



ESTADOS UNIDOS MEXICANOS
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
EXAMENES PROFESIONALES
60-1-306

Al Pasante señor LUIS ARTURO ORTIZ DEHESA,
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el — Profesor Ing. Héctor García Gutiérrez, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"CONSTRUCCION DE LA OBRA DE TOMA DE LA P. H. CHICOASEN,
CHIAPAS"

1. Introducción.
 2. Generalidades.
 3. La obra de toma.
 4. Procedimientos constructivos.
 5. Tratamiento de la roca.
 6. Revestimiento de concreto.
 7. Evaluación del costo.
 8. Conclusiones.
- Bibliografía.

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, 6 de mayo de 1982
EL DIRECTOR

ING. JAVIER JIMENEZ ESPRIIN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

I N D I C E

		Pag.
TEMA I	INTRODUCCION	
TEMA II	GENERALIDADES	
2.1	Antecedentes	5
2.2	Geología del lugar	8
2.3	Hidrología de la cuenca	10
2.4	Sismología de la zona	10
2.5	Descripción técnica de la obra	11
TEMA III	LA OBRA DE TOMA	
3.1	Objetivo	15
3.2	Localización	16
3.3	Función	16
3.4	Capacidad	17
3.5	Geología	17
3.5.1	Generalidades	17
3.5.2	Canal de llamada	18
3.5.3	Portal de la obra	18
3.6	Geometría	18
TEMA IV	PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS	
4.1	Procedimiento de excavación del canal de llamada	23
4.1.1	Etapas de excavación	23
4.1.2	Primera y segunda etapa (elev terr nat=425.00, 4.5.00-455.00)	25
4.1.3	Tercera etapa (elev terr nat=392.00)	26
4.1.4	Cuarta etapa (elev terr nat=382.00)	26
4.1.5	Quinta etapa (elev terr nat=367.00)	27
4.1.6	Sexta etapa (elev terr nat=354.34)	27

4.2	Etapas de excavación del tapón de roca	29
4.2.1	Primera etapa (elev terreno natural-380.00)	29
4.2.2	Segunda etapa (elev 380.00-367.00)	29
4.2.3	Tercera etapa (elev 367.00-354.35)	29
4.3	Ciclos de trabajo para excavación en roca a cielo abierto.	30
4.3.1	Actividades de que consta el ciclo para excavación.	30
4.3.1.a	Precorte	34
4.3.1.a.1	Barrenos de precorte	36
4.3.1.a.2	Ciclos de precorte	36
4.3.1.a.3	Equipo, personal y material por ciclo de barrenación en precorte.	37
4.3.1.b	Excavación en banco	38
4.3.1.b.1	Diagrama de barrenación	42
4.3.1.b.2	Voladura	43
4.3.1.b.3	Cálculo de una voladura en banco	49
4.4	Recursos empleados en la excavación del canal de llanura.	51
4.4.1	Equipo	51
4.4.2	Personal	52
4.4.3	Materiales	53
4.5	Estadísticas de rendimientos observados en la excavación del canal de llanura.	54
TEMA V	TRATAMIENTO DE LA ROCA	
5.1	Anclaje	59
5.1.1	Zonas ancladas	59
5.1.2	Personal por turno	60
5.1.3	Rendimiento	60
5.2	Inyección en masas	61
5.2.1	Indicaciones	61
5.2.2	Equipo	61
5.2.3	Personal	61

5.3	Concreto lanzado	62
5.3.1	Zonas protegidas	62
5.3.2	Equipo y personal	63
5.3.3	Especificaciones de la mezcla	64
5.3.4	Procedimiento de mezclado	64
5.4	Barrenación de drenaje	64
5.4.1	Especificaciones	65
5.4.2	Zonas perforadas	65
5.4.3	Equipo utilizado	65
5.4.4	Personal	65
5.5	Rendimientos de los diferentes tratamientos de la roca.	67
TEMA VI	REVESTIMIENTO DE CONCRETO	
6.1	Concreto en bocanomas	74
6.1.1	Filas frontales	74
6.1.2	Muros laterales	75
6.1.3	Trabes elípticas	76
6.1.4	Simacios y estructuras de apoyo para rejillas	76
6.2	Bañías de compuerta y ductos de ventilación	77
6.3	Piso de operación de la zona de compuertas (elev 394.10-405.00)	79
6.3.1	Muros laterales	79
6.3.2	Losa o piso de operación	79
6.3.3	Trabe carril aguas abajo	79
6.3.4	Caseta para equipo de operación u oleodinámica	80
6.4	Comparativos de volúmenes de concreto programados y reales.	81
TEMA VII	EVALUACION DEL COSTO	
7.1	Costos directos	85
7.1.1	Equipo	85

7.1.1.1	Costos horarios	85
7.1.2	Mano de obra	87
7.1.2.1	Factor de salario real	87
7.1.2.2	Tabulador de salarios	90
7.1.3	Lista de materiales	93
7.2	Costos indirectos y utilidad	96
7.3	Análisis de los precios unitarios	98
7.4	Importe total	120

TEMA VIII CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFIA.

TEMA I INTRODUCCION

La capacidad de observación y reflexión, así como el inagotable poder de inventiva e ingenio que distinguen al hombre como un animal racional, lo han llevado a modificar y a dominar el medio ambiente que lo rodea.

La historia de la electricidad está plasmada de sucesos relevantes ; hasta mágicos, como son la observación de la capacidad del ámbar de atraer partículas de polvo, la invención del pararrayos por Benjamín Franklin y la primera lámpara incandescente por Tomás Alva Edison.

La investigación y el desarrollo tecnológico logrados por Andrés Ampère quien inventó la bobina o Miguel Faraday y Joseph Henry en la invención del generador, condujeron a la concepción más elemental de lo que ahora son las grandes Centrales Hidroeléctricas.

Ahora bien, ciertamente vivimos en un mundo que no puede prescindir de la electricidad, existe por resolver el problema de los combustibles como fuentes de generación.

Considerando los precios internacionales de los combustibles, el costo por unidad de generación de distintas fuentes son de menor a mayor costo: geotermia, carbonífera, hidráulica, nuclear y térmica a base de hidrocarburos.

Aunque estos costos pueden cambiar en el futuro, los hidrocarburos seguirán siendo los menos económicos.

Los estudios del desarrollo hidroeléctrico en México, datan del año 1898, con el estudio del proyecto Lerma y la construcción de la primera Planta Hidroeléctrica Fontenay I en Atlixco, -

Pue. con una capacidad de 2800 kw y cuya operación comercial se inició en 1898.

