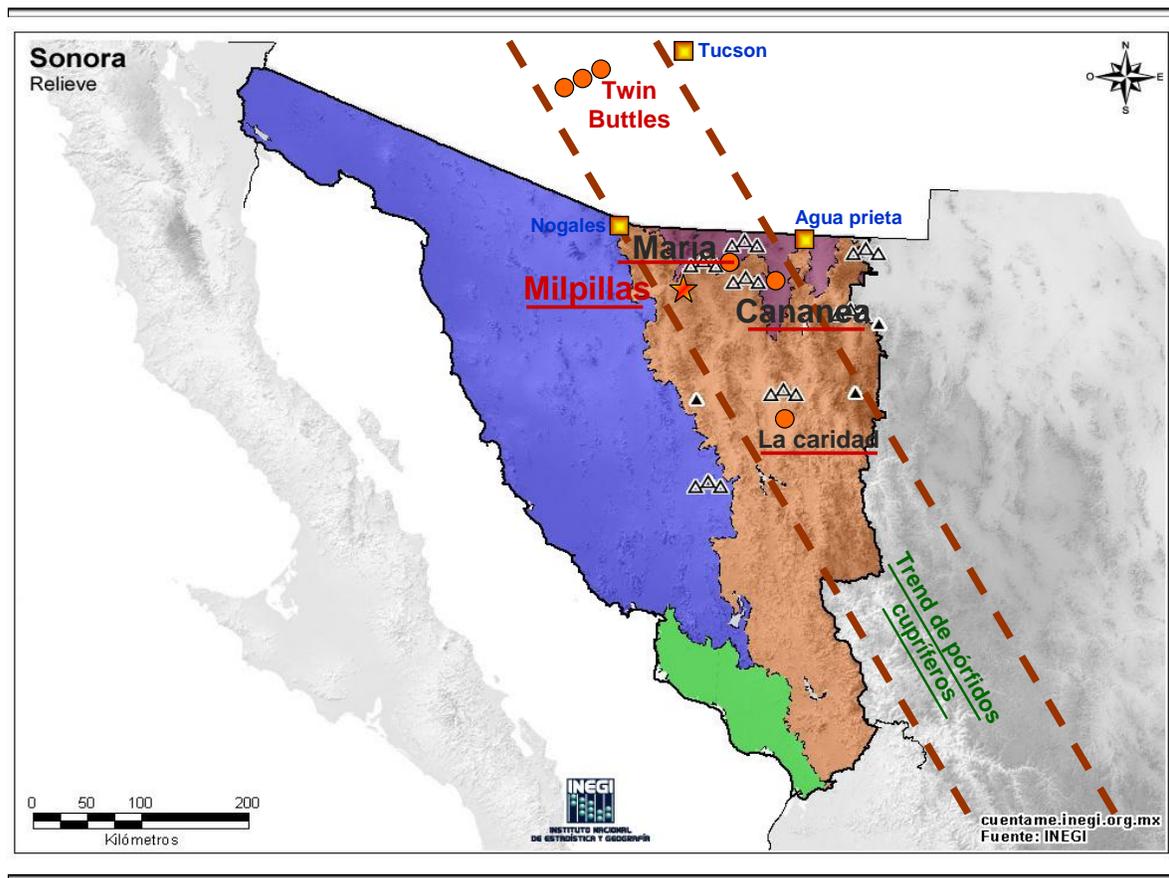


Figura 2 Fisiografía de Unidad Milpillas (INEGI, 2010)

Geología Regional

La geología regional en torno a Milpillas, abarca rocas desde el Precámbrico hasta el Cuaternario. Las rocas más antiguas son: esquisto Pinal y granito Cananea, cuya edad es de 1,440 millones de años. Las calizas Puertecitos y las cuarcitas Capote, ambas del Paleozoico, son reconocidas en las Sierras La Elenita y Los Ajos.

En la misma región y en contacto discordante con el paleozoico se presentan rocas volcánicas y sub-volcánicas del Mesozoico, pertenecientes a las formaciones Henrietta, Elenita, Mesa y Mariquita. Todas las rocas anteriores son cortadas por el stock sienítico El Torre de 58 millones de años.

Las rocas del Precámbrico al Mesozoico anteriormente mencionadas son intrusionadas por la granodiorita Cuitaca de 62 millones de años. Las rocas más jóvenes y a las cuales se relaciona la mineralización hipogénica de cobre, corresponden a pórfidos cuarzomonzoníticos.

Por último una cubierta de sedimentos continentales, constituidos por conglomerados del terciario-cuaternario y aluviones recientes, cubren a toda la secuencia volcano-plutónica.

Geología Local

En general, Milpillas se caracteriza por ser un yacimiento el cual está cubierto por un considerable paquete de conglomerados y aluvión, y por la escasez de afloramientos. Geomorfológicamente las colinas son suaves y redondeadas.

Las rocas presentes van desde el Mesozoico hasta el Cuaternario y están constituidas principalmente por rocas ígneas volcánicas e intrusivas y sedimentarias continentales. Las rocas volcánicas están representadas por las formaciones Elenita y Henrietta, que son las más antiguas en el área, posteriormente son cubiertas por rocas volcánicas Laramídicas de la formación Mesa y rellenos continentales Terciarios.

Milpillas se ubica en la provincia fisiográfica denominada Sierras y Valles Paralelos, misma que es producto de fallas regionales de orientación NW-SE (Figura 3). Esta unidad fisiográfica se caracteriza por estar conformada por una serie de "horts" y

"grabens", y uno de estos "grabens" constituye regionalmente la cuenca tectónica en que se localiza el valle de Milpillas.

Los cuerpos de mineral se caracterizan por ser un yacimiento oculto, y estar cubierto por un grueso espesor de rellenos continentales. Localmente se encuentra entre dos grandes fallas paralelas, de orientación NW-SE, falla Hammer y falla Yaqui.

Estas fallas afectan a las gravas, provocando que la mineralización del pórfido de Milpillas solo aflore parcialmente.

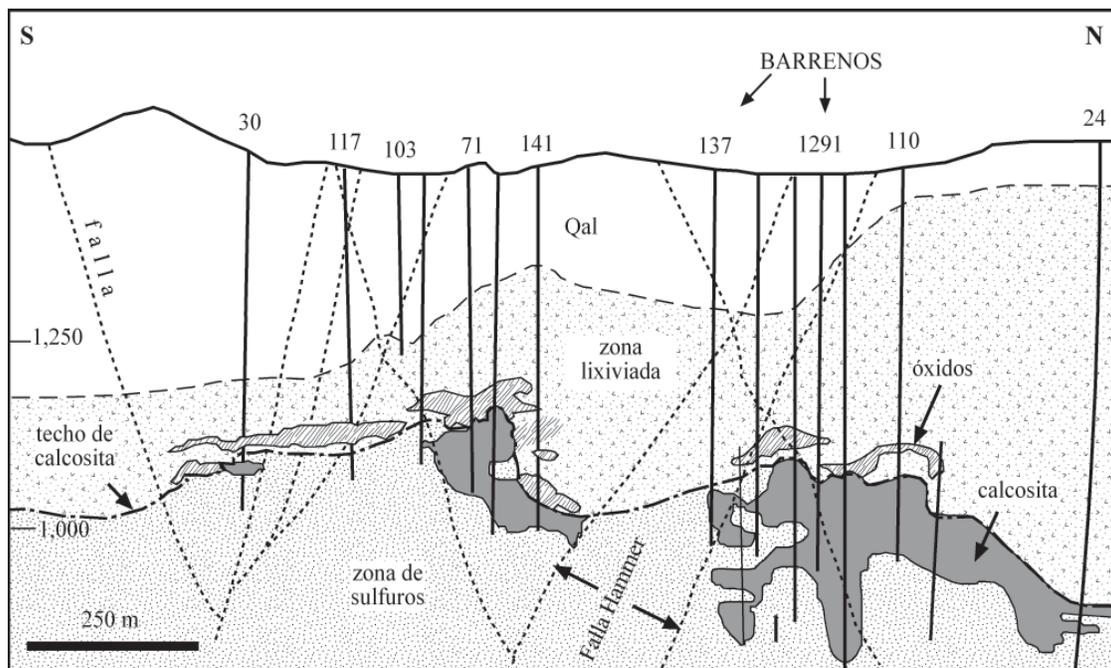


Figura 3 Sección longitudinal en donde se muestra la geología local de Unidad Milpillas

Mineralogía del yacimiento

El yacimiento de Milpillas es de cobre (Cu), del tipo enriquecimiento supergénico, es decir la evolución geológica de minerales primarios, por una lixiviación. La mineralogía

original y el clima, entre otros factores, son determinantes para que el enriquecimiento supergénico del Cu se logre en escala significativa.

La lixiviación se produce por efecto del agua meteórica que al infiltrarse entre los espacios porosos de las rocas mineralizadas, reacciona con los sulfuros preexistentes alterándolos y liberando los metales, estos metales permanecen disueltos hasta encontrar una zona de estabilidad química, es decir que el ambiente cambie de condiciones acidas a básicas depositándolos en la zona del nivel freático.

Este proceso se caracteriza por zonas de intemperismo, conforme aumenta la profundidad.

Planteamiento del Proyecto Tiro RV-10

En el 2008 los flujos de aire en la mina eran de 236 m³/s de un total requeridos de 502 m³/s. Con la instalación del extractor Zitrón en el Tiro RV-8 se incrementaron los flujos a 300 m³/s, aún abajo del flujo requerido en un 40%.

Ahora, se tiene la necesidad de contar con una salida de aire adicional para las obras de profundización, ya que las obras con las que se cuentan actualmente no es posible incrementar el flujo arriba de 470 m³/s.

Con el propósito de contar con la infraestructura necesaria en las áreas de producción, es necesario que en el brocal del Tiro quede instalado el ventilador Zitrón que extraiga los 212 m³/s del flujo de aire para el circuito poniente de ventilación, ya que el crecimiento de la mina está enfocado hacia esta zona, en donde se encuentran localizados los cuerpos de milpa profundo (son todos los cuerpos mineralizados que se localizan abajo del nivel 890, que es el último nivel de explotación en la mina), equipado con un sistema de relleno, concreto, agua y aire, para garantizar la continuidad operativa de la mina en un proceso seguro de trabajo.

Ventilación Actual en la mina

Para conocer el flujo de ventilación que actualmente predomina en la mina, se tuvieron que recorrer todos los niveles, rampas, cruceros, accesos y contrapozos Robbins, y en cada uno de ellos se realizaron mediciones de flujos, velocidad y dirección de aire.

Con esto, para establecer los requerimientos de aire por nivel en las áreas operativas de acuerdo a los equipos y personal que ahí trabajan; y también determinar el volumen de aire que será extraído por el Tiro RV-10 ahora que quedó instalado el ventilador Zitrón.

Tabla 1 Flujo de aire por los distintos extractores localizados en superficie

Año 2009		
Obra	Equipo operando	Flujo m ³ /hr
RV-11	FLAKT	246,550
RV-12	FLAKT	267,435
RV-30	SPENDRUP	338,411
Total		852,396

Plan de mejora		
RV-11	FLAKT	247,568
RV-12	FLAKT	247,230
RV-30	SPENDRUP	330,431
RV-5	CUATES	78,787
RV-8	ZITRÓN	593,621
Total		1,497,637

Año 2010		
RV11 Y 12	FLAKT	367,617
RV-30	SPENDRUP	302,584
RV-8	ZITRÓN	411,086
Total		1,081,287

En marzo del 2009 la mina estaba operando con 852,396 m³/h (502,000 ft³/min), el incremento de este flujo se presentó como una prioridad ya que entre lo real y lo requerido existía un déficit de 933,900 m³/h (550,000 ft³/min). Se elaboró un plan que consideraba un incremento de gasto de aire de 852,396 m³/h a 1,497,636 m³/h, contando con la operación del Zitrón en el Tiro RV-8, extractor adicional a los ya existentes.

En cuanto a las áreas de oportunidad para aumentar la eficiencia de los circuitos de aire en el año 2009, el que más se aprovechó fue el extractor Spendrup, que tenía un 48% de fugas de aire, se atendieron las fugas y se redujeron a un 10% aproximadamente.

En la tabla 1, se observa un comparativo de los flujos de los circuitos de aire de marzo 2009, los flujos esperados con el arranque del RV-8 con el Zitrón en operación, y los flujos actuales con que se está operando la mina.

Por qué no se dieron los resultados esperados

Se hizo una revisión de por que no se dieron los resultados esperados, de 1,497,636 m³/h (882,000 ft³/min) esperados solo se obtuvieron 1,081,287 m³/h (636,800 ft³/min), con la puesta en operación del RV-8 se esperaba incrementar el flujo aproximadamente a 594,300 m³/h (350,000 ft³/min).

Con el levantamiento de flujos, se hizo un análisis de cada uno de los circuitos con que se cuenta en la mina y se llegó a lo siguiente:

- Los Ventiladores Flakt de los RV-11 y 12 (Robbins de Ventilación 11 y 12) están operando con 450 y 600 rpm, antes estaban con 650 rpm y en el cálculo se consideraron las revoluciones nominales que son de 900 rpm.
- El Zitrón opera a 900 rpm y se consideró su operación a 1,200 rpm.
- Además en la comunicación del Tiro RV-8 al Nivel 1,170 es un cuello de botella, que limita la capacidad del Zitrón, pues la sección es de un 60% con la que viene bajando el RV-8, es decir, la mayor parte del Tiro es 10.5 m² y termina en 6 m².

Determinación de requerimientos de aire en la mina

El requerimiento de aire se determinó con base a los equipos en operación, el total de gasto se calculó en 1,815,468 m³/h (1,069,800 ft³/min); en la tabla 2 se presenta un listado de los equipos que se consideraron:

Tabla 2 Requerimientos de aire en interior mina

Cantidad	Equipo	Marca	hP	m ³ /h	En uso	Demanda de flujo m ³ /h
2	Scoop Tram	Toro 1400	350	44,573	1	44,573
7	Scoop Tram	ELPHISTONE 1700	335	42,655	5	213,277
3	Scoop Tram	Toro 10	400	50,940	2	101,880
1	Scoop Tram	Toro 7	295	37,568	1	37,568
1	Scoop Tram	ELPHISTONE 1600	270	34,385	1	34,385
2	Alfa	Alfa	147	18,720	2	37,441
4	Trompos	Chevrolet	466	59,345	4	237,380
5	Retroexcavadora	Caterpillar	99	12,608	4	50,431
4	Normet	Normet	95	12,098	4	48,393
2	Camión Pipa	Chevrolet	210	26,744	1	26,744
5	Pick Up	Ford	350	44,573	5	222,863
8	Vehículos	Toyota	50	6,368	8	50,940
15	Camión	Kenworth	370	47,120	6	282,717
6	Camión	Volvo D12	350	44,573	5	222,863
2	Camión	Volvo D12	351	44,700	2	89,400
3	Camión	Kodiak	300	38,205	3	114,615
Total						1,815,468

También se elaboró un análisis de distribución de flujos por niveles (Tabla 3). Las cantidades requeridas y actuales son las siguientes:

Tabla 3 Distribución de flujos de aire por niveles

Nivel	Flujo requerido m ³ /h	Flujo actual m ³ /h
1100	246,550	136,689
992	457,951	309,036
910	400,898	97,635
890	413,463	157,065
Total	1,518,861	700,425

Distribución de aire en la mina

Una vez recabada la información que muestran los gastos de aire, temperatura y humedad relativa en los niveles, se presentan las siguientes observaciones (Figura 4):

- **Nivel 1,220.** En este nivel se encuentran unas puertas en la cual sus hojas están caídas y ocasiona una fuga de $27,337 \text{ m}^3/\text{h}$ ($16,100 \text{ ft}^3/\text{min}$).
- **Niveles 1,170 y 1,160.** Estos niveles son clave en el control de la ventilación de los circuitos Flakt y Zitrón. Enseguida se mencionan las razones por las cuales el circuito de los Flakt no es eficiente:
 - El aire que sale por los dos extractores no viene contaminado sino que es fresco y de baja humedad relativa. Esto quiere decir que son fugas de aire.
 - El flujo total de los dos ventiladores es bajo de acuerdo a su capacidad y es el resultado de que son operados con 450 y 600 rpm en lugar de las 900 rpm nominales.
 - Del flujo total el 60% de estos ventiladores son fugas de aire que vienen de rebajes de barrenación larga y de rampas del nivel 1,160 al nivel 1,170.
- Del circuito del tiro de ventilación RV-8 Zitrón se observa que:
 - El Tiro RV-8 tiene un cuello de botella donde se comunicó al nivel 1,170.
 - Cerca del RV-8 existe una fuga de aire de $133,802 \text{ m}^3/\text{h}$ ($78,800 \text{ ft}^3/\text{min}$) que fue el aire más fresco registrado en todos los circuitos.
- **Nivel 1,100.** En este nivel se observa que cuenta con dos entradas principales, por las cuales pasan por ellas $124,123$ y $153,500 \text{ m}^3/\text{h}$ ($73,100$ y $90,400 \text{ ft}^3/\text{min}$) entre las dos suman $277,623 \text{ m}^3/\text{h}$ ($163,500 \text{ ft}^3/\text{min}$) pero de este flujo solo llegan al final del nivel $112,238 \text{ m}^3/\text{h}$ ($66,100 \text{ ft}^3/\text{min}$) el resto sube por rampas que los

lleva a Nivel 1,160 y a otros Robbins, cuando la finalidad es que lleguen y bañen las frentes de operación.

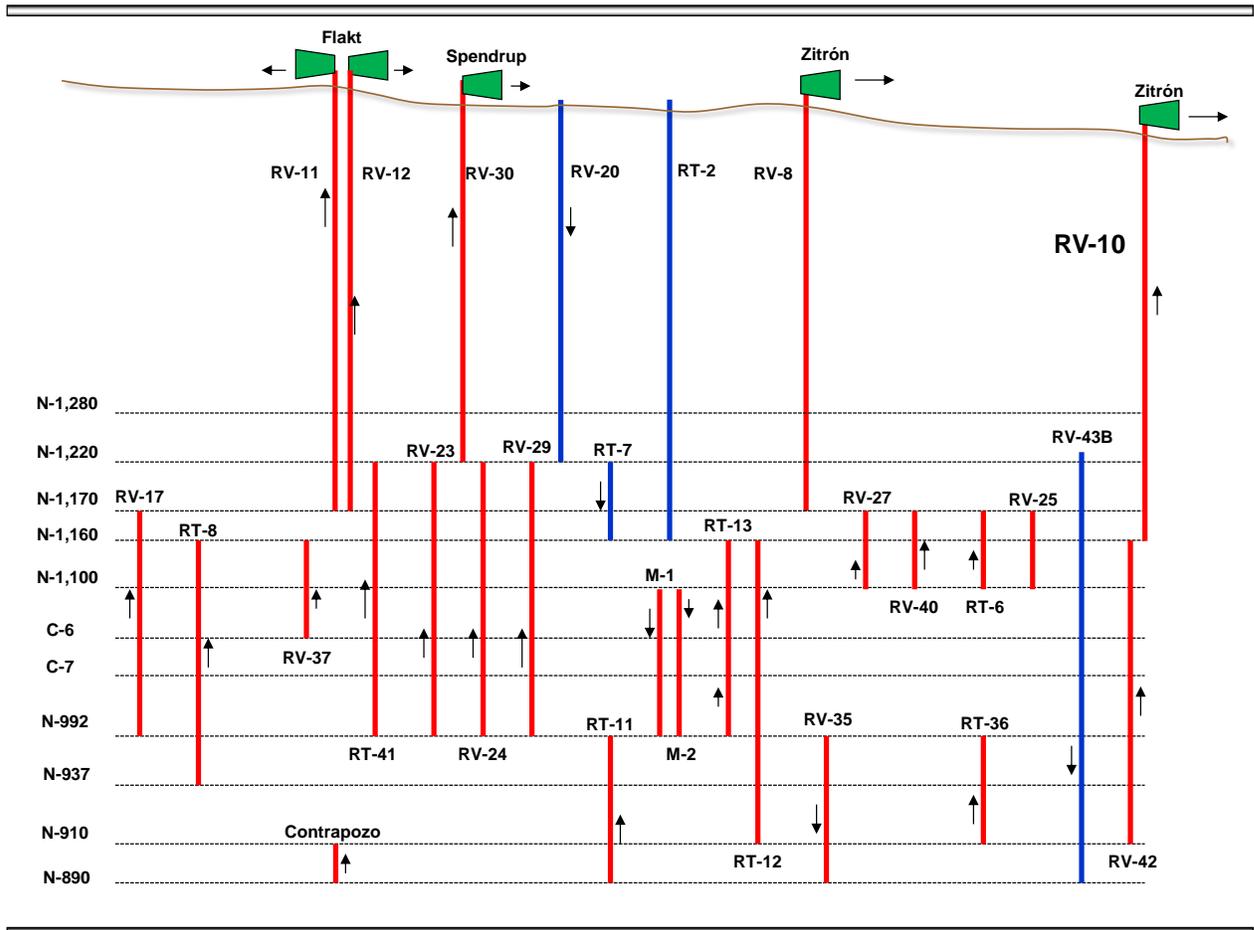


Figura 4 Arreglo general de la ventilación Unidad Milpillas

- **Nivel Cargadero 6 (C-6).** En este nivel entran $181,000 \text{ m}^3/\text{h}$ ($106,600 \text{ ft}^3/\text{min}$) se puede pensar que es buen flujo, pero las temperaturas oscilan entre 28.5 y 31.2 $^{\circ}\text{C}$ que son altas.
- **Nivel 992.** Entra a este nivel $107,823 \text{ m}^3/\text{h}$ ($63,500 \text{ ft}^3/\text{min}$), pero también sube a éste, aire contaminado por el RT-11 y RV-36 (Robbins Tepetatero 11 y Robbins de ventilación 36) que contamina al aire fresco. El aire que se tiene en las frentes o lugares de operación no es suficiente.
- **Nivel 910 y 890.** En el nivel 890 están 2 ventiladores, en uno de ellos, el 100% del aire que maneja es recirculado por estar dentro de la galería. Es decir no alcanza a salir. En el nivel 910 existen áreas donde están operando equipos y la

velocidad del aire es cero. En este nivel se registró hasta temperaturas de 32 °C que es muy alto, aunado a la humedad relativa que también es muy alta 92%.

- **Rampa Guadalupe.** De superficie hasta el nivel 1,160 el aire baja. Después de este nivel hasta el nivel 890 el aire no es controlado por que en algunos tramos el aire baja y en otros sube (en ocasiones contaminado) y a veces el flujo es nulo. En la rampa se observan flujos muy bajos. Para que se cumpla (NOM-121-STPS-1996) con el mínimo requerido debe de andar en un promedio de 25,470 m³/h (15,000 ft³/min).

Puesta en marcha del Tiro RV-10 con el ventilador Zitrón

Este tiro que se comunicó en el nivel 1,160 y que trabaja como salida de aire, es el que más aire viciado succiona de la mina, inclusive más que el tiro RV-8.

El flujo que desaloja de la mina depende mucho de los extractores principales, ya que determinan el gasto de aire en otros extremos de la mina. Pero se hizo un cálculo considerando que la eficiencia de los extractores principales va a mejorar (faltaría actualizarlo con los rebajes que se tendrán a futuro, así como otros escenarios), y se obtiene que podrían salir en promedio hasta 764,100 m³/h (450,000 ft³/min), con éste volumen apenas se rebasa el volumen requerido en el plan de mejora 1,845,386 m³/h (1,086,800 ft³/min) y aun así, la mina estaría muy limitada con las necesidades requeridas.

El que opere el Tiro RV-10 como salida de aire va a mejorar las condiciones actuales, pero también hace falta que se atiendan las recomendaciones que se realizaron durante las mediciones en cada una de las obras, porque en éste caso la rampa Guadalupe y el tiro Santa Cruz van aumentar el gasto de aire hacia niveles inferiores, ya que éste se va a repartir por todas aquellas obras que están integradas al circuito pero que no están siendo operadas o que no están cumpliendo algún objetivo específico en la operación, esto es, puede haber grandes desperdicios de aire fresco.

Desarrollo del Tiro RV-10

Ubicación

El proyecto Tiro RV-10 se localiza en las faldas del cerro Mariquita en el extremo surponiente del tiro Santa Cruz a 1,940 m de éste, 960 m de la entrada principal de la unidad por el camino de servicios y en las coordenadas (UTM) $x = 3,441,364$, $y = 554,109$, $z = 1,429$ a 60 m en la parte posterior del almacén general (Figura 5).

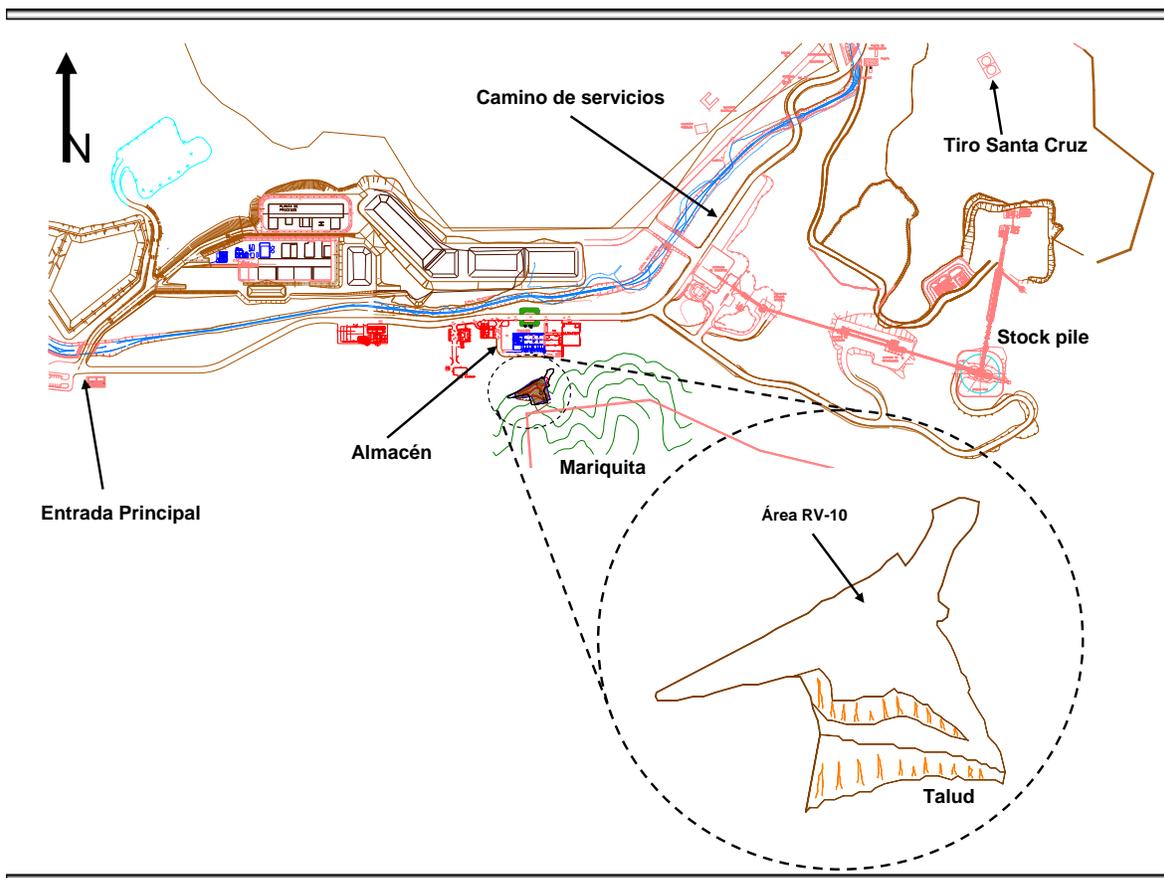


Figura 5 Ubicación del tiro RV-10

Geología del Tiro RV-10

La localidad en donde se construyó el tiro RV-10, se ubica en la falda norte de una serie de lomeríos relativamente bajos, en donde las rocas aflorantes están constituidas por depósitos continentales sedimentarios, estratificados, los cuales se presentan semiconsolidados. Regionalmente a este depósito continental sedimentario se le conoce como Grupo Sonora y es de Edad Terciario-Cuaternario.

Estos depósitos son polimícticos (varios tipos de rocas) y se constituyen por capas de arena gruesa a fina, intercalados con horizontes de limos, arcillas y lentes de conglomerados arenosos, todos ellos cementados incipientemente por carbonatos de calcio pero ocasionalmente se observan fragmentos de roca de hasta 30 cm de diámetro.

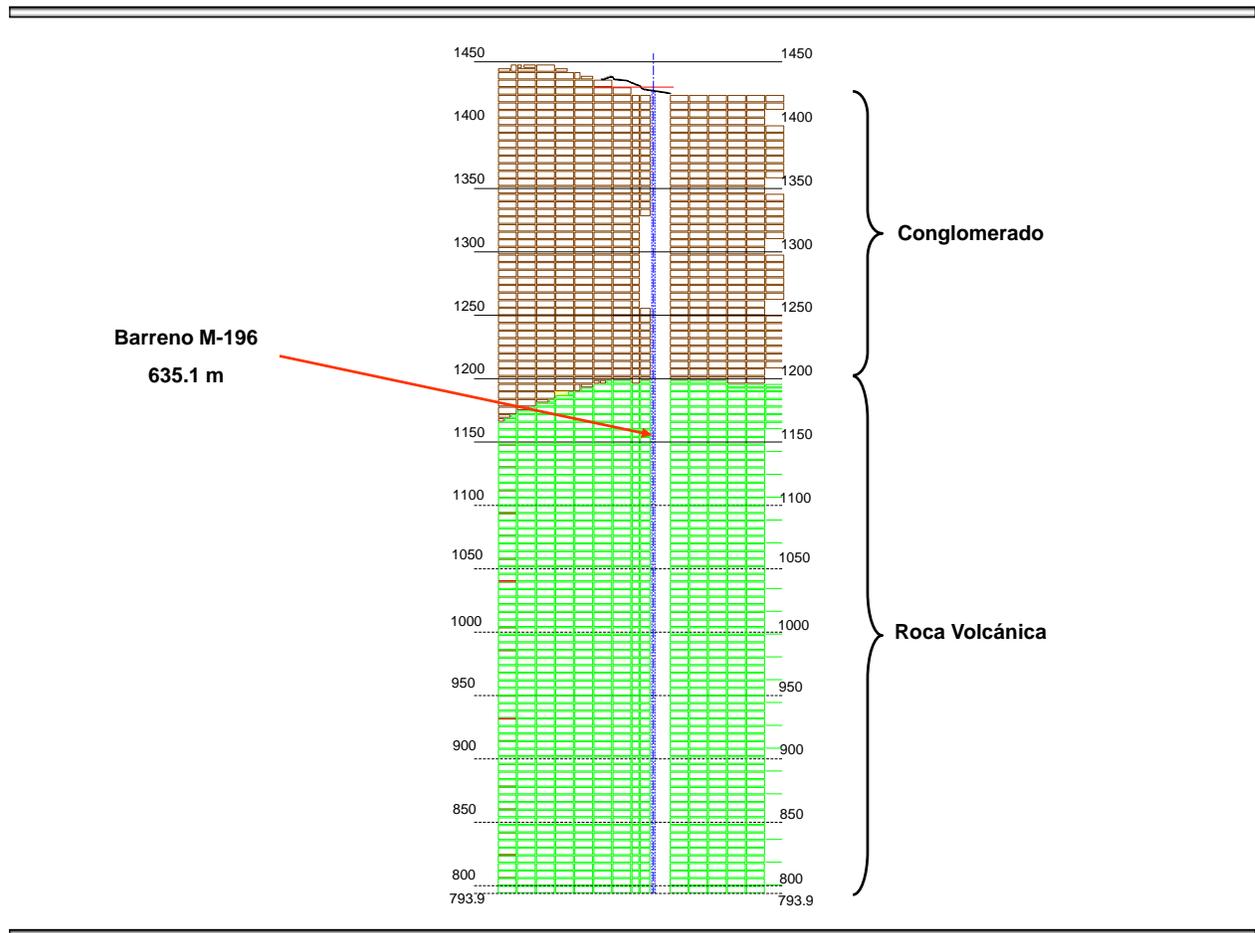


Figura 6 Litología obtenida mediante la perforación del barreno M-196

En este lugar se realizó durante la etapa de exploración del proyecto, un barreno combinado Circulación Inversa/Diamante (Figura 6), con el que se investigó la mineralización de cobre en lo que ahora conocemos como Milpa Profundo; ese barreno de exploración es el M-196, el cual tuvo una profundidad total de 635.1 m.

Este barreno cortó hasta los 233.5 metros de profundidad, los depósitos sedimentarios antes mencionados (conocidos aquí comúnmente, como gravas).

De los 233.45 m a los 421.2 metros, corto rocas volcánicas de composición andesítica, tobas de cristales y aglomerados volcánicos, alterados y fuertemente fracturados y oxidados.

De los 421.2 m a los 446 m, cortó un pórfido feldespático argilizado.

De los 446.3 m a los 523.6 m, volcánicas andesíticas.

De los 523.6 m a los 597.35 m, cortó riolitas masivas y de flujo.

De los 597.35 m a los 635.1 m, cortó otra vez rocas volcánicas andesíticas.

Algunas consideraciones de carácter geotécnico son las siguientes:

- Las "Gravas" son depósitos semiconsolidados e impermeables en general, pero se llegan a presentar algunos canales o capas relativamente más permeables (antiguos arroyos sepultados) que pudieran aportar algo de agua.
- En el caso de las rocas debajo de las gravas, las cuales son andesitas argilizadas y muy fracturadas, son de calidad de regular a mala y con resistencias a la compresión simple del orden de los 30 a 40 Mpa.

Trabajos previos

Instalación eléctrica para dar servicio al Tiro RV-10

Antes de iniciar con la plantilla en donde se instaló el campamento del contratista, primero se realizó la instalación eléctrica, ya que ésta fue de gran importancia para la puesta en marcha del tiro.

Primero se excavaron las sepas de 1.5 m de profundidad y se incaron postes de 13 m de longitud con una resistencia de 600 kg a la ruptura, uno de ellos abajo de la línea eléctrica existente y el otro a 12 m de separación, para que en él se instalaran las cuchillas y se hiciera la transición (Figura 7).

En el primer poste a bajo de la línea se instalaron cuchillas monopolares que sirven para proteger el tramo corto entre un poste y otro. En el otro se instalaron las cuchillas

de operación en grupo que sirven para abrir la corriente al transformador de 750 KVA según la norma de SEMIP, todo transformador mayor o igual a 500 KVA debe contar con medio de desconexión sin fusibles para abrir con carga.

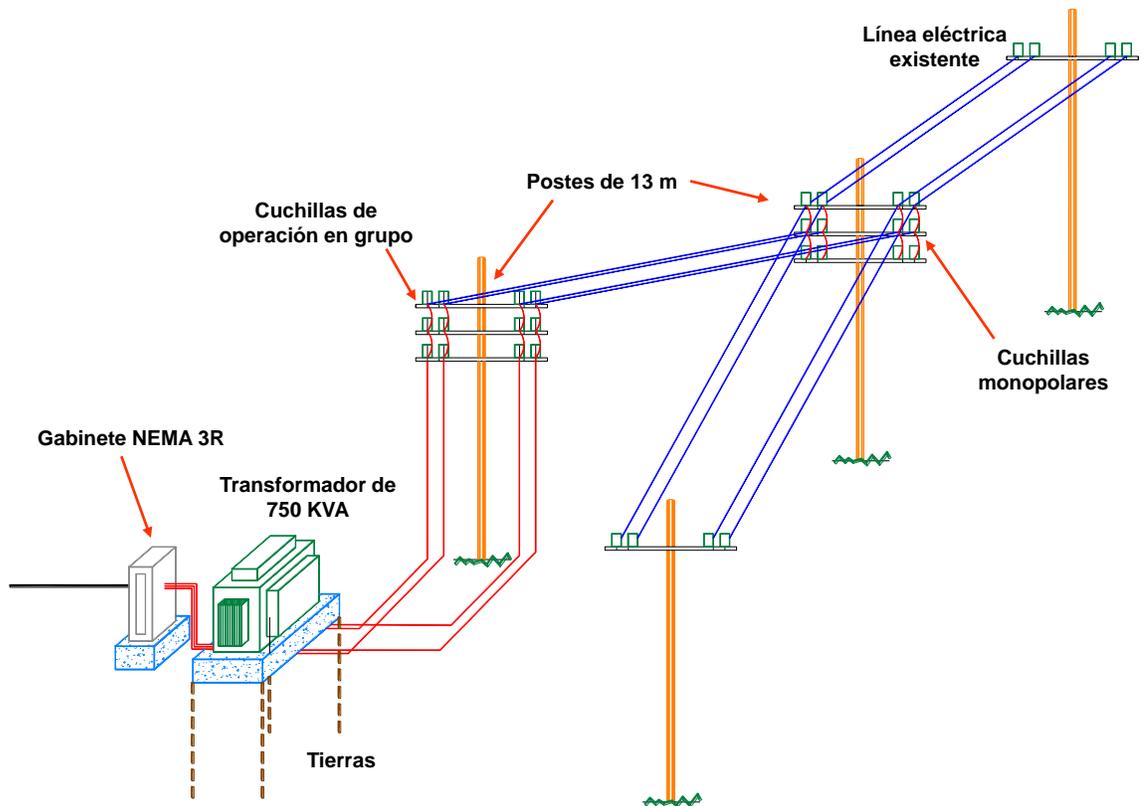


Figura 7 Instalación eléctrica que alimenta de energía al RV-10

Se hace base de transformador con concreto ($f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$) y se coloca transformador con su respectivo sistema de tierras con 4 varillas de cobre de 1.2 m y tratamiento freeway, red de cable de cobre desnudo y soldaduras cadweld, conectadas a la lámina del transformador.

Se hace la transición con tubo galvanizado de 10.1 cm (4 in y PVC de 4 in), con 3 cables de 1/0 (un cero) de 15 KV, terminales sintéticas de 15 KV, codos de operación con carga con capacidad de 200 amp.

Se coloca interruptor de 1,200 amp, marco de 2,000 amp en gabinete NEMA 3R, se instala secundario con cable de 500 KCM del transformador al interruptor principal.

Se hacen las excavaciones para conectar interruptor principal al tablero propiedad del contratista NECAXA, se instalan 4 tubos PAD de 7.6 cm (3 in) para alojar cable de uso rudo para mina calibre 4/0 (cuatro ceros) AWG (American Wire Gauge), se conecta al tablero con I-LINE propiedad de NECAXA.

Posteriormente, por ser una instalación estratégica dentro de la unidad minera, se coloca cerco perimetral con malla ciclónica de 2 m de altura para protección de la subestación.

Con la instalación eléctrica realizada quedó cubierta la demanda de energía (440 Volts) que requerían los siguientes equipos:

- Malacate de 6.3 Ton (14,000 lbs) con motor de 100 caballos de fuerza.
- Malacate de 9 Ton (20,000 lbs) con motor de 100 caballos de fuerza.
- Malacate de 2.5 Ton (5,500 lbs) con motor de 15 caballos de fuerza.
- Compresor con motor de 100 caballos de fuerza.
- Ventilador Flakt de 20 caballos de fuerza.
- 2 máquinas para soldar
- 4 Bombas Tsurumi de 60 caballos de fuerza con alimentación trifásica de 60 amp.
- 2 Bombas Tsurumi de 30 caballos de fuerza con alimentación trifásica de 38 amp.
- Alumbrado.
- Servicios varios en oficinas de pueblo del contratista.

Aunque inicialmente el transformador estaba sobrado en capacidad para alimentar de energía a estos equipos, se pensó a futuro, puesto que es el que alimenta actualmente al ventilador Zitrón que se localiza en la boca del RV-10.

Corte del talud en el cerro Mariquita para preparar plantilla

Inicialmente se contaba con una área irregular de 1,300 m², misma que se utilizó para la realización del barreno de exploración M-196, ahora que ya se tiene certeza de la existencia de mineral en el nivel 1,100 y cuerpos de Milpa profundo (Niveles 890, 840, 790, 740 y 690), en la zona poniente de la mina, parte de la falda del cerro Mariquita

tuvo que cortarse para poder dar cabida a un área de 1,580 m², espacio proyectado para una plantilla que se requería para la instalación del equipo de operación. Para los cortes del cerro se utilizó un tractor sobre orugas tipo D8 marca Caterpillar con bulldozer de 3 m y Ripper de 1 m.

La máquina cortaba el material encajando y arrastrando los rippers en el banco de conglomerado en sentido horizontal y de manera descendente, posteriormente, el material suelto era empujado con la cuchilla hacia el lado opuesto del talud para ir formando un bordo de material en reposo y generar más piso de trabajo (Figura 8).

Cortes del Talud

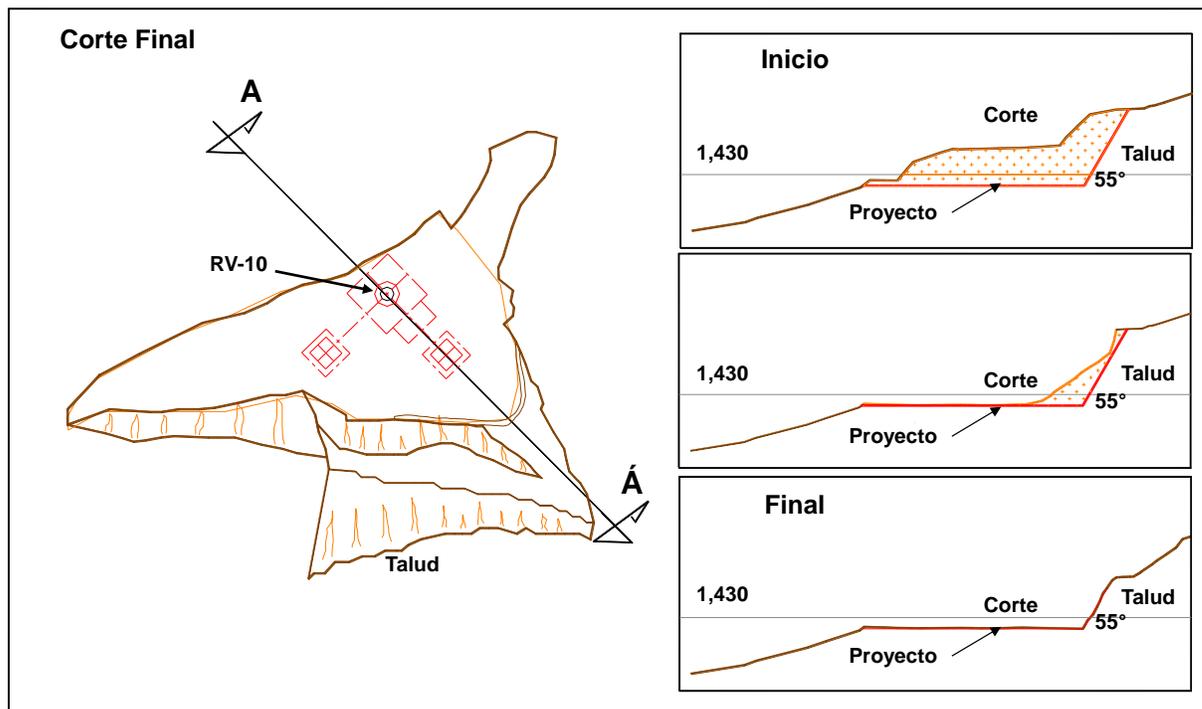


Figura 8 Corte del talud, preparación del sitio

Los cortes se realizaron verticalmente y de manera descendente al mismo tiempo, el tractor daba afine al talud para dejarlo con una inclinación promedio de 55° con respecto a la horizontal.