Antes de la creación de la Comisión Federal de Electricidad (C.F.E.) el 14 de agosto de 1937, se importaba el 100% de la tecnología hidroeléctrica, que incluía el estudio, diseño, construcción y operación de cada proyecto.

La operación de plantas hidroeléctricas por la C.F.E. principió con la Planta Hidroeléctrica de Xía, Oax. en 1939, con una unidad de 85 kw.

Para 1978 existían 98 plantas hidroeléctricas operadas por C.F.E., teniéndose que actualmente la componente extranjera en la inversión de un proyecto de aprovechamiento hidráulico es del 30% del costo total, originado por la maquinaria pesada para la construcción y el equipo electromecánico de la casa de máquinas.

La infraestructura hidroeléctrica tiene hoy día, una potencia instalada de 5,300 MW, que es el 44% del total nacional y se cuenta con una generación de 19,010 GWh/año, el 32% de la nacional.

Las demandas hidroeléctricas planteadas para el período 1983 - 2000 exigen la necesidad de construir 70 plantas hidroeléctricas más, por lo que es muy importante crear una estrategia del desarrollo hidroeléctrico dentro del sector eléctrico total, ya que las cuencas más importantes ya han sido explotadas, por lo cual se deben estudiar un número mayor de proyectos de expansión de tamaños intermedio y pequeño.

De acuerdo a las necesidades de fuentes de energía eléctrica la C.F.E. y la entonces Sría. de Recursos Hidráulicos crearon el -

Plan Integral del Río Grijalva para determinar su potencialidad (Tema II, punto 2.1), pudiendo así lograr un aprovechamiento integral de sus recursos.

La Central Hidroeléctrica Chicoasén, es una de las concepciones de este plan, siendo la segunda planta de aguas arriba hacia aguas abajo de la cuenca.

Sus 266 m de altura de cortina, la coloca en la quinta presa más importante del mundo y la primera en el Continente Americano en su tipo (Tabla A).

El objetivo de esta tesis, como el título lo indica es introducir al lector en el desarrollo constructivo que definió la OBRA DE TOMA de la Planta Hidroeléctrica del Proyecto Chicoasén.

No podemos aislar la obra de toma como un elemento único y aislado, tenemos que aceptarla como una parte fundamental, sino la más importante para la generación eléctrica de la casa de máquinas, ya que mediante ésta se puede tener la disponibilidad de agua que demandan las ocho turbinas (Francis, de eje vertical), para un gasto total de 1,517 m³/seg.

El control del flujo se lleva a cabo mediante el sistema electromecánico desde el piso de operación de las bocatonas, que opera las compuertas de servicio, además de una grúa carril para el movimiento y reposición (compuerta auxiliar), pudiendo así poder mantener la altura y presión o las turbinas.

La magnitud de la obra obligó a tener una impresionante movilidad de recursos (materiales, mano de obra y equipo) para la excavación de los 1.5 millones de m³ del canal de llamada (Tema IV).

La presencia de filitas y materiales de calidad pobre en los talu-

TABLA A LAS PRESAS MAS IMPORTANTES DEL MUNDO

NOMBRE DE LA PRESA	TIPO	ALTURA	AÑO DE TERMINACION
1.- Fogsunsky, U.R.S.S.	I	325	E.C.
2.- Nurek, U.P.S.S.	E	317	E.C.
3.- Grands Dixence, Suiza	S	285	1962
4.- Inguri, U.R.S.S.	A	272	E.C.
5.- Chicoasén, México	R	266	1980
6.- Vaiont, Italia	A	262	1961
7.- Mica, Canadá	F	242	1974
8.- Sayanskaya, U.R.S.S.	V	242	F.C.
9.- Parí, Colombia	F	240	E.C.
10.- Chivor, Colombia	F	237	1975
11.- Mauvoisin, Suiza	A	237	1957
12.- Orville, E.U.A.	E	235	1968
13.- Chirkey, U.F.S.S.	E	233	1975
14.- Bhakra, India	S	226	1962
15.- Hoover, E.U.A.	R/G	222	1936
16.- Coira, Suiza	A	220	1965
17.- Mnatinje, Yugoslavia	A	217	1975
18.- Dneshak, E.U.A.	S	219	1974
13.- Glen Canyon, E.U.A.	A	216	1964
20.- Parí Johnson, Canadá	M/A	216	1968
21.- Tappan, U.R.S.S.	S	213	E.C.
22.- Auburn, E.U.A.	S	209	F.C.
23.- Muzart, Suiza	A	208	1958
14.- Baban, Turquía	R/G	207	1974
15.- Nahand Keda Pahlavi, Irán	A	206	1967

E.C. En construcción F Introcamiento A Arco-cúpula
 S. Sifón G Graveda M/A Arcos múltiples

des del canal originó la aplicación de diferentes métodos y soluciones para estabilizar y dar un tratamiento a la roca, como se verá en el Tema V.

Los procedimientos constructivos para los elementos estructurales en las bocatomas, como para la obra civil del sistema electromecánico fueron seguros, rápidos y económicos; a modo de -- ejemplo podemos citar el empleo de la cimbra deslizante, cuyos avances por turno fueron en promedio de 1.6 m y de 45.25 m³ de concreto colocado en promedio por colado, permitiendo un ahorro en tiempo y mano de obra (Tema VI).

Con la idea de que cuando se tiene un proyecto a realizar es necesario conocer el monto a invertir en sus diferentes etapas de planeación, construcción, operación y conservación, se contempló el costo real (Tema VII) de esta obra de infraestructura para la etapa de construcción, apoyándose en los datos recopilados en el presente trabajo, para integrar los precios unitarios y los volúmenes reales ejecutados.

El costo real de una obra no es fácil de determinar ya que existen elementos inciertos que afectan todo el proceso constructivo, como son la inflación y la falta de disponibilidad de algunos productos, pero en nuestro caso se tuvo esta información de modo que los precios de concurso se incrementaron anualmente - (factores de actualización) para así llegar a un importe real.

Para concluir se puede decir que actualmente la Ingeniería Mexicana está en un alto nivel, prueba de ello es esta Magna obra - "Chicoasén".

TEMA II GENERALIDADES

2.1 ANTECEDENTES

A partir del año de 1958 la Comisión Federal de Electricidad y la entonces Secretaría de Recursos Hidráulicos trabajaron conjuntamente para configurar el potencial hidráulico de la cuenca del Río Grijalva, de donde nació el Plan Integral de Aprovechamiento del Río Grijalva.

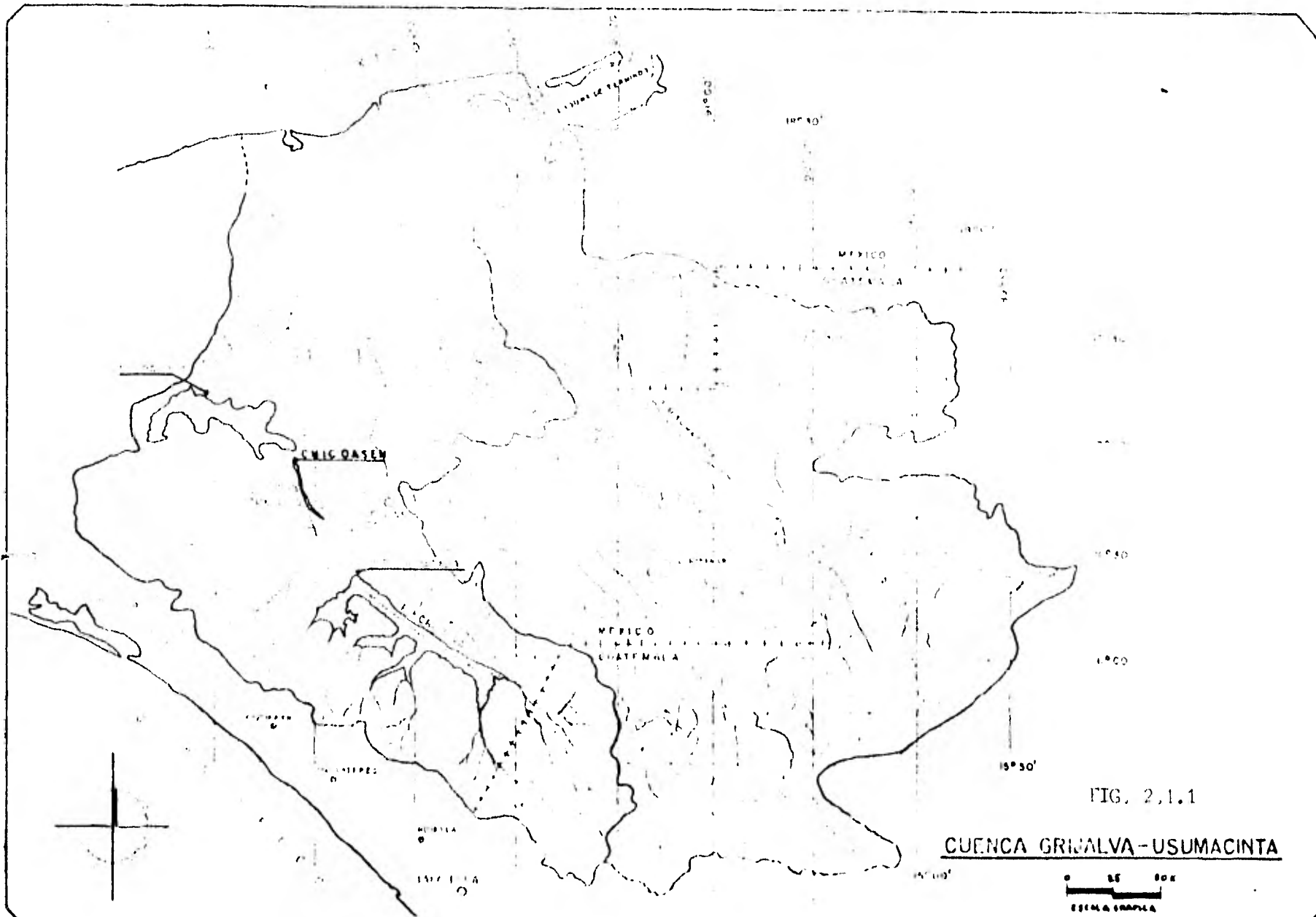
El Río Grijalva o Río Grande nace en la República de Guatemala y desemboca en el Golfo de México, en el Puerto de Frontera, Tab., con una cuenca de aproximadamente 92,600 km².

El parteaguas de la cuenca está bien definido en sus sectores alto y medio, no así en su parte baja, donde los ríos Grijalva y Usumacinta confunden sus conos de deyección, conociéndose una gran parte de la cuenca como Complejo Grijalva-Usumacinta (fig. 2.1.1) con 131,157 km², que abarcan los estados de Chiapas, Tabasco, una parte de Campeche y parte de la República de Guatemala.

Se ha podido determinar el caudal promedio anual en la estación Puñitas (SAPH) para la cuenca del Grijalva de 21,000 millones de metros cúbicos y de 17,000 millones de metros cúbicos para el Usumacinta, según registros de la estación Boca del Cerro.

Se planearon en orden de prioridad de arriba los siguientes aprovechamientos en el Grijalva:

- 1. Posturas
- 2. Chicoasén
- 3. Copainalá
- 4. Matías Romero
- 5. Puñitas
- 6. San Andrés



Las características de cada uno de ellos se muestran en la tabla 1.

La presa Malpaso o Metzahualcóyotl (inaugurada en 1964) fue la primera etapa del plan mencionado, con 1080 MW instalados y un factor de planta de 0.36. La segunda fue Angostura (1975), con 900 MW y factor de planta de 0.28. La tercera la constituye Chicoasén (la primera etapa fue inaugurada a fines de 1980) con una capacidad de 2,400 MW y un factor de planta de 0.27. La cuarta etapa corresponderá a Peñitas (actualmente en construcción), -- aguas abajo de Malpaso, que tendrá para 1985 una capacidad de 500 MW y un factor de planta de 0.415. Los aprovechamientos Copainalá y Bajo Grijalva están aún en estudio.

En la planeación del proyecto de Aprovechamiento Chicoasén se consideraron 3 alternativas posibles entre la descarga de las turbinas de Angostura y el NAME (nivel de aguas máximas extraordinarias) de la presa de Malpaso.

- 1).- Presa alta (actual) en el Cañón de Chicoasén.
- 2).- Presa derivadora al inicio del Cañón del Sumidero (a 7 km de Chiapa de Corzo) y túnel derivador a la planta hidroeléctrica localizada en el túnel Múñiz (2 km aguas arriba de Chicoasén).
- 3).- Presa derivadora pero de menor altura en el sitio anterior, túnel hasta la mitad del Cañón del Sumidero y planta hidroeléctrica en Copainalá, donde termina el embalse de Malpaso.