Todo el material (7,200 m³) generado por el producto de los cortes del tractor, fue rezagado con un cargador frontal marca Caterpillar 966G con cucharón de 4 m³ y lo cargaba a camiones de volteo de 12 y 14 m³ para ser chorreado a través de un contrapozo tepetatero a interior mina y utilizarlo como relleno en los rebajes.

Posteriormente, una motoconformadora entró al lugar para dar la nivelación en el terreno, planilló el área dejando una pendiente al -2% en dirección al talud y en las faldas de éste, con la cuchilla, formó una canaleta de 1 m de ancho por 1 m de profundidad para recibir el agua proveniente de los escurrimientos de lluvia generados en las estaciones del año.

La rampa de acceso al área del proyecto se afinó con una pendiente al 10% para evitar que los vehículos pesados (trompos, pipas y grúas) se fueren a la hora de llevar servicios al lugar.

Excavación para brocal y malacates

Después de entregada la ingeniería del proyecto por parte de la contratista NECAXA al departamento de Planeación y conociendo el acomodo de las instalaciones en el plano, una cuadrilla de topógrafos se encargó de marcar los puntos de control para el acomodo de los ejes mayor y menor del brocal y malacates en el terreno.

Con los ejes, la gente de obra civil del contratista se dedicó a marcar las trazas de las áreas a excavar por medio de cal (Figura 9).

Posteriormente, con la ayuda de una máquina retroexcavadora marca CASE 580M con un bote de 0.5 m³, excavó el área para la cimentación del brocal.

Empezó abriendo una ranura de 1 m de ancho sobre material conglomerado en dirección del eje mayor a una longitud de 10 m y con una profundidad general de 1.2 m, ya terminada ésta, siguió cortando el material a manera de desborde en todo lo ancho en dirección del eje menor; consiguiendo así excavar 120 m³.

Hecha la actividad, la máquina retrocedió hacia la parte sur de la excavación y a rumbo del eje mayor para realizar una excavación de 0.5 m de profundidad a lo largo de 3.9 m y ancho de 6.8 m para remover 13.3 m³ correspondientes a la cimentación del tirante del brocal.

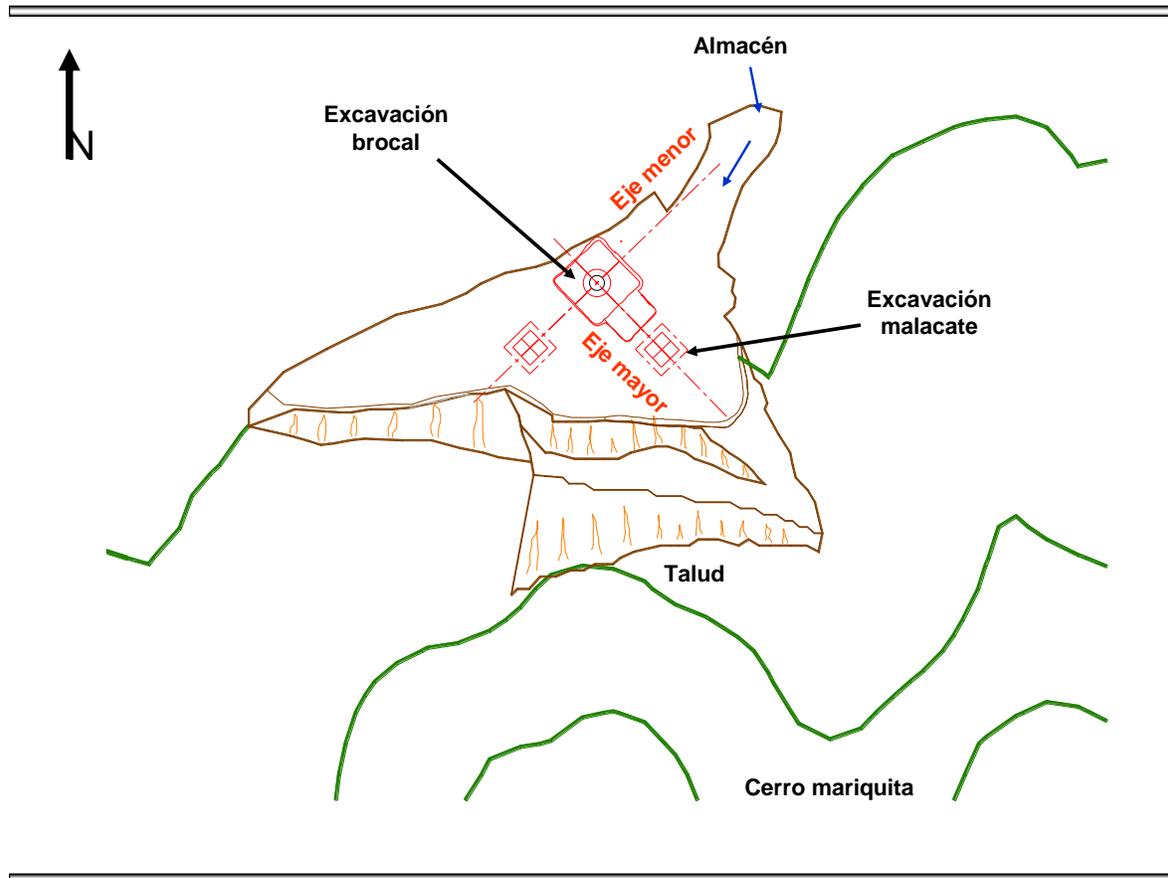


Figura 9 Trazo para las excavaciones del brocal y malacates

El material proveniente de la excavación del tirante, se utilizó para darle piso seguro de trabajo a la misma máquina y así poder acercarse más al punto central del rompimiento del tiro.

Ya posicionado el operador, en la intersección de los dos ejes se proyectó un punto sobre el piso y a partir de él, se definió un círculo de 4.4 m de diámetro, que fue el diámetro inicial de la obra.

Sobre el círculo se excavó una profundidad de 1.2 m y se removieron 18.2 m³ para dar inicio al encapille que sirvió como punto inicial para los próximos trabajos de excavación y construcción del tiro RV-10 (Figura 10).

Ya terminada la excavación del encapille, el material extraído y el piso que utilizó la máquina, se movieron a un lugar abierto para dejarlo listo para el acarreo.

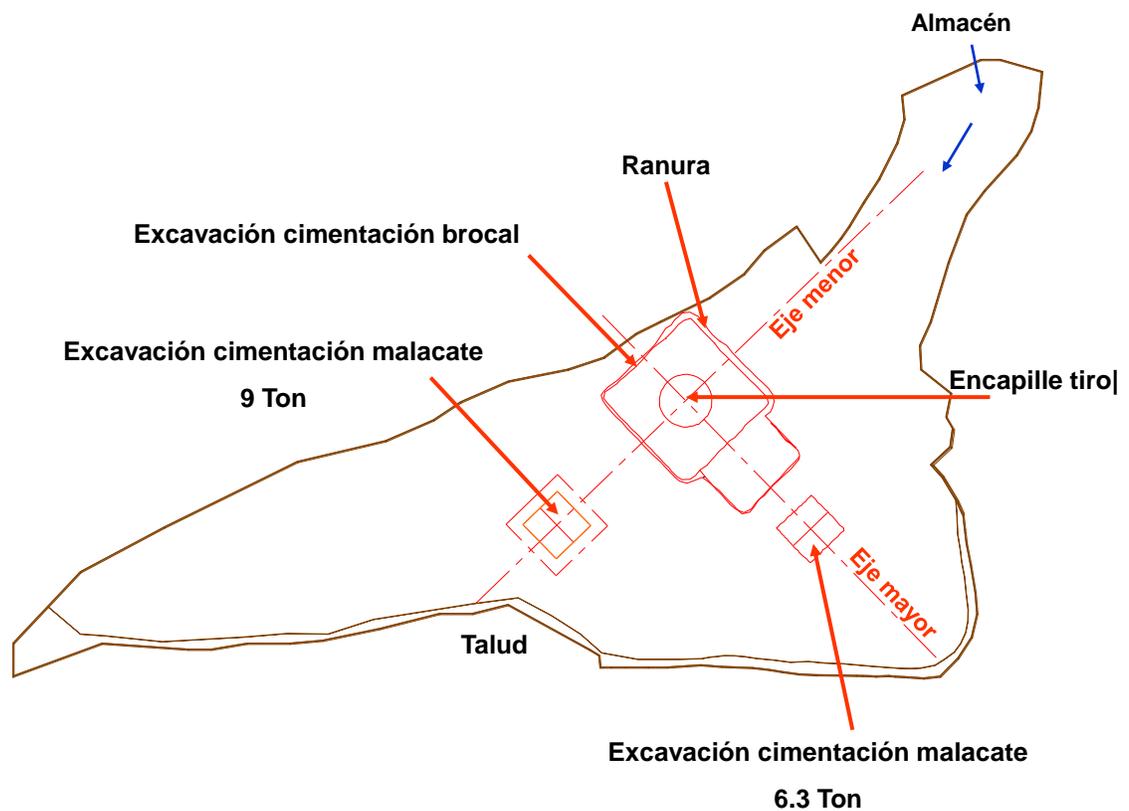


Figura 10 Excavaciones para base del brocal y malacates

En seguida, fue necesario hacer el cambio de bote de la retroexcavadora por uno de menor volumen, uno de capacidad de 0.25 m^3 , solamente para poder cortar y ranurar una excavación de 0.5 m de ancho con 0.5 m de profundidad en ambas direcciones de los dos ejes, en todo el contorno de la excavación del brocal, en el área de zapatas auxiliares y así poder remover 9.5 m^3 de material.

La excavación de ésta ranura permitió alojar el concreto que hace el efecto de uña (así se conoce coloquialmente en éste ambiente) permitiendo dar mayor fricción y agarre del concreto en el terreno.

Luego de terminar la excavación del brocal, la máquina se dedicó a excavar el área para los malacates. Inicialmente abrió una ranura paralela al eje mayor de 1 m de

ancho con 4 m de longitud y una profundidad general de 1.2 m, posteriormente desbordó 3 m en sentido del eje menor y 3 m en sentido del eje mayor, para poder así cortar 19 m³ de conglomerado para cada excavación (Figura 11).

Estas excavaciones permitieron alojar el concreto hidráulico para la construcción de los cimientos de la torre de acero, 1 malacate de 6.3 Ton (14,000 lbs), 1 malacate de 9 Ton (20,000 lbs) y otro de 2.5 Ton (5,500 lbs).

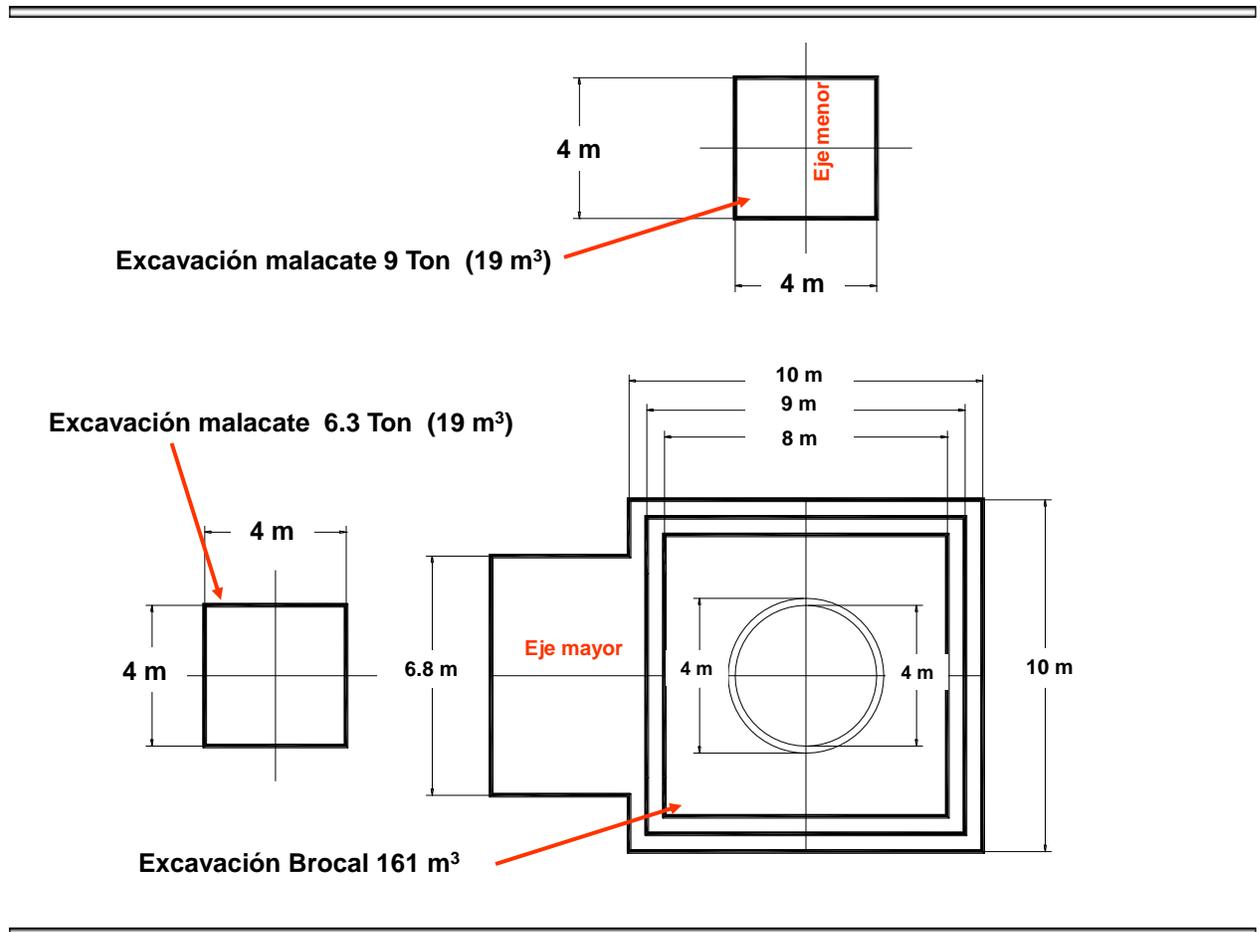


Figura 11 Excavación de ranuras para las bases del brocal y malacates

Todo el material proveniente de la excavación del brocal y bases de malacates, fueron retirados a un contrapozo tepetatero para ser utilizado como relleno en el interior de la mina.

Plantilla de concreto

El objetivo de la plantilla es para asentar el armado de varilla, que exista una buena distribución de cargas y evitar que el armado quede en contacto con el suelo (Figura 12). El concreto utilizado tiene las siguientes características:

- Resistencia mínima a la compresión a los 7 días $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- Relación agua cemento 0.40
- Tamaño máximo de agregado de 1.9 cm (3/4 in)
- Revenimiento máximo de 10 cm.

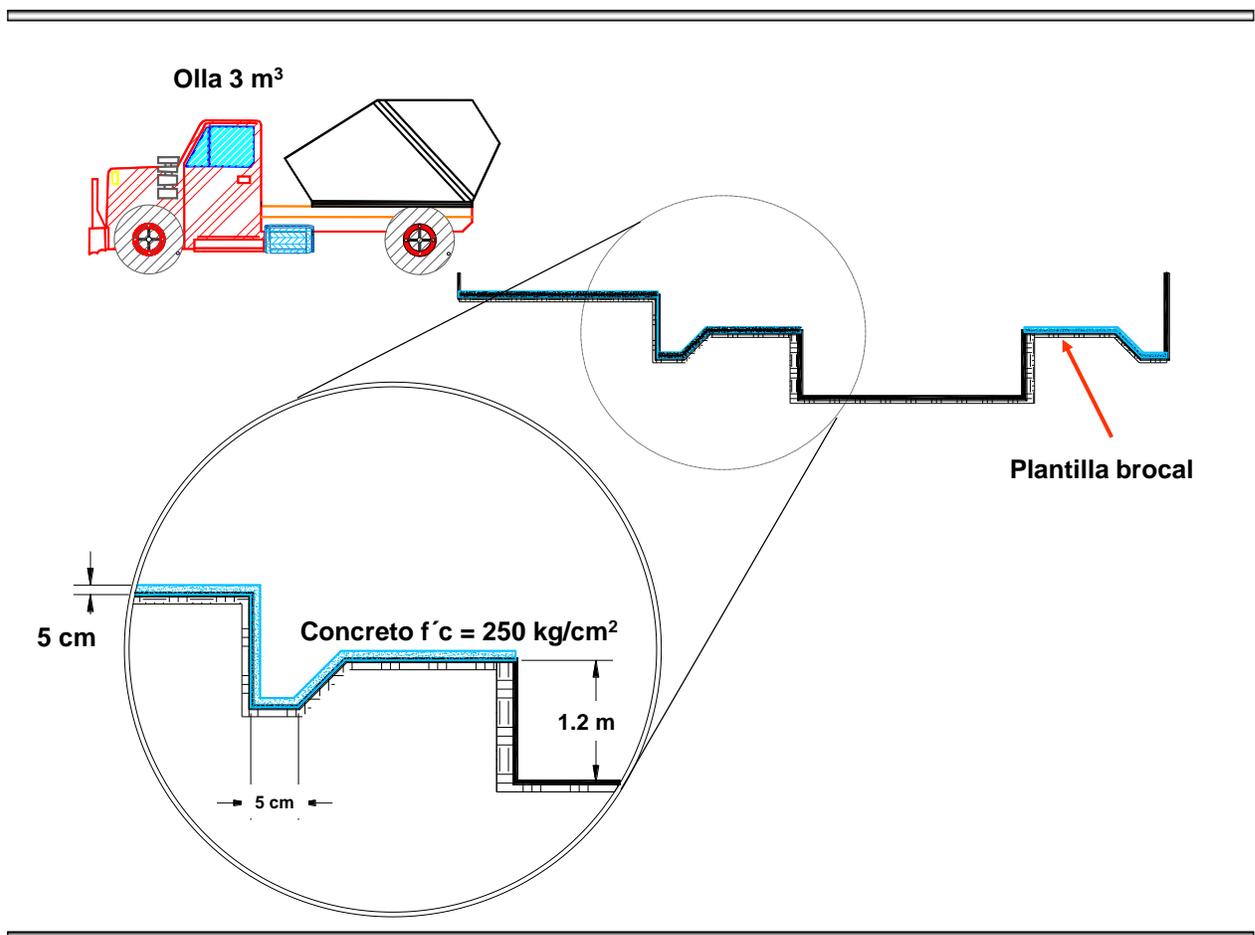


Figura 12 Suministro de concreto para plantilla en las bases de brocal y malacates

El material es suministrado por el contratista PROMACO (Promotora de Maquinaria y Construcciones de Occidente S.A de C.V), quien realiza la dosificación del concreto en una planta concretera que está dentro de las instalaciones de la unidad minera y

proporciona el servicio por medio de ollas de 3 m³. A las tres excavaciones generadas se les vació una plantilla de concreto de 5 cm de espesor, utilizando 1.7 m³ para base de malacate de 6.3 Ton, 2.4 m³ para bases de malacates de 9 y 2.5 Ton y 6.8 m³ para base de brocal, en total se ocuparon 10.8 m³ contra 9 m³ calculados en los planos del proyecto, esto, por la sobre excavación en las paredes y piso generada por la retroexcavadora.

Armado de varilla de la cimentación de brocal y malacates

Armado de varilla del brocal

Para este trabajo fue necesario el apoyo de 8 personas, dos de ellas se encargaban de habilitar (cortar y doblar) las varillas de 12 m de longitud en un banco y las otras seis restantes se encargaban del acomodo y amarre de las mismas.

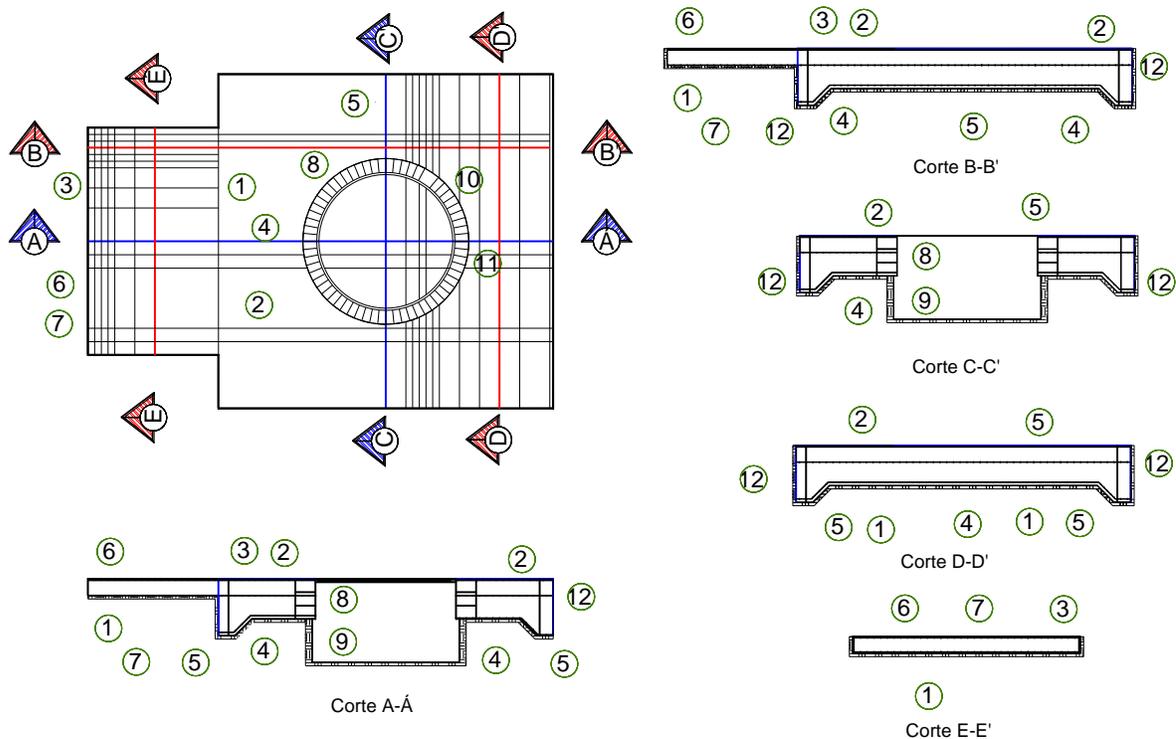


Figura 13 Arreglo general del armado de varillas de acero para las tres bases

Cuando la plantilla alcanzó la dureza apropiada, se trazaron nuevamente los ejes (mayor y menor) y se inició con el armado de la estructura de varilla; esta inició con la construcción de la primer cama (armado de varilla) que está calzada en silletas de madera de 5 cm para evitar estar en contacto con la plantilla de concreto y cumpla con la función de poder trabajar a tensión; esta servirá como base de apoyo para las siguientes dos camas de acero (Figura 13).

Posteriormente, se armó la cama superior en ambos sentidos de los ejes mayor y menor con sus estribos perimetrales tal como se hizo en la primera cama y soportada a 1.1 m del piso.

Finalmente, por facilidad, se armó la cama intermedia que está apoyada en la primera a 65 cm del piso por medio de los estribos perimetrales y a 45 cm de separación de la tercera cama de acero.

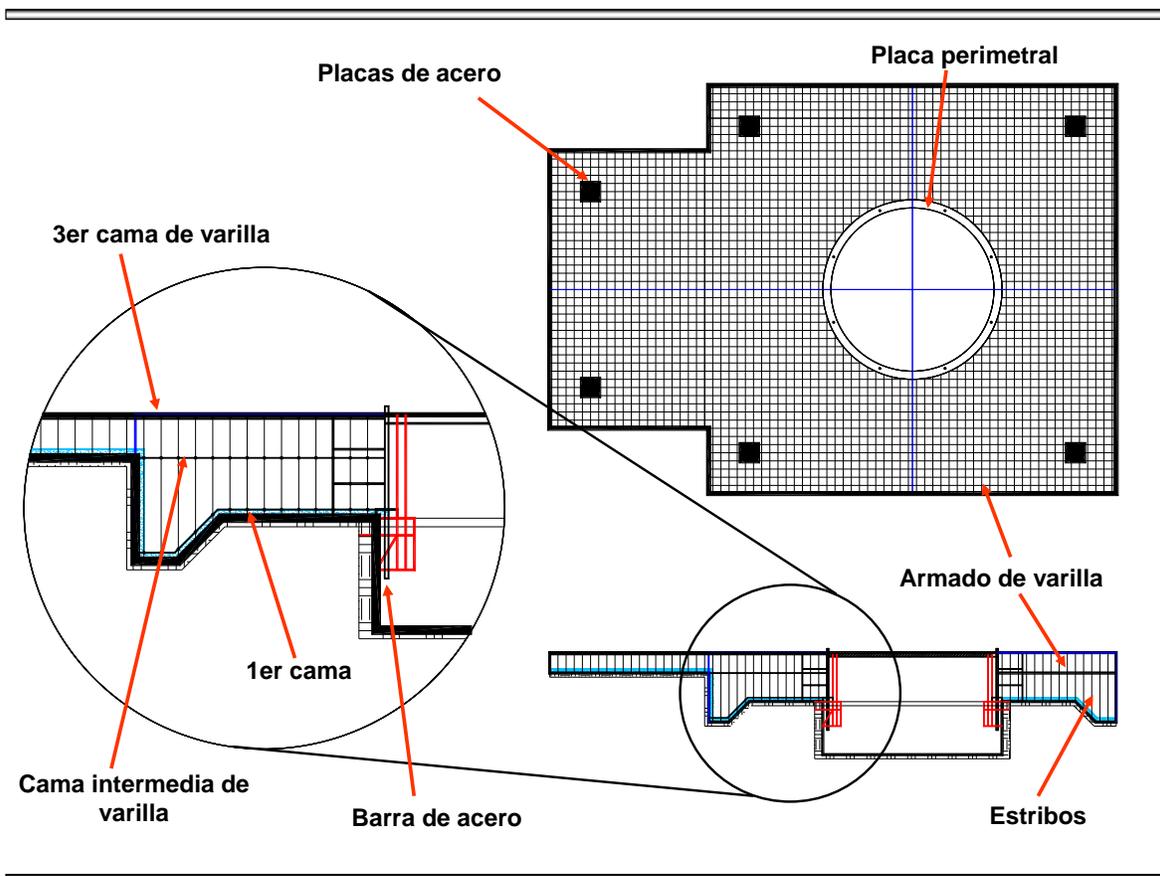


Figura 14 Amarre de varillas y placas soldadas de acero (Necaxa, Revestimiento de concreto, 2010)

En los tres casos, fue necesario utilizar varilla corrugada de 1.6 cm (5/8 in, # 5) de diámetro en longitudes variadas (Figura 14) con amarres de alambre recocido y separadas entre sí a 20 cm.

También, se soldó una placa de 0.6 cm (1/4 in) de espesor, de forma circular con un radio interno de 4 m y un radio externo de 4.48 m en la tercer cama de acero, en el contorno para el área del tiro y de igual forma que las placas cuadradas, se soldaron anclas de solera de 5 cm x 0.4 m de longitud en los estribos de varilla. En total se utilizaron 7,751 kg de acero en varilla corrugada.

Sobre esta placa se perforaron 8 barrenos equidistantes a 1.64 m de separación con un diámetro de 2.8 cm (1 1/8 in) y a través de ellos, se colocaron y se plomearon 8 barras de acero cold rolled de 2.54 cm de diámetro x 1.6 m de longitud.

Las barras tendrán la finalidad de soportar y plomear los fondos y la cimbra metálica que irá colocada en el perímetro del brocal y en cada anillo de concreto (Figura 15).

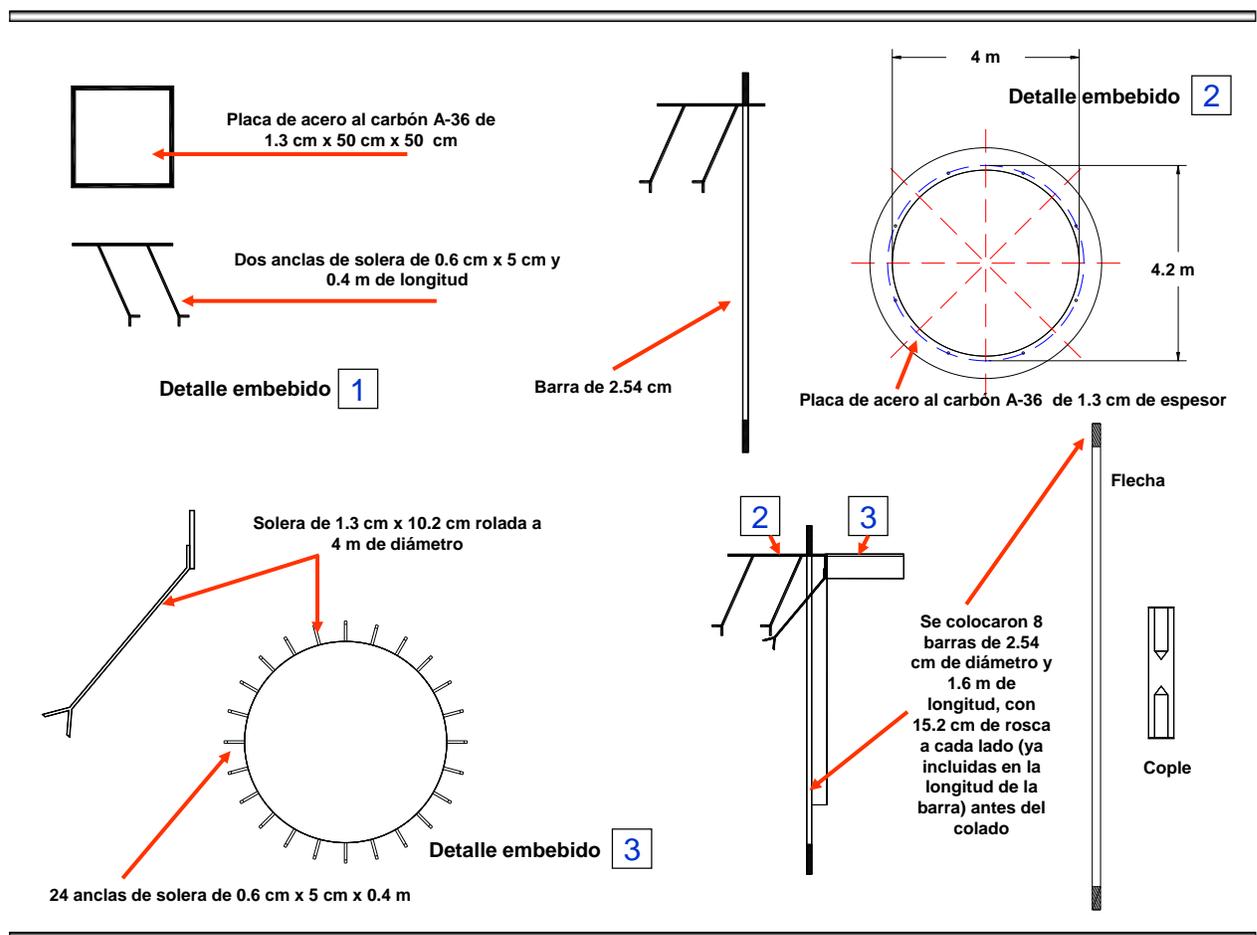


Figura 15 Acero soldado en las cama de varilla (Necaxa, Revestimiento de concreto, 2010)

Armado de varilla para bases de malacates

Después de terminar de armar la estructura de varillas del brocal, el personal continuó con la misma tarea en las áreas de excavación de los malacates. Cuando alcanzó el punto máximo de fraguado el concreto que se vació en la plantilla, se armó la primera cama, soportada por silletas para evitar el contacto con el concreto.

A 0.6 m se armó la segunda cama de varilla que se amarró a los estribos que venían soportados en la primera, y a 1.2 m del piso se armó la tercera cama de varilla.

Al igual que en el armado del brocal, se utilizó varilla corrugada de 1.6 cm (5/8 in) separada entre sí a 0.2 m y amarrada con alambre recocido en ambos sentidos de los ejes mayor y menor (Figura 16).

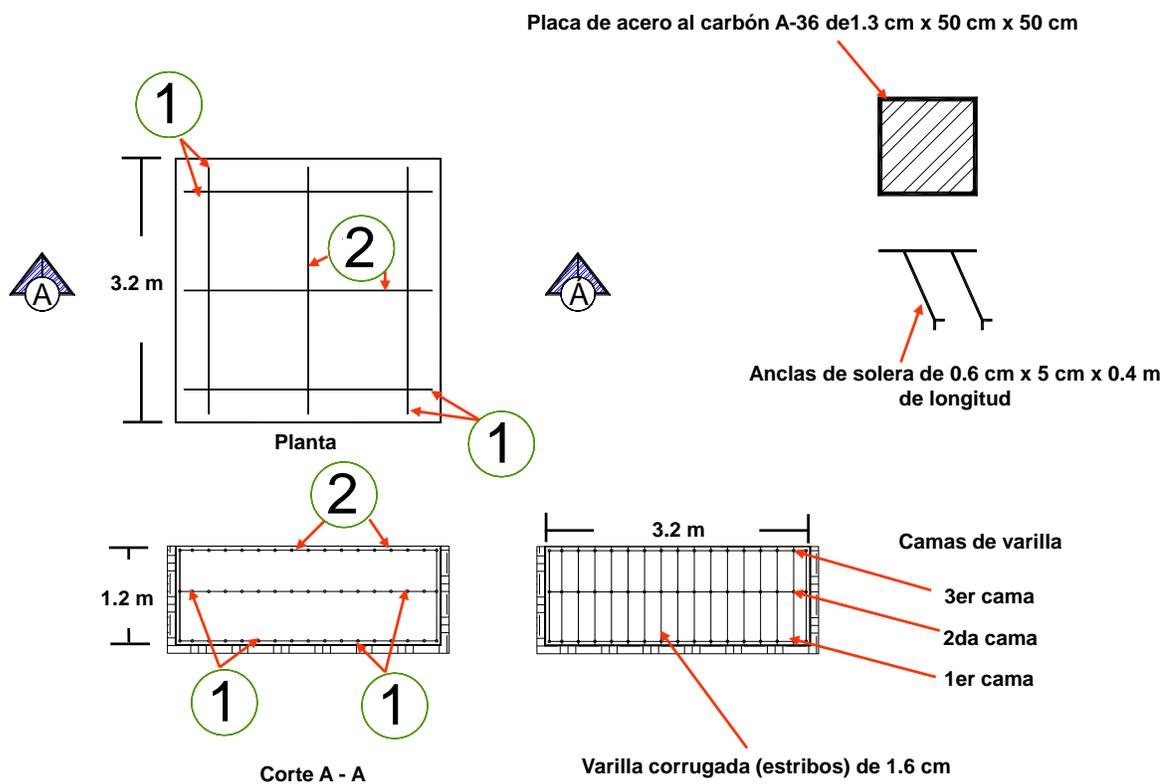


Figura 16 Armado de varilla de acero para bases de malacates (Mendez I. A., 2010)

Al finalizar el armado, se soldaron seis placas de acero al carbón A-36 de 0.5 m x 0.5 m x 1.2 cm de espesor con anclas de solera de 0.6 cm x 5 cm x 0.4 m de longitud que van a servir de anclaje a la estructura de acero del bastidor (bases para los malacates).

Para cada una de estas bases se utilizaron 680.41 kg de varilla corrugada de acero. Posterior al armado de varilla, en los contornos de las excavaciones de los malacates y brocal, en el contacto con el suelo y la varilla, se cimbró madera de pino para retener el concreto que se iba a vaciar para formar las cimentaciones.

Se utilizaron tablas de distintas longitudes, pero con sección de 2.54 cm x 20 cm (1 in x 8 in), apoyadas en vigas de madera (polines) de 0.1 m x 0.1 m x 1.4 m de longitud.

Para determinar el armado de varillas para base de malacate de 6.3 Ton y malacate de 9 Ton, se generó el siguiente cálculo. Para éste fin, se consideran las propiedades del malacate de 9 Ton, que es el equipo que está sometido a mayor esfuerzo:

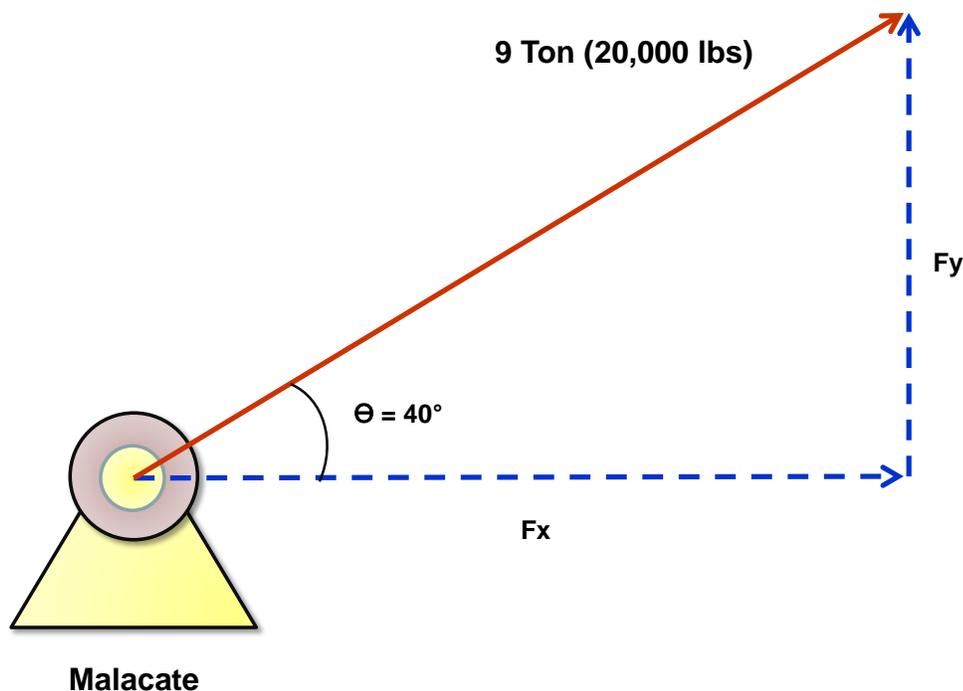


Figura 17 Diagrama de cuerpo libre para determinar el armado de varilla para bases de los malacates

De la figura 17 se tiene que:

$$\text{Fuerzas en el eje x} = F_x = (9,068.3 \text{ kg})(\cos 40^\circ) = 6,048 \text{ kg}$$

$$\text{Fuerzas en el eje y} = F_y = (9,068.3 \text{ kg})(\sin 40^\circ) = 6,757 \text{ kg}$$

Considerando que el coeficiente de fricción es de 0.6, se requerirá un peso de:

$$W_{\text{req}} = \text{Peso requerido} = 6,048 \text{ kg} / 0.5 = 12,096 \text{ kg} = 12.096 \text{ Ton}$$

$$\text{Volumen requerido} = V = 12.096 \text{ Ton} / 2.4 \text{ Ton/m}^3 = 5.04 \text{ m}^3$$

$$\text{Espesor requerido} = h = 5.04 \text{ m}^3 / A = 5.04 \text{ m}^3 / (3 \text{ m})(2.14 \text{ m}) = 5.04 \text{ m}^3 / 6.42 \text{ m}^2$$

$h = 0.79 \text{ m}$, se dejará de 1 metro de espesor.

$$\begin{aligned} P_{\text{tot}} = \text{Carga aplicada} &= 6,757 \text{ kg} - (3.2 \text{ cm})(3.2 \text{ cm})(1 \text{ cm})(2,400 \text{ kg/cm}^3) \\ &= 6,757 \text{ kg} - 24,576 \text{ kg} = - 17,819 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Momento} = M = (6,048 \text{ kg})(1.7 \text{ m}) = 10,282 \text{ kg m}$$

Esfuerzos σ_1 y σ_2 :

$$\sigma = P / A \quad (+,-) \quad 6M / bd^2$$

$$\sigma = 17,819 \text{ kg} / (3.2 \text{ m})^2 \quad (+,-) \quad 6(10,282 \text{ kg m}) / (3.2 \text{ m})(3.2 \text{ m})^2$$

$$\sigma = 5,568 \text{ kg/m}^2 \quad (+,-) \quad 1,514 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_1 = 7,082 \text{ kg/m}^2 \quad \sigma_2 = 4,054 \text{ kg/m}^2$$

Acero por temperatura:

$$A_s = 100(100)(0.0026)$$

$$A_s = 26 \text{ cm}^2$$

Entonces 3 camas de varilla no. 6@25 cm

Diseño de anclas:

$$M = 10,282 \text{ kg m, entonces } M = P e(2)$$

$$10,282 \text{ kg m} = P(1)(2 \text{ m})$$

$$P = 5,141 \text{ kg, considerando dos anclas}$$

$$Pr = 5,141 \text{ kg} / 2 = 2,570.5 \text{ kg}$$

$$\text{De tablas: As requerido} = 1.3 \text{ cm}^2$$

Se colocarán anclas de **2.54 cm (1 in)** de diámetro

Vaciado de concreto en base de brocal y malacates

En las tres áreas se vació el concreto considerando las siguientes características.

- Resistencia mínima a la compresión a los 28 días $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- Relación agua cemento 0.40
- Tamaño máximo de agregado de 1.9 cm (3/4 in)
- Revenimiento máximo de 10 cm

Por experiencia de la contratista constructora en el tiro RV-8, solicitó a la compañía concretera que utilizara el reductor de agua de alto rango GLENIUM 3400 NV del BASF, The Chemical Company, para eliminar la actividad del vibrado, puesto que dificultaba el uso del equipo en el espacio tan reducido del armado de varilla.

En las tres estructuras fue necesario vaciar los monolitos en una sola exhibición para evitar tener juntas frías, por tal motivo, la concretera destinó al área del proyecto cinco trompos de 3 m^3 cada uno de manera intermitente en tiempos de ciclo constante (Figura 18).

Cuando llegaba el concreto al área del proyecto, se sacaban muestras en cada evento de vaciado para revisar y controlar el revenimiento.

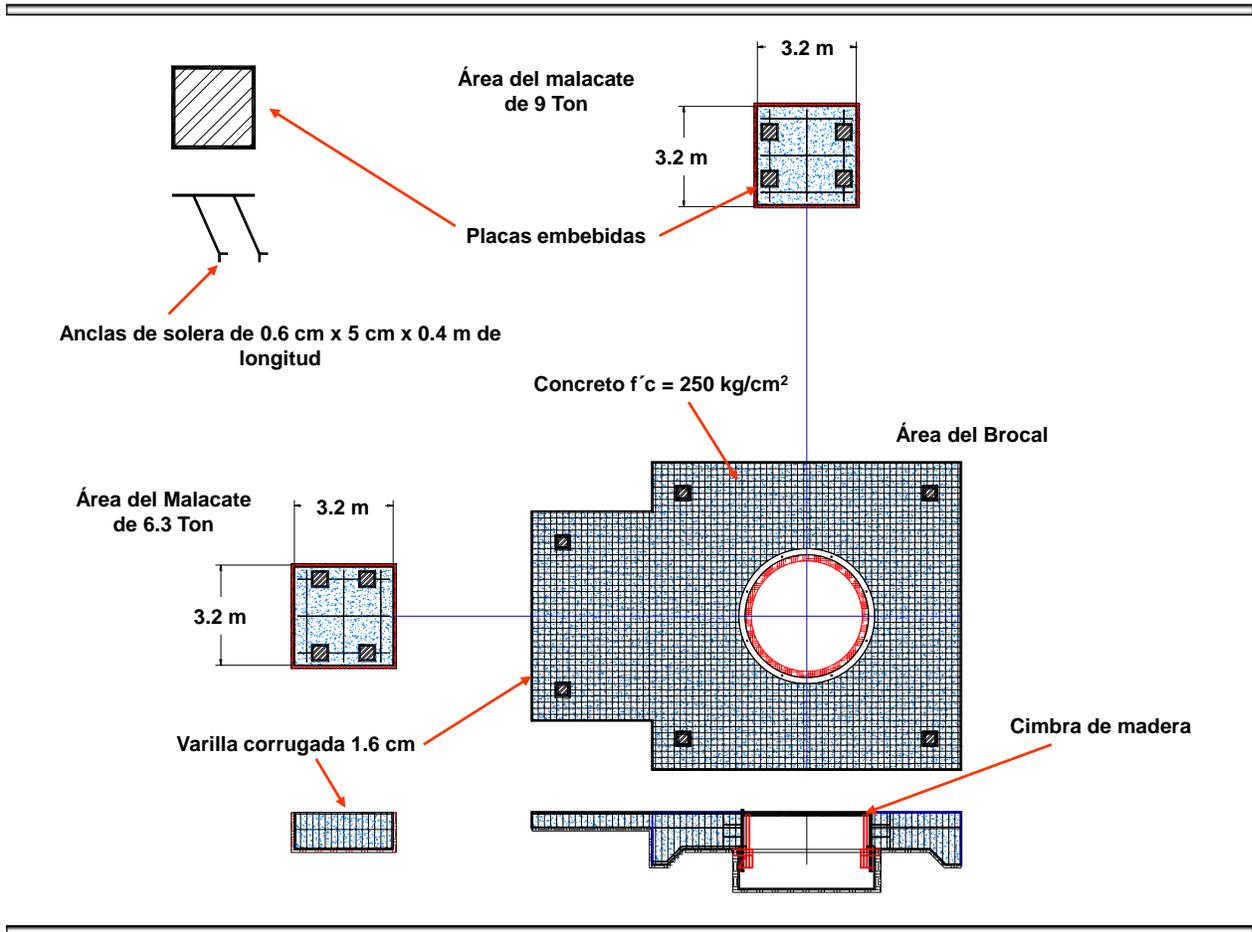


Figura 18 Vaciado de concreto en brocal y bases de malacates

Por otra parte, se llevaron dos cilindros al laboratorio de la concretera para realizar un ensayo a compresión simple, obteniendo los siguientes resultados a 7 días, tal como lo muestra la tabla 4.

Tabla 4 Pruebas realizadas a las muestras obtenidas en los trompos

Cilindro	Temperatura °C ambiente	Temperatura °C concreto	Revenimiento		f'c Proyecto kg/cm ²	Diametro cm	Área cm ²	Carga de ruptura kg	Resistencia a compresión				% de resistencia obtenida
			Proyecto	Obtenido					kg/cm ²				
									3 días	7 días	28 días	% de resistencia diseño	
1	30	32	14	14	250	15	176.71	26,000	147			50	58.9
2										178	65	71.3	
3										0	100	0	

Datos de la carga

	Masa teórica	Masa Real	Diferencia por m ³
Cemento	900 kg	920 kg	6.67 kg
Grava	2,200 kg	2,290 kg	30 kg
Arena	2,100 kg	2,170 kg	23.33 kg
Agua	300 lt	300 lt	0 lt
Aditivo 1	15 lt	15 lt	0 lt

Observaciones: Las muestras de los cilindros 1 y 2 se les aplicó dicha carga, estos no presentaron deformaciones

Para las cimentaciones de los malacates se utilizaron 13.5 m³ de concreto respectivamente, contra 12.3 m³ que se tenían proyectados y para el brocal, se utilizaron 126.5 m³ contra 125 m³ que se habían calculado.

Nuevamente, al igual que en la plantilla para base de armado de varilla, se utilizó más concreto, puesto que se generó una mayor sobre excavación ya que el material semiconsolidado (conglomerado) es muy deleznable.

Armado del castillo para el Tiro RV-10

Con el diseño del castillo, la extracción del tepetate se realiza de la manera más mecanizada posible, tomando en cuenta que el desarrollo del tiro RV-10 se realizó sin emplear marcos, siendo las guías unos simples cables de acero. Desde este punto de vista, se propuso emplear un simple bote cilíndrico para el transporte de la rezaga hasta superficie.

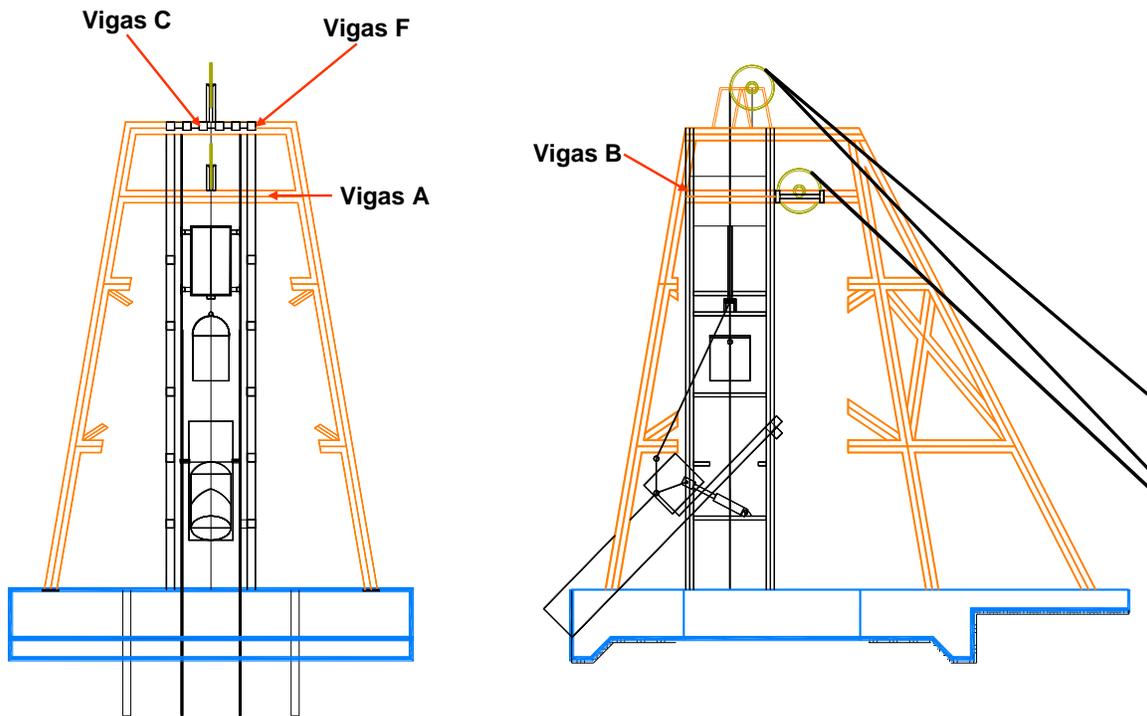


Figura 19 Arreglo general de la torre, canalón y guías

Para ello se requirió de una estructura (castillo) que permitiera emplear dos malacates de doble tambor, el primero de 6.3 Ton para transportar el bote con sus contenidos y el otro de 9 Ton para mover la balsa (Galloway) empleada en las operaciones de profundización (Figura 19).

Tomando en cuenta lo anterior, se propuso un mecanismo sencillo que consistía básicamente en una puerta localizada en estructura que permanecía abierta mientras el

bote viajaba con carga. Pasada la puerta en el castillo, este se cerraba quedando en forma de plano inclinado.

El bote bajaba hasta hacer contacto en la puerta, y un ancla de cadena adherida en la parte inferior del bote se enganchaba en una ranura de la puerta obligándolo a vaciar sus contenidos.

Durante esta operación, la cruceta que auxiliaba en el viaje del bote, quedaba atrapada mediante un trinquete mientras que el bote se vaciaba. Acabando de vaciar sus contenidos, el bote regresaba hacia la cruceta y la puerta se abría permitiendo el libre viaje del bote y su cruceta hacia el fondo del tiro.

De esta manera, se completaba el ciclo de carga y descarga. La puerta era accionada mediante un pistón neumático que accionaba el operador que se ubicaba en el malacate de 6.3 Ton.

Las partes menores prácticamente no se calcularon, pues las fuerzas que se manejaban eran despreciables por lo que se orientó la atención principalmente en el diseño de las partes mayores que eran las que manejaban esfuerzos de consideración como se observa en la figura 19.

Por lo pronto, se estableció que, siendo las cargas simétricas, los únicos miembros que trabajan en la estructura, son los postes y vigas que soportaban las poleas del sistema.

Así mismo, se procuró conservar en el diseño un factor de seguridad de dos.

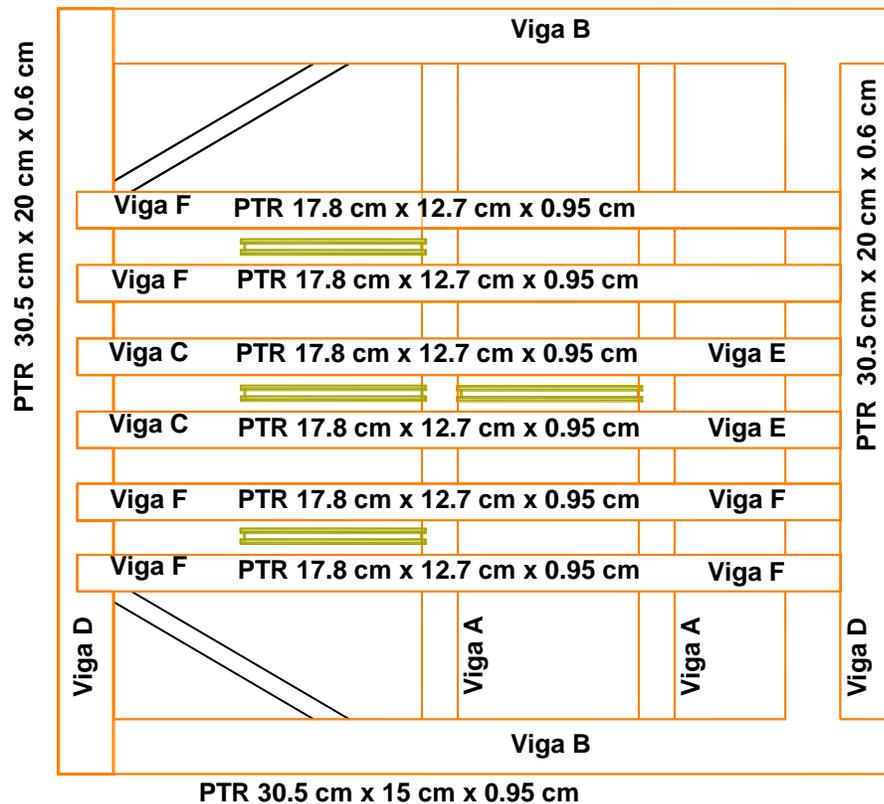


Figura 20 Acero en donde se presenta mayor esfuerzo

Algunos miembros resultaron con el cálculo, de secciones más chicas que otras y bajo ciertas circunstancias en aras de la sencillez constructiva, se igualaron en sección a otros elementos de la estructura.

En vista de lo anterior, se procedió al cálculo de dichos elementos, reconociendo que se trataba de usar solo perfil tipo PTR (Perfil Tubular Rectangular) por la facilidad con la que se podía ensamblar, usando soldadura eléctrica. Observando la figura 20, se ve que en el plano inferior de la corona, las vigas E descansaban sobre las vigas A, y que éstas a su vez descansaban sobre las vigas B.

Por otra parte, en el plano más superior, las vigas C y F, descansaban sobre las vigas D. Con lo anterior en mente se hizo el diseño de tales miembros estructurales.

Diseño de vigas

Vigas E

Estas vigas tuvieron una longitud de centro a centro de apoyos igual a 1.21 m = 121 cm (Figura 21), y el apoyo izquierdo estuvo a una distancia del centro de la polea igual a 0.63 m. Con estos datos, se pudo calcular de forma aproximada, sabiendo que la resultante tenía un valor de 10,073 Kg.

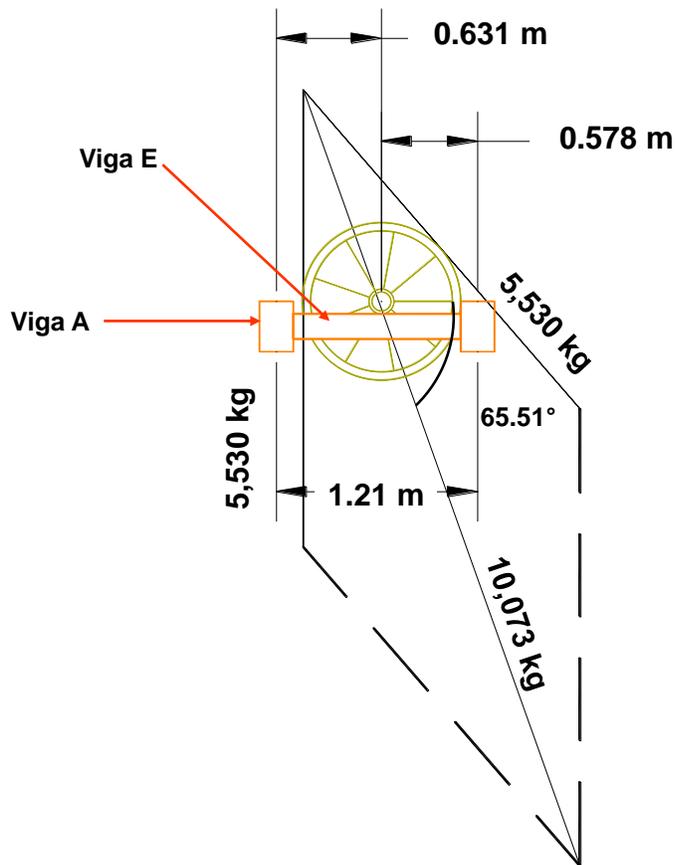


Figura 21 Diseño de vigas E

Esta resultante, se descompuso en dos fuerzas, una perpendicular a la viga y otra axial a lo largo de la viga.

La componente perpendicular tuvo un valor de:

$$\text{Fuerzas en y } F_y = (10,073 \text{ Kg})(\text{Sen}(65.61^\circ)) = 9,174 \text{ Kg}$$

La componente axial en la viga tuvo un valor aproximado:

$$\text{Fuerzas en x } F_x = (10,073 \text{ Kg})(\text{Cos}(65.61^\circ)) = 4,154 \text{ Kg}$$

Estas fuerzas técnicamente se dividieron entre dos, puesto que se trató de dos vigas, sin embargo como se consideró un factor de seguridad F.S. = 2, se dejaron los valores para una sola viga, quedando garantizado el F.S. = 2.

El componente perpendicular generó esfuerzos de flexión (R1 y R2), y era prácticamente el esfuerzo que controlaba el diseño, entonces, se diseñó para flexión pura:

$$R_2 = (9,174 \text{ Kg})(0.631 \text{ m}) / 1.21 \text{ m} = 4,784 \text{ Kg}$$

$$R_1 = 9,174 \text{ Kg} - 4,784 \text{ Kg} = 4,390 \text{ Kg}$$

$$\text{Momento máximo} = M_{\text{max}} = (4,390 \text{ Kg})(0.631 \text{ m}) = 2,770 \text{ Kg m} = 277,000 \text{ Kg cm}$$

Considerando esfuerzos admisibles a flexión (f_a) de $1,529 \text{ Kg/cm}^2$ y tomando en cuenta que se usaron perfiles de acero A-36, se tiene:

El módulo de sección (S_x) es:

$$S_x = M_{\text{max}} / f_a = (277,000 \text{ Kg cm}) / (1,529 \text{ Kg / cm}^2) = 181.164 \text{ cm}^3 = 11.05 \text{ in}^3.$$

Con este módulo se seleccionó el perfil.

Revisando en el manual de aceros, se tuvo que, un perfil PTR de sección cuadrada de $15 \text{ cm} \times 15 \text{ cm} \times 0.95 \text{ cm}$ ($6 \text{ in} \times 6 \text{ in} \times 3/8 \text{ in}$) tiene un:

$$S_x = 13.9 \text{ in}^3 = 228 \text{ cm}^3 \text{ e } I = 41.6 \text{ in}^4 = 1,731 \text{ cm}^4$$

Este perfil, probablemente llena los requerimientos.

Para comprobarlo, se procedió al contrario. El esfuerzo de flexión (f_1):

$$f_1 = M_{\max} / I = (277,000 \text{ Kg cm})(7.62 \text{ cm}) / 1,731 \text{ cm}^4 = 1,219 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

El resultado estuvo sobrado en esfuerzo, y la diferencia ($1,529 \text{ Kg} / \text{cm}^2 - 1,219 \text{ Kg} / \text{cm}^2 = 310 \text{ Kg} / \text{cm}^2$) pudo servir para absorber los esfuerzos producidos por la fuerza axial de 4,154 Kg.

Esta fuerza también generó momentos de volteo en la estructura y de hecho la resultante de las fuerzas cayó fuera de la base de la estructura propuesta originalmente, por lo que fue necesario agregar dos postes inclinados para evitar un posible volcamiento y obligar a todos los postes a trabajar a compresión.

Viendo qué valor tuvo el esfuerzo axial y para ello, del manual de aceros se observó que este perfil tuvo un área de $= 8.08 \text{ in}^2 = 52.11 \text{ cm}^2$.

El esfuerzo axial $= 4,154 \text{ Kg} / 52.11 \text{ cm}^2 = 79.71 \text{ Kg} / \text{cm}^2 < 310 \text{ Kg} / \text{cm}^2$, por lo tanto, el esfuerzo estuvo sobrado.

Entonces para las vigas E, se usaron perfiles PTR de 15 cm x 15 cm x 0.95 cm (6 in x 6 in x 3/8 in).

Nota: El esfuerzo axial en las vigas E, provocó empuje de flexión sobre las vigas A.

Vigas A

Las vigas A cargaron con las reacciones de las vigas E. Se trató de dos vigas (Figura 22) y estas por supuesto se diseñaron con las reacciones R2 (4,784 Kg) que obraron sobre las vigas E, y con cargas horizontales iguales a la mitad de la carga horizontal total, es decir $= 4,154 \text{ Kg} / 2 = 2,077 \text{ Kg}$.

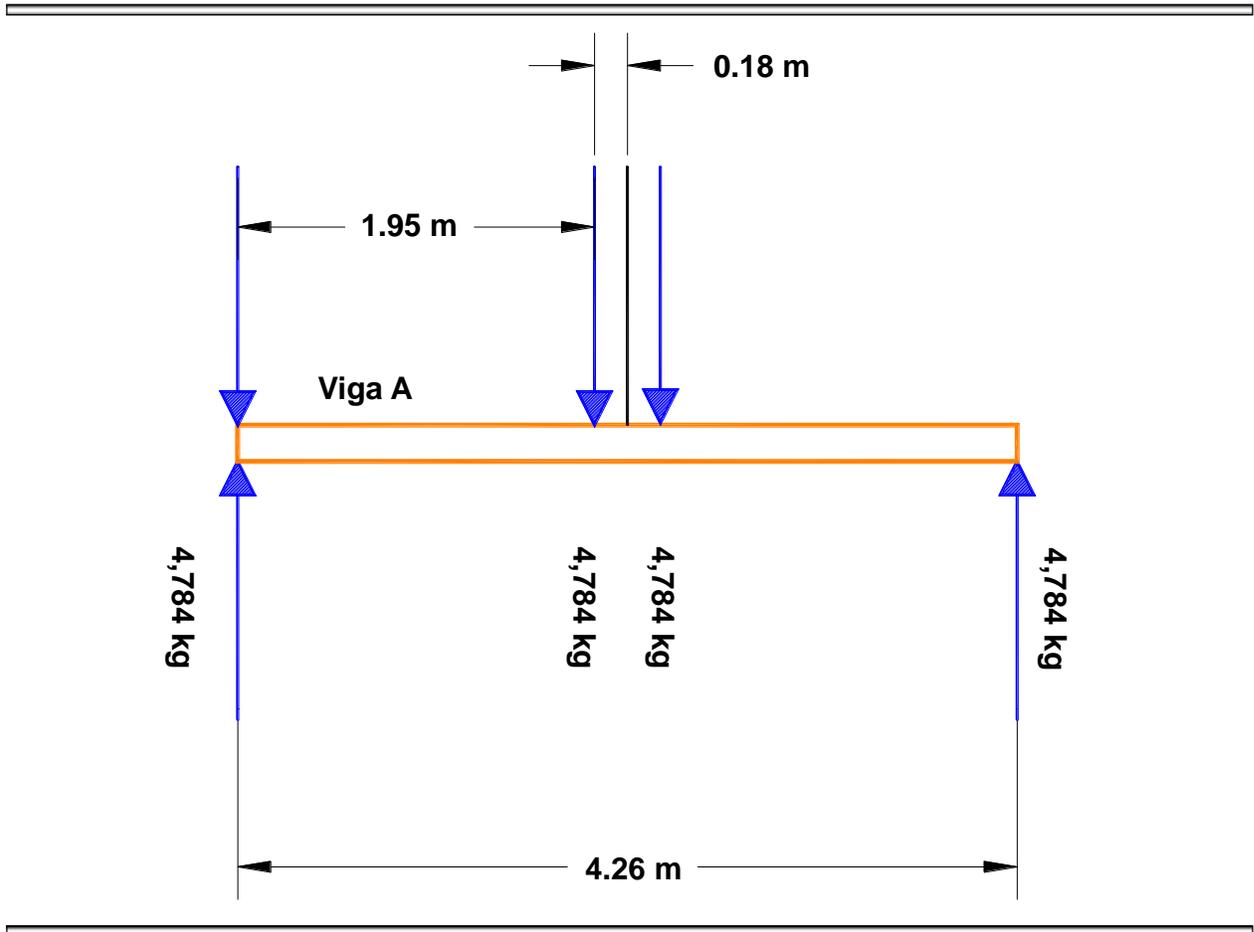


Figura 22 Reacción en las vigas A

Entonces, estas vigas estuvieron sujetas a esfuerzos combinados de flexión.

De acuerdo con esto, se diseñó para la carga vertical procurando que la sección quedara sobrada, de manera que la viga pudiera soportar los esfuerzos generados por la carga horizontal (Figura 23). Procediendo se obtuvo:

$$M_{\max} = (4,784 \text{ Kg})(1.95 \text{ m} + 0.18 \text{ m}) - (4,784 \text{ Kg})(0.18 \text{ m}) = 9,328.8 \text{ Kg m} = 932,880 \text{ Kg cm}$$

$$S_x = 932,880 \text{ Kg cm} / 1,529 \text{ Kg} / \text{cm}^2 = 610.24 \text{ cm}^3 = 37.239 \text{ in}^3.$$

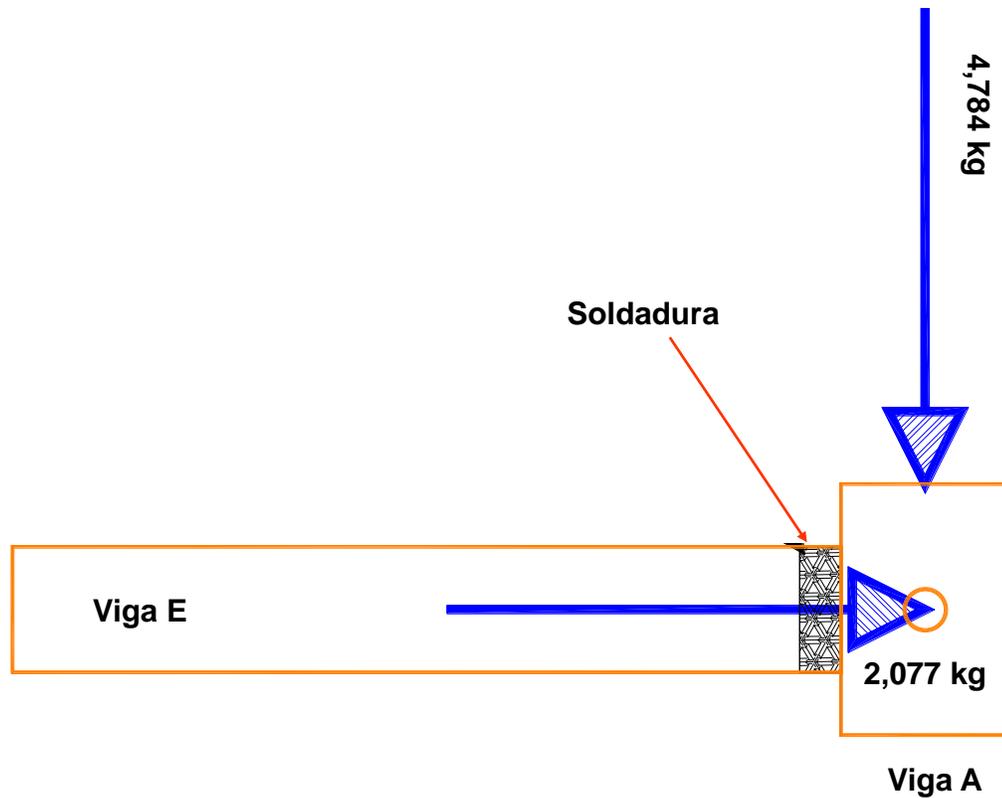


Figura 23 Esfuerzos combinados de la viga E con A

Del manual de aceros se tuvo que, un perfil PTR 30.5 cm x 20 cm x 0.95 cm (12 in x 8 in x 3/8 in) tiene las siguientes propiedades:

$$\text{Módulos de sección } S_x = 46.5 \text{ in}^3 = 762.6 \text{ cm}^3, S_y = 37.3 \text{ in}^3 = 612 \text{ cm}^3,$$

$$A = 14.1 \text{ in}^2 = 91 \text{ cm}^2,$$

$$\text{Momentos de inercia } I_x = 279 \text{ in}^4 = 11,606 \text{ cm}^4, I_y = 149 \text{ in}^4 = 6,198 \text{ cm}^4$$

Siendo $S_x = 46.5 \text{ in}^3 > 37.239 \text{ in}^3$, el perfil resultó sobrado para las cargas verticales, se necesitó probar, por lo que tocó a cargas horizontales.

$$M_{\max} = (2,077 \text{ Kg})(1.95 \text{ m} + 0.18 \text{ m}) - (2,077 \text{ Kg})(0.18 \text{ m}) = 4,050.15 \text{ Kg m}$$

$$M_{\max} = 405,015 \text{ Kg cm}$$

$S_y = 405,015 \text{ Kg cm} / 1,529 \text{ Kg} / \text{cm}^2 = 265 \text{ cm}^3 = 16.17 \text{ in}^3 < 37.3 \text{ in}^3$ por lo tanto, el resultado fue correcto.

Ahora, para ver si este perfil llena los requerimientos de acuerdo a normas.

$$f_y / f_a = f_x / f_a$$

$$\text{Límite de fluencia en } y = f_y = M_x / S_x = 932,880 \text{ Kg cm} / 762 \text{ cm}^3 = 1,224 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$\text{Límite de fluencia en } x = f_x = 405,015 \text{ Kg cm} / 611 \text{ cm}^3 = 662 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

Siendo el esfuerzo admisible a flexión para esta viga que no es muy larga, se tuvo:

$(1,224 \text{ Kg} / \text{cm}^2 / 1,529 \text{ Kg} / \text{cm}^2) + (662 \text{ Kg} / \text{cm}^2 / 1,529 \text{ Kg} / \text{cm}^2) = 1.233 > 1.0$ (ello no fue bueno).

Por lo tanto, se probó con una sección de mayor módulo de sección. Por ejemplo, un perfil PTR de 30.5 cm x 20 cm x 1.3 cm (12 in x 8 in x ½ in) con: $S_x = 58.9 \text{ in}^3 = 965 \text{ cm}^3$, $S_y = 46.9 \text{ in}^3 = 768 \text{ cm}^3$, $A = 18.4 \text{ in}^2 = 118.7 \text{ cm}^2$.

Para este perfil se tuvo:

$$f_y = M_x / S_x = 932,880 \text{ Kg cm} / 965 \text{ cm}^3 = 966 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$f_x = 405,015 \text{ Kg cm} / 768 \text{ cm}^3 = 527 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$(966 \text{ Kg/cm}^2)/(1,529 \text{ Kg/cm}^2) + (527 \text{ Kg/cm}^2)/(1,529 \text{ Kg} / \text{cm}^2) = 0.976 < 1$$

por lo tanto, resultado fue bueno.

Este perfil llenó los requerimientos, por tanto:

Para las vigas "A", se usaron perfiles de 30.5 cm x 20 cm x 1.3 cm (12 in x 8 in x ½ in).

Vigas B

Las cargas en las vigas B representaron la resultante de las cargas en las vigas "A", siendo esto así, se tuvo:

$$F_r = [(4,784 \text{ Kg})^2 + (2,077 \text{ Kg})^2]^{1/2} = 5,216 \text{ Kg}$$

y el ángulo (θ) que estas fuerzas resultantes formaron con la horizontal es:

$$\theta = \tan^{-1} ((4,784 \text{ Kg})^2 / (2,077 \text{ Kg}^2)) = 66.532^\circ$$

$$(5,216 \text{ Kg})(\text{Sen}66.532^\circ) = 4,785 \text{ Kg}$$

$$(5,216 \text{ Kg})(\text{Cos}66.532^\circ) = 2,077 \text{ Kg}$$

De la figura 24 se tiene:

$$\Sigma MA = (4,785 \text{ Kg})(1.95 \text{ m}) - (4,785 \text{ Kg})(3.16 \text{ m}) - RB(4.25 \text{ m})$$

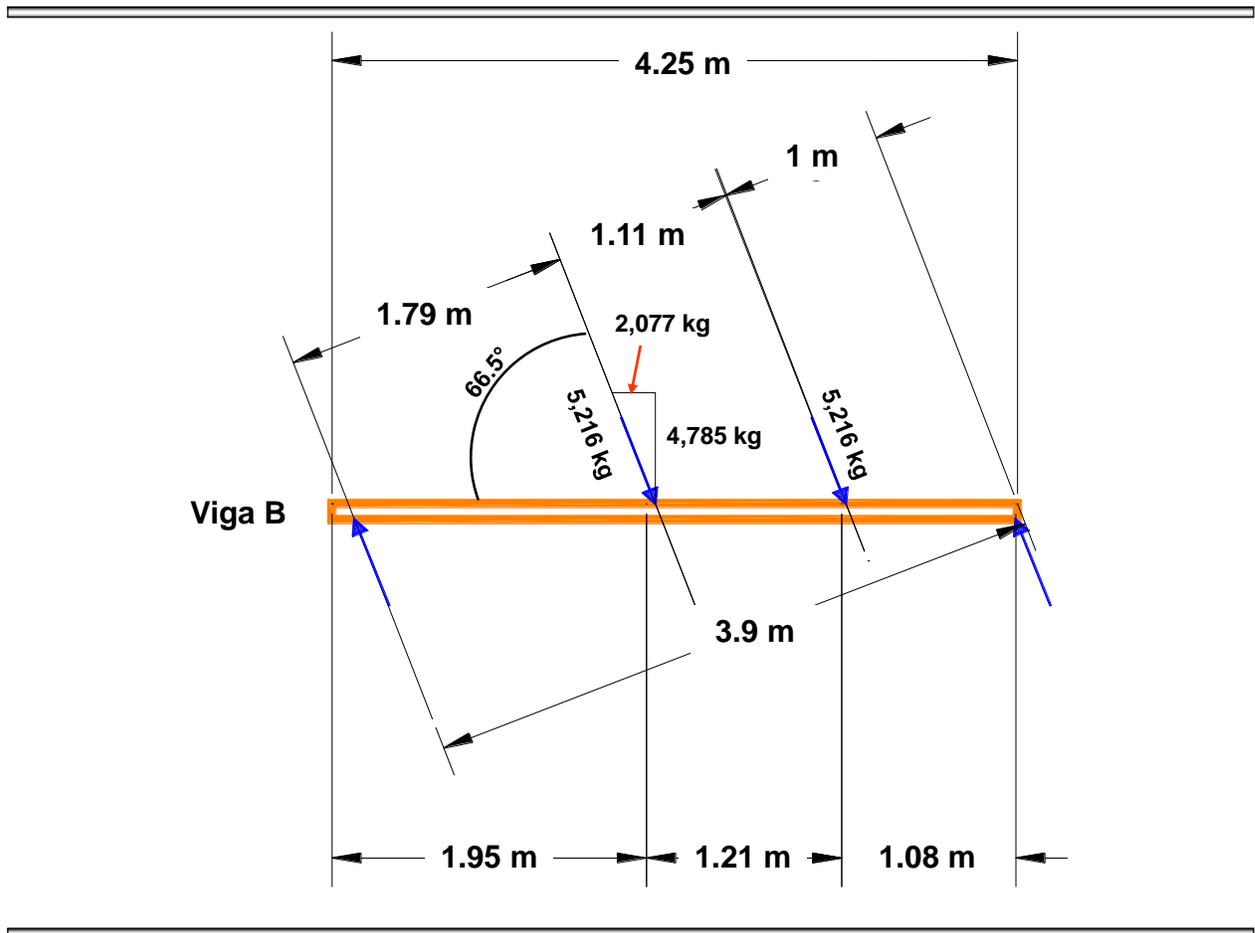


Figura 24 Reacciones en la viga B

Entonces las reacciones RA y RB: $RB = 5,753 \text{ Kg}$, $RA = 3,817 \text{ Kg}$

Estas reacciones fueron verticales, y las fuerzas de 4,785 Kg fueron responsables de la flexión de una de las vigas B. La suma de los componentes horizontales (2,077 Kg)(2), fueron responsables de la posibilidad de volcamiento de la estructura del castillo.

Con esta información se estuvo en condiciones de diseñar la viga. El momento máximo tuvo lugar donde el cortante vale cero. Ello tuvo lugar bajo la primera carga de 4,785 Kg. Entonces, de la Figura 23:

$$M_{\max} = (3,817 \text{ Kg})(1.95 \text{ m}) = 7,443.15 \text{ Kg m} = 744,315 \text{ Kg cm}$$

$$S_x = 744,315 \text{ Kg cm} / 1,529 \text{ Kg} / \text{cm}^2 = 487 \text{ cm}^3 = 30 \text{ in}^3$$

Del manual de aceros se tiene un perfil PTR 12 in x 6 in x 3/8 in con las siguientes propiedades:

$$S_x = 38.1 \text{ in}^3 = 624.35 \text{ cm}^3$$

$$A = 12.6 \text{ in}^2 = 81 \text{ cm}^2$$

Este perfil pudo llenar los requerimientos, por lo cual se probará en lo que toca a los esfuerzos axiales de 2,077 Kg. Tales esfuerzos tuvieron un valor:

$$f_a = P / A = 2,077 \text{ Kg} / 81 \text{ cm}^2 = 25.6 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

Este esfuerzo es despreciable si se compara con los 1,529 Kg / cm² que resultan por concepto de flexión, y ello indica que el perfil seleccionado PTR 12" x 6" x 3/8" fue adecuado para las vigas B. Las vigas B conectaron directamente con los postes.

Vigas del nivel superior

Por lo que correspondió a las vigas C, la carga máxima fue la que depende del cable debida al bote cargado y el peso del cable. (Carga promedio 1,500 Kg).

La resultante de las dos fuerzas de 1,500 Kg, fue una fuerza de 2,748 Kg en la dirección indicada en la figura 25, y sus componentes rectangulares eran 2,517 Kg en vertical y 1,103 Kg en horizontal.

La componente vertical fue la responsable de los esfuerzos de flexión y por ello, se calcularon las reacciones en los extremos de la viga.

$$\Sigma A = (2,517 \text{ Kg})(1.66 \text{ m}) - RB(3.73 \text{ m}) = 1,120 \text{ Kg} \text{ y } RA = 1,397 \text{ Kg}$$

$$M_{\max} = (1,397 \text{ Kg})(1.66 \text{ m}) = 2,319 \text{ Kg m} = 231,900 \text{ Kg cm}$$

$$S_x = 231,900 \text{ Kg cm} / 1,529 \text{ Kg} / \text{cm}^2 = 152 \text{ cm}^3 = 9.28 \text{ in}^3$$

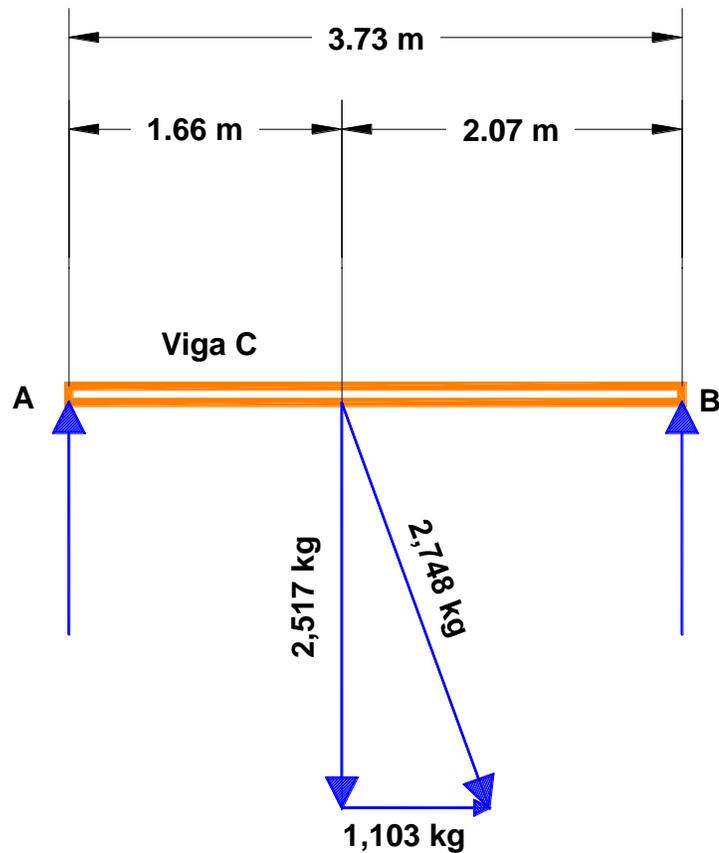


Figura 25 Componentes de la viga C

Del manual de aceros, se tiene que, un perfil PTR 17.8 cm x 12.7 cm x 0.95 cm (7 in x 5 in x 3/8 in) llena los requerimientos, ya que su $S_x = 14.9 \text{ in}^3 = 244.4 \text{ cm}^3$, queda un poco sobrado pero es adecuado para compaginar con otros perfiles. Pero, se consideró que si las chumaceras fueran más de 12.7 cm (5 in) de ancho, entonces se escogerían perfiles más anchos como perfiles PTR de 20 cm x 20 cm x 0.6 cm (8 in x 8 in x 1/4 in) para que se asentaran bien estos aditamentos.

Las vigas F: también pudieron construirse con perfiles PTR como las vigas C, pues las tensiones de las guías fueron muy similares a las cargas de éstas.

Vigas D: estas vigas estuvieron cargadas con las tensiones de los cables de guía y del bote, las cargas actuaban de manera simultánea en condiciones normales.

Para fines prácticos, se supuso el mismo valor que para las vigas "C". Un diagrama de cargas es el de la figura 26.