Los estudios de geología regional para detectar las condiciones de estabilidad y almacenamiento en las formaciones existentes condujeron a la adopción de la primera alternativa (fig. 2.1.2). De las exploraciones en Chicoasén, geología de detalle, perforaciones, galerías, geofísica y pruebas de mecánica de roca, se concluyó la aceptación del proyecto definitivo de Chicoasén, en el sitio actual (Cfr. Fig. 2.1.2).

TABLA 1
 AGRICULTIVAMENTE INTEGRAL, DEL RÍO GRILAVIA

	ARCOSTUBA	CHICCOASIN	COVAINAIA	PAIJASO	FRUITAS	R. GRILAVIA
Consumo	543.00	405.00		192.00	97.50	
NAPIT	539.50	395.00		188.00	93.50	
LAMB	523.40	392.00		176.00	87.40	
NAMIN	491.85	380.00		141.00	85.00	
Deficiente	422.40	206.69	0	87.40	54.55	0
Carga Flux.	102.10	188.31	11	95.50	35.30	11
Carga Dis.	791.50	176.00	0	85.00	32.05	0
Carga Min.	70.45	171.31	0	56.50	30.45	0
Cap. NAME	201150	11639	11	121900	11085	11
Cap. NAMO	101727	71375	0	91605	11091	0
Cap. NAMIN	11400	11170	11	21550	961	11
Cap. Util.	91127	270		71055	130	
Q Med. Anual	101573	131047	11	191590	231204	11
Q Med. Seg.	135 $\frac{M3}{S}$	413.74 $\frac{M3}{S}$	11	621.20 $\frac{M3}{S}$	735.80 $\frac{M3}{S}$	11
Vol. Inst.	900 MW	2100 MW		1080 MW	500 MW	
Generación/año	2200 GWH	5580 GWH		3407 GWH	1800 GWH	
Fac. de planta	0.28	0.27		0.36	0.415	

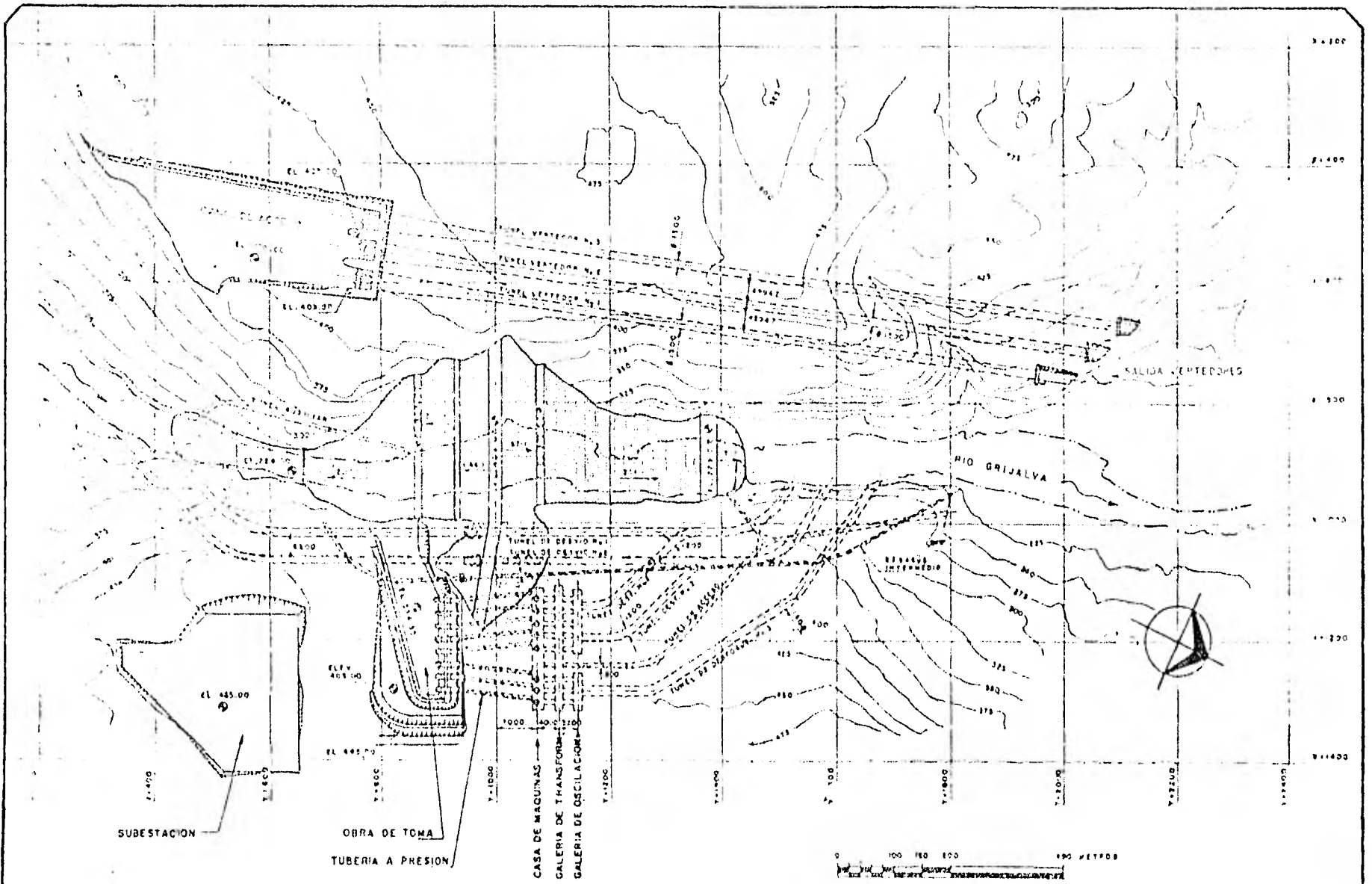


FIG. 2.1.2 PLANTA GENERAL

La zona es de alta sismicidad por lo que se decidió que la cortina se construyera de enrocamiento, con corazón impermeable de arcilla. Los estudios hidrométricos e hidráulicos fueron una parte importante de la planeación del proyecto.

Lo ideal entre dos aprovechamientos en que no exista pérdida de potencial hidroeléctrico, que en nuestro caso sería el de la elevación de la lámina de agua del máximo embalse (NAME) de la presa de Malpaso y el de desfogue de las turbinas de Angostura, sin embargo en Chicoasén se advierte un desaprovechamiento hidráulico, debido a la restricción impuesta por la población de Chiapa de Corzo, cuyo drenaje tiene una descarga a la elev. 395.00 (tabla 1).