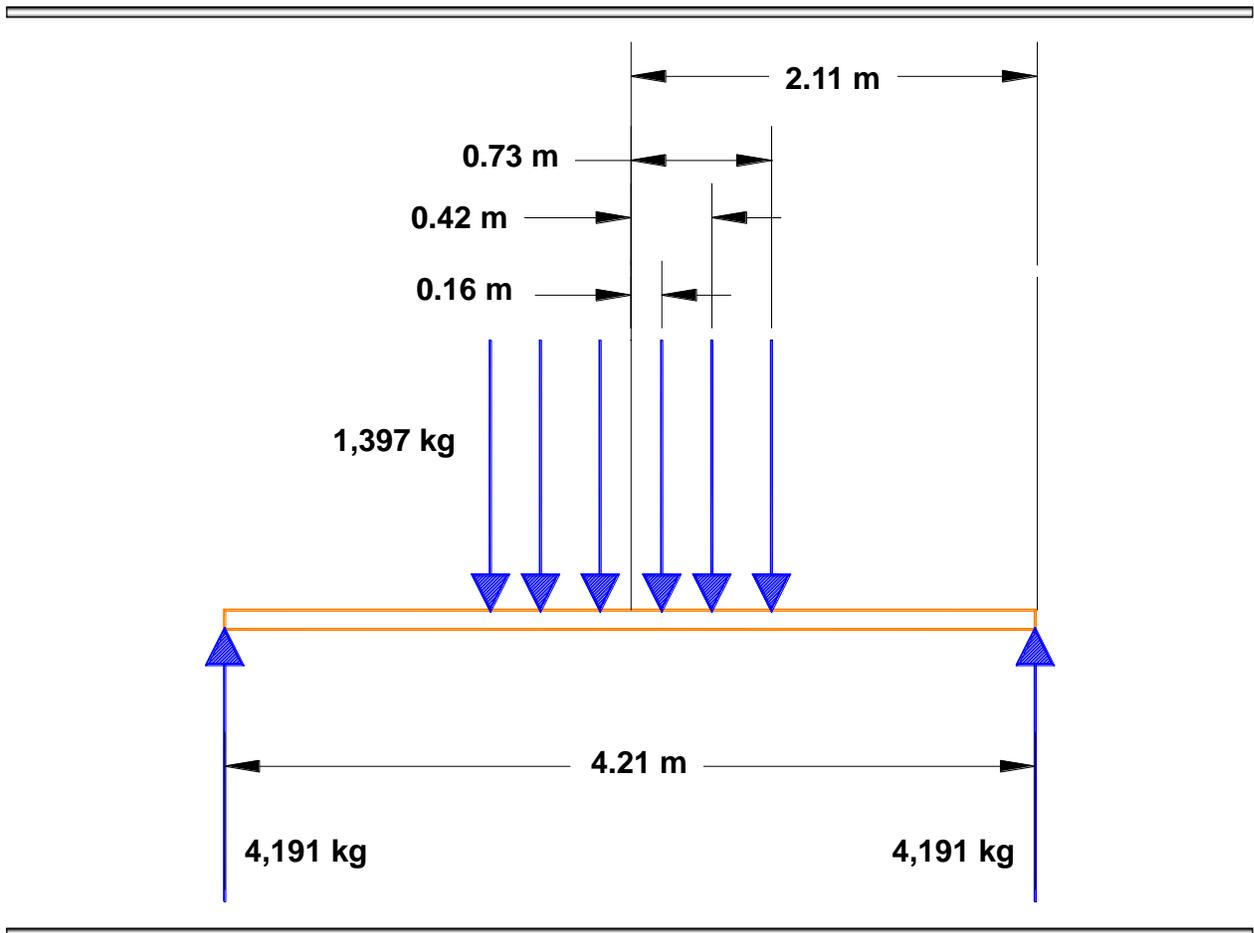


Figura 26 Cargas en vigas C, D y F

$$M_{\max} = (4,191 \text{ Kg})(12.11 \text{ m}) - (1,397 \text{ Kg})(0.73 \text{ m}) - (1,397 \text{ Kg})(0.47 \text{ m}) - (1,397 \text{ Kg})(0.16 \text{ m}) = 6,943.09 \text{ Kg m} = 694,309 \text{ Kg cm}$$

$$S_x = 694,309 \text{ Kg cm} / 1,529 \text{ Kg} / \text{cm}^2 = 454 \text{ cm}^3 = 28 \text{ in}^3$$

Del manual de aceros, un perfil PTR 30.5 cm x 20 cm x 0.95 cm (12 in x 8 in x 3/8 in) llena los requerimientos para las vigas D.

Columnas

Las vigas A que pudieron ser de las más sacrificadas, transmitieron sus cargas a través de las vigas B, a las columnas. De estas columnas, las traseras fueron las más castigadas, y sobre ellas se planeó el diseño.

Ahora, se observó cómo se transmitían dichas cargas, considerando que se diseñaron las columnas para la carga de ruptura de un cable de 1.9 cm ($\frac{3}{4}$ in) de diámetro cuya resistencia que es del tipo COBRA de CAMESA es de 2.16 Ton. Bajo esta suposición, se tiene la Figura 27.

Diseñando las columnas para la carga de ruptura del cable mencionado tipo 6 x 19 (6 torones y 19 hilos / torón), se tuvo que, en el plano de la armadura trasera que fue la más cargada, las fuerzas actuantes en los postes eran las indicadas en la Figura 26. Con estos datos y sabiendo que la longitud del segmento más largo de la columna era de 3.86 m, y considerando además una relación de esbeltez = 120, se tuvo:

Para esta relación de esbeltez el esfuerzo admisible = 10.28 kpsi

$$= 10,280 \text{ lb} / \text{in}^2 = 724 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$A = 21,600 \text{ kg} / 724 \text{ kg} / \text{cm}^2 = 29.83 \text{ cm}^2 = 4.63 \text{ in}^2$$

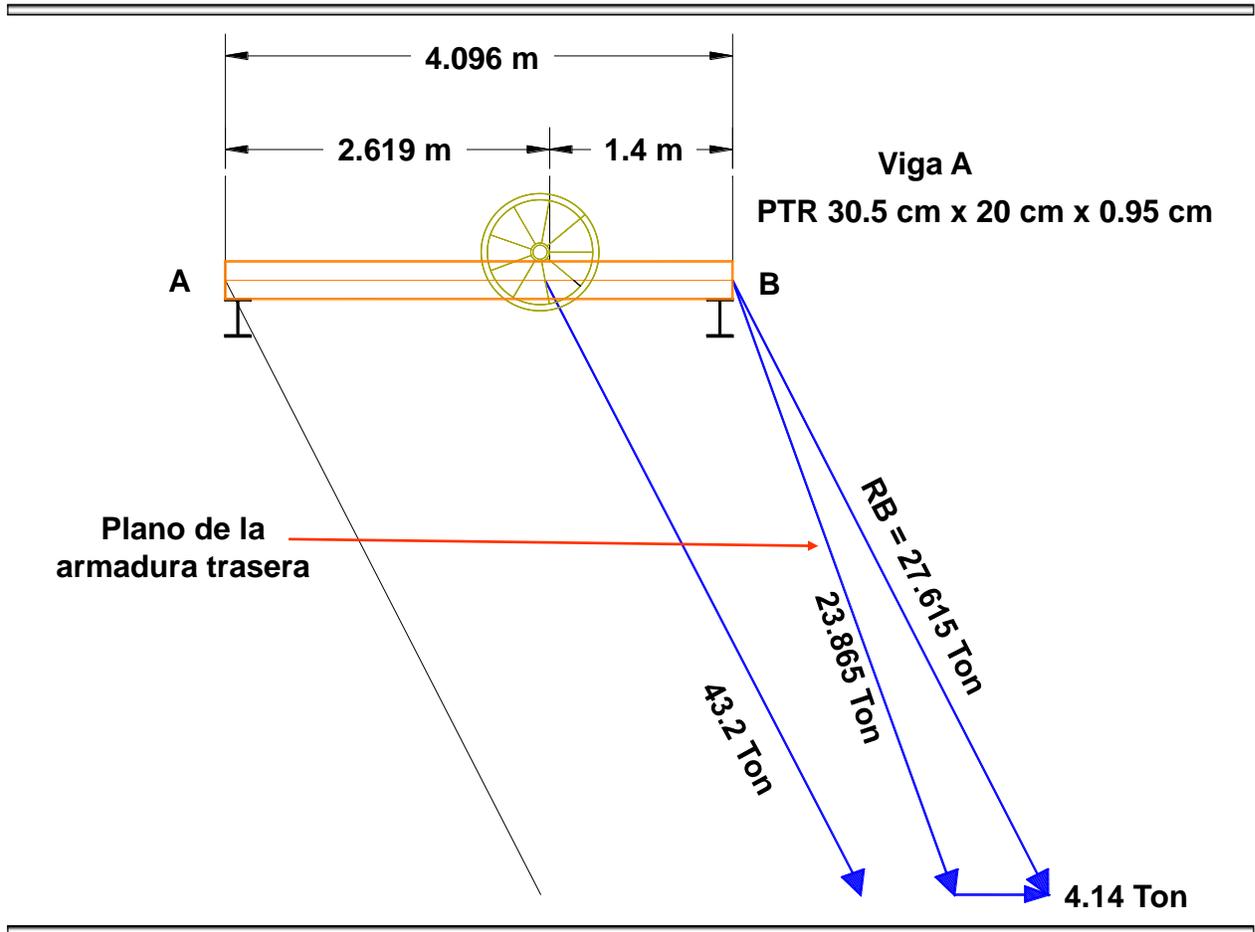


Figura 27 Columnas para carga de ruptura

Del manual de aceros, se tiene que un perfil PTR de 20 cm x 20 cm x 0.5 cm (8 in x 8 in x 3/16 in) tienen un área de 14.6 cm² (5.77 in²) y lo cual indica que aún este perfil está sobrado pero tomando en cuenta que el perfil más delgado que se puede utilizar en construcciones mineras es de 0.6 cm (¼ in), por lo tanto, se optó por él aunque esté sobrado, por seleccionar un perfil PTR de 20 cm x 20 cm x 1.9 cm (8 in x 8 in x ¾ in) (Figura 28).

$$RB = (11.06 \text{ Ton})(2.619 \text{ m}) / 4.096 \text{ m} = 7.07 \text{ Ton}$$

Procediendo al revés, se calcula la capacidad de carga de este último perfil.

$$\text{Relación de esbeltez actual} = (1)(386) / 3.15 = 123$$

$$\text{Esfuerzo admisible de compresión axial} = 9.85 \text{ kpsi} = 9,850 \text{ lb} / \text{in}^2 = 694 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

El área de este perfil es = $7.59 \text{ in}^2 = 48.96 \text{ cm}^2$

Capacidad de carga = $(48.96 \text{ cm}^2)(694 \text{ kg / cm}^2) = 33,978 \text{ kg} > 21,600 \text{ kg}$

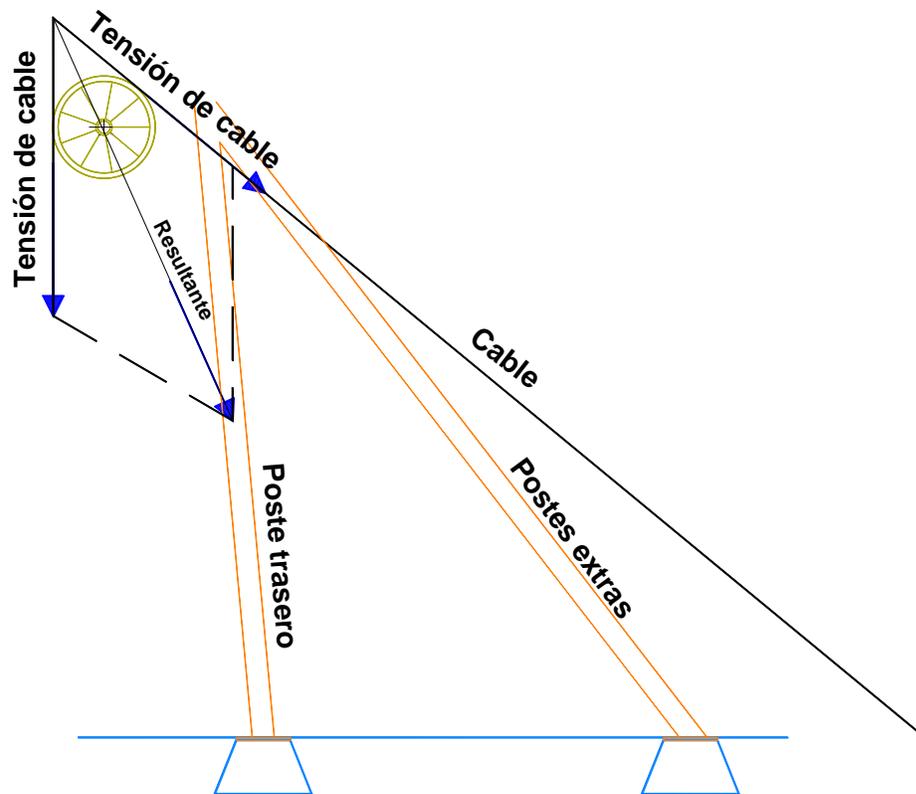


Figura 28 Vigas para postes traseros

Por lo tanto, el resultado fue correcto y el perfil PTR 20 cm x 20 cm x 1.9 cm (8 in x 8 in x $\frac{3}{4}$ in) es adecuado para los poste trasero de la estructura.

Ahora bien, como los postes delanteros soportaron una carga menor, estos mismos perfiles sirvieron para dicho propósito.

Los postes extras pueden ser del mismo tamaño que los postes traseros, es decir, se usó en su fabricación perfil PTR 20 cm x 20 cm x 1.9 cm (8 in x 8 in x $\frac{3}{4}$ in) e iban unidos mediante elementos de arriostamiento a los nudos de la estructura mediante soldadura, siendo tales elementos perfiles PTR 10 cm x 10 cm x 0.6 cm (4 in x 4 in x $\frac{1}{4}$ in).

La resultante de las tensiones de cable de la polea de balsa, cae fuera de la base de la estructura, por tanto tendió a volcarse.

Para evitarlo, requerimos de agregar los postes extra mostrados en la Figura 29.

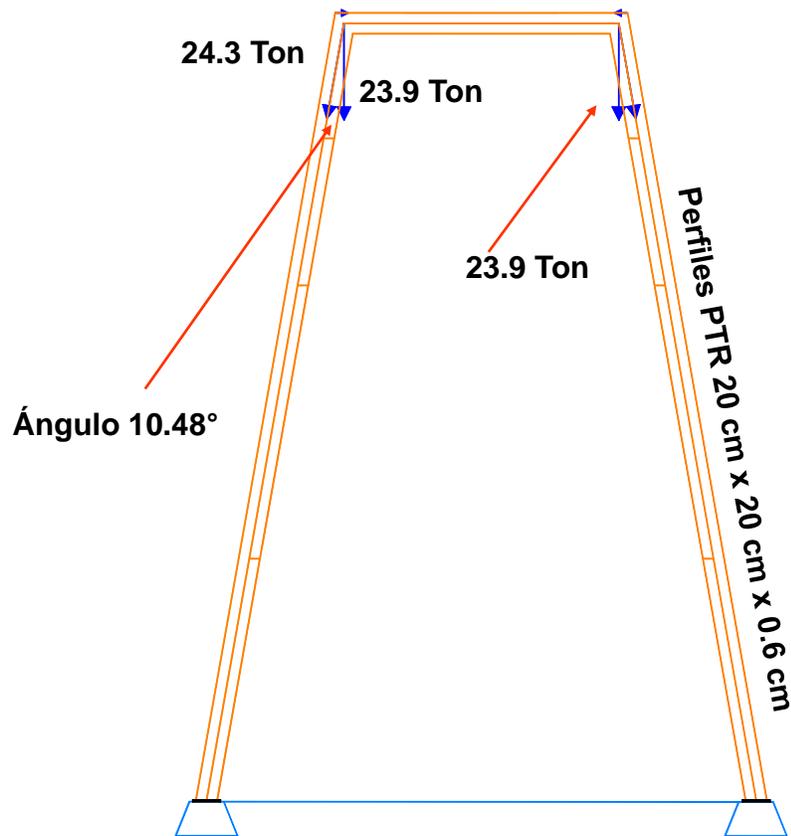


Figura 29 Postes extra de PTR

Vigas soporte de nave de bote

Los perfiles longitudinales de la nave de bote se fabricaron usando perfiles PTR 20 cm x 10 cm x 0.95 cm (8 in x 4 in x 3/8 in) siendo el peso de este perfil igual a 40.8 kg/m, y siendo la longitud aproximada del mismo = 10.5 m, el peso total de cada poste de esta estructura = $(10.5 \text{ m})(40.8 \text{ kg / m}) = 428.4 \text{ kg}$

Estos postes pueden descansar en dos vigas y para ello, se diseñaron de la siguiente manera. El peso de los herrajes secundarios de esta estructura fue prácticamente despreciable, sin embargo; para fines de diseño se utilizó un peso promedio de 300 kg.

Bajo estas condiciones, cada viga soportaba un total de $(428 \text{ kg})(2) + 150 \text{ kg} = 1,006 \text{ kg}$. Como son dos postes por viga, cada carga será de 503 kg (Figura 30).

Con estos datos, se inició con el diseño.

$$\begin{aligned} M_{\max} &= (503 \text{ kg})(2.59 \text{ m}) - (503 \text{ kg})(2.59 \text{ m} - 1.81 \text{ m}) \\ &= (1302.77 - 392.34) \text{ kg} / \text{m} = 910.43 \text{ kg} / \text{m} = 91,043 \text{ kg} / \text{cm} \end{aligned}$$

Con este momento se calculó el módulo de sección:

$$S_x = 91,043 \text{ kg} / \text{cm} / 1,529 \text{ kg} / \text{cm}^2 = 59.54 \text{ cm}^3 = 3.63 \text{ in}^3$$

y del manual de aceros se tiene que un perfil PTR 15 cm x 7.6 cm x 0.5 cm (6 in x 3 in x 3/16 in) tiene un

$$S_x = 4.76 \text{ in}^3 = 78 \text{ cm}^3 > 3.63 \text{ in}^3 = 60 \text{ cm}^3$$

Este perfil es aceptable, aunque estuvo un poco sobrado, pero no es adecuado para el detallado, y por lo anterior se seleccionaron perfiles de 20 cm x 20 cm (8 in x 8 in), garantizando flecha casi nula.

Entonces, los perfiles para soporte de estructura de la nave del bote fue de PTR de 20 cm x 20 cm x 0.6 cm (8 in x 8 in x 1/4 in).

Con esto, se terminó el diseño de las vigas y se continuó con el diseño de la puerta de volteo del bote.

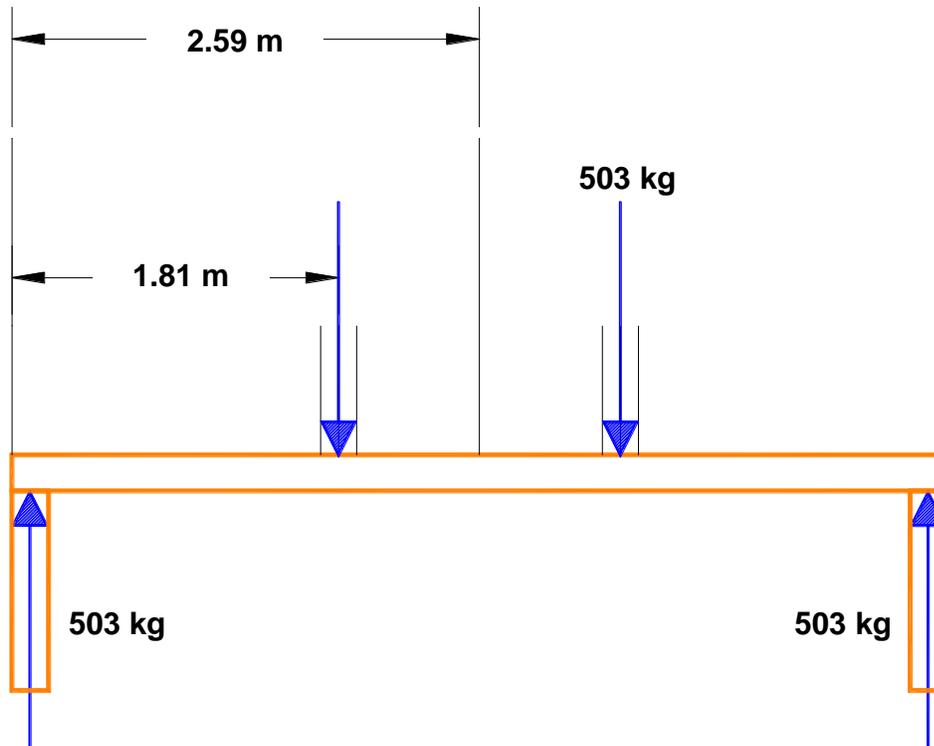


Figura 30 Vigas soporte para nave de volteo

Puerta de volteo

La puerta de volteo como su nombre lo indica, sirvió para ayudar al bote a volcar y vaciar sus contenidos hacia el cajón de descargas.

Esta puerta trabajó como viga, que además de soportar una carga estática, recibió carga de choque. Los esfuerzos producidos por choque generaron energía de deformación sobre la puerta misma, así como de los soportes de dicha puerta.

La carga de flexión originada sobre la viga por el choque, se consideró del mismo valor que el de la carga estática máxima que puede generarse sobre la viga.

Entonces, por el efecto del choque, se consideró una carga estática equivalente de valor igual al de la carga estática normal.

Lo anterior significa que se diseñó la puerta como viga con una carga concentrada al centro igual al doble de la carga estática normal (Figura 31). La carga normal de flexión tiene un valor de 522 kg, y simultáneamente con ella actúa una carga de compresión axial de 709 kg.

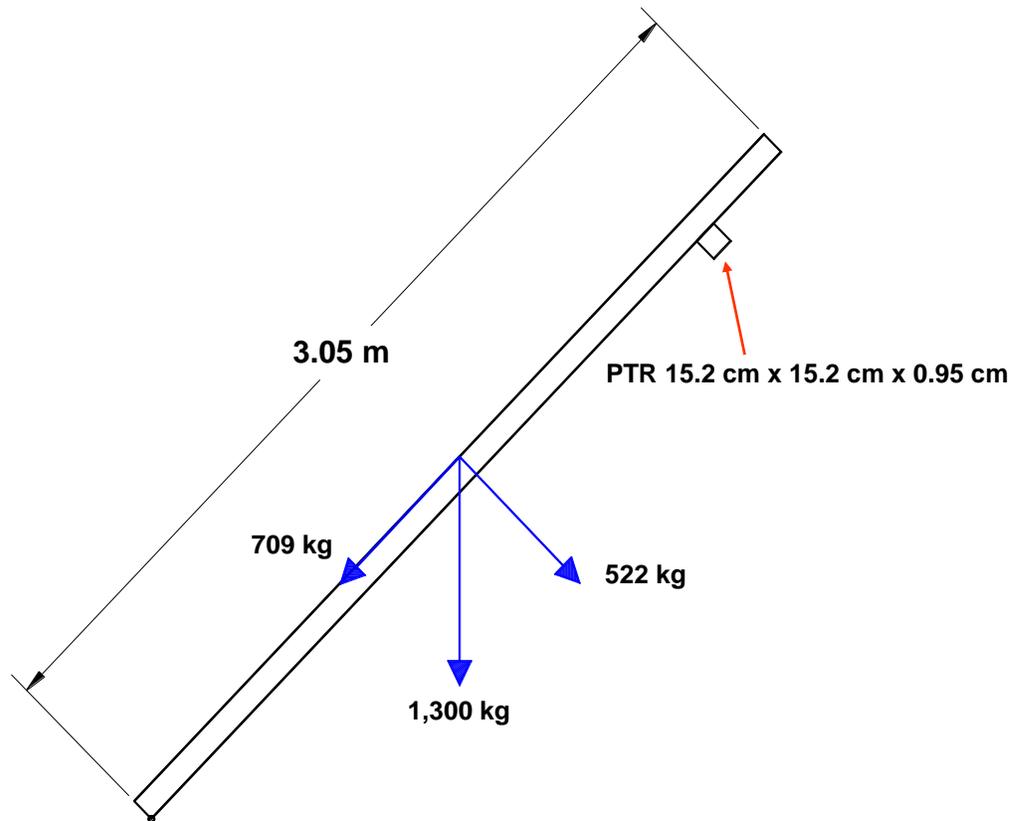


Figura 31 Puerta de volteo

Como la puerta estuvo armada con dos vigas principales, a cada viga le correspondía una carga de flexión de $522 \text{ kg} / 2 = 261 \text{ kg}$. Ahora bien, como para diseño se consideró una carga doble de la normal, implicó, que cada viga soporta una carga = $(2)(261 \text{ kg}) = 522 \text{ kg}$.

La carga de 709 kg a lo largo de la viga causa esfuerzos muy pequeños que pueden despreciarse:

$$M_{\max} = PL / 4 = (522 \text{ kg})(3.05 \text{ m}) / 4 = 796.05 \text{ kg m} = 79,605 \text{ kg cm}$$

Usando esfuerzos admisibles del orden de $1,529 \text{ kg} / \text{cm}^2$, para el acero se tiene:

$$S_x = M / f_s = 79,605 \text{ kg cm} / 1,529 \text{ kg} / \text{cm}^2 = 52.06 \text{ cm}^3 = 3.17 \text{ in}^3$$

Y seleccionando perfiles PTR de sección cuadrada se tiene que un perfil de este tipo de $10 \text{ cm} \times 7.6 \text{ cm} \times 0.6 \text{ cm}$ ($4 \text{ in} \times 3 \text{ in} \times \frac{1}{4} \text{ in}$) tiene un $S_x = 3.23 \text{ in}^3 = 53 \text{ cm}^3 > 3.17 \text{ in}^3 = 52 \text{ cm}^3$, y por tanto, es correcto.

Para dar rigidez, resultó conveniente incluir otro par de vigas al centro de la puerta, porque siendo el bote de sección circular, hubo un solo punto de apoyo al momento de hacer contacto el bote con la puerta. En general, el caso de diseño de esta puerta fue un poco simplista, pero seguro y práctico.

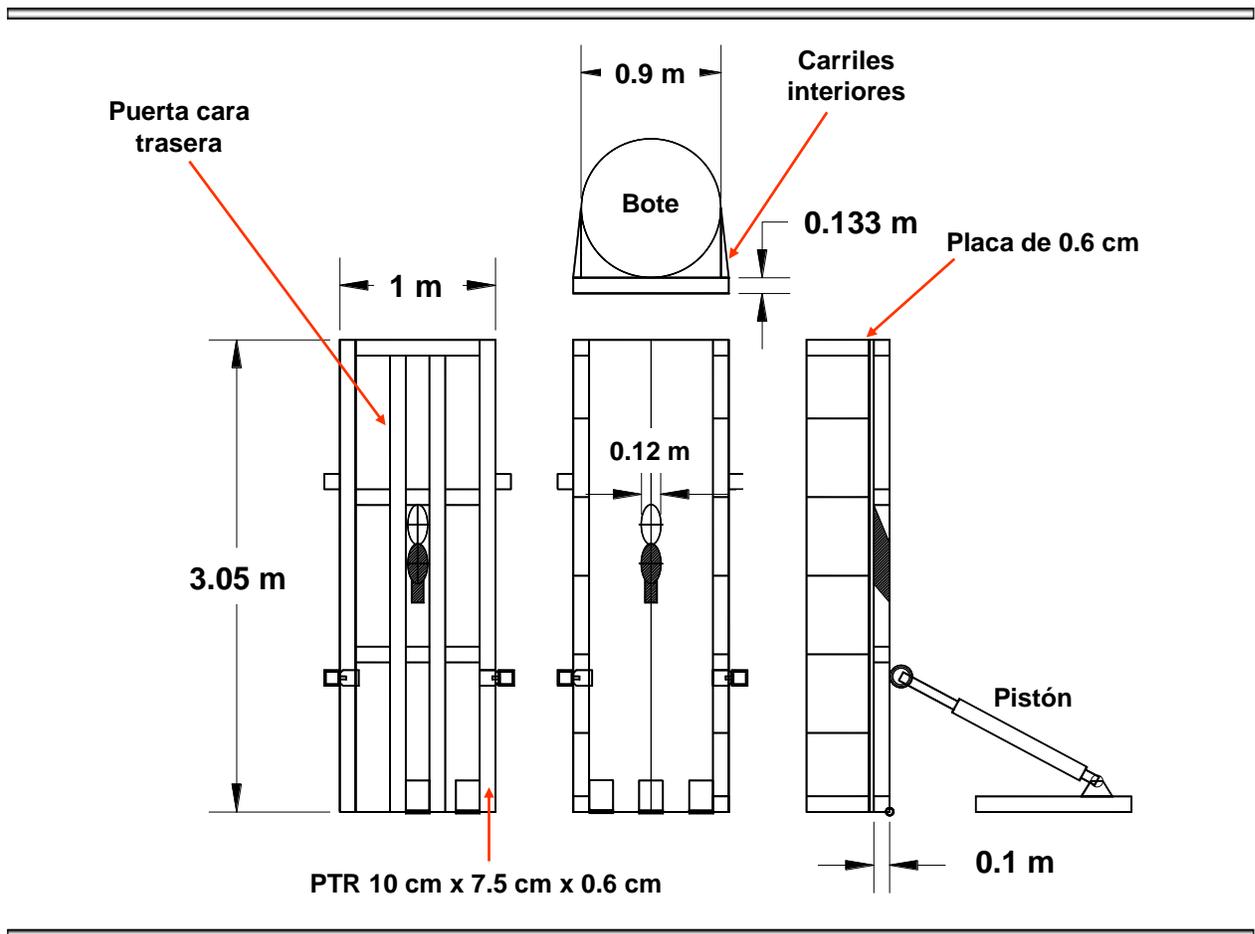


Figura 32 Arreglo general de la puerta para el bote de manto

El diseño de dicha puerta incluyó un estrato de madera de 2.54 cm (1 in) de grueso para absorber choque, sirviendo de colchón, y una placa de 0.6 cm (¼ in), dando un espesor total de puerta de 13 cm (5.25 in). El diseño que se propuso está mostrado en la figura 32. El tablón de madera de relleno se puso con su fibra transversal a la longitud de dicha puerta para que soportara la flexión y absorbiera mejor el choque del bote. La puerta llevó un agujero elíptico, el cual sirvió para que pasara el ancla del bote. Aparte del agujero elíptico sesgado, llevó una ranura que sirvió para que se atorara el ancla y el bote pudiera vaciar sus contenidos.

Carga en postes traseros últimos

La armadura trasera que expande la base de la estructura para que la resultante de cargas caiga dentro de la misma y se evite la posibilidad de volteo de la mencionada estructura (Figura 33), soporta una carga de 29.4 Ton.

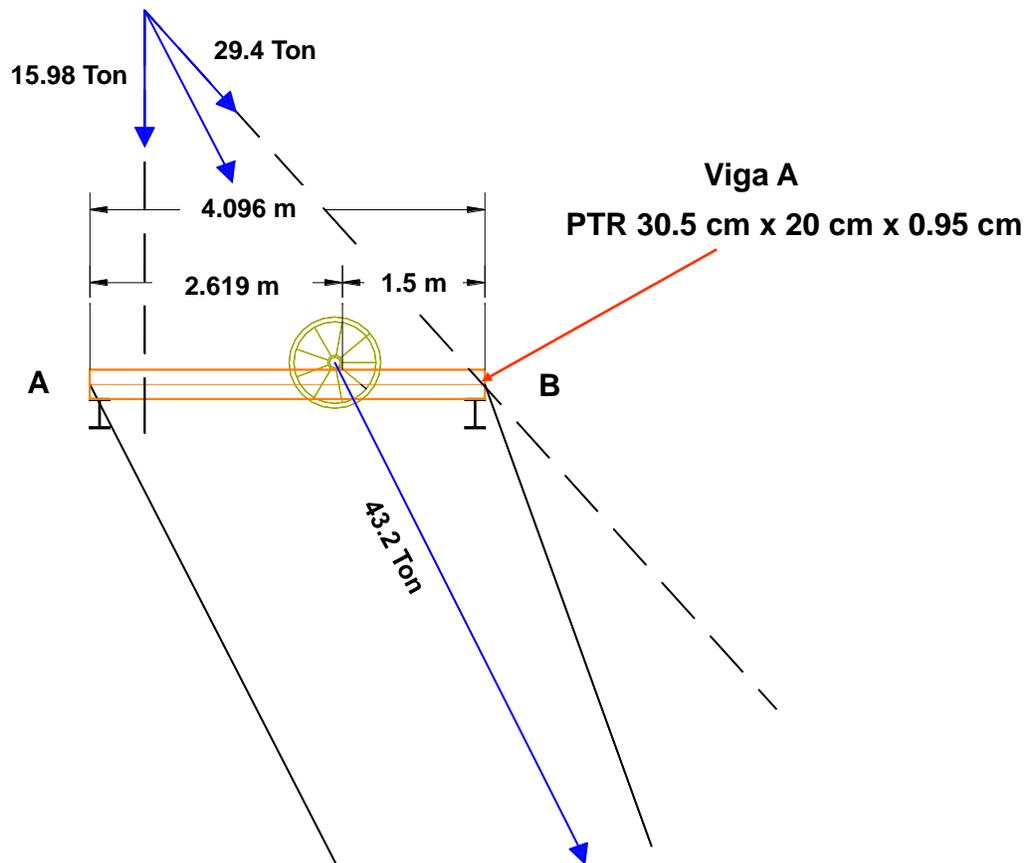


Figura 33 Carga en postes traseros últimos

Esta carga por poste garantizó un F.S. = 2. Entonces, tomando una longitud de segmento = $12.9 \text{ m} / 3 = 4.3 \text{ m}$ con una carga de 29.4 Ton, se tiene que, una relación de esbeltez = 120, el esfuerzo admisible en el acero = 10.28 ksi ($724.3 \text{ kg} / \text{cm}^2$).

$$\text{Área} = A = 29,400 \text{ kg} / 724.3 \text{ kg} / \text{cm}^2 = 40.59 \text{ cm}^2 = 6.29 \text{ in}^2$$

Del manual de aceros se observó que un perfil PTR 15 cm x 15 cm x 0.8 cm (6 in x 6 in x 5/16 in), llena los requerimientos puestos que tiene un área de 44 cm^2 (6.86 in^2). Para comprobar que cumplió con los requerimientos, se sometió a una prueba.

$$\text{Longitud} = 4.3 \text{ m} = 430 \text{ cm}$$

$$r = 2.3 \text{ in} = 5.84 \text{ cm, tomemos } K = 1 \text{ (para estar del lado seguro)}$$

$$A = 40.59 \text{ cm}^2, \text{ la relación de esbeltez} = kL / r = (1)(430 \text{ cm}) / 5.84 \text{ cm} = 73.6$$

Para esta relación de esbeltez, $f_a = 1,127.8 \text{ kg} / \text{cm}^2$

$$\text{Capacidad de carga} = P = (1,127.8 \text{ kg} / \text{cm}^2)(40.59 \text{ cm}^2) = 45,785 \text{ kg} = 45.7 \text{ Ton}$$

Se usaron perfiles PTR de 15 cm x 15 cm x 0.8 cm (6 in x 6 in x 5/16 in) para los postes de la armadura más trasera aunque para fines de acoplamiento con otros elementos de la estructura fue mejor usar PTR 20 cm x 20 cm x 0.6 cm (8 in x 8 in x 1/4 in).

Cálculo de cables y ciclo de productividad para malacates

Cable de acero para malacate de 6.3 Ton

Por lo que toca a este renglón, se tuvo lo siguiente:

Peso de olla: 330 kg.

Peso de contenidos de olla: 1,800 kg considerando placa de acero de 0.9 cm. (Subdirección de Ingeniería, 1991) (Necaxa, Tiro ventilación RV-10, Milpillás, 2010).

Considerando un diámetro mínimo de cable de 1.9 cm (3/4 in) de diámetro del tipo COBRA 6 x 19 (6 torones y 19 hilos por torón), este tipo de cable tiene un peso unitario de 1.5 kg / m, y una profundidad proyectada máxima de 274 m de tiro, el peso pendiente de la polea de extracción será de $(1.5 \text{ kg / m})(274 \text{ m}) = 411 \text{ kg}$, entonces:

Peso total manejado por cable = 330 kg + 1,800 kg + 411 kg = 2,541 kg

Considerando un F.S. = 6 para el cable, tenemos que la resistencia a la ruptura fue:

$$\text{Resistencia} = (6)(2,541 \text{ kg}) = 15,246 \text{ kg}$$

Un cable del tipo COBRA de CAMESA de 1.6 cm (5/8 in) de diámetro era suficiente, pero considerando los efectos de abrasión, resultó mejor usar cables de 1.9 cm tomando en cuenta tal desgaste (el cable fue de alma de fibra sintética). Para un cable de 1.9 cm el diámetro mínimo recomendado para malacate y poleas de extracción era igual a $60 \times 0.019 \text{ m} = 1.14 \text{ m}$. Se utilizó un malacate con tambor de 1.2 m y una polea en la torre de 1 m.

Ciclo y potencia de motor para malacate de 6.3 Ton

Ignorando los efectos de aceleración y frenado, se tiene lo siguiente: se calcula tomando en cuenta una velocidad máxima de transporte de 1.52 m / s.

A esta velocidad (considerada constante), el tiempo de viaje (tv):

$$t_v = (274 \text{ m}) / (1.52 \text{ m / s}) = 180.26 \text{ s}$$

La tensión máxima del cable = 2,610 kg, entonces:

$$\begin{aligned} (Potencia_{(max)})(Fuerza)(Velocidad) / 76.2 &= (2,541 \text{ kg})(1.52 \text{ m/s}) / (76.2 \text{ kg/s}) \\ &= 50.7 \text{ Hp potencia mínima del motor} \end{aligned}$$

De acuerdo con esto, la potencia mínima del motor = 50.7 Hp (se utilizó un motor de 100 HP). Obviamente el malacate contó con un tren de engranajes adecuados para proporcionar la velocidad de cable de 1.52 m/s, pues los motores eléctricos, especialmente los de C.A. (corriente alterna), son generalmente de velocidades superiores a 1,200 r.p.m. y el tambor del malacate es de 1.14 m de diámetro, debe girar a:

$$(1.52 \text{ m / s}) / (1.14 \text{ m} / 2) = 2.67 \text{ rad / s ó:}$$

$$\text{Velocidad angular} = N = (\omega)(60) / 2\pi = (2.67 \text{ rad / s})(60) / 2\pi = 25.5 \text{ r.p.m.}$$

Cable de acero para malacate de 9 Ton

Para éste malacate, se consideró lo siguiente:

Peso del galloway: Aproximadamente 7,500 kg.

Peso de contenidos de la almeja: Aproximadamente 240 kg.

Peso del personal operario: 300 kg.

Al igual que el anterior, se consideró un diámetro mínimo de cable de 1.9 cm del tipo COBRA 6 x 19 (6 torones y 19 hilos por torón), este tipo de cable tuvo un peso unitario de 1.5 kg / m, y una profundidad proyectada máxima de 274 m de tiro, el peso pendiente de la polea de extracción será de $(1.5 \text{ kg / m})(274 \text{ m}) = 411 \text{ kg}$, entonces:

Peso total manejado por cable = 7,500 kg + 240 kg + 300 kg + 411 kg = 8,451 kg.

Considerando un F.S. = 6 para el cable, se tiene que la resistencia a la ruptura fue:

$$\text{Resistencia} = (6)(8,451 \text{ kg}) = 50,706 \text{ kg}$$

Un cable del tipo COBRA de CAMESA de 2.9 cm de diámetro (52,366 kg) sería suficiente, pero considerando los efectos de abrasión, resultó mejor usar cables de 3.2

cm de diámetro (64,416 kg) tomando en cuenta tal desgaste (el cable pudo ser de alma de fibra sintética).

Para un cable de 3.2 cm el diámetro mínimo recomendado para malacate y poleas de extracción era igual a $60 \times 0.032 \text{ m} = 1.9 \text{ m}$. El diámetro del tambor del malacate fue de 1.8 m y polea en la torre de 1.1 m.

Ciclo y potencia de motor para malacate de 9 Ton

Ignorando los efectos de aceleración y frenado, se calculó tomando en cuenta una velocidad máxima de transporte de $0.9 \text{ m} / \text{s}$. Aunque normalmente se mantiene estático en periodos largos de operación.

A esta velocidad (considerada constante), el tiempo de viaje:

$$t_v = 274 \text{ m} / 0.9 \text{ m} / \text{s} = 246.6 \text{ s}$$

La tensión máxima del cable = 8,451 kg, entonces:

$$\begin{aligned} (\text{Potencia}_{(\text{max})})(\text{Fuerza})(\text{Velocidad}) / 76.2 &= (8,451 \text{ kg})(0.9 \text{ m/s}) / 76.2 \text{ kg/s} \\ &= 99.8 \text{ HP} \end{aligned}$$

De acuerdo con esto, la potencia mínima del motor = 99.8 HP (se utilizó un motor de 100 HP, uno igual al utilizado para el malacate de 6.3 Ton, puesto que el Galloway siempre se mueve sin cargas estáticas). Generalmente son velocidades superiores a 1,200 r.p.m. y el tambor del malacate es de 1.9 m de diámetro, debe girar a:

$$\begin{aligned} (0.9 \text{ m} / \text{s}) / (1.90 \text{ m} / 2) &= 0.95 \text{ rad} / \text{s} \text{ ó:} \\ N &= (\omega)(60) / 2\pi = (0.95 \text{ rad} / \text{s})(60) / 2\pi = 9 \text{ r.p.m.} \end{aligned}$$

Cable de acero para malacate de 2.5 Ton

Para éste malacate, se consideró lo siguiente:

Peso máximo del material a mover (tubo de 20 cm de diámetro): 936 kg

Se considera un diámetro mínimo de cable de 1.4 cm (9/16 in) de diámetro del tipo COBRA 6 x 19 (6 torones y 19 hilos por torón), este tipo de cable tiene un peso unitario de 0.16 kg / m, y una profundidad proyectada máxima de 274 m de tiro, el peso pendiente de la polea de extracción fue de $(0.16 \text{ kg / m})(274 \text{ m}) = 44 \text{ kg}$, entonces:

Peso total manejado por el cable = 936 kg + 44 kg = 980 kg. Considerando un F.S. = 6 para el cable, se tiene que la resistencia a la ruptura fue:

$$\text{Resistencia} = (6)(980 \text{ kg}) = 5,880 \text{ kg}$$

Un cable del tipo COBRA de CAMESA de 0.8 cm de diámetro (18,807 kg) fue suficiente, aun considerando los efectos de abrasión. Para un cable de 0.8 cm el diámetro mínimo recomendado para malacate y poleas de extracción fue igual a $60 \times 0.008 \text{ m} = 0.48 \text{ m}$. El diámetro del tambor del malacate es de 0.5 m y polea en la torre de 0.5 m.

Ciclo y potencia de motor para malacate de 2.5 Ton

Ignorando los efectos de aceleración y frenado, se calcula tomando en cuenta una velocidad máxima de transporte de 0.762 m/s. Se estimó esta velocidad para el movimiento de materiales y herramientas en suspensión.

A esta velocidad (considerada constante), el tiempo de viaje:

$$t_v = 274 \text{ m} / 0.762 \text{ m / s} = 208.8 \text{ s}$$

La tensión máxima del cable = 980 kg, entonces:

$$\begin{aligned} (\text{Potencia}_{(\text{max})})(\text{Fuerza})(\text{Velocidad}) / 76.2 &= (980 \text{ kg})(0.762 \text{ m/s}) / 76.2 \text{ kg/s} \\ &= 9.8 \text{ Hp} \end{aligned}$$

De acuerdo con esto, la potencia mínima del motor = 9.8 HP (se utilizó un motor de 10 HP).

$$0.762 \text{ m / s} / (0.47 \text{ m} / 2) = 3.24 \text{ rad / s ó:}$$

$$N = (\omega)(60) / 2\pi = (3.24 \text{ rad / s})(60) / 2\pi = 9 \text{ r.p.m.}$$

Cálculo del ciclo de trabajo para la construcción del Tiro RV-10

Antes de iniciar la excavación, se realizó un estudio teórico del ciclo de trabajo con base a las actividades que se desempeñaron en la profundización del tiro RV-8, con el objetivo de planear el avance diario en el tiro RV-10. Con el cálculo que se muestra, el contratista tenía la capacidad de desarrollar 25 m mensuales en un terreno seco o con un aporte del volumen de agua menor a 15 gal/min para concluir el proyecto en un lapso de 11 meses; pero después de los 18 m de avance, la aportación de agua fue en aumento hasta alcanzar un gasto promedio de 40 gal/min. Con éste nuevo volumen se tuvo que hacer un reajuste en los tiempos que se emplean para cada actividad, hasta llegar a la conclusión de que el contratista tenía la capacidad de avanzar a un ritmo máximo de 18 m/mes, lo cual nos orilló a prolongar el proyecto a 15 meses. (Necaxa, revisión de Ciclos para calculo de rendimientod, 2008)

El haber prolongado a 4 meses más el término del proyecto, perjudicó la operación minera en el sentido de que hubo deficiencias en la ventilación en los desarrollos que van orientados hacia los cuerpos de Milpa profundo.

El ciclo de trabajo comprende los siguientes puntos:

- 1.- Barrenación
- 2.- Carga
- 3.- Disparo y ventilación
- 4.- Rezaga y manteo
- 5.- Concreto

Barrenación

Parámetros generales:

Longitud de barrenación	1.2 m
Número de barrenos	27 bnos
Número de perforistas	1 perforista
Velocidad de barrenación	0.25 m/min

Cálculo

Tiempo de barrenación = $1.2 \text{ m} / 0.25 \text{ m/min} = 4.8 \text{ min} \approx 5 \text{ min}$

Barrenos por perforista = $(27 \text{ bnos})(1 \text{ perforista}) = 27 \text{ bnos/perforista}$

Tiempo total de barrenación = $(5 \text{ min})(27 \text{ bnos}) = 135 \text{ min/ciclo} = 2.25 \text{ h}$

Avance efectivo = 1 m

Para efecto del cálculo se toma un disparo efectivo de 1 m

Carga

Rendimiento: Tiempo de sopleteo y cargado por barreno = 0.55 min

Cálculo

Tiempo total de cargado = $(0.55 \text{ min/bno}) (23 \text{ bnos}) = 12.65 \text{ min} \approx 13 \text{ min}$

Disparo y ventilación

Tiempo de disparo y ventilación del área = 30 min/ciclo

Rezaga

Capacidad del bote de rezaga = 2.4 Ton

Diámetro final del tiro = 4.4 m

Espesor del anillo de concreto = 0.2 m

Sobre excavación = 0.1 m

Peso específico del material in situ = 2.4 Ton/m^3

Factor de abundamiento = 1.5

Factor de llenado = 95 %

Cálculo

Diámetro de la excavación = $4.4 \text{ m} + 2(0.1 \text{ m}) + 2(0.1 \text{ m}) = 4.8 \text{ m}$

Área de excavación = $(4.8 \text{ m})^2(\pi) / 4 = 18.09 \text{ m}^2 \approx 18 \text{ m}^2$

Volumen de la excavación = $(18 \text{ m}^2)(1.2 \text{ m}) = 21.6 \text{ m}^3 \approx 22 \text{ m}^3$

Peso volumétrico del material suelto = $2.4 \text{ Ton/m}^3 / 1.5 = 1.6 \text{ Ton/m}^3$

Si la capacidad del bote es de 2.4 Ton, entonces:

Volumen a mover por bote = $2.4 \text{ Ton} / 1.6 \text{ Ton/m}^3 = 1.5 \text{ m}^3$ suelto.

Por lo tanto:

La capacidad real del bote = $(1.5 \text{ m}^3)(0.95) = 1.425 \text{ m}^3$

Manteo

Capacidad de la almeja = $0.13 \text{ yd}^3 = 0.1 \text{ m}^3$

Velocidad de cargado del Cryderman (almeja) = $34 \text{ ft}^3/\text{min} = 0.96 \text{ m}^3/\text{min}$

Tiempo de cargado por bote = $1.425 \text{ m}^3 / 0.96 \text{ m}^3/\text{min} = 1.48 \text{ min} \approx 1.5 \text{ min}$

Velocidad promedio = 1.5 m/s

Distancia promedio = 160 m

Tiempo de traslado = $2(160 \text{ m}) / 1.5 \text{ m/s} = 213 \text{ s} \approx 3.5 \text{ min}$

Por lo tanto:

Ciclo del bote = Tiempo de rezago + tiempo de manteo

= $1.5 \text{ min} + 3.5 \text{ min} = 5 \text{ min}$

Número de botes a rezagar = $22 \text{ m}^3 / 1.425 \text{ m}^3 = 15.4 \text{ botes} \approx 16 \text{ botes}$

Para calcular el tiempo total de rezagado tenemos:

Ciclo por bote = 5 min y los botes por disparo = 16 botes ; entonces:

Tiempo del ciclo de rezagado y manteo = $(5 \text{ min})(16 \text{ botes}) = 80 \text{ min/ciclo}$

Tiempo total de rezagado = $80 \text{ min/ciclo} = 1.3 \text{ hrs}$

Resumen de tiempo para excavación

1.- Barrenación	135 min
2.- Carga	13 min
3.- Disparo y ventilación	30 min
4.- Rezaga y manteo	80 min
Tiempo total por ciclo completo	258 min = 4.3 h

Concreto

Datos para el ciclo:

Tiempo de nivelación del fondeo = 120 min

Movilización del Galloway = 0 min

Alineamiento de cimbra = 30 min

Colado = 45 min/m³

La nivelación del fondeo incluye:

Continuación de barras

Colocación de curvas (calafateo con madera triplay)

Bajar plomos

Verificar alineación

Ajustes

Diámetro de la excavación = 4.8 m

Diámetro final = 4 m

$$\text{Área} = ((4.8 \text{ m})^2 - (4 \text{ m})^2)(\pi) / 4 = 5.53 \text{ m}^2$$

Volumen por curva (cimbra de fondo) de 30 cm de espesor

$$= (5.53 \text{ m}^2)(0.3 \text{ m}) = 1.659 \text{ m}^3 \approx 1.7 \text{ m}^3$$

Entonces:

$$\text{Volumen por metro de tiro} = (5.53 \text{ m}^2)(1 \text{ m}) = 5.53 \text{ m}^3$$

Se realizarán las siguientes consideraciones para colado de concreto:

$$\text{Secciones de 1.2 m de colado} = (5.53 \text{ m}^2)(1.2 \text{ m}) = 6.636 \text{ m}^3$$

$$\text{Menos el volumen colado de las curvas} = 6.636 \text{ m}^3 - 1.7 \text{ m}^3 = 4.93 \text{ m}^3 \approx 5 \text{ m}^3.$$

De acuerdo a esto, tomando el dato que se calculó anteriormente se tiene:

Colado de concreto a razón de 3 m³/h

$$\text{Tiempo de colado} = 5 \text{ m}^3 / 3 \text{ m}^3/\text{h} = 1.66 \text{ h} \approx 1.7 \text{ h} = 102 \text{ min}$$

Por lo tanto, tiempo total del ciclo = nivelación del fondo + movilización del Galloway + alineamiento de cimbra + ciclo de colado

Entonces:

Tiempo de ciclo de concreto = 120 min + 0 min + 30 min + 45 min + 102 min
= 297 min \approx 5 h / ciclo

Tiempo de ciclo de concreto = **7 h / ciclo de 1.2 m**

El tiempo total obtenido en el análisis anterior, era el tiempo teórico estimado para llevar a cabo un ciclo, sin considerar aún el tiempo muerto durante todas las actividades de éste.

Cuando se cortó el agua a los 18 m de excavación, el tiempo de ciclo de excavación aumento en promedio el 30% (1.5 h) del tiempo teórico calculado, esto es, el ciclo de trabajo se prolongó a 6.5 h, ya que la presencia de escurrimientos de agua por las paredes del tiro, entorpecía la operación del ciclo.

Ahora, el bombeo fue una de las actividades que más absorbía tiempo, y era más notorio en los cambios de turno puesto que el nivel de agua aumentaba cuando este ciclo se descuidaba por falta de personal.

En total, por cada turno de 12 horas, se mantenía un tiempo efectivo de trabajo de 7.5 horas y 1 hora se destinaba al mantenimiento del equipo. El tiempo restante, era tiempo muerto, pero totalmente imputable al contratista.

De los muchos problemas que se presentaban en la operación diaria, la presencia de agua era el principal y en ocasiones, orillaba a la operación a prolongar el ciclo de trabajo hasta 2.5 turnos.

Por lo tanto, de todo lo anterior, el avance diario promedio quedó en 1.2 m

Este análisis nos da una cuadrilla básica por turno, la cual es indispensable para la profundización del tiro y que será constante para todas las actividades que se desarrollen durante y en forma paralela a la construcción del tiro como son: cárcamos

de bombeo, perfilado de tablas, instalación de soportes y tuberías de servicios, instalación de bombas, etc. Cuadrilla básica por turno:

- 1 Supervisor o líder del tiro
- 1 operador de malacate
- 1 Oficial o jefe de cuadrilla
- 3 operadores de Cryderman (almeja) y/o perforistas
- 3 ayudantes del tiro
- 1 mecánico general
- 1 electricista
- 1 chofer de camioneta diesel

Excavación manual de los primeros 25 m del Tiro RV-10

Estaba previsto que la construcción y llegada del Galloway sería en un lapso de 35 días después de realizar la construcción del castillo. Durante este tiempo el personal se dedicó a excavar de manera manual durante dos turnos de 12 horas y 7 días a la semana para lograr los 18 m de presupuesto mensual.

En éste avance se contempló el ciclo completo de profundización que consistía en excavar con martillo neumático el fondo del tiro, rezagar de forma manual a un bote de manteo provisional, perfilar el contorno de la obra, bajar cimbra de acero monolítica y colar con bacha (tolva o bote con puerta abatible para suministro de concreto) el ademe.

Para llevar a cabo el objetivo tuvo que hacerse lo siguiente:

Excavación manual

La excavación se realizó con cuadrillas de 4 personas por turno de 12 horas, dos de ellas se encargaron de operar los martillos neumáticos y las otras dos se encargaban de palear de manera manual la rezaga hacia un bote de manteo provisional de 0.1 m³.

Aunque las cuatro personas eran perforistas experimentadas (entre 5 y 12 años de experiencia) y conocían los procedimientos que implicaba desempeñar el trabajo, era necesario que se trabajara mediante el siguiente esquema:

- 1.- Primero se debía revisar el compresor 385 Atlas Copco que no tuviera fugas de aceite o alguna falla física antes de iniciar con las actividades, esto es, realizar un check list del equipo.
- 2.- Después se debe arrancar el motor eléctrico de 100 HP, y se tiene que accionar la palanca de carga del compresor (Estos dos pasos los realiza el eléctrico del contratista).

3.- A partir de allí se iniciaba la carga del aire al recipiente de 2.5 m³ que cuenta con la certificación de FM Global que estaba colocado junto al brocal. Aquí se almacenaba el aire comprimido que daba servicio a los martillos neumáticos.

4.- Del recipiente de aire salía una tubería de 5 cm (2 in) de diámetro de alta presión que se conectaba a otra de 2.54 cm (1 in) por medio de una reducción que le daba servicio a los martillos neumáticos con barra rompedora (pica de acero) de 0.3 m (Inger Sold Rand) de 405 kg (90 lbs).

5.- Al estar conectado el martillo neumático, el operador debía sujetarlo de los aleros con sus 2 manos y debía accionar la palanca que hace que el martillo empiece a vibrar para iniciar con el rompimiento del suelo y roca.

Cuando el operador decidía cambiar de lugar, se tenía que soltar la palanca de accionamiento para que no estuviera operando el martillo.

6.- Se iniciaba con el encapille de una ranura de 0.2 m de profundidad para dejar un banco de salida y a partir de aquí todo el material restante se iba desbordando hasta terminar el corte que comprendía el diámetro de 4.4 m y 1.7 m de profundidad, cuidando la sobrexcautación en la periferia del tiro a la hora de perfilar (Figura 34).

En cada corte de 1.2 m de profundidad se obtenían en promedio 22 m³ de material, el equivalente a 52.8 Ton, contra 18.24 m³ que equivalen a 43.8 Ton calculadas (éste cálculo se observa en el apartado del cálculo del ciclo de trabajo).

7.- La rezaga que iba surgiendo del rompimiento con el martillo se paleaba de forma manual a una tina provisional de 0.1 m³ de capacidad, cuando ésta se llenaba, se le daba la orden al operador del malacate (malacatero) vía toque (tres toques) para que el material fuera manteado y vaciado a un cajón de descargas.

8.- Ésta actividad se repite hasta profundizar secciones de 1.7 m, puesto que la cimbra de acero monolítica mide 1.2 m de altura con fondos de 0.3 m y por otra parte, el contorno de la obra (conglomerado) no pasa mucho tiempo expuesto a la intemperización.

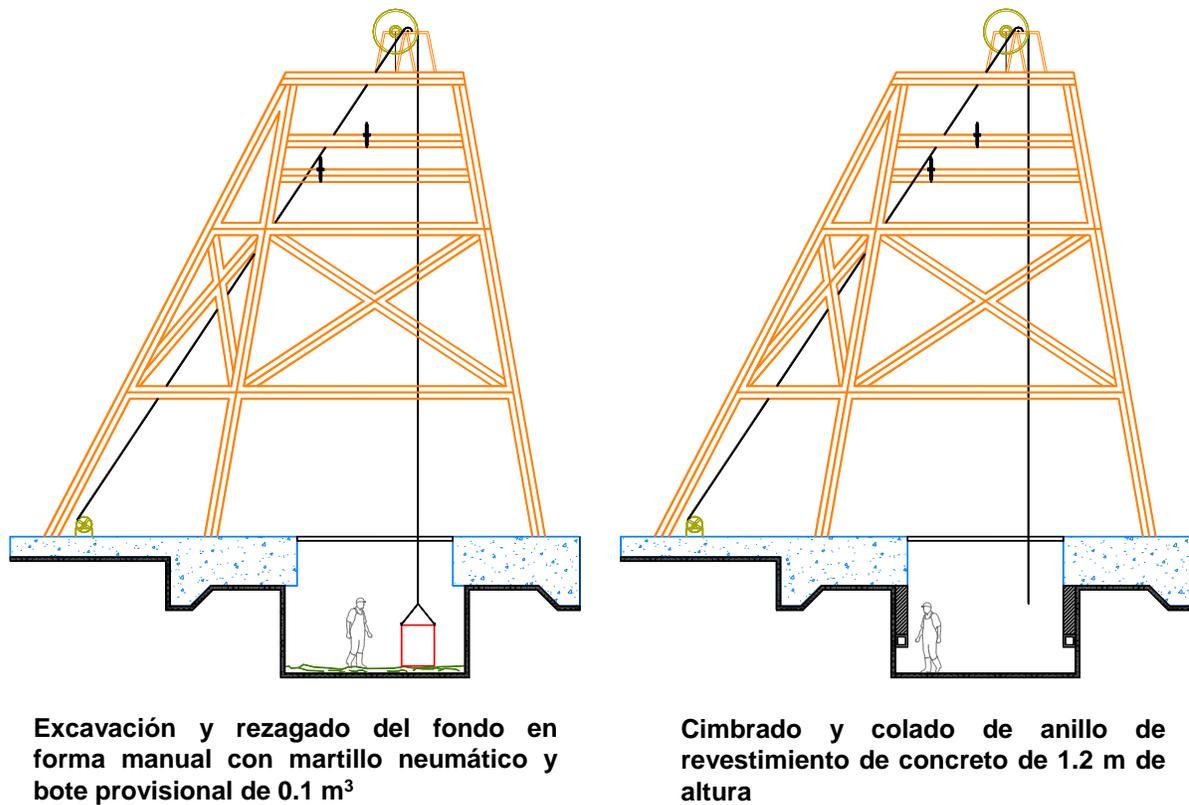


Figura 34 Excavación y rezagado del fondo del tiro (Necaxa, Tiro ventilación RV-10, Milpillás, 2010)

Cimbrado con estructura metálica

Luego de perfilar la sección circular y haber profundizado no más de 1.7 m por día, se continuaba con la instalación de la cimbra metálica que permitía colar los anillos de concreto que servían como ademe.

Para ello, la cimbra se fabricó a base de placa de 0.5 cm (3/16 in) de espesor en forma circular con tramos de solera de 1.30 m de altura y soldados a una separación de 40 cm a lo largo y transversalmente del perímetro ($Per = (2\pi)(2\text{ m}) = 12.60\text{ m}$), esta parte se fabricó en 4 secciones y en las puntas quedó cortada en forma de zeta para asegurar su correcta soldadura.

Con lo anterior, para ésta actividad se realizó lo siguiente:

1.- Se inició el armado de las 4 secciones en la superficie del brocal, soldándose en las uniones ya que estaba cortada en zigzag. Cuando inició la excavación, esta actividad se realizó en el nivel que se encontraba la excavación.

2.- Después de haberse soldado, se posicionaba en el nivel donde fuera a colarse el ademe, luego en el brocal, se sujetaba de 3 extremos con 3 malacates de 4,530 kg (10,000 lbs) de capacidad por medio de cables de acero de 1.5 cm (9/16 in) de diámetro.

3.- A parte de la cimbra metálica se complementaba con un fondo fabricado a base de placa de 0.95 cm (3/8 in) de forma rectangular de 30 cm x 30 cm que servía de apoyo como base en la cimbra.

A diferencia de ésta, el fondo se bajaba en 3 secciones y se soldaba formando una pieza monolítica.

4.- Ya colocado, plomeado y rigidizado el fondo se instalaban los tensores y coples. Los espacios sobrantes entre el fondo y el contorno de la obra se cubrían con trozos de madera y cartón (calafatear) para evitar que el concreto que se vaciaba en el interior de la cimbra se fugara por los orificios generados por la sobre excavación.

El fondo monolítico se cubría por una capa espesa y amarillenta llamada “desmoldante”, que no es más que grasa vegetal que ayudaba a evitar que el acero se pegara al concreto cuando iniciaba el fraguado.

Después, se procedía a bajar la cimbra metálica suspendida que se sostenía por los 3 malacates, se colocaba y atornillaba para posición de colado.

5.- Al terminar la colocación de la cimbra y verificar que estuviera bien sujeta a los coples, ya no se requería del cable de los malacates y se liberaban. Entonces, todo estaba listo para iniciar el vaciado de concreto como se muestra en la figura 35.

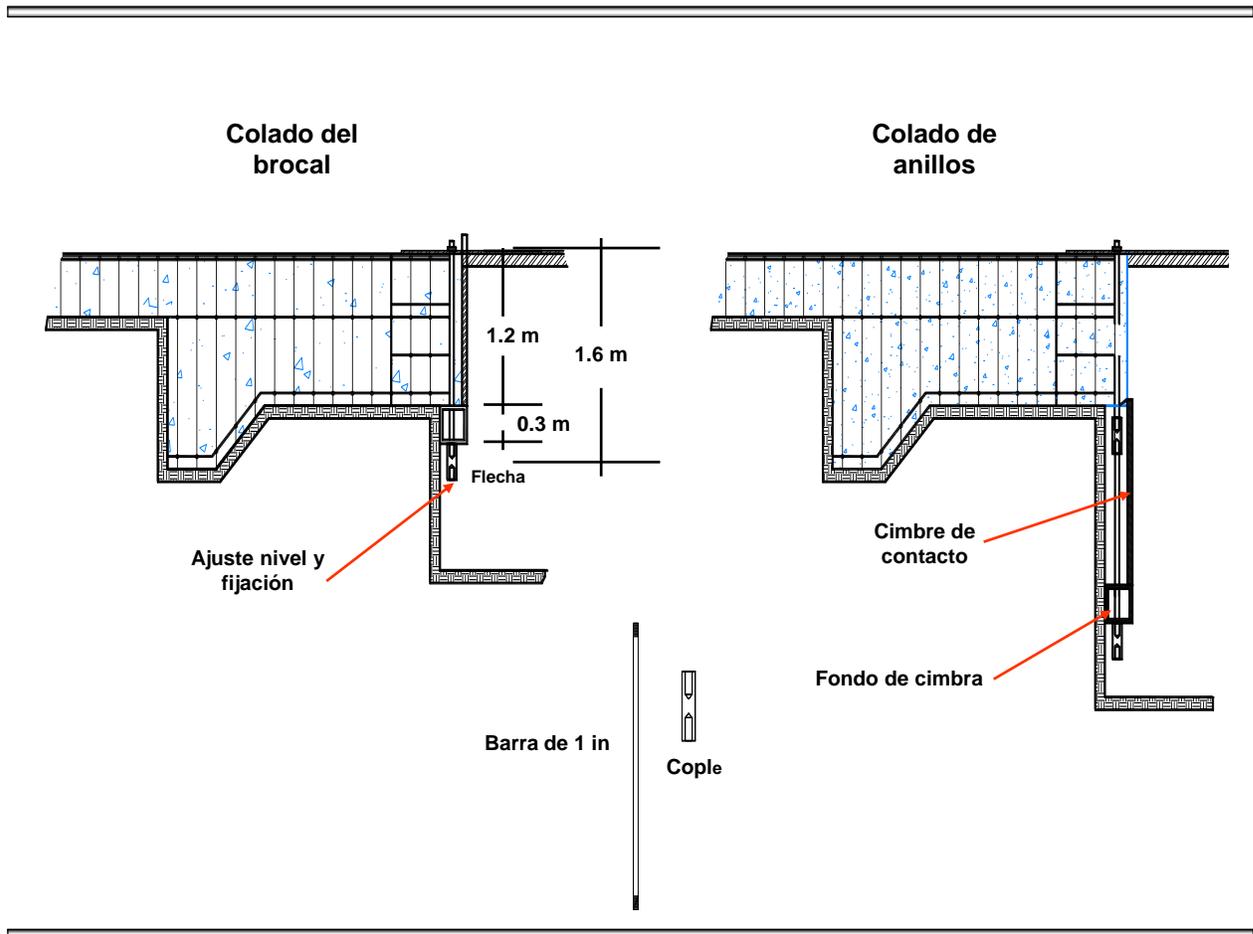


Figura 35 Colocación de cimbra monolítica

Vaciado de anillos de concreto con bacha

El concreto lo suministraba la contratista PROMACO al pie de la obra, y éste era el responsable de que el concreto cumpliera las especificaciones para un metro cúbico y así alcanzar una resistencia de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$:

- Arena	830 kg
- Grava (10 mm)	714 kg
- Cemento	277 kg
- Agua	170 lts
- Aditivo reductor de agua DARACEM 19	3.5 lts
- Revenimiento	20 cm (+,- 2.5)

Para poder colar o vaciar en el área del tiro, era necesario contar con la presencia del jefe de laboratorio o personal calificado de PROMACO para que se encargara de la toma de muestras y verificar que el concreto que estuviera siendo suministrado fuera de la calidad requerida. Si la muestra no cumplía con éstas características, el trompo era desechado. Para tales características se realizó el siguiente cálculo:

Cálculo de espesor del concreto para ademe

El diámetro final del tiro se especificó en 4 m y el revestimiento se especificó de concreto hidráulico simple de 20 cm de espesor y una resistencia a la compresión de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$. (Necaxa, Revestimiento de concreto, 2010)

Consideraciones generales

Existen barrenos de exploración alrededor de la obra y uno combinado (M-196 Circulación Inversa / Diamante) con los cuales se determinó la geología en donde se excavó el tiro y con base en ellos, se determinó la profundidad a excavarse en aluvión y la profundidad a excavarse en roca.

Sin embargo, no existió ningún estudio de mecánica de suelos que estableciera las características del suelo en cuestión, tales como capacidad de carga, límite plástico, límite elástico, contenidos de humedad, empujes activos y empujes pasivos, caracterización y clasificación del tipo de suelo, peso específico, etc. Éstas características eran necesarias para determinar los esfuerzos a los que estaría sometida la estructura.

Bases de diseño

Para determinar las dimensiones y características del revestimiento del tiro se debía entender a qué esfuerzos estaría sometido a lo largo de su vida útil, así como a los esfuerzos que se sometería durante el proceso constructivo.

Cargas permanentes. Son las fuerzas a las que se verá sometida la estructura durante toda su vida útil, desde el momento mismo de su construcción. Tales esfuerzos serán los empujes del terreno.

Cargas accidentales. Son las fuerzas esporádicas que pudieron actuar sobre la estructura y que no se esperaba que fueran repetitivas.

A lo largo del desarrollo del presente cálculo, el peso propio del revestimiento será una carga accidental.

Por lo tanto el revestimiento del tiro fue sometido a las siguientes cargas.

Empuje activo del terreno (permanente)

Ante la falta de información geotécnica del suelo se hicieron las siguientes consideraciones (Figura 36):

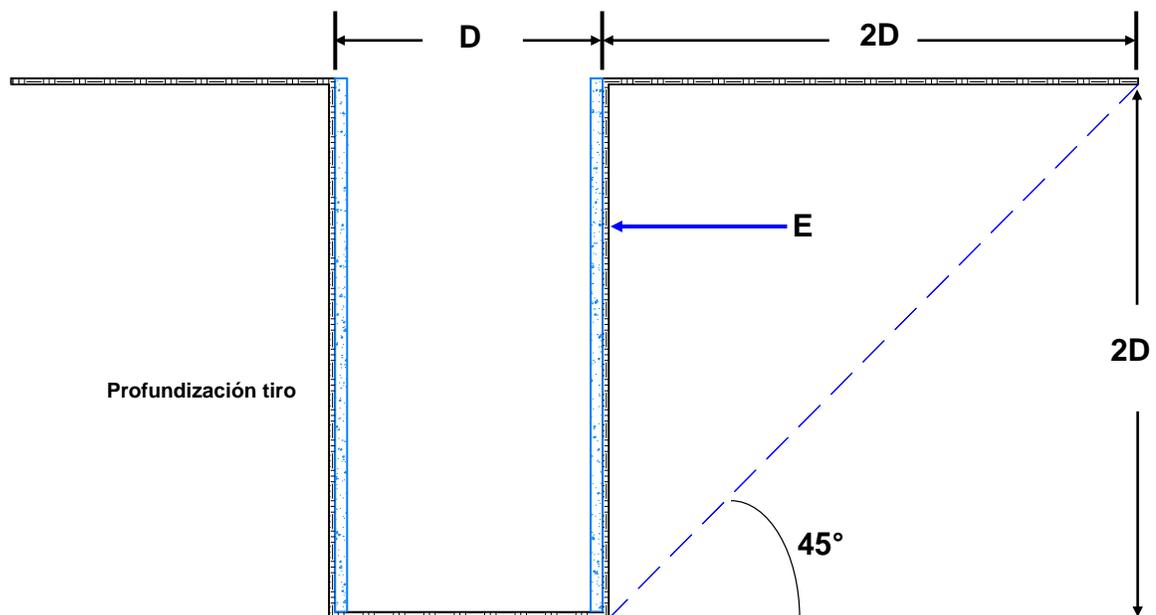


Figura 36 Empuje activo del terreno (Necaxa, Revestimiento de concreto, 2010)

En éste caso se consideró 8.8 m alrededor del tiro, por lo tanto la carga puntual resultante que actuaba sobre el revestimiento en un determinado momento era:

$$\text{Esfuerzo} = E = ((Pe)(D^2))/2 = ((2 \text{ Ton/m}^3)(4.4 \text{ m})^2)/2 = 19.36 \text{ Ton/m}$$

Y estaría actuando a lo largo de 8.8 m de tiro,

$$E = (19.36 \text{ Ton/m})(8.8 \text{ m}) = 170.36 \text{ Ton}$$

En donde la cantidad de esfuerzo E actuando sobre el revestimiento en forma simultánea es infinito.

Gráficamente se representaría en la figura 37:

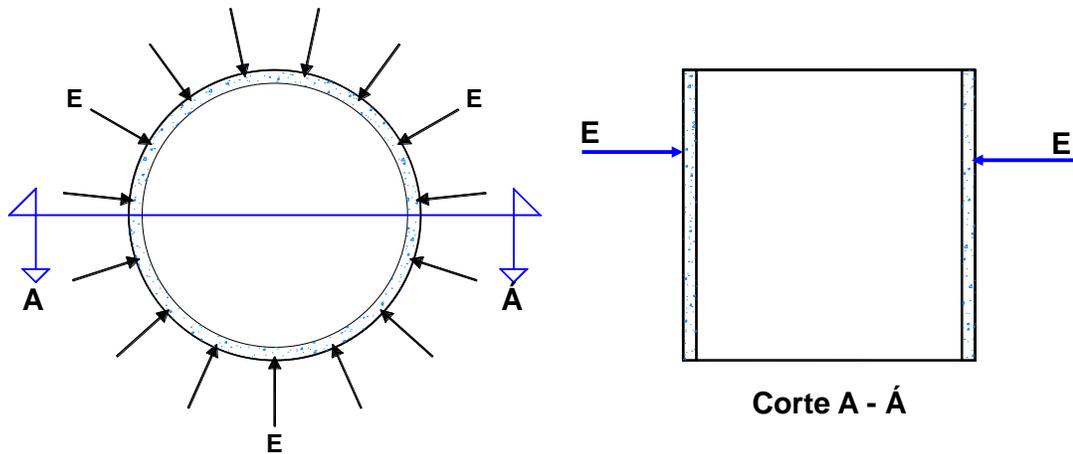


Figura 37 El esfuerzo E actuando en el revestimiento de concreto (Necaxa, Revestimiento de concreto, 2010)

Peso propio de la estructura accidental

A pesar de que el peso propio del revestimiento era una constante, se consideró accidental porque solo representaba una carga crítica durante el proceso constructivo.

Como el revestimiento del tiro se iba colocando de arriba hacia abajo, el peso de cada colado se colgaba del colado anterior. Por esa razón se especificó el uso de 8 barras de acero (A-36) de 2.54 cm (1 in) de diámetro distribuidas uniformemente en todo el perímetro del revestimiento. Estas barras eran capaces de soportar el peso del revestimiento en longitudes de 6 m (Figura 38).

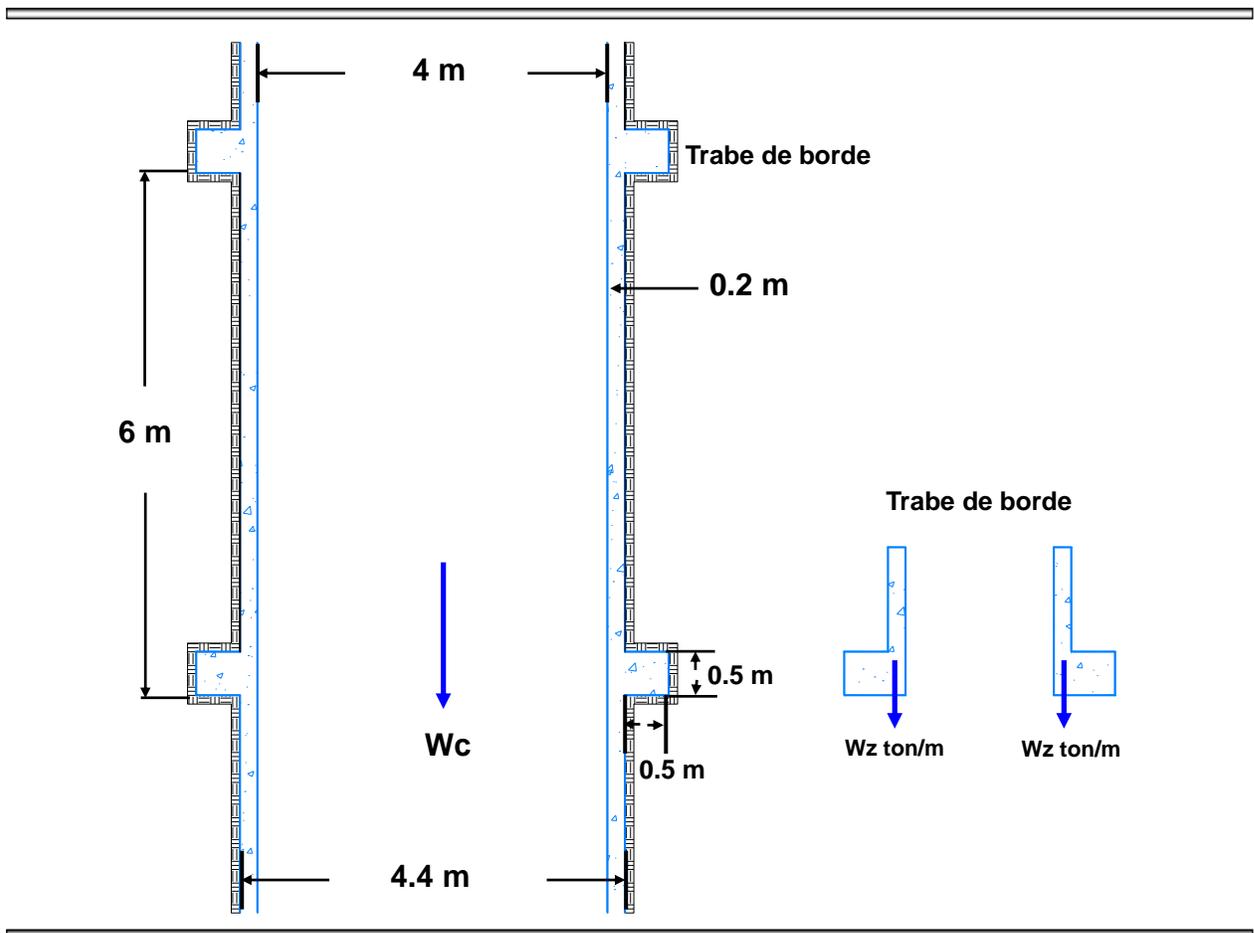


Figura 38 Peso propio de la estructura accidental (Necaxa, Revestimiento de concreto, 2010)

Cada 6 m se construía un anillo de concreto armado que se apoyaba sobre el terreno natural y soportaba el peso que anteriormente soportaban las barras, haciendo la

función de zapata y relevado de la carga a la barra, por lo tanto el peso era un esfuerzo accidental de las barras y no afectaba el espesor del revestimiento.

Tanto las barras como el anillo perimetral eventualmente soportaban la siguiente carga.

$W_c = \text{Peso del revestimiento}$

$D = \text{diámetro externo del ademe} = 4.4 \text{ m}$

$d = \text{diámetro interno del ademe} = 4 \text{ m}$

$$W_c = (\pi(D^2 - d^2)(h)(\text{Peso específico del concreto}))/4$$

$$W_c = (\pi((4.4 \text{ m})^2 - (4 \text{ m})^2)(6 \text{ m})(2.4 \text{ Ton/m}^3))/4$$

$$W_c = 38 \text{ Ton}$$

Para revisión del anillo de soporte el peso se pudo considerar como esfuerzo permanente para efectos de dimensionamiento del mismo, pero distribuido en todo el perímetro.

$$W_z = (38 \text{ Ton})/(\pi)(4.2 \text{ m}) = 2.88 \text{ Ton/m}$$

Modelo estructural

Como puede apreciarse, los efectos sobre la estructura de cada una de las cargas descritas anteriormente se debían analizar separadamente ya que no implicaban una interacción entre ellas.

Revisión por empuje activo

El revestimiento de un tiro circular no es otra cosa que una bóveda, si cortamos la sección del tiro con una línea radial tendremos siempre dos bóvedas de medio punto, tal como se aprecia en la figura 39.

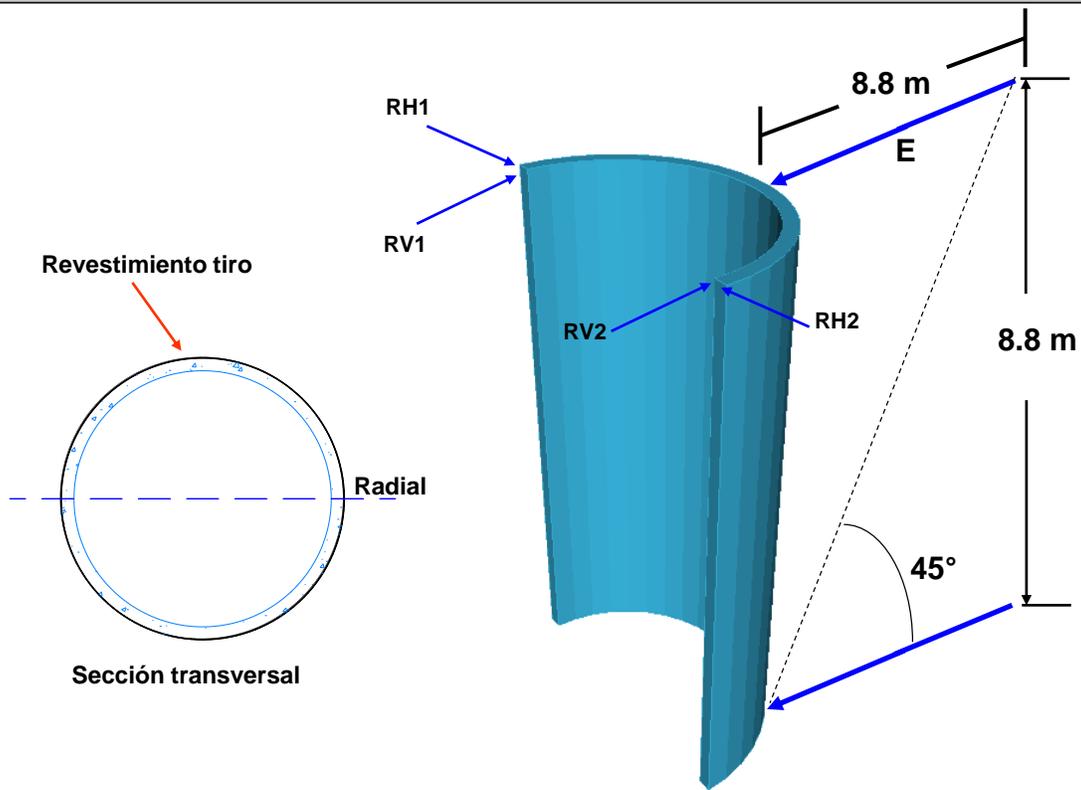


Figura 39 Revestimiento circular del tiro RV-10 (Necaxa, Revestimiento de concreto, 2010)

Esto se pudo hacer un número infinito de veces, igual al número de fuerzas actuantes sobre el revestimiento por efectos de empuje. Por lo tanto, por cada fuerza aplicada se tenía un efecto de bóveda semicircular, cuyos apoyos son perpendiculares a la dirección de la aplicación de las fuerzas E, así pues, una bóveda sometida a una fuerza siempre generaba las siguientes resultantes.

En este caso, como el revestimiento estaba confinado dentro de la excavación del tiro, los esfuerzos PH se despreciaban ya que por definición no podían ser mayores a E que es el empuje del terreno y era constante en todo el perímetro, en el caso de las resultantes RV1 y RV2 sus valores eran iguales y equivalentes al valor de E/2, por lo tanto, la resultante en los apoyos era:

$$RV1 = RV2 = E/2 = 170.36 \text{ Ton}/2 = 85.19 \text{ Ton}$$

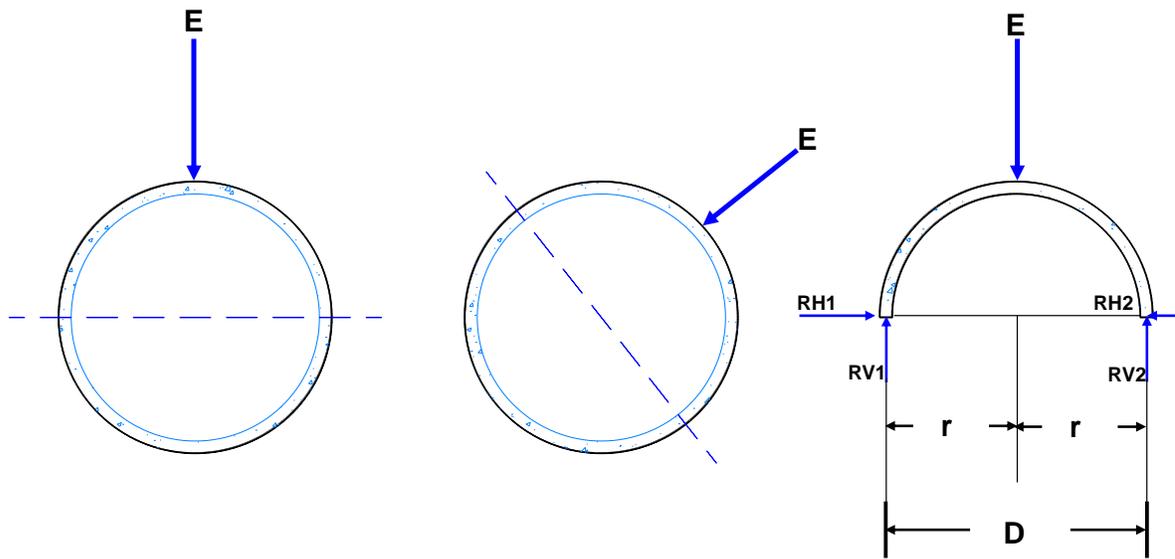


Figura 40 Empuje activo en el revestimiento (Necaxa, Revestimiento de concreto, 2010)

Dichas reacciones eran producto del esfuerzo E, resultante del empuje o deslizamiento de una sección de terreno de una altura de 9 m aproximadamente (Figura 40).

Por lo tanto el área de concreto que resistía dicha reacción o fuerza era:

$$A = e(2D)$$

Dónde:

e = espesor del revestimiento.

D = diámetro excavado del tiro

La resistencia a la compresión del concreto por especificación es de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, si:

$$\tau = P/A$$

En donde:

τ = Esfuerzo de compresión = $f'c$ kg/cm²

P = reacción en apoyo de bóveda

A = área de concreto de soporte = $e(2D)$

Si se aplicaba un factor de seguridad de 10, se tenía:

$$250 \text{ kg/cm}^2 = 10(8,519 \text{ kg}) / (e)(2)(440 \text{ cm})$$

Despejando e:

$$e = 10(8,519 \text{ kg}) / (250 \text{ kg/cm}^2)(2)(440 \text{ cm}) = 3.87 \text{ cm}$$

El espesor especificado es de 20 cm, por lo tanto, es suficiente.

Vaciado de concreto

Con la información anterior, se inició con el vaciado de los anillos de la siguiente forma:

1.- Se desenganchaba la canastilla provisional (mientras llegaba el Galloway) de transporte de personal y se enganchaba la bacha con todo y manguerón flexible de 15.2 cm (6 in) de diámetro y su embudo rectangular de 0.5 m de ancho, para chorrear el concreto del pie del brocal al fondo del tiro.

La bacha estaba colgada de un cable de acero de 9/16 in de diámetro donde es accionada por un malacate de 2.5 Ton a través de 1 polea de 0.5 m con flecha de 2.8 cm de diámetro.