Definida la boquilla y el tipo de cortina, se determinaron las características de las obras de desvío, la obra de excedencias y otras complementarias.

La obra de desvío consistió en un pequeño túnel en la margen izquierda para desvío preliminar para poder construir la ataguía de aguas arriba y un túnel para desvío definitivo en la margen derecha.

Las características de la obra de excedencias se definió para una avenida determinada por el método de precipitación máxima probable, estimada en 17.00 m/s; previendo una amplia flexibilidad en el control de excedencias se planeó una estructura con nueve compuertas radiales, apoyadas en crestas verticales de perfil Creager, en conjuntos de tres en tres, que descargan a 3 ductos de restitución, diseñados para 15,000 m³/seg. y una velocidad crítica máxima de 28 m/seg.

La planeación de las obras de desvío fueron independientes y alojadas en un canal de llanada, localizadas en zonas alteradas (luti

tas y calizas) que requirieron tratamiento especial. El ancho del canal inicialmente se había proyectado constante, pero se cambió a una sección con una variación gradual, ya que hidráulicamente funcionaba mejor.

La red de caminos de construcción prácticamente estuvo supeditada a las necesidades de comunicación entre los frentes de las obras, entre éstos y los centros de control, talleres, almacenes, oficinas, campamentos e instalaciones especiales.

El arreglo de la subestación se hizo para transformar la energía a 400 000 V, dejando una reserva de áreas vecinas previendo demandas que hagan conveniente la transformación a 800 000 V.

La conducción de energía eléctrica se planeó para transmitir indistintamente al Sureste del País o la zona metropolitana de la capital a 400 000 U 800 000 V, considerando no solamente la energía generada en Chicoasén, sino aún la de otros aprovechamientos del río Grijalva.

2.2 GEOLOGIA DEL LUGAR

Para definir el proyecto definitivo se realizaron de 1963 a 1969 exploraciones, de las cuales salieron las tres alternativas antes mencionadas (punto 2.1). De 1969 a 1972 se desarrollaron estudios geológicos regionales en una área de 15,000 km² y estudios de detalle del futuro embalse y boquilla. Estos estudios, junto con los sondeos de exploración (40,000 m) y socavones (4,000 m) de 1972 a 1975 permitieron definir el actual proyecto.

La región circundante a Chicoasén se caracteriza por una topografía sobre terreno plegado y posteriormente afectado por fallas. El rasgo fisiográfico más destacado es el Cañón del Sumidero cortado en calizas cretácicas, con una profundidad máxima de 1,200m.

y paredes casi verticales.

El cañón de Chicoasén, se formó por la erosión fluvial del río - Grijalva, en rocas carbonatadas de la "caliza Angostura" que - aflora en el sitio, en tres unidades litológicas con comporta- - mientos propios. La superior, la Unidad 1, consiste en calizas - delgadas interestratificadas con lutitas o arcillas, en espesor - de 90 a 100 m. La intermedia, la Unidad 2, está formada por caliz - zas masivas de unos 120 m de espesor y la inferior, la Unidad 3, - semejante a la Unidad 1, consistente en capas de calizas delga- - das, pero sus interestratos son lutitas carbonosas y su espesor - es de 70 m.

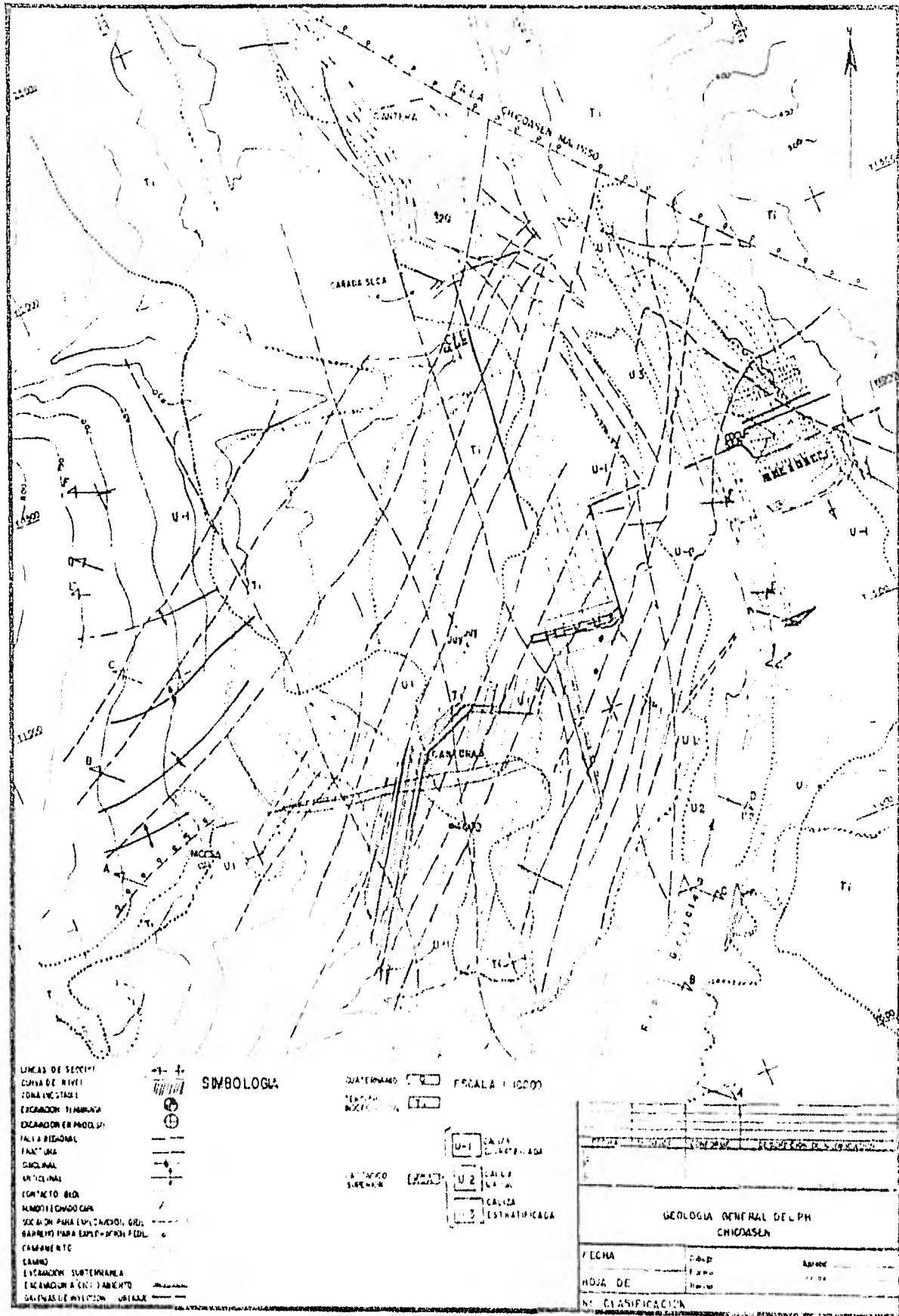
En general las 3 unidades tienen una inclinación desde la margen - izquierda hacia la derecha, adoptando la forma de un lomo.