2.- En el fondo del tiro donde se vaciaba el concreto, se colocaban 3 trabajadores, uno de ellos era para guiar el manguerón y que el concreto se vaciara dentro de la cimbra, el otro era para ir colocando el embudo justo en las ventanillas de la cimbra, y el tercero estaba al pendiente para taponear en la parte de abajo de la cimbra si es que llegara a existir algún escurrimiento de concreto.

Se recomendaba que antes de utilizar los canalones, bacha y manguerón, fueran lavadas con agua para que el concreto no entrara en contacto con superficies secas y evitar que éste se apelmazara. El agua resultante del lavado debía vaciarse fuera de la cimbra metálica que contenía el concreto, para evitar segregación en el ademe.

3.- Cuando llegaba la olla revolvedora inmediatamente se verificaba físicamente el concreto por parte del supervisor y posteriormente se sacaban las muestras de concreto para verificar el revenimiento por parte del contratista PROMACO.

Se vaciaba el concreto en la bacha en forma lenta con ayuda del operador de la olla, aparte se colocaba un trabajador en el canalón para guiarlo y verificaba que se vaciara en la bacha, también estaba al pendiente de ir quitando los grumos de concreto para que no existieran taponamientos a lo largo de la tubería flexible (Figura 41). (Subdirección de Ingeniería, 1991)

Otro trabajador estaba al pendiente de las indicaciones que pudieran presentarse durante el tiempo de colado.

Si se presentaba algún contratiempo se daba aviso por parte del personal del fondo del tiro a personal de brocal para que detuviera el vaciado de concreto, todo esto se coordinaba por medio de señales con timbre.

4.- El tiempo que duraba el colado, variaba de 2 a 2.5 h con un volumen aproximado de 5.5 m³ en cada ademe.

Posterior al colado del ademe, se procedía a cambiar la bacha por la canastilla de transporte para sacar al personal del fondo del tiro. Se lavaba la bacha y manguerón para dejarlo listo en el siguiente ciclo.

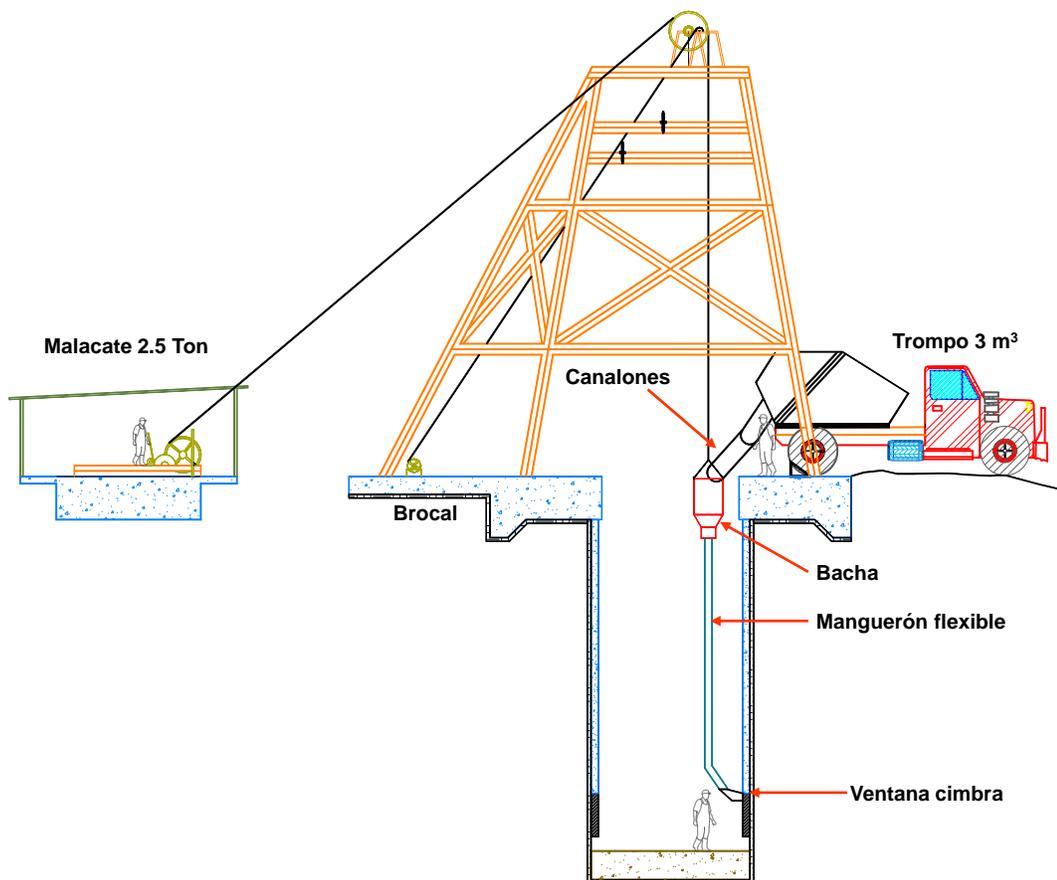


Figura 41 Vaciado de concreto con tolva (bacha)

5.- Cuando se terminaba de vaciar el ademe, se dejaba pasar un lapso de 8 h para retirar la cimbra metálica, y para ello se requería:

- Sujetar con un estrobo (cable de acero) el fondo monolítico con los cables de los malacates de 4.5 Ton.
- Después se aflojaban los tornillos del fondo en la parte de abajo que están sujetos a la barra de acero.
- Al mismo tiempo se bajaban con los malacates, hasta llegar al nivel requerido.
- Se quitaban los estrobos del fondo para sujetar la cimbra, una vez sujeta, se quitaban los tornillos de abajo de la misma, posteriormente se quitaban los pasadores de la puerta para que se redujera el diámetro y poder bajarla a su nivel definitivo de colado. Así terminaba el ciclo y estaría listo para iniciar uno nuevo.

Calafateo de juntas entre anillos

Conforme se iba profundizando el tiro, el agua causó problemas en la operación; ya que ésta se decantaba por las juntas (2 cm de separación) existentes entre ademe y ademe que se generan cuando existe una mala nivelación del concreto en el interior de la cimbra metálica; el agua escurría por las paredes y goteaba en el personal que se encontraba en el fondo, por otra parte, a la hora de realizar el colado de los ademes, el agua penetraba por las ventanas de la cimbra metálica y se acumulaba en su interior provocando que el concreto presentara segregación en algunas zonas de las paredes.

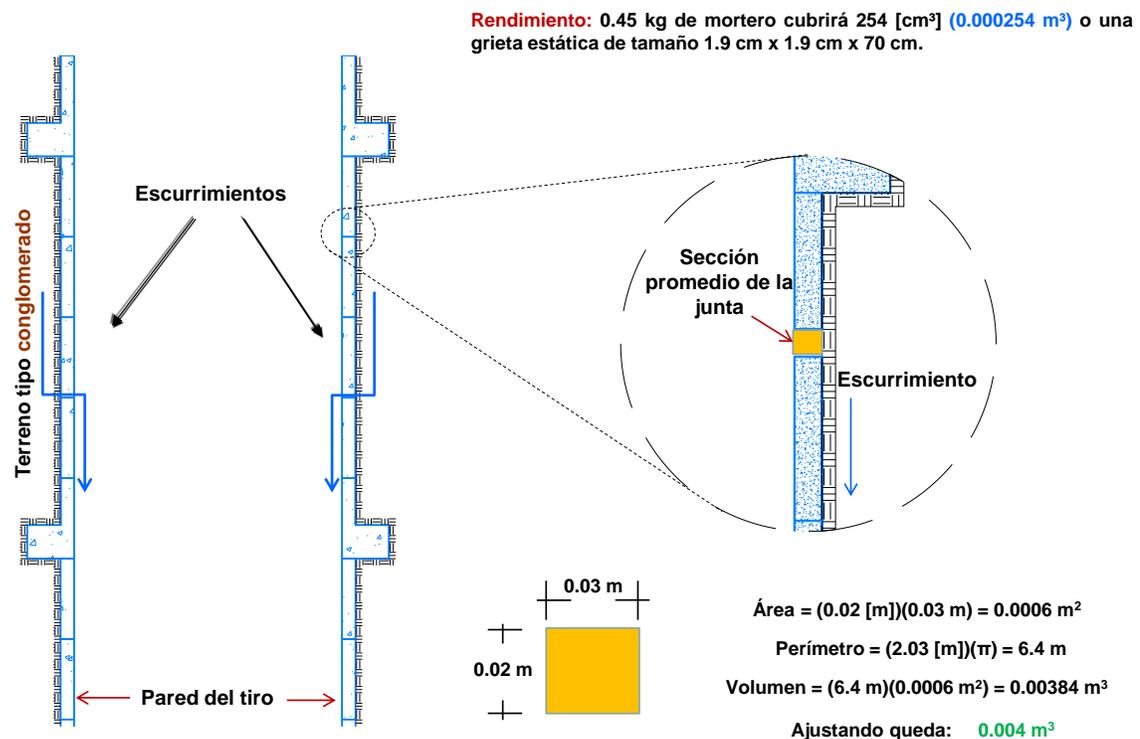


Figura 42 Calafateo de juntas entre anillos de concreto

Para eliminar el problema de los escurrimientos se utilizó un producto cementante llamado WATERPLUG de la compañía BASF con el objetivo de sellar las juntas y permitir que el agua viajara entre el conglomerado y la pared de concreto del tiro (Figura 42). Con este calafateo, el agua se recibió en el fondo del tiro y se eliminó la

actividad de fabricación e instalación de anillos colectores, y el agua se bombeó hasta superficie en una serie de pasos (cárcamos) por medio de bombas.

El WATERPLUG es un cemento de fraguado rápido que detiene la filtración de agua o humedad activa dentro de huecos o grietas en el concreto. Como es un producto que fragua muy rápido (3 min), era necesario hacer cantidades muy pequeñas de mortero para evitar que se secase en los recipientes que lo contenían.

El producto venía en cubetas de 22 kg y se aplicaba de forma manual por medio de espátulas, en promedio, se necesitaban 7.5 kg para calafatear una junta con un volumen de 0.004 m³. La aplicación de éste cemento se realizaba de manera sistemática, en cuanto se retiraba la cimbra metálica de un ademe, enseguida se aplicaba mortero a la junta y de manera instantánea, se eliminaban los escurrimientos de agua.

Como opción, se manejó la utilización de la inyección de microcemento, pero el tipo de terreno y la presencia de agua no permitieron que el microcemento migrara en el suelo ni en la roca, no funcionó la inyección. Es por eso que la profundización se realizó con el abatimiento de agua por medio de bombas y el calafateo de juntas con mortero.

Excavación del Tiro RV-10 después de los 25 m

Fabricación e instalación del Galloway

El Galloway (balsa o andamio) es una estructura metálica fabricada a base de PTR (Perfil Tubular Rectangular) de 10 cm (4 in) en marco estructural con tres pisos desplegados de forma circular, éste, era accionado y soportado por un malacate eléctrico de 9 Ton de capacidad con cable de acero de 3.2 cm tipo trompa de elefante con capacidad a la ruptura de 64 Ton. (Subdirección de Ingeniería, 1991)

En el piso inferior de la estructura iba montada una canastilla de acero que soporta al brazo mecánico (almeja) rezagador que era accionado de manera independiente por un motor eléctrico de 15 HP.

Sus entre pisos de forma circular permitían alojar al personal que instalaba las tuberías de servicio y a quienes operaban la almeja (Cryderman).

En los extremos de los pisos del Galloway existían compuertas abatibles con el objetivo de dar piso seguro de trabajo a la hora de instalar servicios eléctricos, aire y agua, pero también, para que a la hora de mover el Galloway en el sentido del trayecto del tiro, éstas fueran retraídas para que éste no golpeará las instalaciones ya montadas.

En otra de ellas había una abertura de 1.3 m² que permitía el libre tránsito al bote de manto que extraía la rezaga (Figura 43).

La estructura tenía una longitud de 9 m y un peso aproximado de 7.5 Ton y para instalarse en la torre fue necesario utilizar dos grúas de manera sincronizada.

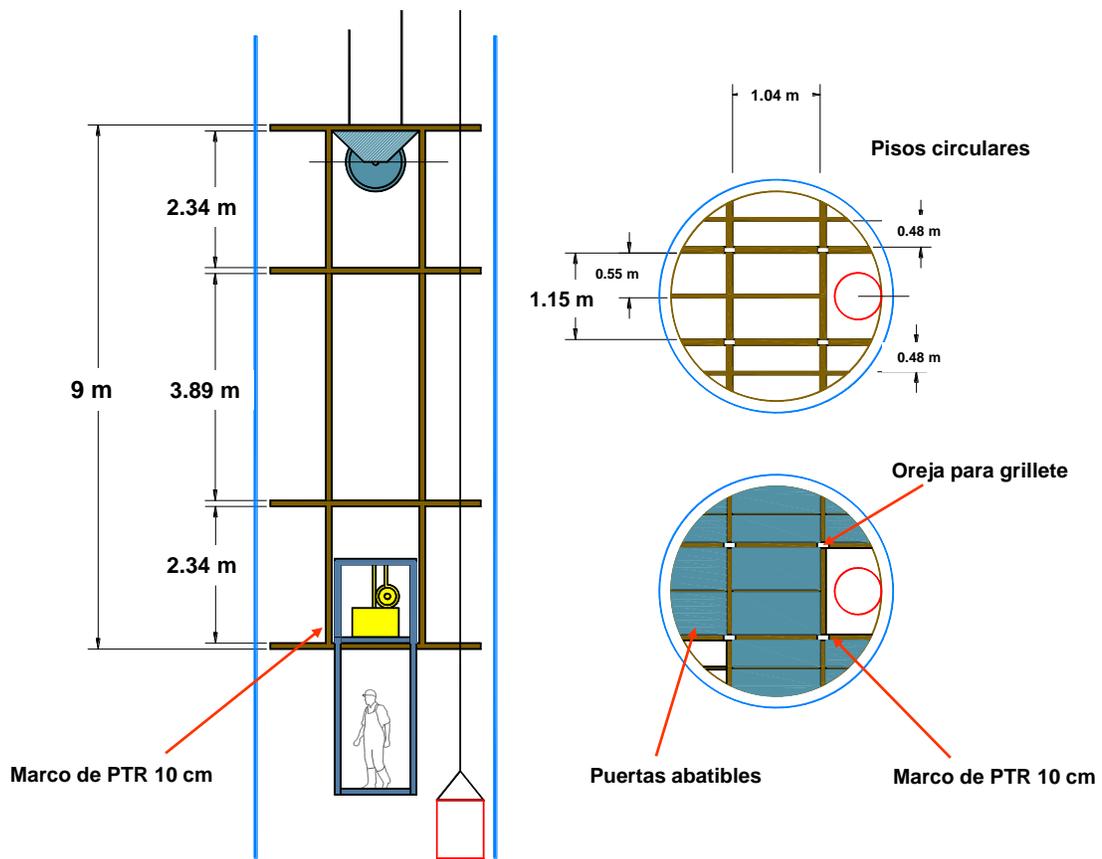


Figura 43 Fabricación del Galloway

Una grúa portátil marca GROVE de 35 Ton se encargó de levantar y posicionar la estructura de la parte superior en sentido vertical en la polea de 1 m (40 in) que se encuentra localizada en la torre del brocal, mientras que la otra grúa de 10 Ton marca TITAN enganchaba un cable de acero de 1.6 cm (5/8 in) de diámetro en la parte inferior de la estructura hasta levantar y jalar el Galloway por encima del brocal hasta dejar suspendida y soportada la estructura en la torre (Figura 44).

En uno de los marcos de acero, a 10 m del piso, se troqueló una punta del cable de 2.54 cm, éste cable rodea la polea de 0.7 m (30 in) del Galloway y se monta en la polea de 1 m de diámetro de la torre.

Con este arreglo, se dice que la polea del Galloway queda “loca” y el peso de esta estructura se reparte entre la torre y el malacate de 9 Ton.

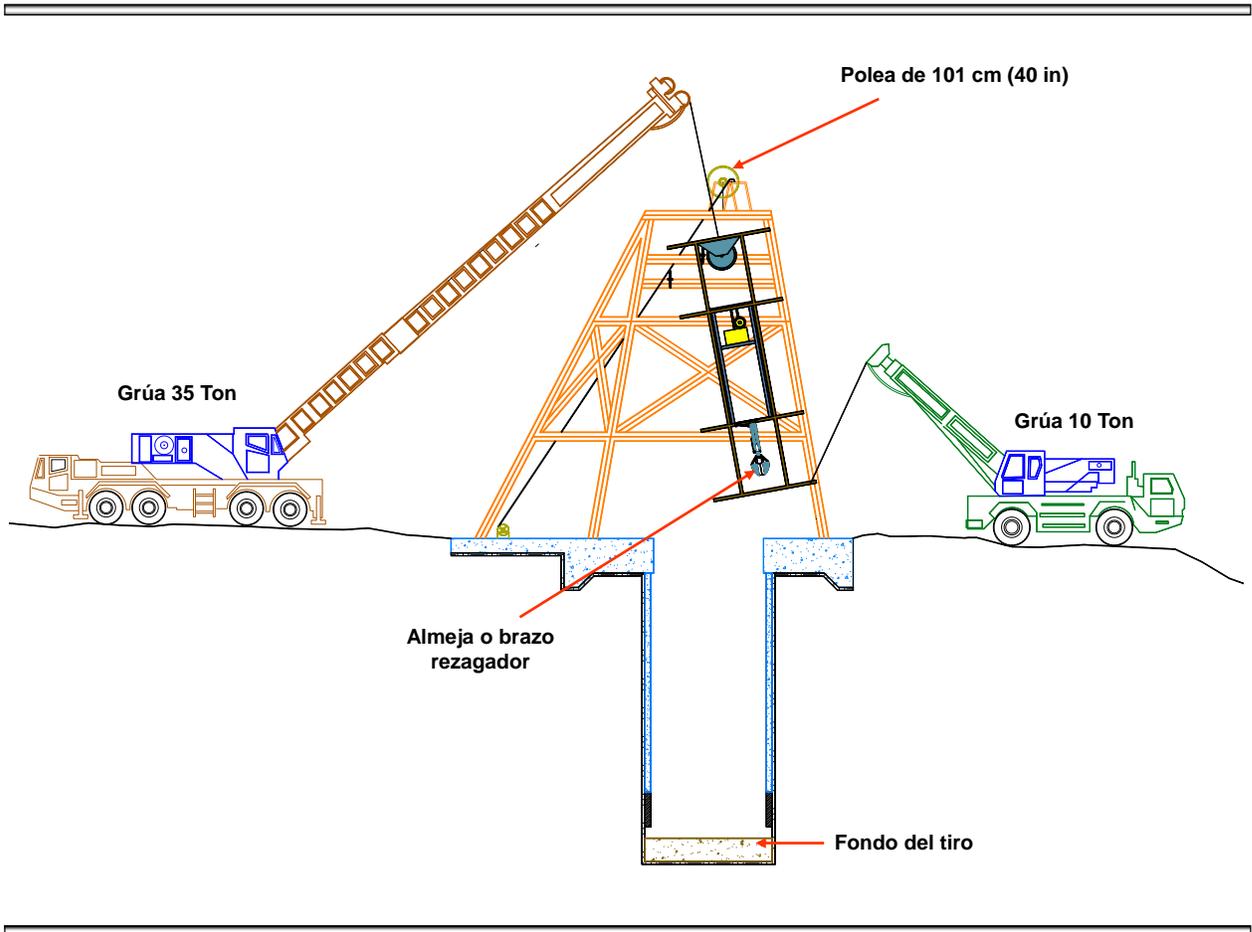


Figura 44 Instalación del Galloway en la torre

Tapa de acero en brocal del Tiro RV-10

Cuando el galloway quedó instalado y soportado en la torre, se fabricó una estructura de acero en forma octagonal en la entrada del tiro a base de puntales de PTR de 10 cm x 10 cm (4 in x 4 in), con techo de placa antiderrapante de 0.3 cm (1/8 in) y recubierto en las orillas por malla desplegable de 0.3 cm, todo esto para darle mayor seguridad al personal que trabaja en el fondo y en las inmediaciones a éste.

Con la tapa, se evitan caídos de objetos hacia el tiro y protege de las condiciones meteorológicas que prevalecen en la región (Figura 45).

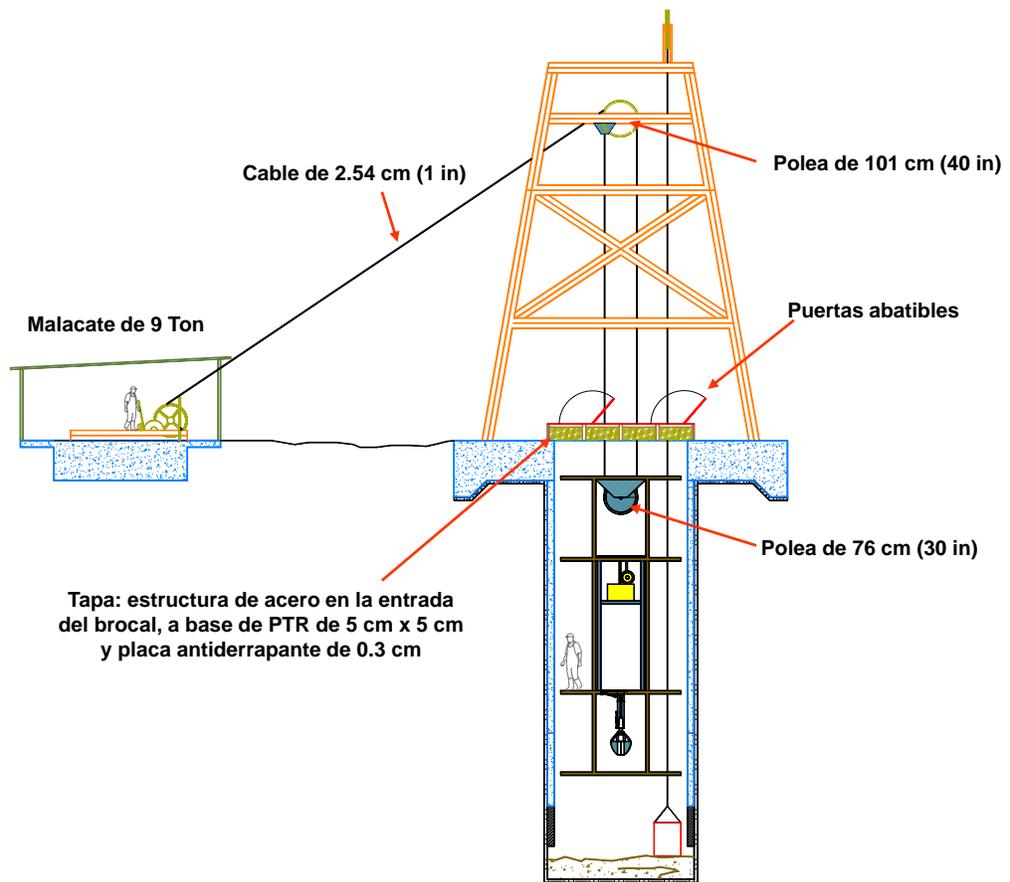


Figura 45 Instalación de la tapa de acero en brocal del tiro

Por otra parte, existen dos puertas abatibles con un área 1.6 m^2 cada una, encima de la tapa de acero.

Por una de ellas (izquierda) se corrían los cables del malacate de servicio que permitían introducir los materiales y herramientas, y por la otra (derecha) se permitía el libre tránsito del bote de manto; ésta se abría y se cerraba por medio de un pistón neumático de 60 lb que era accionado por el operador que se ubicaba en el malacate de 14,000 lb.

En la parte del centro existían dos orificios de 30 cm de diámetro, que le permitían el libre deslizamiento al cable de 1 in que sostenía al Galloway.

Instalación de tuberías de servicio

Después de haberse instalado el Galloway y la tapa de acero en el brocal, se continuó con la instalación de las tuberías de servicio. (API 5L, 2010)

Cada una de estas tuberías venía en tramos de 6 m, en diámetros de 46 cm (18 in) cédula 40, 20 cm (8 in) cédula 80, 10 cm (4 in) cédula 40 y 5 cm (2 in) cédula 40; tenían como objetivo el conducir tepetate, concreto, agua y aire respectivamente. Con un cargador frontal se hacía pasar el tepetate por una criba a -2 in, posteriormente, el tepetate se chorreaba hacia el interior de la mina por medio del tubo de acero de 18 in.

La colocación de la tubería se hacía con el apoyo del malacate de 2.5 Ton y con personal que se ubicaba en el Galloway (Figura 46).

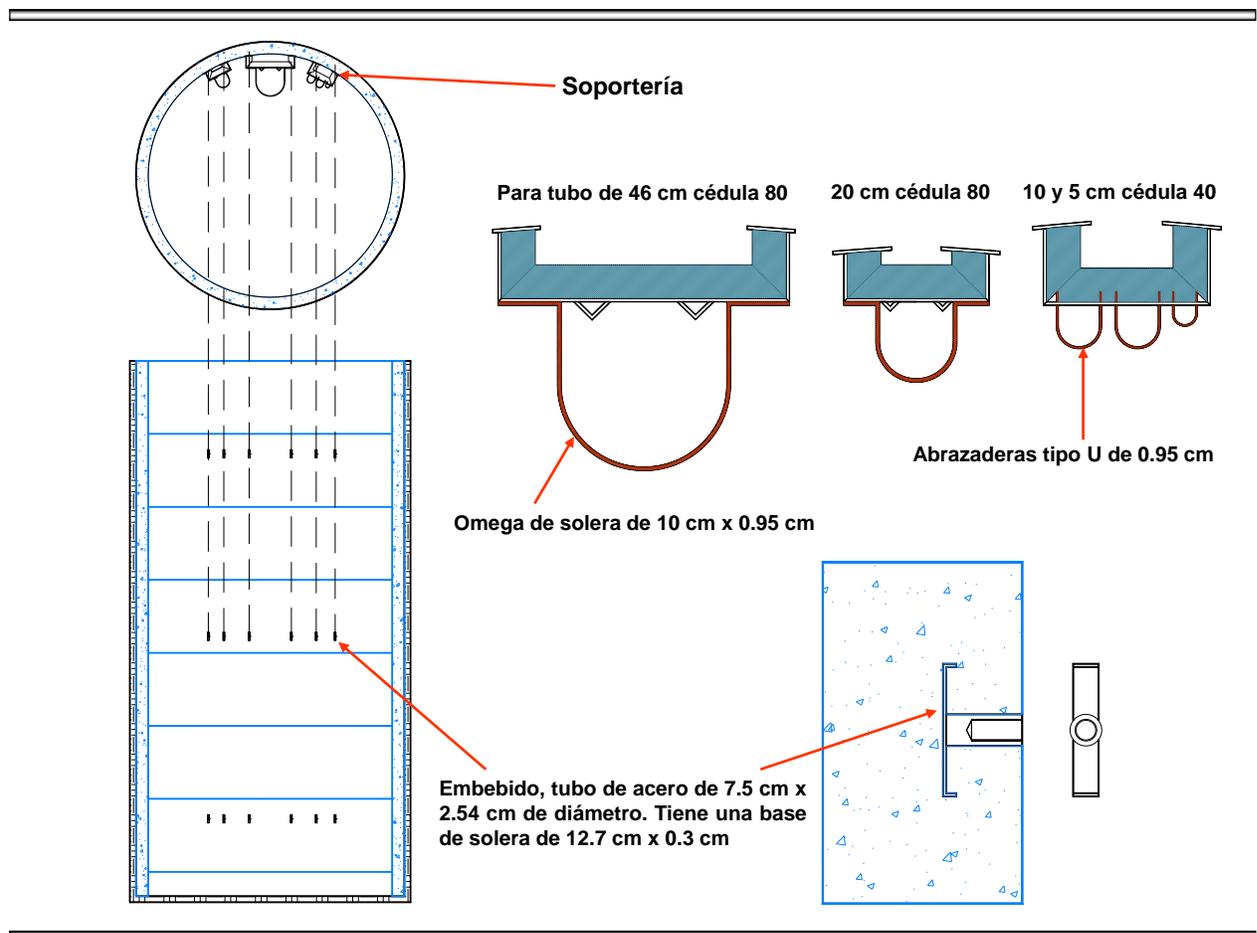


Figura 46 Instalación de soportes y tuberías de acero en el tiro

Cada una de las tuberías va sujeta a soportes de acero, fabricados a base de ángulo de acero de 10 cm x 10 cm x 0.9 cm que se sostienen por medio de tornillos de 1.9 cm grado 8 que se enroscan en tubos de acero de 7.5 cm de longitud que se embeben en el concreto del ademe.

Solamente la tubería de 46 cm estaba biselada en sus extremos a 45° e iba soldada en cada unión entre tubo y tubo, la tubería de 20 cm, 10 cm y 5 cm tienen una ranura Victaulic en sus extremos y se acoplan entre ellos por medio de cuellos (coples) Victaulic style 77 cédula 80 y 40 respectivamente, con tornillos de acero de 1.9 cm (Figura 47).

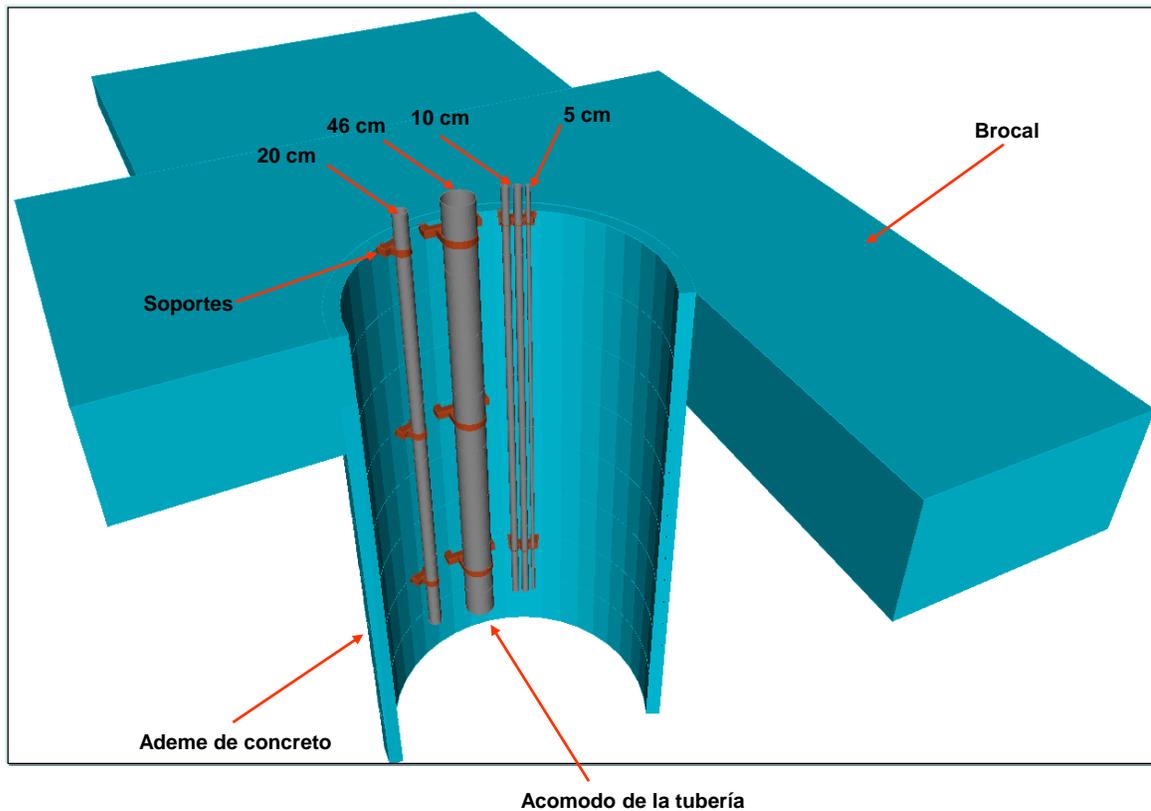


Figura 47 Instalación de soportes y tubería en los embebidos

La tubería de 46 cm tiene un peso de 935.31 kg y la tubería de 20 cm pesa 387.4 kg en tramos de 6 m, y para estas dos se van colocando soportes a cada 3 m.

La tubería de 10 cm pesa 96.34 kg y la de 5 cm pesa 32.6 kg en tramos de 6 m, y la soportería se coloca a cada 6 m.

Cada soporte va atornillado a un tubo roscado embebido en el concreto con un tornillo grado 8, esto es, cada soporte tiene una capacidad de carga de 16,320 kg/cm².

Cálculo de tubería

El diámetro y espesor de la tubería se determinó con base a las necesidades operativas y por experiencia, este tipo de arreglo se utilizó en otra obra aledaña al RV-10, dando muy buenos resultados. El objetivo de calcularla es porque se tiene la necesidad de tuberías totalmente permanentes, puesto que más adelante, al finalizar el proyecto será casi imposible acceder al tiro.

Para una tubería de 10 cm (4 in) de diámetro

Antes de que terminara la construcción del tiro, una de las dos líneas de tuberías de acero de 10 cm cédula 40 era utilizada como cabezal de bombeo del fondo de la obra.

Ésta línea está en serie y conectaba a cada uno de los cárcamos que contenían las bombas sumergibles TSURUMI de 60 HP a una distancia vertical máxima de 70 m (aunque la curva de eficiencia de la bomba marque como límite 90 m). Las dos líneas de tuberías son utilizadas para suministrar agua al interior de la mina. Para verificar que las tuberías utilizadas son las correctas, se realizó el siguiente cálculo:

Revisión por golpe de ariete.

Q = Gasto promedio aportado en el terreno = 2.5 l/s (40 gal/min)

\varnothing_1 = Diámetro interior = 10.2 cm (4.026 in)

\varnothing_2 = Diámetro exterior = 11.43 cm (4.5 in)

Pared del tubo (espesor) = 0.6 cm (0.237 in)

P_v = Peso específico del agua = 1.01

Longitud de la tubería = 70 m (230 ft)

Carga dinámica (C_d) = 80 m (262.5 ft)

Presión de trabajo (Pt):

$$P_t = ((C_d)(P_v)/144) + 14.7$$

$$P_t = ((262.5 \text{ ft})(1.01)(62.427)/144) + 14.7 = 129.6 \approx 130 \text{ lb/in}^2 = 9.06 \text{ kg/cm}^2$$

Incremento de presión debido al golpe de ariete (Ap):

$$A_{p1} = ((0.433)(a)(v)/gN) + 14.7$$

v = velocidad del líquido en el tubo (aproximado) = 0.91 m/s (3 ft/s)

g = aceleración de la gravedad = 9.81 m/s² (32.2 ft/s²)

N = número de periodos de tiempo = 1 (máxima presión)

a = velocidad de onda de presión = 399 m/s (1,309 ft/s) aproximado

$$A_{p1} = ((0.433)(1,309 \text{ ft/s})(3 \text{ ft/s})/(32.2 \text{ ft/s}^2)(1)) + 14.7 = 52.8 \text{ lb/in}^2 = 3.68 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces: $A_p = 130 \text{ lb/in}^2 + 52.8 \text{ lb/in}^2 = 182.8 \text{ lb/in}^2$

Por lo tanto $P_1 = 9.06 \text{ kg/cm}^2$ (130 lb/in²), $P_2 = 3.68 \text{ kg/cm}^2$ (52.8 lb/in²)

Cálculo de la presión interna admisible por el tubo de acero al carbón de 4 in cédula 40

$$t = ((P_1 + P_2)r)/s + K \quad \text{entonces} \quad s = ((P_1 + P_2)r)/(t - K)$$

t = pared del tubo = 0.6 cm (0.237 in)

P1 = presión de trabajo = 9.06 kg/cm² (130 lb/in²)

P2 = Incremento de presión por golpe de ariete = 3.68 kg/cm² (52.8 lb/in²)

s = presión interna máxima = ¿?

K = constante por presión = 0.15 cm (0.0625 in)

r = Ø₁/2 = 4.026 in/2 = 2.013 in = 5.1 cm

$$s = ((9.06 \text{ kg/cm}^2 + 3.68 \text{ kg/cm}^2)(5.1 \text{ cm}))/((0.6 \text{ cm} - 0.15 \text{ cm})) = \mathbf{146.6 \text{ kg/cm}^2 (2,101.8 \text{ lb/in}^2)}$$

Para un tubo de acero al carbón API-5L, clase B soporta una presión interna de **154.1 kg/cm² (2,210 lb/in²)**, por lo tanto ésta tubería de 10 cm cédula 40 es adecuada para el bombeo.

Para una tubería de 5.08 cm (2 in) de diámetro

Aquí se calculó la caída máxima de presión en la tubería de acero comercial cédula 40 de 5.08 cm (2 in) de diámetro (0.0508 m) y 275 m de longitud total equivalente, que conducirá 0.22 m³/s de aire (470 ft³/min) a una presión efectiva de 7 kg/cm² (7 bar) y 20 °C de temperatura.

$$P = \text{presión absoluta} = 7 + 1 = 8 \text{ bares} = 8 \text{ kg/cm}^2 = 8 \times 10^4 \text{ kg/m}^2$$

$$R = \text{constante de los gases} = 287.1$$

$$T = \text{temperatura absoluta} = 20 \text{ °C} + 273.15 = 293.15 \text{ °K}$$

$$V = \text{volumen de aire} = 0.22 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A = \text{área del tubo} = \pi(0.0508 \text{ m})^2/4 = 0.00202 \text{ m}^2$$

$$W = \text{velocidad del aire} = V/A = (0.22 \text{ m}^3/\text{s})/(0.00202 \text{ m}^2) = 108.9 \text{ m/s}$$

$$\rho = \text{densidad del aire} = P/RT = (8 \times 10^4 \text{ kg/m}^2)/(287.1)(293.15 \text{ °K}) = 0.9505 \text{ kg/m}^3$$

$$n = \text{viscosidad dinámica} = 18 \times 10^{-6} \text{ pas}$$

$$r = n/\rho = (18 \times 10^{-6} \text{ pas})/(0.9505 \text{ kg/m}^3) = 1.89 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$\text{Número de Reynolds (Re)} = (W)(D)/V = (108.9 \text{ m/s})(0.0508 \text{ m})/(1.89 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}) = 2.92 \times 10^5$$

$$E = \text{de tablas (material de la tubería)} = 0.0006 \text{ m}$$

$$K = \text{rugosidad relativa} = E/D = (0.0006 \text{ m})/(0.0508 \text{ m}) = 0.118$$

$$f = \text{factor de rozamiento (aproximado) para Re y K calculados} = 0.027$$

$$\Delta p = \text{Presión interna en la tubería}$$

Entonces:

$$\Delta p = (f)(L/D)(\rho W^2/2) \times 10^{-5}$$

$$\Delta p = ((0.027)(275 \text{ m}/0.0508 \text{ m})((0.9505 \text{ kg/m}^3)(108.9 \text{ m/s})^2)/2) \times 10^{-5}$$

$$\Delta p = 8.23 \text{ bar} \quad \text{si tenemos que } 1.02 \text{ kg/cm}^2 = 1 \text{ bar}$$

$$\Delta p = (8.23 \text{ bar})(1.02 \text{ kg/cm}^2) = \mathbf{8.07 \text{ kg/cm}^2 (116.4 \text{ lb/in}^2)}$$

Para un tubo de acero al carbón API-5L, clase B soporta una presión interna de **174.3 kg/cm² (2,500 lb/in²)**, por lo tanto esta tubería fue apta para la operación y necesariamente solo era utilizada para 2 máquinas de pierna neumática.

Volumen de aire comprimido

Operaban 2 máquinas de pierna con 2.25 horas por turo y una bomba de achique (bomba charquera Wilden 15 HP) que operaba 6 horas por turno, y en total consumían:

$$0.5 \text{ m}^3/\text{s} + 0.09 \text{ m}^3/\text{s} = 0.59 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (1,255 ft}^3/\text{min)}$$

Presión de aire comprimido, para fines de cálculo se utilizó:

Presión manométrica en la máquina de pierna, a una elevación de 1,430 msnm

$$= 6.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (93.27 lb/in}^2\text{)}$$

Presión absoluta en la máquina, a una elevación de 1,430 msnm = 7.7 kg/cm^2 (110 lb/in^2)

Para poder así calcular el diámetro económico de la tubería.

$$D = ((V^2)(L/2000)(P_1^2 - P_2^2))^{1/5}$$

$$D = ((1,255 \text{ ft}^3/\text{min})^2(902.2 \text{ ft})/(2,000)(110 \text{ lb/in}^2)^2 - (93.27 \text{ lb/in}^2)^2))^{1/5}$$

$$D = ((1,420,987.6)/(6,801,414.2))^{1/5} = 0.73 \text{ in} = \mathbf{1.85 \text{ cm}}$$

El diámetro comercial más próximo es el de 1.9 cm (3/4 in), pero para la operación requerida y porque se conocía que la mina seguiría creciendo, se optó por un diámetro más grande, de 2.54 cm (1 in).

Para una tubería de 20.32 cm (8 in) de diámetro

A través de la tubería de 20.32 cm (8 in) cédula 80 se chorreaba concreto hidráulico de manera intermitente y éste era recibido por el remixer (bota) en la punta final del tubo que es en donde se generaba la mayor presión de trabajo por el choque del concreto.

Revisión por golpe de ariete.

$$Q = \text{Gasto promedio chorreado por los trompos} = 3 \text{ m}^3/\text{hr} \text{ (13.2 gal/min)}$$

$$\varnothing_1 = \text{Diámetro interior} = 19.36 \text{ cm} \text{ (7.625 in)}$$

$$\varnothing_2 = \text{Diámetro exterior} = 21.9 \text{ cm} \text{ (8.625 in)}$$

Pared del tubo (espesor) = 1.27 cm (0.5 in)

Pv = Peso específico del concreto ($f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$) = 2.4

Longitud del tubo (longitud máxima de vaciado) = 274 m (898.9 ft)

Carga dinámica (en un tramo máximo de 20 m para evitar taponamientos mientras se instala) = 20 m (65.7 ft)

Presión de trabajo (Pt):

$$Pt = ((Cd)(Pv)/144) + 14.7$$

Cd = carga dinámica

$$Pt = ((65.7 \text{ ft})(2.4)(62.427)/144) + 14.7 = 83 \text{ lb/in}^2 = 5.78 \text{ kg/cm}^2$$

Incremento de presión debido al golpe de ariete en la llegada del remixer (Ap):

$$Ap_1 = ((0.433)(a)(v)/gN) + 14.7$$

v = velocidad del concreto en el tubo (aproximado máximo) = 0.91 m/s (3 ft/s)

g = aceleración de la gravedad = 9.81 m/s² (32.2 ft/s²)

N = número de periodos de tiempo = 1 (máxima presión)

a = velocidad de onda de presión = 133 m/s (436.5 ft/s) aproximado

$$Ap_1 = ((0.433)(436.5 \text{ ft/s})(3 \text{ ft/s})/(32.2 \text{ ft/s}^2)(1)) + 14.7 = 32.3 \text{ lb/in}^2 = 2.25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Entonces: } Ap = 5.78 \text{ kg/cm}^2 + 2.25 \text{ kg/cm}^2 = 8.03 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Por lo tanto } P1 = 5.78 \text{ kg/cm}^2 (83 \text{ lb/in}^2), \quad P2 = 2.25 \text{ kg/cm}^2 (32.3 \text{ lb/in}^2)$$

Cálculo de la presión interna admisible por el tubo de acero al carbón de 8 in cédula 80.

$$t = ((P1 + P2)r)/s + K \quad \text{entonces} \quad s = ((P1 + P2)r)/(t - K)$$

t = pared del tubo = 1.27 cm (0.5 in)

P1 = presión de trabajo = 5.78 kg/cm² (83 lb/in²)

P2 = Incremento de presión por golpe de ariete = 2.25 kg/cm² (32.3 lb/in²)

s = presión interna máxima = ?