Además del plegamiento principal, se observa otro plegamiento, - cuya manifestación perpendicular a la deformación principal pro - voca pequeños anticlinales, sinclinales y terrazas estructurales.

Se han registrado tres direcciones de fallamiento denominadas Al - fa, Beta y Gamma (fig. 2.2.1) con dirección N70°E, NW-SE y N-S, - respectivamente. Las fallas principales tienen saltos de 3 a 50 - m, formando bloques de 100 a 200 m de ancho, con estrías vertica - les y horizontales. Las fracturas y fallas Alfa son las más abun - dantes, mientras que las Gamma son más grandes en longitud y sal - to. El fracturamiento tiene un espaciado de 10 a 15 m.

Todas las fallas principales y los bloques que delimitan deben - su origen a la influencia de la falla de Chicoasén-Malpaso, de - alcance regional.

Además de los levantamientos neóclínicos, se estructuraron anticlino - geosísmicos consistentes en anomalías de refracción y resisti - vidad de alta densidad, pudiendo definir el modelo geológico y -



2.2.1 Mapa Geológico del Cañón de Chicoasén

los modelos teóricos para el diseño de anclajes y refuerzo necesario en las excavaciones y para la estabilidad de los taludes - (proyecto de construcción).

2.3 HIDROLOGIA DE LA CUENCA

Se han determinado dos períodos bien definidos en el régimen pluviométrico: el primero de julio a noviembre de precipitaciones máximas, producto de las perturbaciones ciclónicas del Golfo de México y el mar Caribe, y a las cuales se agregan ocasionalmente las del Océano Pacífico; y el segundo período, de estiaje, que comprende los meses de diciembre a junio. La precipitación media anual es de 956.9 mm y la avenida máxima registrada es de 6,214 m³/seg.

La temperatura promedio mensual de 1961 a 1973 fue de 42.3°C máxima, 28.2°C media y 12.6°C mínima.

La variación mensual de la evaporación en el mismo período fue de 239 mm como máximo y 91 mm como mínimo, se consideró una evaporación media anual en el vaso para el nivel máximo de operación (NAMO) a la elev. 392.00 de 163 mm.

Se concluyó que la avenida máxima probable en un tren de avenidas fue en su valor pico de 17,400 m³/seg., considerando las extracciones del vaso de la Agostura con los posibles derrames de su vertedor y las aportaciones de su cuenca propia, para un período de 25 años.

Para la obra de desvío el gasto resultante fue de 4,500 m³/seg., con un tiempo de retorno de 80 años.

2.4 SISMOLOGIA DE LA ZONA

De los estudios realizados se pudo observar que existen dos tipos de sismos en la región, los superficiales de magnitud moderada a grande con epifocos generalmente en el mar o en una franja sensiblemente paralela a la costa y los profundos que han tenido sus epifocos distribuidos casi uniformemente en la plataforma marina y en la zona continental con magnitudes mayores. Una de las causas de tales fenómenos es el sistema de fallas de transcurriencia conocido como "Polochic-Motagua" que corre desde las inmediaciones del Volcán Tacaná, en la frontera con Guatemala, cruzando el territorio guatemalteco, para llegar al mar Caribe, formando la fosa "Caimán" que con las fallas paralelas, constituye el sistema tectónico "Eartlett".

Finalmente se consideraron las fallas regionales como Chicoasén-Malpaso y Múñiz para obtener los riesgos sísmicos del proyecto.

2.5 DESCRIPCIÓN TÉCNICA DE LA OBRA (fig. 2.1.2)

2.5.1 Obras de desvío.

a).- Túnel de desvío preliminar de 350 m de longitud, con sección portal de 7.00 m de ancho y 7.00 m de altura, en la margen izquierda.

b).- Dos túneles de desvío de 15 m de altura y sección tipo portal y longitud total aproximada de 7,50 m.

c).- Atenuación de aguas arriba y aguas abajo constituidas por un bordo de enrocamiento, con pantalla impermeable flexible (bentonita y cemento) de 60 cm de ancho y alturas de 60 y 20 m respectivamente.

2.5.2 Obras de contención

a).- La cortina, de materiales granudos, con una altura máxima

De los estudios realizados se pudo observar que existen dos tipos de sismos en la región, los superficiales de magnitud moderada a grande con epifocos generalmente en el mar o en una franja sensiblemente paralela a la costa y los profundos que han tenido sus epifocos distribuidos casi uniformemente en la plataforma marina y en la zona continental con magnitudes mayores. Una de las causas de tales fenómenos es el sistema de fallas de transcurriencia conocido como "Polochic-Motagua" que corre desde las inmediaciones del Volcán Tacaná, en la frontera con Guatemala, cruzando el territorio guatemalteco, para llegar al mar Caribe, formando la fosa "Caimán" que con las fallas paralelas, constituye el sistema tectónico "Bartlett".

Finalmente se consideraron las fallas regionales como Chicoasén-Malpaso y Múniz para obtener los riesgos sísmicos del proyecto.

2.5 DESCRIPCIÓN TÉCNICA DE LA OBRA (fig. 2.1.2)

2.5.1 Obras de desvío.

- a).- Túnel de desvío preliminar de 350 m de longitud, con sección portal de 7.00 m de ancho y 7.00 m de altura, en la margen izquierda.
- b).- Dos túneles de desvío de 19 m de altura y sección tipo portal y longitud total aproximada de 2,450 m.
- c).- Ataguías de aguas arriba y aguas abajo constituidas por un bordo de enrocamiento, con pantalla impermeable flexible (bentonita y cemento) de 60 cm de ancho y alturas de 60 y 20 m respectivamente.