K = constante por presión = 0.0625 in (1/16 in) = 0.158 cm

r = $\emptyset_1/2 = 19.36 \text{ cm}/2 = 9.68 \text{ cm}$ (3.8125 in)

$$s = ((83 \text{ lb/in}^2 + 32.3 \text{ lb/in}^2)(3.8125 \text{ in})) / (0.5 \text{ in} - 0.0625 \text{ in}) = 1,005 \text{ lb/in}^2 = 70 \text{ kg/cm}^2$$

Para un tubo de acero al carbón API-5L, clase B soporta una presión interna de 70 kg/cm² (2,430 lb/in²), por lo tanto ésta tubería de 8 in cédula 80 está totalmente sobrada, pero lo que interesa no es tanto la presión que pueda ejercer el concreto en el interior del tubo, sino la fricción y desgaste de la tubería causada por la abrasión del material.

Es por eso que con base a éste cálculo se determinó utilizar ésta cedula 80 y por los buenos resultados que se han dado en otras instalaciones mineras que utilizan el mismo método de suministro de concreto.

Para una tubería de 45.72 cm (18 in) de diámetro

A través de la tubería de 45.72 cm (18 in) cédula 40 se chorrea tepetate hacia el interior de la mina para ser utilizado como relleno.

El tepetate es el mismo conglomerado que integra el cerro Mariquita y no es más que una combinación de arenas y gravas, en donde se tendrá un tamaño de partícula máxima de 5.08 cm (2 in).

Revisión por caída en el fondo.

Q = Gasto promedio chorreado por un cargador frontal = 400 m³/hr (1,761.4 gal/min)

Ø₁ = Diámetro interior = 42.86 cm (16.876 in)

Ø₂ = Diámetro exterior = 45.72 cm (18 in)

Pared del tubo (espesor) = 1.43 cm (0.562 in)

Pv = Peso específico del conglomerado = 2.0

Longitud del tubo (longitud máxima de vaciado) = 274 m (898.9 ft)

Aquí no existe carga dinámica, el conglomerado solamente será conducido a través del tubo y tampoco tendrá un amortiguador de choque como la tubería destinada a chorrear concreto (remixer), ni mucho menos se podrá almacenar material en el interior del tubo puesto que una de las propiedades que tiene el conglomerado de este lugar es que se apelmaza de una forma muy rápida como producto de la compactación y humedad que contiene, esto puede ocasionar problemas de atascamiento o atragantamiento en la tubería. Ésta situación se atiende directamente por el supervisor de acarreo, quién controla la cantidad de cucharones que son suministrados al interior de la mina (no más

de 80), esto es, solamente suministra la cantidad de tepetate que puede ser captado en el tepetatero del nivel 1,160.

Por lo tanto, la Presión de trabajo (Pt):

$$P_t = ((C_d)(P_v)/144) + 14.7$$

C_d = carga dinámica (no más de 20 m)

$$P_t = ((65.7 \text{ ft})(2.0)(62.427)/144) + 14.7 = 72 \text{ lb/in}^2 = 5 \text{ kg/cm}^2$$

Ésta presión es ejercida en los últimos tres tubos.

Incremento de presión debido al golpe de ariete en el último tubo.

$$A_{p_1} = ((0.433)(a)(v)/gN) + 14.7$$

v = velocidad del conglomerado (seco) en el tubo (aproximado máximo) = 0.91 m/s (3 ft/s)

g = aceleración de la gravedad = 9.81 m/s² (32.2 ft/s²)

N = número de periodos de tiempo = 1 (máxima presión)

a = velocidad de onda de presión = 133 m/s (436.5 ft/s) aproximado, se quedará igual que para la tubería de concreto.

$$A_{p_1} = ((0.433)(436.5 \text{ ft/s})(3 \text{ ft/s})/(32.2 \text{ ft/s}^2)(1)) + 14.7 = 32.3 \text{ lb/in}^2 = 2.25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Entonces: } A_p = 5 \text{ kg/cm}^2 + 2.25 \text{ kg/cm}^2 = 7.25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Por lo tanto } P_1 = 5 \text{ kg/cm}^2 (72 \text{ lb/in}^2), \quad P_2 = 2.25 \text{ kg/cm}^2 (32.3 \text{ lb/in}^2)$$

Cálculo de la presión interna admisible por el tubo de acero al carbón de 45.72 cm (18 in) cédula 40

$$t = ((P_1 + P_2)r)/s + K \quad \text{entonces} \quad s = ((P_1 + P_2)r)/(t - K)$$

t = pared del tubo = 1.43 cm (0.562 in)

P_1 = presión de trabajo = 5 kg/cm² (72 lb/in²)

P_2 = Incremento de presión por golpe de ariete = 2.25 kg/cm² (32.3 lb/in²)

s = presión interna máxima = ?

K = constante por presión = 0.0625 in (1/16 in) = 0.158 cm

r = $\varnothing_1/2$ = 42.86 cm/2 = 21.43 cm (8.438 in)

$$s = ((72 \text{ lb/in}^2 + 32.3 \text{ lb/in}^2)(8.438 \text{ in}))/((0.562 \text{ in} - 0.0625 \text{ in})) = \mathbf{123 \text{ kg/cm}^2 (1,762 \text{ lb/in}^2)}$$

Para un tubo de acero al carbón API-5L, clase B soporta una presión interna de 170 kg/cm² (2,430 lb/in²), por lo tanto esta tubería es apta para la operación.

Al igual que en la tubería de 20 cm, lo que interesa cuidar es el espesor del tubo, porque en la caída del material va existir fricción y abrasión con las paredes.

Bombeo en el Tiro RV-10

Cuando se llevaban 18 m de excavación, se cortó una zona permeable de arenas y gravas que contenían agua, aportando aproximadamente 3 m³/día.

Gradualmente conforme se iba profundizando, el gasto también aumentaba a razón de 0.3 m³/m avance y para ello, en los primeros 30 m excavados el nivel de agua se abatía con una bomba neumática marca WILDEN de 15 HP que se conectaba a una tubería provisional tipo struck pack de 5 cm (2 in) de diámetro.

Al continuar la excavación, se retiró la WILDEN y se introdujo una bomba sumergible marca TSURUMI de 30 HP de cabeza alta y bajo galonaje que se ensamblaba por medio de conexiones rápidas tipo NIXON a un manguerón de 10 cm (4 in) provisional, la cual abatió el nivel hasta 45 m de profundización.

Posteriormente se utilizó otra bomba marca Tsurumi pero de 60 HP de alta cabeza para continuar la profundización hasta llegar a los 70 m, y aquí, el agua se conducía por medio de tubería de acero cédula 40 de 10 cm hasta superficie.

Al estar a esta elevación, a la hora de colar el ademe correspondiente, se colocó un par de tablonces en el interior de la cimbra metálica para delimitar un área de 4 m², esto con el objetivo de dejar un espacio estratégico para instalar un cárcamo de bombeo.

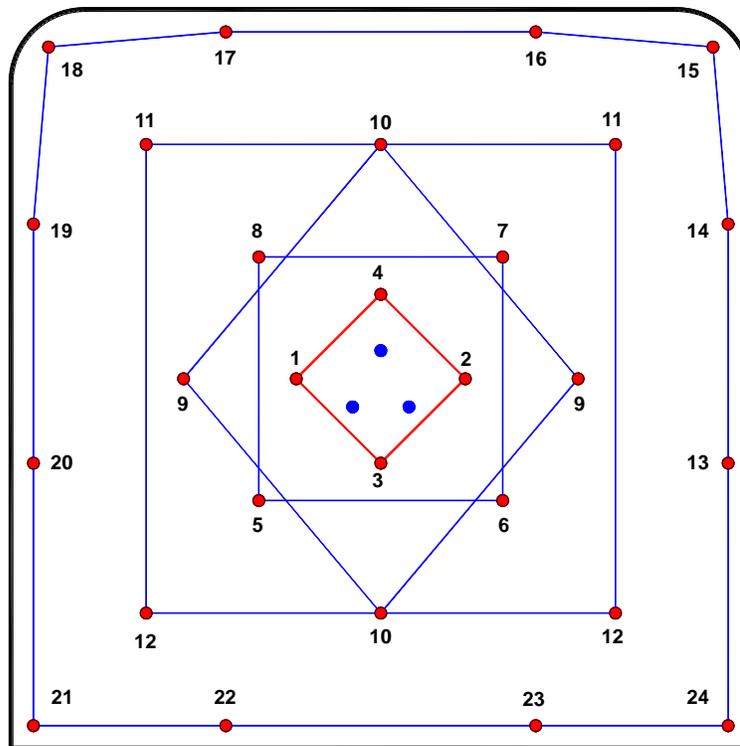


Figura 48 Plantilla de barrenación para alojar el cárcamo (Konya & N., 1998)

Para ello, fue necesario dar tres cueles (Figura 48) con máquina de pierna neumática con longitud de barra de 1.2 m y broca de 1 1/2 in sobre la tabla que está orientada hacia el eje menor (lado sur), con el objetivo de utilizar el malacate de 2.5 Ton para maniobras e instalación de equipo.

Para la excavación se desarrolló la siguiente plantilla con su respectivo cálculo, aquí lo que se pretendía era solamente generar el hueco con una voladura totalmente controlada para evitar dañar el terreno y a su vez permitiera colocar el cárcamo de acero para el bombeo y no tanto el tamaño de partícula ni la eficiencia del disparo.

Para corte con máquina de pierna Atlas Copco BBC-16W con barra de 1.2 m (4 ft) y un avance efectivo $H = 1$ m.

- El volumen a tronar estaba delimitado por la siguiente sección (ancho x alto x profundidad): $2 \text{ m} \times 2 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 4 \text{ m}^3$ que equivale a 9.6 Ton.

- El diámetro del barreno es de 1.5 in = 3.81 cm

Calculando los parámetros para la plantilla de corte (con cuña) para los bordos.

$$B1 = 2(\varnothing) = 2(3.81 \text{ cm}) = 7.62 \text{ cm}$$

$$B2 = 2(B1) = 2(7.62 \text{ cm}) = 15.24 \text{ cm}$$

$$B3 = 2(B2) = 2(15.24 \text{ cm}) = 30.48 \text{ cm}$$

$$B4 = 2(B3) = 2(30.48 \text{ cm}) = 60.96 \text{ cm}$$

$$B5 = 2(B4) = 2(60.96 \text{ cm}) = 121.92 \text{ cm}$$

$$B6 = 2(B5) = 2(121.92 \text{ cm}) = 243.84 \text{ cm}$$

$$B_{\text{máximo}} = (2)(0.8/2.4 + 1.5)(1.3) = 4.7 \text{ ft} = 1.43 \text{ m}$$

- Espaciamiento

$$S = 1.1(B_{\text{máximo}}) = 1.1(1.43 \text{ m}) = 1.573 \text{ m} \approx 1.6 \text{ m}$$

Para fines prácticos se consideró el bordo máximo para los siguientes cálculos, puesto que con esta plantilla se pretendía tumbar el tope sin importar el tamaño de partícula que resultara de la voladura ya que en este tipo de suelo conglomerado la partícula más grande tiene un diámetro máximo de 10 cm (4 in).

- Taco para barrenos auxiliares

$$T = 0.5(B_{\text{máximo}}) = 0.5(1.43 \text{ m}) = 0.715 \text{ m}$$

El barreno se taponea en la parte inicial con cartón o madera y se omite la carga de columna. Con el explosivo de la carga de fondo era suficiente para tumbar el cuele y permitía a su vez, no lastimar el terreno.

- Carga de Fondo

$$Eb = 6\varnothing = 6(3.81 \text{ cm}) = 22.86 \text{ cm} \approx 23 \text{ cm}$$

- Calculo de la cantidad de explosivo

Alto explosivo

$$V = (\pi)(r^2)(Eb) = (\pi)(1.905 \text{ cm})^2(23 \text{ cm}) = 262.22 \text{ cm}^3$$

$M_{\text{explosivo}} = (\rho_{\text{explosivo}})(V) = (1.1 \text{ gr/cm}^3)(262.22 \text{ cm}^3) = 288.44 \text{ gr} = 0.3 \text{ kg/barreno}$

Factor de Carga = $(0.3\text{kg})(21 \text{ barrenos})/ 9.6 \text{ Ton} = 0.65 \text{ kg/Ton}$.

Dado que se tiene un avance efectivo de un metro, para la instalación del cárcamo se requería mínimo de 2.5 m de profundidad.

Arreglo general del bombeo

El terreno se comportó sólido y estable a pesar de ser un suelo del tipo conglomerado con presencia de agua. Conforme se iba avanzando, se diseñó la instalación de cárcamos a cada 70 m de profundización, aunque se tenían bombas sumergibles marca Tsurumi LH645-60 de 60 HP de alta cabeza y bajo galonaje que podían vencer una cabeza máxima de 90 m (295 feet), se prefería estar protegidos con 20 m para no forzarlas al máximo y hacer más duradera su operación (Figura 49).

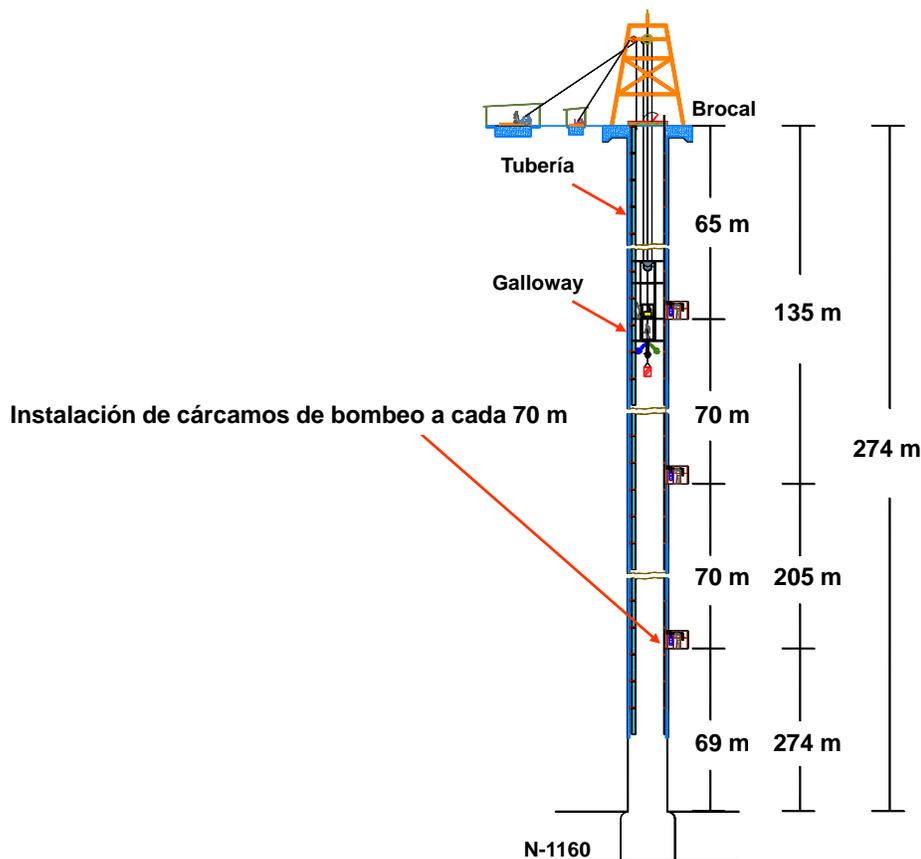


Figura 49 Ubicación de cárcamos de bombeo en el tiro

En total se construyeron tres cárcamos de acero, todos con las mismas características de construcción, puesto que el terreno así lo permitió, también, se operó con 5 bombas de 60 HP, 3 estaban en cada uno de los cárcamos, una en el fondo del tiro para abatir nivel de agua después de 45 m de excavación (charquear) y la última estaba en el brocal para ser utilizada como refacción.

También, solamente se utilizaron 2 bombas de 30 Hp, una para abatir nivel los primeros 45 m y la otra como refacción.

Aunque en un principio se tenía contemplado revestir un cárcamo con concreto, se buscó la forma de hacer una instalación más práctica y rápida (Figura 50).

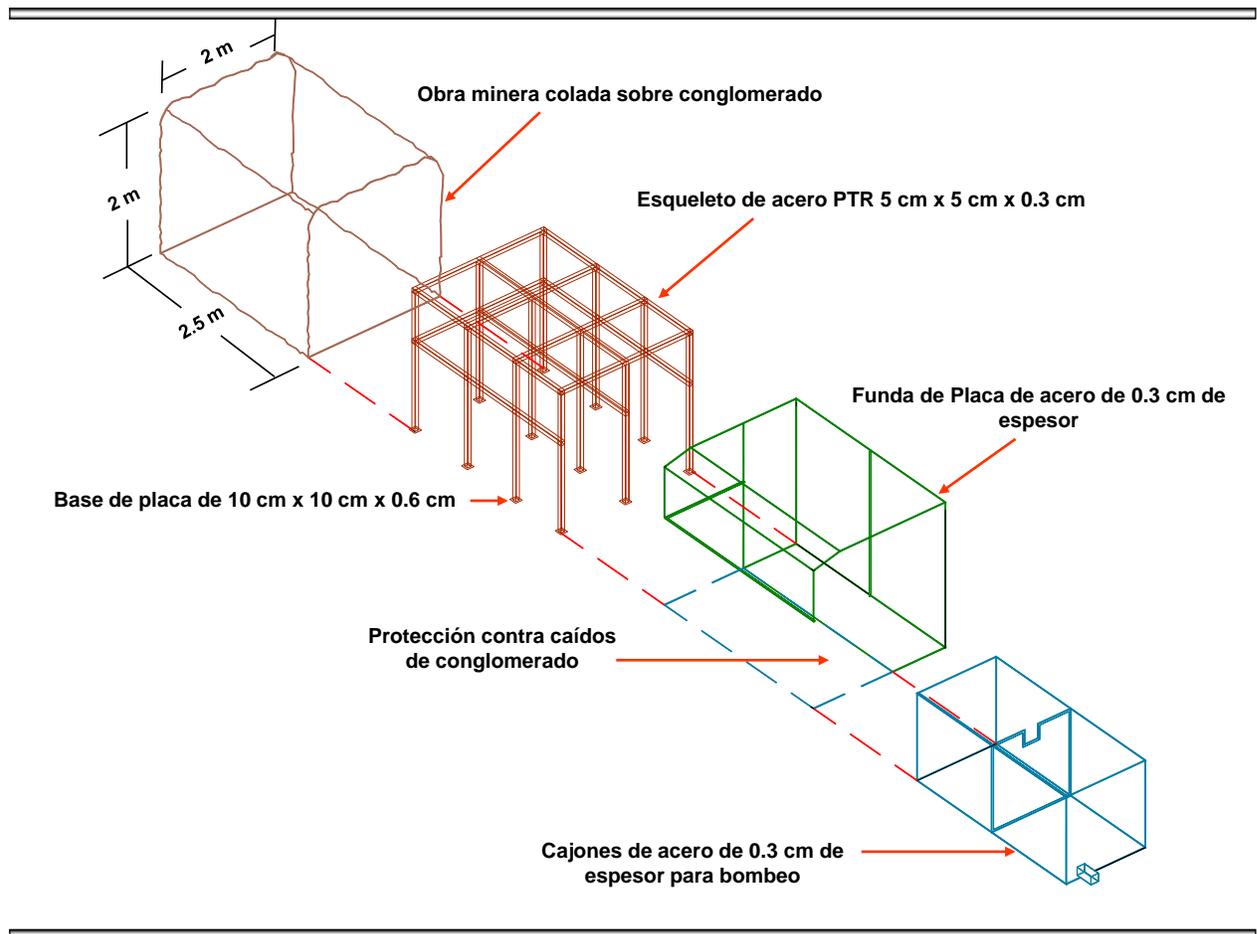


Figura 50 Construcción e instalación de cárcamos para bombeo

Para ello, se fabricó un esqueleto a base de PTR de 5 cm x 5 cm x 0.3 cm (2 in x 2 in x 1/8 in), que consta de cuatro marcos de geometría portal de 2 m de alto por 2 m de

ancho separados por tirantes de PTR a cada 76 cm, y recubierto con placa metálica de 0.3 cm (1/8 in).

En su interior se hicieron dos cajones de 1 m³ de capacidad con dimensiones de 1.2 m x 1.2 m x 1.25 m a base de placa metálica de 0.3 cm y ensamblado con tornillos cortos de 1.3 cm (1/2 in) y juntas de silicón, para evitar fugas.

Uno de los cajones recibía la descarga de agua de una bomba charquera del fondo del tiro, en este cajón se asentaba el sólido y el agua se decantaba hacia el otro a través de una ranura cuadrada de 20 cm x 20 cm, en donde está instalada una bomba Tsurumi de 60 HP que bombea hasta superficie.

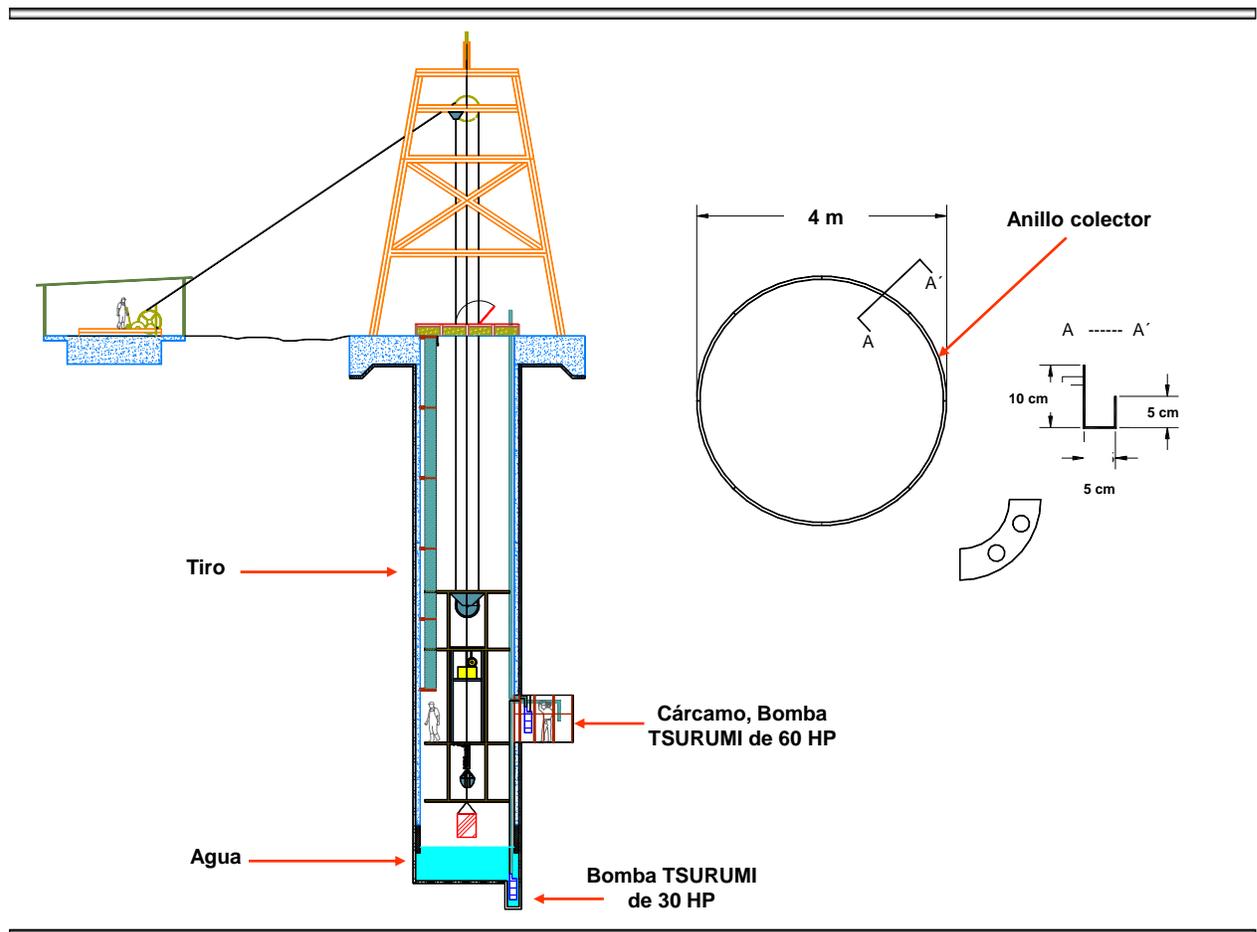


Figura 51 Construcción e instalación de anillos colectores

Conforme se iba profundizando, se cambiaba la bomba del fondo del tiro (bomba para charquear) por una de mayor capacidad, de tal modo que los cárcamos quedaron en serie en todo el trayecto del tiro y a cada 60 m.

Dos metros arriba del cárcamo se instaló un anillo colector de agua (Figura 51), que estaba seccionado en 8 tramos de 1.2 m de largo, y unido con tornillería para formar una sola pieza de 4 m de diámetro, hecha a base de placa metálica de 0.3 cm de pulgada.

El anillo estaba soportado por 16 barrenanclas de 7.6 cm x 1.6 cm (3 in x 5/8 in) que se incrustaba en el ademe de concreto y distribuidos uniformemente en toda su periferia. Esta armazón tenía como objetivo recibir la mayor cantidad de agua que escurría por el revestimiento del tiro, que en algunos momentos entorpecía la operación por ser un obstáculo incómodo para los mineros que tienen que tolerar el goteo continuo durante sus actividades. El agua era limpia y se canalizaba a través de dos orificios de 5 cm de diámetro hacia el cajón de bombeo del cárcamo.

Agua del bombeo

El flujo de agua iba en aumento en forma gradual conforme se excavaba el tiro, puesto que cada vez había más área expuesta que la iba aportando.

El agua resultante de la operación se bombea a través de la tubería de acero de 10 cm (4 in) y se empalmaba a otra por medio de flejes de igual diámetro pero de tipo anillada color verde que conduce el agua 30 m hasta llegar a una zanja labrada en suelo vegetal de 1.2 m de profundidad y 0.5 m de ancho con pendiente negativa al 5%.

El agua bombeada arrastraba sólidos como producto de la excavación o residuos de concreto que resultaban de las fugas provenientes del calafateo del fondo de la cimbra metálica.

En esta zona o área de descargas, el agua conservaba un PH de 8 según análisis de laboratorio y se le adiciona una sustancia química llamada "Polímero Catiónico fluxol C-650" que permitía aglomerar los sólidos y separarlos del agua.

Para preparar ésta sustancia se utilizaban 180 lt de agua con 0.5 kg de polímero (presentación en polvo) que se mezclaban en un tambo de 200 lt de manera homogénea, agitándose con un trozo de madera (fainero) hasta adquirir una sustancia espesa con una consistencia parecida a la de una pintura vinílica.

La sustancia se agrega en forma de goteo y de manera constante, a tal grado que debe existir en promedio de 5 ml de esta sustancia por cada 5 lt de agua (según experimentos previos en campo) para que exista un asentamiento adecuado de los sólidos.

Cuando el agua proveniente del bombeo entra en contacto con el polímero, el sólido se va asentando sobre la zanja de manera uniforme hasta culminar en un cárcamo o pozo de sección cuadrada de 6 m³ de capacidad (Figura 52), en donde se ve finiquitado el trabajo del polímero y es aquí en donde el agua clarificada sale con un pH de 7 y se encauza hacia el canal principal de las descargas de bombeo de interior mina.

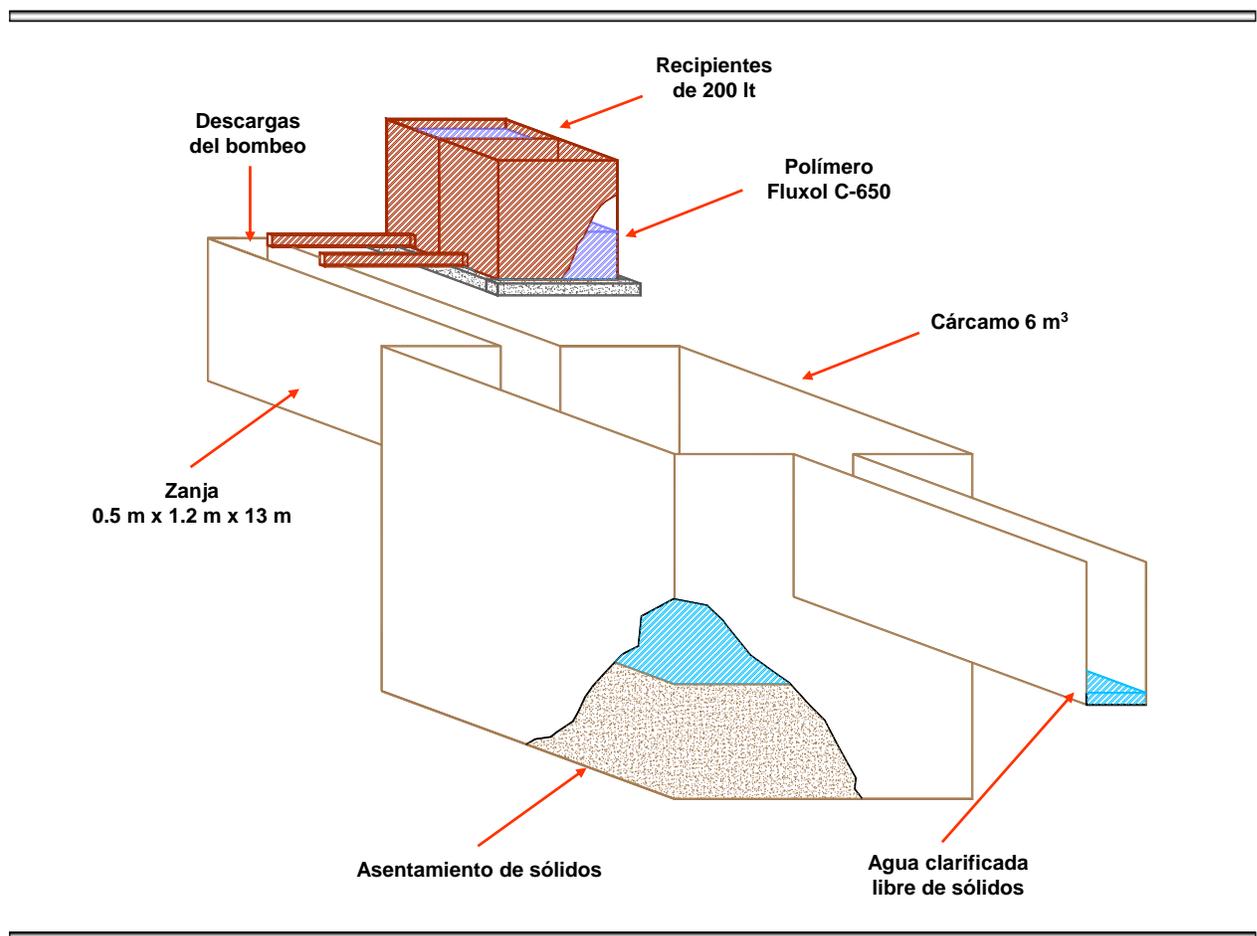


Figura 52 Aplicación del polímero fluxol para asentamiento de sólidos del agua de bombeo

Excavación del Tiro RV-10

Después de tener instalados los servicios definitivos de aire, agua y concreto, se continuó con la excavación de manera más mecanizada, ahora con la ayuda de la máquina de pierna neumática el avance se hizo más efectivo, puesto que se utilizó plantilla de barrenación con cargas explosivas y para el rezagado se puso en marcha la almeja (brazo mecánico) que viene instalada en la parte baja del Galloway.

a) Barrenación, carga y disparo

Se utilizó una máquina de pierna Atlas Copco BBC-16W con barra de 4 ft (1.2 m) de longitud y broca de 3.8 cm (1 1/2 in) de diámetro para barrenar por turno una plantilla promedio de 24 barrenos y un avance efectivo $H = 1$ m.

Por haber presencia de agua en el terreno, después de barrenar, en cada barreno se le introducía un tubo (poliducto) de 1.3 m de longitud y 3.2 cm (1 1/4 in) de diámetro interior que permitía evitar que el barreno se cerrara y ayudara a hacer más ágil la actividad de cargado de explosivo (Figura 53).

- El material a tumbar se obtiene de un diámetro inicial del tiro de 4.4 m con un avance efectivo de 1 m, esto es, $V = (\pi)(r^2)(H) = (\pi)(2.2 \text{ m})^2(1 \text{ m}) = 15.2 \text{ m}^3$ que equivale a 36.5 Ton de tepetate.
- El diámetro del barreno es de 1.5 in = 3.81 cm

Cálculo del bordo máximo ($B_{\text{máximo}}$)

$$B1 = 2(\emptyset) = 2(3.81 \text{ cm}) = 7.62 \text{ cm}$$

$$B2 = 2(B1) = 2(7.62 \text{ cm}) = 15.24 \text{ cm}$$

$$B3 = 2(B2) = 2(15.24 \text{ cm}) = 30.48 \text{ cm}$$

$$B_{\text{máximo}} = (2)(0.8/2.4 + 1.5)(1.3) = 4.7 \text{ ft} = 1.43 \text{ m}$$

B = Bordo

SG_e = Gravedad específica o densidad del explosivo = 0.8 gr/cm³

SG_r = Gravedad específica o densidad de la roca = 2.4 gr/cm³

D_e = diámetro del explosivo = 1.3 in

Número de anillos (N_R)

$$N_R = [(R_{SH} - B/2)/B] + 1 = [(2.2 \text{ m} - 1.43 \text{ m} / 2) / 1.43 \text{ m}] + 1 = 2.03 \approx 2 \text{ anillos}$$

R_{SH} = radio del tiro

Bordo real (B_A)

$$B_A = 2R_{SH} / (2N_R - 1) = 2(2.2 \text{ m}) / (2(2) - 1) = 1.46 \text{ m} \approx 1.5 \text{ m}$$

El bordo no es constante y dependerá del terreno que se vaya cortando.

Espaciamiento (S) de los barrenos en cada anillo (estimado).

$$S = B = 1.5 \text{ m}$$

Número de barrenos por anillo (N_H)

$$N_H = 2R_R\pi / S = (2)(2.2 \text{ m})(\pi) / 1.5 \text{ m} = 9.2 \approx 9 \text{ barrenos}$$

$$N_{H1} = 2R_{R1}\pi / S = (2)(1.0 \text{ m})(\pi) / 1.5 \text{ m} = 4.2 \approx 4 \text{ barrenos}$$

R_R = radio del anillo

Como el diámetro de cada anillo es distinto, en el primer anillo se barrenan 6 barrenos y en el segundo 12 barrenos.

Espaciamiento real por anillo (S)

$$S = 2R_R\pi / N_H = (2)(2.2 \text{ m})(\pi) / 9 = 1.53 \text{ m} \approx 1.5 \text{ m}$$

El espaciamiento varía en cada anillo, pero en promedio la distancia real se mantiene en 1.5 m

Carga explosiva:

Taco para barrenos auxiliares

$$T = 0.5(B_{\text{máximo}}) = 0.5(1.43 \text{ m}) = 0.715 \text{ m}$$

El barreno se taponea en la parte inicial con cartón o madera y se omite la carga de columna.

Carga de Fondo

$$Eb = 6\varnothing = 6(3.81 \text{ cm}) = 22.86 \text{ cm} \approx 23 \text{ cm}$$

Se utilizó alto explosivo de 1 in x 8 in o T-1, dependiendo de las necesidades de operación.

Calculo de la cantidad de explosivo:

Alto explosivo

$$V = (\pi)(r^2)(Eb) = (\pi)(1.905 \text{ cm})^2(23 \text{ cm}) = 262.22 \text{ cm}^3$$

$$M_{\text{explosivo}} = (\rho_{\text{explosivo}})(V) = (1.1 \text{ gr/cm}^3)(262.22 \text{ cm}^3) = 288.44 \text{ gr} = 0.3 \text{ kg/barreno}$$

$$\text{Factor de Carga} = (0.3 \text{ kg})(24 \text{ barrenos}) / 9.6 \text{ Ton} = 0.75 \text{ kg/Ton.}$$

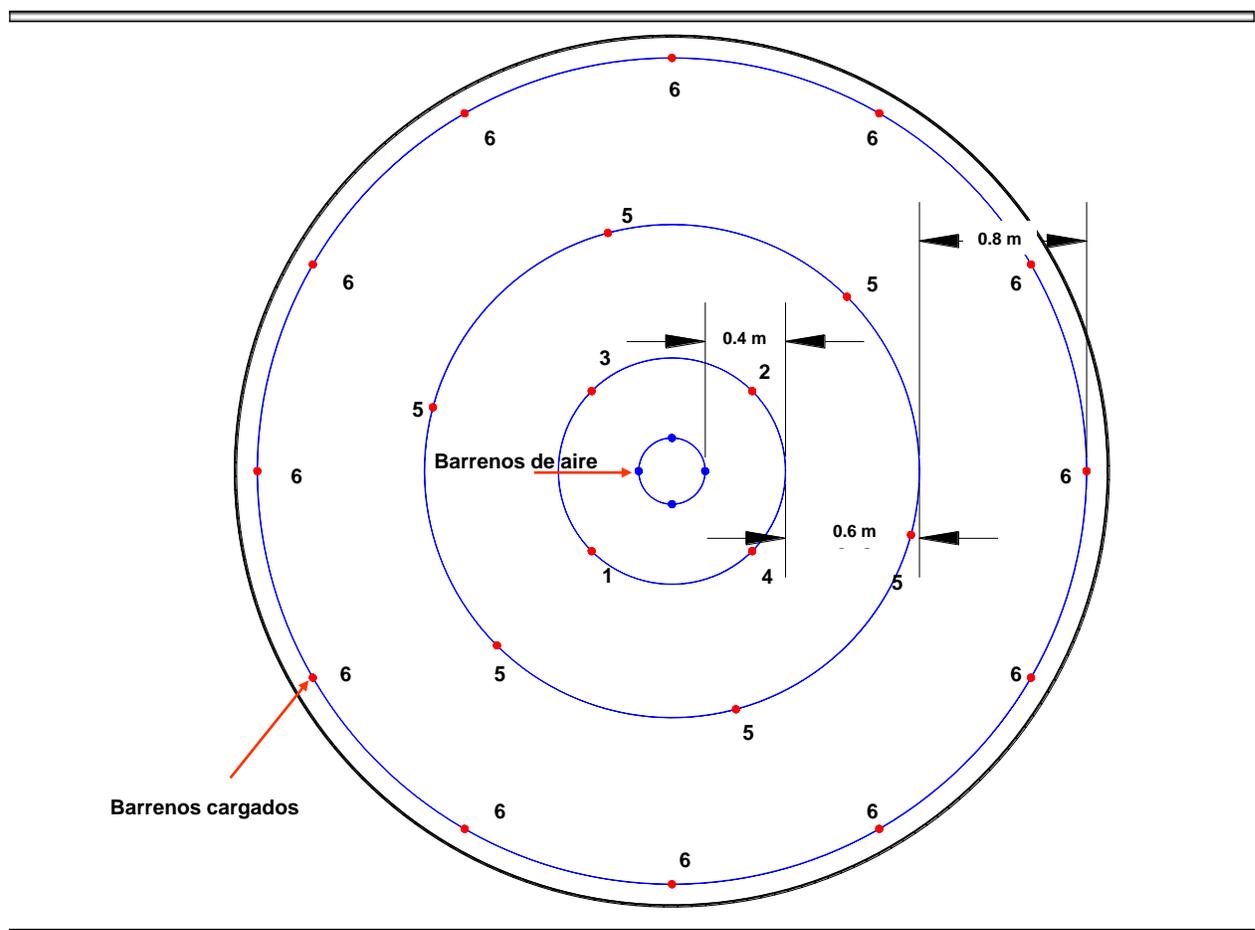


Figura 53 Plantilla de barrenación para el fondo del tiro (Konya & N., 1998)

Para el cebado de barrenos se utilizaron noneles LP de 5.5 m (18 ft) en los siguientes periodos:

Nonel No.	Cantidad
1	1
2	1
3	1
4	1
5	6
6	12

Todos los noneles se amarraban con 15 m de cordón detonante, al cordón se le amarraba un nonel tipo Lead in Line de 150 m de longitud que se trae hasta superficie.

En el área del brocal, al Lead in Line se le amarraban 2 cañuelas (mechas) de 2.5 m de longitud para iniciar la voladura. Al momento en que se encendían las cañuelas, se prendía una alarma como señal de aviso que habría una voladura y así enterar al personal que trabajaba en áreas cercanas al proyecto.

La alarma se apagaba en el momento que había ocurrido la voladura (5 minutos).

a) Ventilación en el tiro

Aunque el aire viciado salía por sí solo del fondo del tiro, para darle mayor fluidez al desalojo del humo, se utilizó un ventilador axial de la marca Fläkt de 20 HP que se encontraba instalado en una base de concreto a un costado del brocal.

Éste se conectaba a la tubería de acero de 45.72 cm (18 in) por medio de una manga de ventilación de 3 m de longitud y 50.8 cm (20 in) de diámetro.

Después de 30 min, personal encargado de la supervisión tomaba lecturas en el brocal con su detector de monóxido de carbono, y daba luz verde a su personal hasta que en el display del detector marcaba 0 ppm de éste gas.

b) Rezagado y Manteo

Cuando el fondo del tiro estaba totalmente ventilado, bajaba personal al Galloway a echar andar la bomba para iniciar con el abatimiento del agua. Posteriormente continuaba la actividad del rezagado.

El rezagado se realizó con la ayuda de un brazo mecánico que cuenta con una almeja con capacidad de 0.1 m³ o su equivalente a 240 kg y era dirigido o manipulado por medio de palancas hidráulicas desde una jaula móvil que se encontraba instalada en el eje central vertical del Galloway.

La jaula se movía en el sentido vertical, para así poder subir o bajar el brazo rezagador, por otra parte, por medio de mecanismos, el brazo rezagador tenía movimientos circulares que permitían dar más radio de rezagado, así como también, el brazo estaba dispuesto de pistones hidráulicos que le ayudaban a extenderse o retraerse para dar mayor alcance.

Todo el material proveniente de la voladura se rezagaba con la almeja y se cargaba a un bote (tina) de 1 m³ de capacidad.

El material era manteado a superficie y el bote basculaba sobre un canalón de acero que dirigía la descarga hacia un cajón labrado en suelo aluvial que se ubicaba en la parte norte del brocal.

Cuando se terminaba de rezagar el material como producto de la voladura, casi siempre quedaban bancos de conglomerado que debían ser tumbados. A esta actividad se le conoce como afine de la obra, y para ello se utilizaba un martillo neumático rompedor.

De forma manual, el operador dirigía el martillo neumático y todo el conglomerado proveniente de este afine, era cargado al bote con palas manuales (Figura 54).

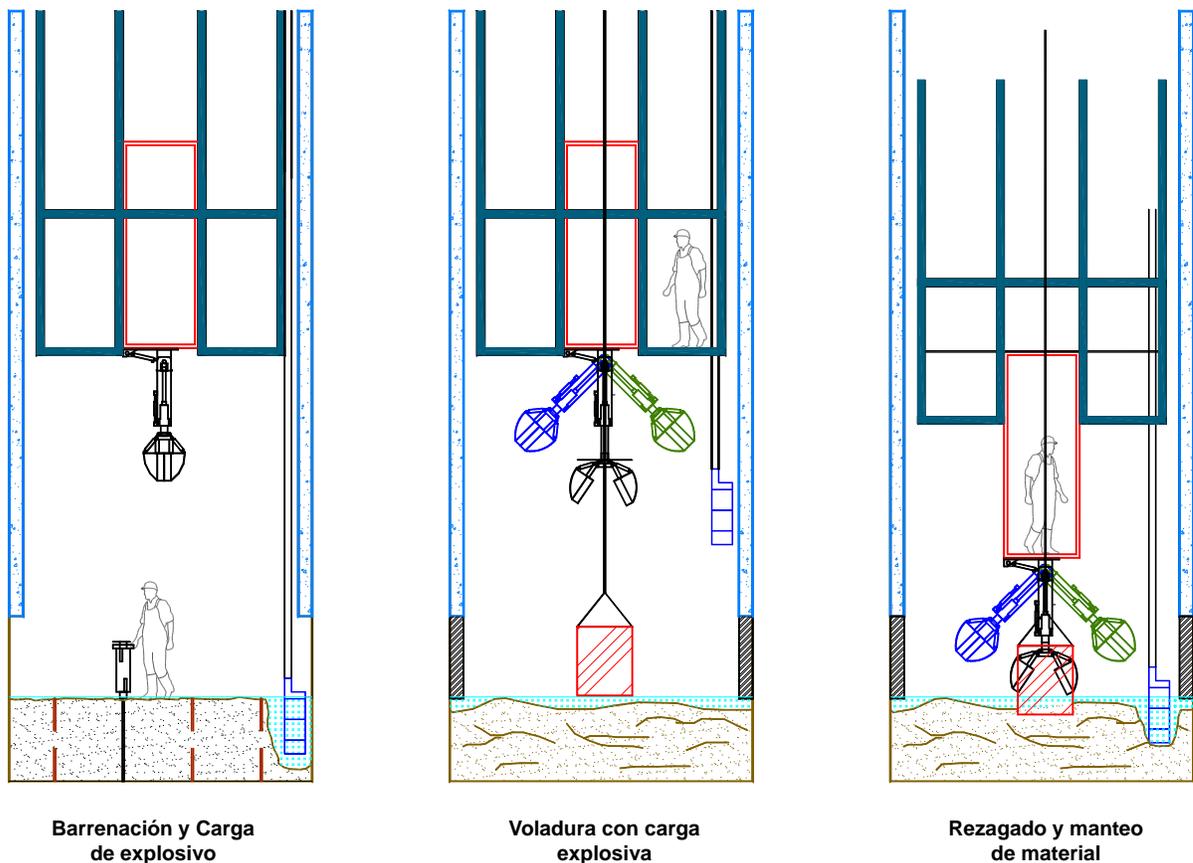


Figura 54 Voladura, rezagado y manto de conglomerado del fondo del tiro

Vaciado de concreto con tubería de 20 cm (8 in).

La instalación de la cimbra metálica se hacía de la misma manera que cuando se vaciaba concreto con bacha, la única diferencia es que ahora está sujeta por medio de malacates manuales en el Galloway y no en el brocal.

El concreto se suministraba al pie de la obra por parte del contratista PROMACO con las siguientes especificaciones para cada metro cúbico y alcanzar una resistencia de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$.

a.	Arena	830 kg
b.	Grava (10 mm)	714 kg
c.	Cemento	277 kg
d.	Agua	170 lts
e.	Aditivo reductor de agua DARACEM 19	3.5 lts

En la boca del tiro se instalaba un canalón hecho a base de placa de acero de 1.4 cm (9/16 in) por donde se chorreaba el concreto que viene de las ollas de 3 m³, éste a su vez pasaba hacia la tubería de 20 cm cédula 80 y se chorreaba por gravedad hasta el fondo del tubo, en donde era amortiguado por una bota (amortiguador de impacto) o remixer.

El remixer era un tubo de 1.5 m de longitud que tenía en el fondo un tapón ciego bridado (con ocho tornillos de 3/4 in grado 5) hecho a base de placa de acero de 2 cm (3/4 in) y a 0.6 m de éste existía una salida con una reducción de 20 cm a 15 cm con brida de 8 tornillos de 1.3 cm (1/2 in) grado 5.

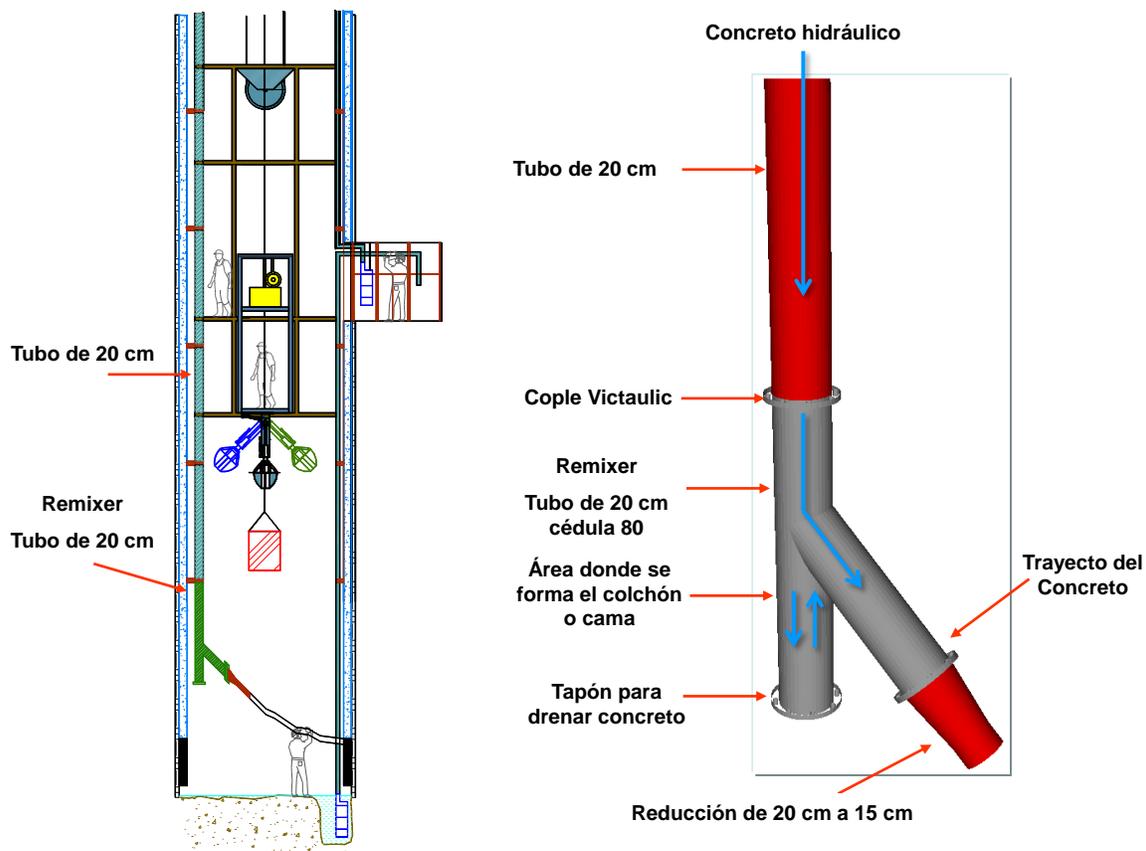


Figura 55 Suministro de concreto por tubo de 8 in para el vaciado de ademe

Cuando el concreto chorreaba por el tubo, tenía como destino impactarse con el tapón ciego, posteriormente esa zona cilíndrica se llenaba hasta formar un colchón o cama con el mismo concreto hidráulico, enseguida el concreto salía por la reducción y era

conducido de manera manual por medio de un manguerón de 15 cm hacia las ventanas de la cimbra metálica; el concreto se vaciaba en su interior para ir formado el anillo de concreto (Figura 55).

Teóricamente un anillo debería ser llenado con 3.2 m³, pero por la sobre excavación, el llenado mantenía un promedio de 5.5 m³, para el caso de llenado de la trabe de borde teóricamente debía ser llenado con 7.9 m³, pero, se ocupaban 9 m³.

Después de realizar la actividad de llenado del ademe y no tener necesidad de seguir utilizando la tubería, el tapón ciego era retirado del remixer para drenar el concreto hidráulico retenido (cama o colchón) en el fondo, enseguida se aplicaba agua desde superficie para lavar y dejar limpio de impurezas las paredes de la tubería.

Esta actividad continuaba hasta ver que el agua resultara totalmente clara en el fondo de la tubería (Figura 56).

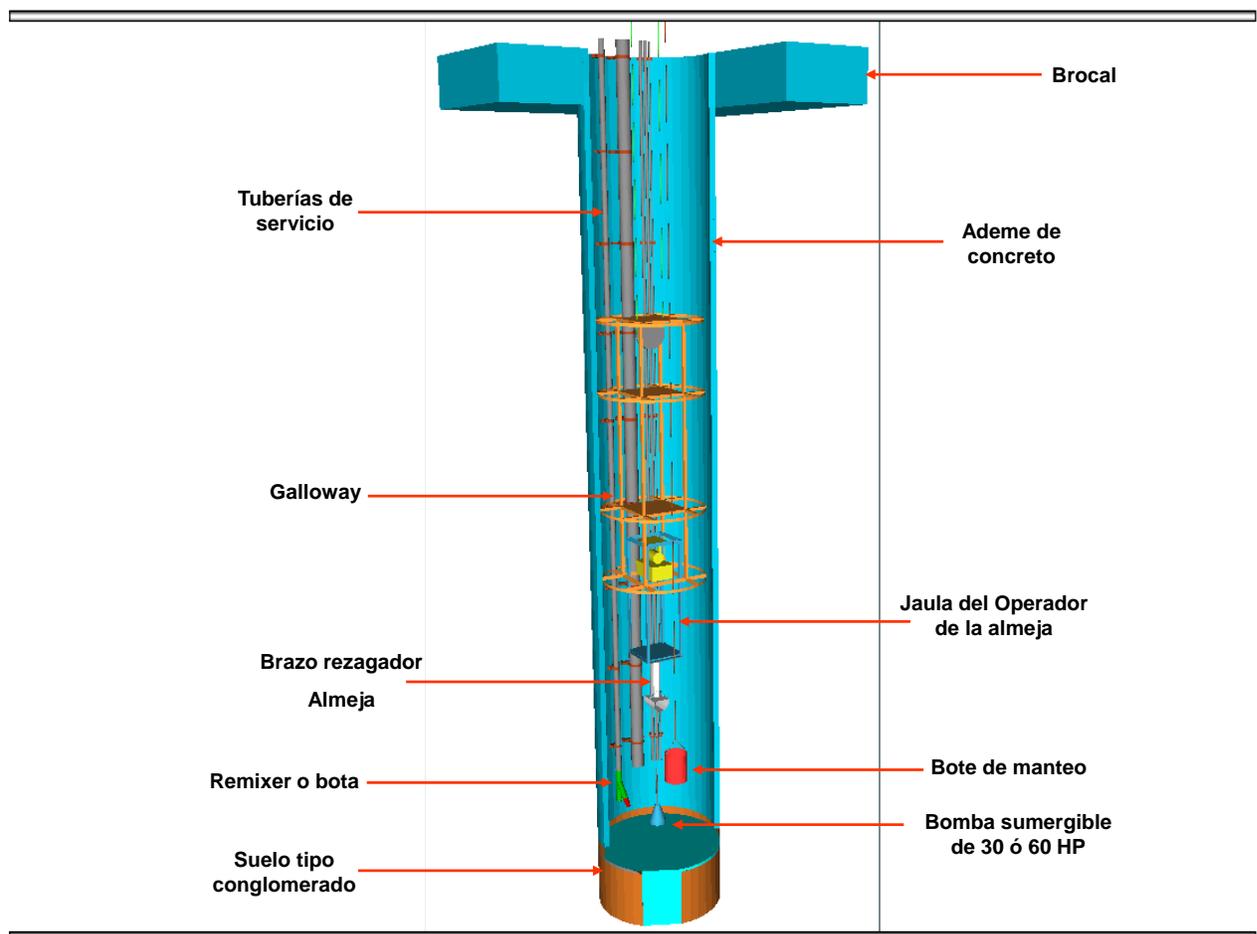


Figura 56 Limpieza de tubo de 20 cm (8 in). Arreglo general del Tiro RV-10

Desarrollo del Nivel 1,160 en interior mina

Mientras el tiro RV-10 se construía, en el extremo poniente de la mina, el nivel 1,160 se desarrollaba a dos puntas con los cruceros 3 y 2. Los dos cruceros llevaban una sección de 6 m x 5.5 m y una pendiente negativa del 5%, esto con el objetivo de alejarse del terreno del tipo conglomerado, ya que los dos cruceros están separados entre 20 y 50 m verticales de la influencia de éste (Figura 57).

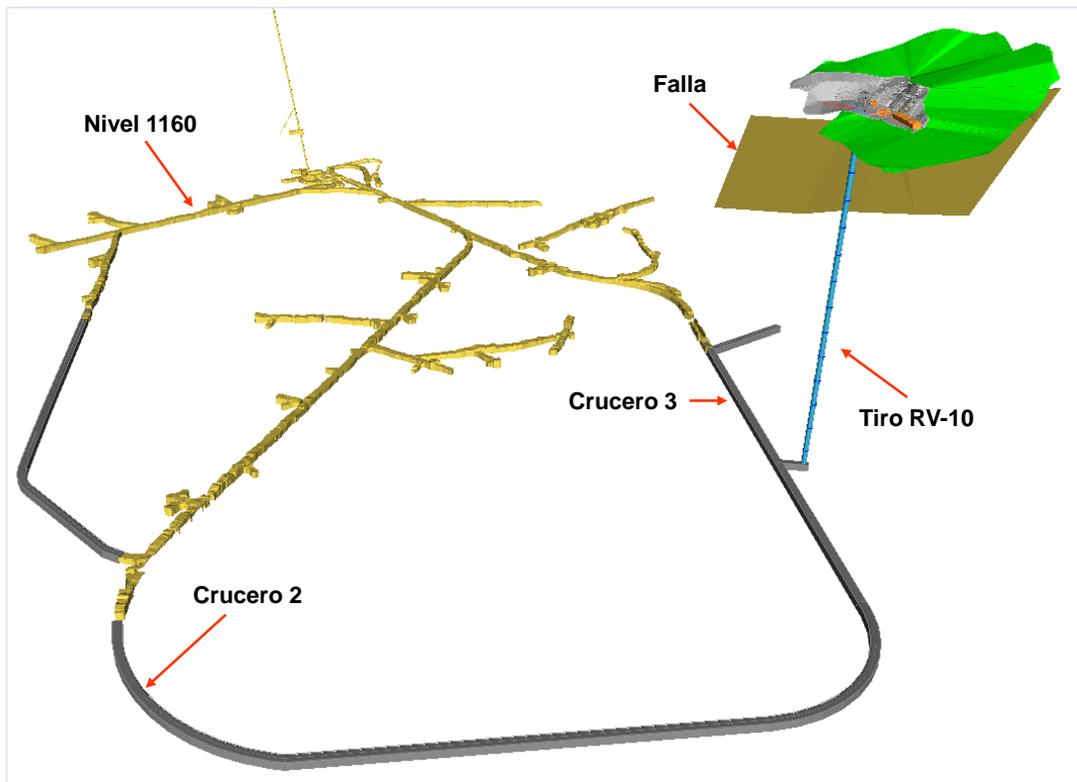


Figura 57 Comunicación del tiro RV-10 con el nivel 1,160

Estas obras iban encaminadas a comunicarse para formar conjuntamente el nivel principal de ventilación.

A partir de aquí se desarrolló la infraestructura minera necesaria para ventilar y dar servicio a las obras de profundización que van encaminadas a la preparación de los cuerpos 2, 18, 59 y 62 que forman parte de las reservas de mineral y que integran el 52% de las 31 millones de reservas calculadas.

Sobre la tabla izquierda y en las coordenadas (UTM) $x = 3,441,364.41$, $y = 554,108.90$, $z = 1,160$ se preparó la llegada del tiro.

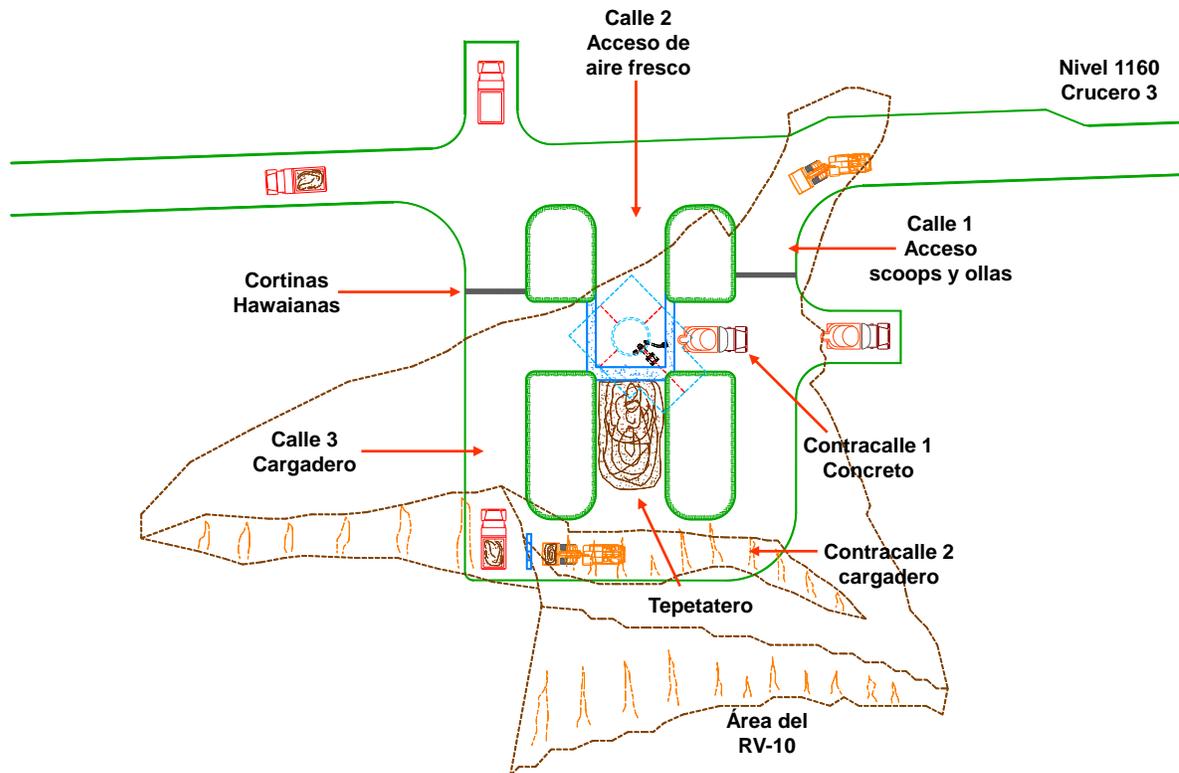


Figura 58 Preparación de obras mineras en el nivel 1,160 para servicios

La preparación consistió en tres calles paralelas de 43 m de longitud, coladas con una sección de 8 m x 5 m y una pendiente positiva del 2%, todas comunicadas inicialmente por contracalles de igual sección y pendiente, pero de 37 m de longitud (Figura 58).

Ésta obra se encuentra soportada de forma natural por 2 pilares in situ con sección de 8 m x 8 m y 2 pilares barrera de 8 m x 16 m y de forma artificial por anclas de varilla corrugada y zarpeo con concreto hidráulico.

En la intersección de la calle 2 y la contracalle 1 se levantaron tres muros de concreto armado y anclados hacia los 4 pilares, con el objetivo de independizar las áreas en donde se recibe el tepetate y concreto hidráulico que se chorrea por las tuberías de 18 in y 8 in respectivamente desde superficie y también, por la calle 2, dejar libre el acceso de aire que baja de superficie hacia las obras mineras (Figura 59).

En el rompimiento de las calles 2 y 3 se encuentran instaladas dos cortinas tipo hawaianas que impiden que el aire entre a éstas zonas para evitar el levantamiento de polvos provenientes del material de relleno.

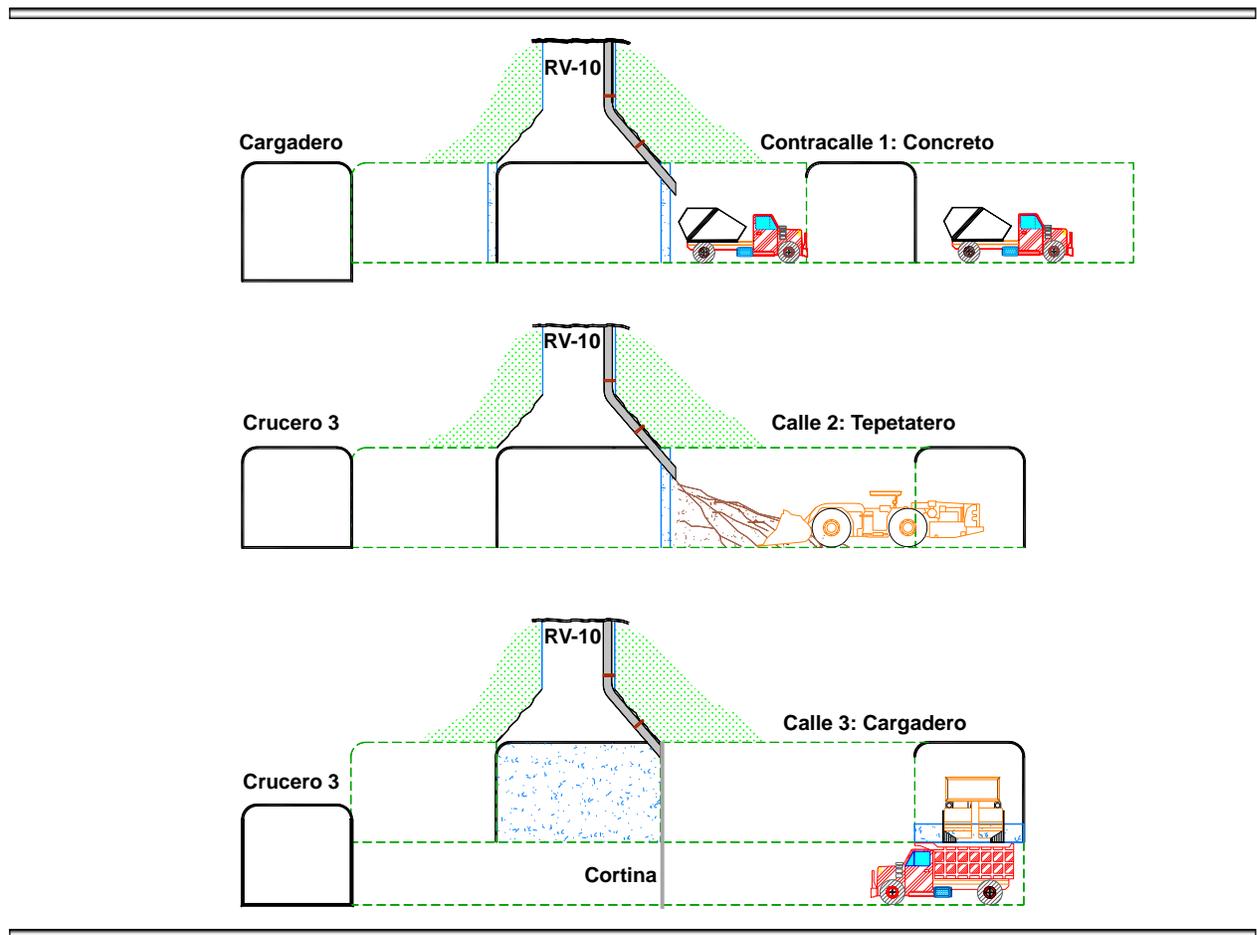


Figura 59 Preparación de obras mineras para recibir los servicios provenientes del tiro

La primera calle permite el acceso a los scoop tram de 4.5 m^3 (6 yd^3) que rezagan el tepetate que viaja a través de la tubería de 46 cm (18 in) proveniente de superficie y se deposita en el muro de la calle 2 (tepetatero) con capacidad de almacenar 300 m^3 de relleno con 2.5 in de diámetro máximo, para después cargarlo en camiones de volteo de 10 y 12 Ton que entran de reversa por la calle 3.

También, por la calle 1 entran las ollas (trompos) de 3 m^3 y se abastecen de concreto que se chorrea desde superficie por la tubería de 20 cm en la contracalle 1.

Instalación del ventilador Zitrón en brocal del Tiro RV-10

Al finalizar el desarrollo del tiro RV-10 se llevó a cabo la construcción de la cimentación para un extractor horizontal marca Zitrón (ZVN 1-28-815/8), instalado con una orientación SW a NE, esto, de acuerdo a los vientos dominantes que predominan en ésta región. El extractor tiene una capacidad de 187 m³/s (400,000 ft³/min) contra 212 m³/s (450,000 ft³/min) que se habían calculado en el estudio de ventilación anterior (Figura 60).

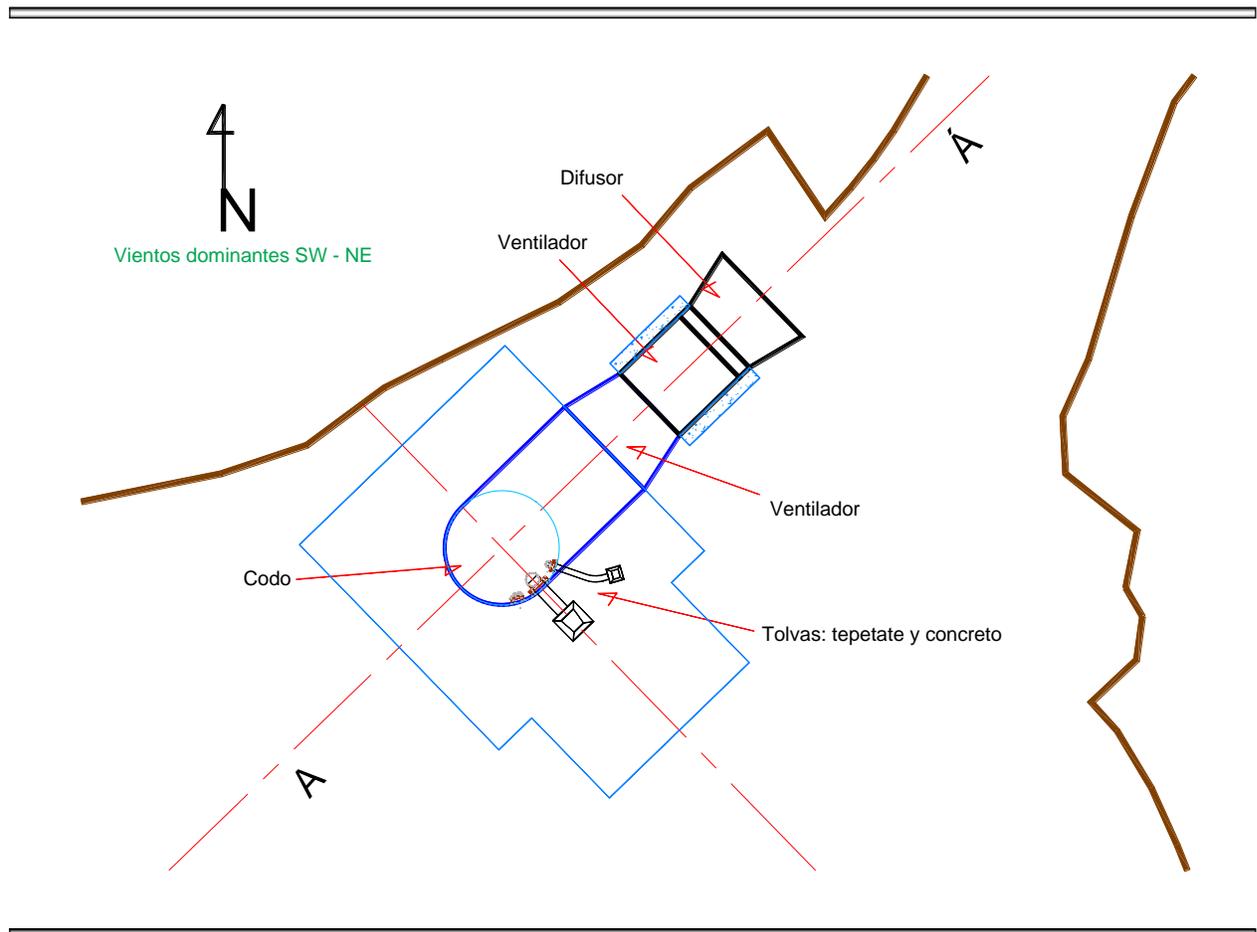


Figura 60 Instalación del ventilador Zitrón en el tiro RV-10

Aunque en el mercado si existen ventiladores para extraer el aire viciado que se estimaba (marca Spendrup), se optó por comprar uno de menor capacidad, para estandarizar la marca en todo el grupo Peñoles y adquirir el compromiso en la solución de fugas de aire fresco en las obras de interior mina.

Con la puesta en marcha de una campaña de reparación de puertas mamparas, cortinas hawaianas y con la optimización de la capacidad de los ventiladores ya instalados, se pudo llegar a 510 m³/s (1,080,000 ft³/min) contra 513 m³/s (1,086,800 ft³/min).

Aunque el resultado fue bajo contra lo programado, todavía faltaba culminar la campaña en niveles inferiores de la mina. Pero aun así, con esta nueva instalación, queda ventilada la zona poniente de la mina (Figura 61), que es en donde se encuentran los cuerpos de milpa profundo correspondientes a los bloques 2, 18, 62, 32, 88 y 18 que darán vida operativa a la unidad en los siguientes 15 años.

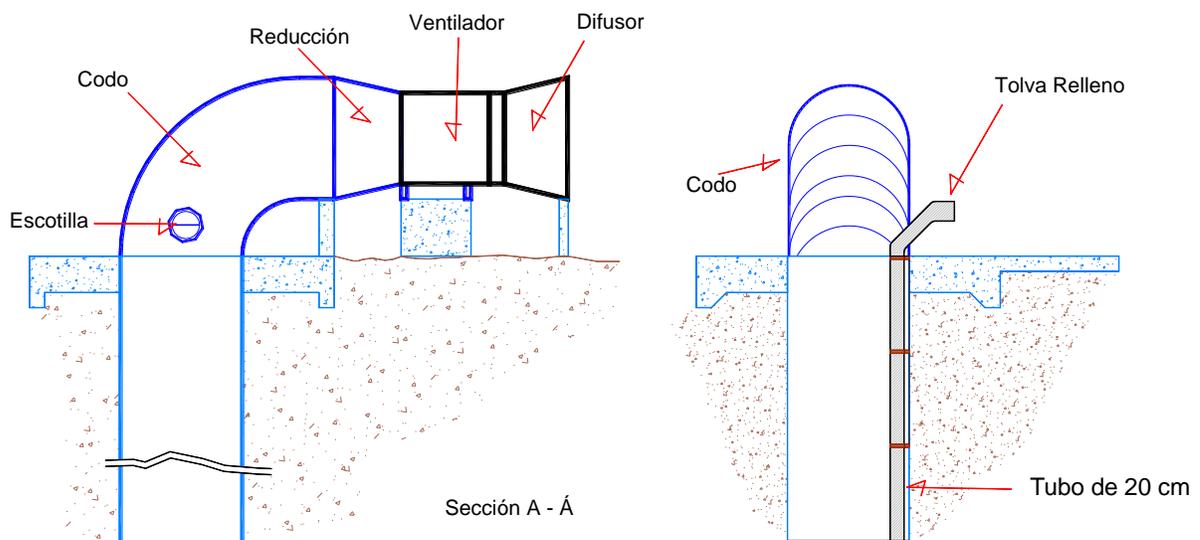


Figura 61 Arreglo general de la instalación del ventilador Zitrón

Costos

El costo de la infraestructura que se construyó para este tiro se calculó sobre la base de 274 m (castillo, Galloway, cables, etc.). Esto quiere decir que si eventualmente se decidiera construir otro pozo de la misma sección, aun cuando fuera menor en longitud los precios se reducirían.

El proyecto se cotizó en septiembre del 2009 en \$28,694,435.57 (Veintiocho millones seiscientos noventa y cuatro mil cuatrocientos treinta y cinco pesos con cincuenta y siete centavos). Y se estimó un tiempo de ejecución de 12 meses, incluyendo movilización y preparación del sitio.

El importe final fue de \$36,302,502 (Treinta y seis millones trescientos dos mil quinientos dos pesos) y se invirtió un tiempo de 19 meses incluyendo movilización, preparación del sitio e instalación del ventilador Zitrón.

El incremento del costo final del proyecto (26.5%) obedece exclusivamente a la compra del ventilador Zitrón, al cambio constante en las condiciones previstas y bajo las cuales se elaboró el presupuesto que más adelante se enlistan.

El incremento en el tiempo de ejecución obedece, evidentemente al cambio constante en las condiciones previstas, pero además a deficiencias operativas del contratista.

Durante todo el desarrollo del tiro se trataron de eficientar todos los recursos económicos y materiales, pero las propiedades geológicas del terreno no lo permitió tanto, ya que la presencia de agua nos orilló a comprar 2 bombas más de 60 HP y colocar más concreto en cada ademe (de 3.2 a 5.5 m³) por la sobre excavación generada en un suelo del tipo conglomerado. A continuación se muestra la tabla 5 de todas las actividades realizadas en el desarrollo del tiro RV-10 con su respectivo costo y un resumen del total del dinero invertido en ésta obra.

Tabla 5 Resumen de Costos

Concepto	Unidad	Cantidad	P. U.	Importe Total
Ingeniería	lote	1	\$500,000	\$500,000
Movilización	lote	1	\$244,873	\$244,873
Desmovilización	lote	1	\$227,810	\$227,810
Cimentación del malacate				
Cimentación brocal y castillo				
Cimentación winche				
Desmontaje del malacate				
Pisos (oficina, compresor, comedor, taller, etc.).				
Montaje de castillo y poleas				
Montaje de Winche	lote	1	\$2,405,453	\$2,405,453
Fabricación y montaje de plataforma brocal				
Fabricación y montaje de canalón				
Montaje de cabinas de malacate y winche				
Fabricación y colocación de cables guía				
Montaje de estructuras de almacén comedor, taller y oficinas				
Profundización manual de 10 m tiro				
Montaje de Galloway y almeja excavadora				
Montaje de malacate	lote	1	\$72,714	\$72,714
Total				\$3,450,850
Excavaciones				
Desarrollo tiro en aluvión a 4.4 [m] de diám. final hasta -250 [m]	ml	250	\$25,109	\$6,277,298
Excavación manual sobre aluvión para alojar anillos de concreto	m ³	340	\$2,051	\$697,374
Desarrollo en roca a 4.4 [m] de diám. final, de -250 hasta -274 [m] con uso de explosivos.	ml	24	\$36,936	\$886,461
Excavación manual sobre roca para alojar anillos de concreto	m ³	81	\$2,901	\$235,004
Excavación de piletas para bombeo	Pza	3	\$37,781	\$113,344
Excavación de piletas para bombeo cada 70 [m] en roca	Pza	1	\$53,442	\$53,442
Total				\$8,262,923
Obra civil				
Construcción de brocal de tiro con concreto armado	Pza	1	\$183,425	\$183,425
Instalación de concreto simple de 20 [cm] de espesor y 4 [m] de diám. final interior	m ³	850	\$5,250	\$4,462,458
Construcción de anillos de concreto armado, incluye suministro de acero	m ³	434	\$7,006	\$3,040,669
Construcción de piletas de bombeo con concreto armado de 4 [m ³] cada una	m ³	16	\$7,006	\$112,098
Instalación de soportería para tubería de acero de 18 [in] a cada 3 [m]	Pza	106	\$3,689	\$391,073
Instalación de soportería para tubería de acero de 8 [in] a cada 3 [m]	Pza	106	\$496	\$52,542
Instalación de soportería para tubería de acero de 4 y 2 [in] a cada 6 [m]	Pza	53	\$1,016	\$53,868
Instalación de soportería para cables eléctricos a cada 6 [m]	Pza	53	\$496	\$26,271
Total				\$8,322,404
Materiales				
Concreto Hidráulico f'c = 250 [kg/cm ²]	m ³	1,300	\$1,575	\$2,046,850
Tubería de 18 [in]	m	274	\$1,200	\$328,800
Tubería de 8 [in]	m	274	\$680	\$186,320
Tubería de 4 [in]	m	548	\$245	\$134,260
Tubería de 2 [in]	m	274	\$85	\$23,290
Soportería 18 [in]	Pza	137	\$2,490	\$341,130
Soportería 8 [in]	Pza	137	\$1,771	\$242,682
Soportería 4 y 2 [in]	Pza	183	\$1,082	\$197,969
Bombas de 60 [HP]	Pza	7	\$480,087	\$3,360,609
Bombas de 30 [HP]	Pza	2	\$297,000	\$594,000
Total				\$7,455,910
Instalación eléctrica				
Mano de obra	Lote	1	\$371,952	\$371,952
Materiales y equipo	Lote	1	\$422,175	\$422,175
Total				\$794,127
Instalación eléctrica				
Acarreo de tepetate	m ³	5,420	\$580	\$3,143,600
Total				\$3,143,600
Instalación eléctrica				
Ventilador Zitrón	Pza	1	\$4,872,688	\$4,872,688
Total				\$4,872,688
Gran Total				\$36,302,502

Conclusiones

Antes de iniciar con el proyecto, se había planeado que la mayoría de la excavación en la zona de conglomerado fuera realizada con un brazo hidráulico (almeja) montado en la parte inferior del Galloway. Eventualmente se requería el apoyo de martillos rompedores neumáticos operados manualmente. El mismo brazo hidráulico rezagaría el producto de la excavación (tanto en aluvi3n como en roca) a un bote de manteo que llevaría la rezaga a superficie para su vaciado fuera del 3rea de trabajo (caj3n de descargas). El brazo hidráulico si pudo atacar el aluvi3n pero cuando haba exceso de boleo (rocas redondeadas de dimensiones superiores a 20 cm) o el conglomerado estaba m3s consolidado no pod3a atacar, as3 mismo, no alcanzaba algunos puntos de la secci3n dejando excavaciones inconclusas que ten3an que ser realizadas (perfiladas) manualmente; esto provocaba retrasos en los ciclos de trabajo.

Tambi3n, al inicio del proyecto, se tuvo una importante rotaci3n de personal (normalmente era personal contratado de la misma comunidad de Milpillas). Esta rotaci3n ocasion3 que la curva de aprendizaje, necesaria para eficientar el proceso, se alargara m3s de lo previsto. Conforme se fue avanzando, el personal adquiri3 el gusto por el trabajo que se estaba haciendo y se fue especializando en el mismo, logrando reducir la rotaci3n.

Por otra parte, no se tuvo ning3n accidente, siempre hubo supervisi3n en los turnos por parte del asesor de planeaci3n de Milpillas, residente y jefe de seguridad de NECAXA. La realizaci3n de procedimientos, su publicaci3n y divulgaci3n, fueron las bases esenciales para llegar a la meta requerida y establecida en la Unidad: "cero accidentes". Aunque hubo retrasos en la operaci3n, 3ste resultado fue el m3s valioso.

Con la puesta en marcha del tiro RV-10 se han mejorado las condiciones ambientales y de operaci3n de las obras que van encaminadas a la preparaci3n y minado de los cuerpos de milpa profundo, puesto que la extracci3n de aire viciado y el suministro de aire comprimido, agua, concreto hidráulico y tepetate para relleno han permitido acelerar los programas de desarrollo y eficientar la operaci3n.

BIBLIOGRAFÍA

API 5L, 4. e. (3 de Noviembre de 2010). <http://www.vemacero.com/Tablas/A53MP.pdf>.

Recuperado el 3 de noviembre de 2010, de <http://www.vemacero.com/Tablas/>

Birön, C., & Arioglu, E. (1987). *Diseño de Ademes en minas*. México: LIMUSA.

INEGI. (2010). *INEGI*. Sonora.

Konya, D. C., & N., I. E. (1998). *Diseño de voladuras*. México, D.F.: Gral. Gómez

Pedraza No. 13.

Mendez, I. A. (2010). *Memoria de Calculo Base de Malacate Minera la Parreña, S. A.*

DE C. V. . Milpillas, Sonora: Proyectos Estructurales.

Necaxa, G. (2008). *revisión de Ciclos para calculo de rendimiento*. Milpilla, Sonora:

Memoria de calculo profundización tiro Santa Cruz.

Necaxa, G. (2010). *Revestimiento de concreto*. Milpilla, Sonora: Memorias de Cálculo.

Necaxa, G. (2010). *Tiro ventilación RV-10, Milpillas*. Milpillas, Sonora: Memoria de

calculo cable y ciclo de productividad.

Subdirección de Ingeniería, P. y. (1991). *Introducción a la planeación y evaluación de*

proyectos mineros enfoque a minería subterránea. Torreón Coah.: PEÑALES.