2.5.2 Obras de contención:

- a).- La cortina, de materiales graduados, con una altura máxima

de 266 m y un volumen total de 15'000 000 m³, de los cuales 700,000 m³ pertenecen a las ataguías, 2'100 000 m³ son de arcilla en el corazón impermeable, 600 000 m³ de grava-arena en las zonas de filtros, 1'600 000 m³ de roca-grava arena en las transiciones, 800 000 m³ de material uniforme y 9'200 000 m³ de enrocamiento.

b).- Una obra complementaria la constituye el túnel para desagüe intermedio de 6.00 m de diámetro interior (sección revestida) y 910 m de longitud, alojado en la margen izquierda, complementándose con obturadores para el cierre preliminar y con estructuras de compuertas para la operación normal.

2.5.3 Obras de control de excedencias

Constituida por el canal de llamada, la estructura de control y los ductos de restitución, en la margen izquierda.

a).- El canal de llamada tiene un ancho entre 150 y 140 m, para una elevación inicial de 250.00 msnm y la final de 370.00 msnm, la longitud media es de 380 m e implicó una excavación de 2'500 000 m³.

b).- La estructura de control la constituyen nueve compuertas radiales de 5.46 de ancho por 12.50 m de alto cada una, cuyos cimacios Creager están a la elev. 272.00, pudiendo regular 15 000 m³/seg.

c).- Los ductos de restitución son tres túneles revestidos paralelos de 15 m de diámetro interior de 1,340 m de longitud promedio cada uno. La plantilla de descarga está a la elev. 273.00 msnm.

2.5.4 Planta hidroeléctrica.

a).- Casa de máquinas, que es una caverna subterránea de 30.5 m.

de ancho por 199 m de largo y 43 m de altura, para contener -
ocho turbinas Francis, en una excavación de 160,000 m³ de roca -
aproximadamente.

b).- Obra de toma, a 183 m aguas arriba de la casa de máquinas,
con un canal derivador de 80 m de ancho promedio y elev. de plan-
tilla 354.35, que alimenta a 8 bocatomas transversales.

c).- Galería de transformadores, paralela al eje long. de casa -
de máquinas, a la elev. 211 de 202 m de largo, de sección portal
de 11.50 m de ancho por 13.90 de altura, cuya excavación fue de
32 000 m³ aproximadamente.

d).- Galerías de oscilación aguas abajo de la casa de máquinas -
paralelas a ésta, con plantilla a la elev. 195 de 16.50 m de an-
cho, 54 m de altura y longitudes de 108 y 60 m para los conjun-
tos de 5 y 3 unidades, respectivamente.

e).- Ocho canales de desfogues de 50 m de longitud cada uno, con
sección rectangular variable de 5 a 8 m y alturas entre 5.75 y -
7.25 m.

f).- Tres túneles de desfogue con sección portal de 13 m de an-
cho y 12.80 m de altura que en conjunto totalizan 1,125 m.

g).- Túnel de acceso de med. portal de 9.40 m de ancho y 8.45 m
de altura y 800 m de longitud.

h).- Ocho lumbreras de cables y tres de ventilación en la casa -
de máquinas y tres en la sala de tableros de 1.80 m de diámetro
y 200 m de altura aproximadamente.

2.5.8 Obras de transformación y transmisión de energía eléctrica.

a).- Subestación elevadora de 13.8 kV a 90,000 V.

b).- Subestación temascal 11.8 capacitores en serie.

c).- Subestación Juile (Acayucán, Ver.).

d).- Subestación reductora de 13.8 kV, cerca de la C.E. de Méxi-
co.

2.5.6 Red de caminos

Integrada por 76 km de caminos de primero, segundo y tercer orden, de los cuales 44 km son pavimentados, 31 km revestidos y el resto terracerías mejoradas, algunas ya desaparecidas o fuera de servicio.

2.5.7 Obras auxiliares y de infraestructura

- a).- Oficinas, talleres, almacenes.
- b).- Campamentos de habitaciones colectivas, personales y familiares con una capacidad para albergar a más de 15,000 trabajadores, en su mayoría solteros.
- c).- Construcción del Nuevo poblado Osumacinta para el reacomodo de los afectados por las inundaciones del vaso.
- d).- Comedores, locales de expendios de alimentos y productos de consumo doméstico.
- e).- Laboratorios de control de calidad y modelos hidráulicos.

TEMA III LA OBRA DE TOMA

3.1 OBJETIVO

La obra de toma, dentro de un aprovechamiento hidráulico, regula o da salida al agua almacenada en una presa, pudiendo ser ésta - regulación en forma gradual (presa reguladora), derivar los volúmenes recibidos a canales o tuberías (presa derivadora), o dar salida al agua con gastos que dependen de las necesidades aguas abajo de la presa, de las necesidades de evacuación o una combinación de necesidades múltiples.

Las obras de toma pueden también funcionar como reguladoras para dar salida a aguas temporalmente almacenadas en el espacio destinado al control de avenidas, o para dar salida al agua con anticipación a la llegada de las avenidas, además las obras de toma pueden servir para vaciar el vaso al hacer inspecciones, reparaciones indispensables o para mantener el parámetro mojado de la presa u obras normalmente inundadas.

Para el caso de la obra de toma de Chicoasén se proyectó como un canal derivador con una plantilla a la elevación 354.30 y con un promedio de 80 m de ancho, para una capacidad de almacenamiento de 846,554 m³ hasta la elevación 392.00 que es la elevación del nivel máximo de operación (NAMO), pero la capacidad total de almacenamiento esta diseñada con un 30% más, para una elevación de 402.00 m. Este canal alimenta a ocho bocatomas transversales que se obturan por medio de las compuertas de servicio automático de accionamiento hidráulico inclinadas de 6.70 X 6.70 m y con unas ranuras para alojar una compuerta de emergencia, en caso de reparaciones.

Cuentan con rejillas de 12 X 30 m cada una, para la retención de basura. El caudal se conduce a cada unidad (turbina) por medio -

de tuberías de acero, cuyos diámetros varían de 6.70 a 4.78 m - con una longitud de 205 m, quedando contenidas y empotradas en - túneles inclinados de 7 m de diámetro, para un gasto de diseño - de cada unidad de 189 m³/s.

3.2 LOCALIZACION

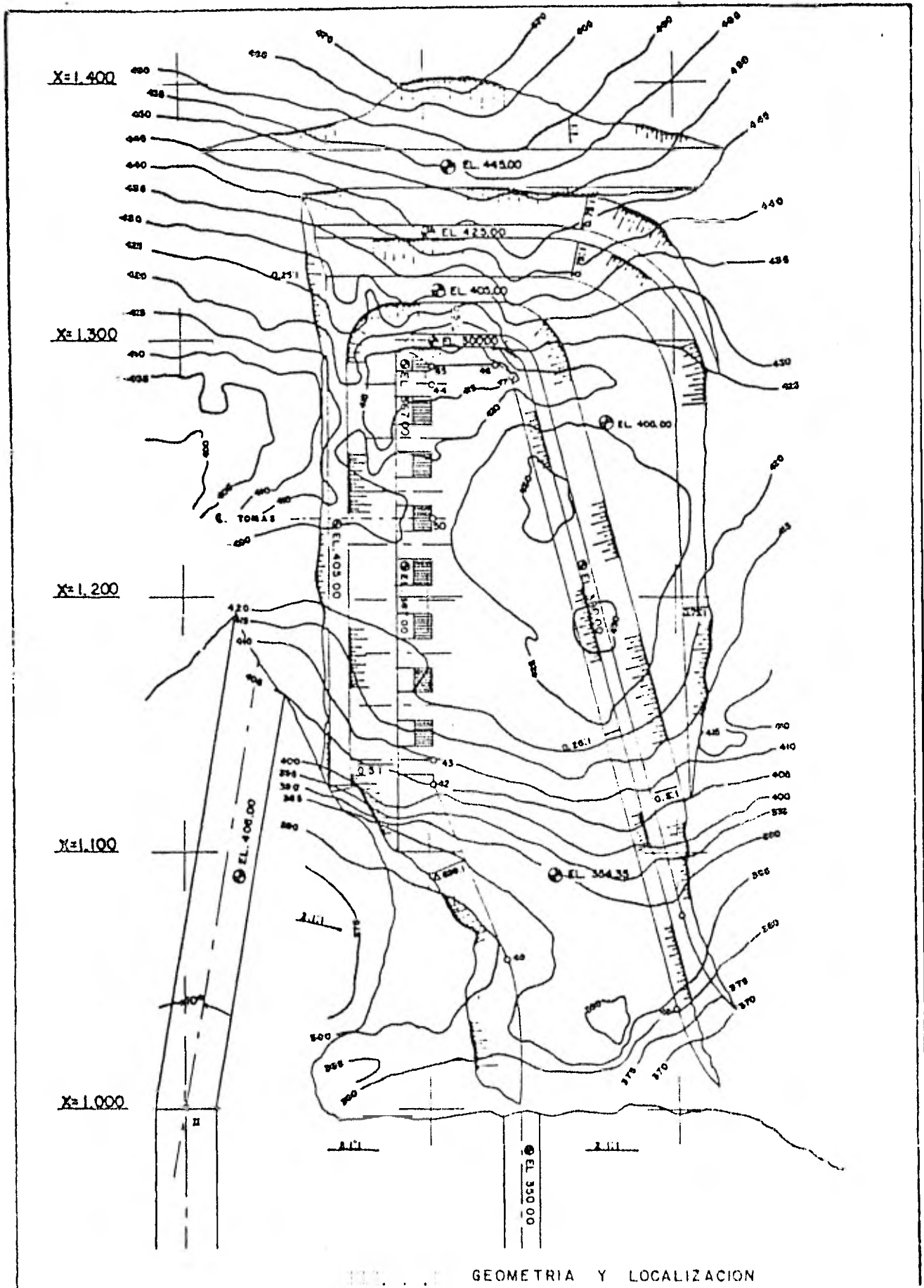
La obra de toma se encuentra ubicada en 183 m aguas arriba de la casa de máquinas y a 112 m del eje de la cortina, sobre la margen derecha del río Grijalva.

Se planeó independiente y alojada en un canal de llamada, localizada en una zona con lutitas y calizas que requirieron tratamientos especiales para su estabilización, no obstante ello, los túneles para alojar las tuberías a presión, rápidamente penetraron en zonas rocosas de buena calidad.

El ancho de este canal inicialmente era constante, pero atendiendo a un mejor funcionamiento hidráulico, observado en el modelo hidráulico, finalmente se construyó de tal forma que esta sección se fuera haciendo gradualmente menor (fig. 3.2.1).

3.3 FUNCION

La función principal de la obra de toma de Chicoasén es captar el volumen de aguas aportado por la cuenca propia más el aportado por la presa Angostura, localizada aguas arriba, como lo plantea el Plan Integral de Aprovechamiento del Río Grijalva antes mencionado, para que mediante la tubería a presión se satisfaga la demanda de las unidades generadoras, teniéndose un control directo de este flujo, por medio de los mecanismos de regulación de las compuertas en las locatomas, además de las rejillas para retención de basuras.



3.4 CAPACIDAD

El canal de acceso comprende una excavación de 1.7×10^6 m³, con cortes hasta de 70 m de altura en la proximidad a la estructura de toma, está diseñado para una velocidad máxima de 0.90 m/s.

El almacenamiento del canal de llamada de la obra de toma, a la elevación 402.00 m, es de 1'103,197 m³ de los cuales solamente son útiles 846,550 m³, hasta el nivel máximo de operación (NAMO) a la elevación 392.00 m. Alimentando posteriormente a las 8 turbinas a través del mismo número de tuberías a presión.

3.5 GEOLOGIA

3.5.1 Generalidades

Mediante geología superficial se cartografiaron los contactos entre las diferentes unidades litológicas, las fallas Alfa, Beta y Gamma, y se tomaron datos del rumbo e inclinación, así como características de las rocas del lugar (se perforaron 22 sondeos de diamante, los que complementaron el modelo geológico de esta margen).

Se excavaron bocanones en el canal de llamada, siendo uno paralelo al eje de la obra de máquinas, con los datos recabados, se llegó a las siguientes conclusiones generales:

- a).- En los bocanones y túneles se observaron que las fracturas y fallas importantes se presentaron en los tramos 20 m.
- b).- Se detectaron zonas de debilidad hasta de 1 m de espesor y a 50 m de profundidad.
- c).- Se encontraron capas de arcilla de 2' a 3' de espesor y roca de calidad pobre de 1' a 2' de espesor y muy raramente con fiselación.

3.5.2 Canal de llanada

En el inicio de la excavación se encontró lutitas, para posteriormente en las inmediaciones de la unidad 1 encontrarse con calizas con rumbo variable de $N40^{\circ}W$, siendo el más común $N30^{\circ}W$, pero pudiendo llegar a 60° en las zonas de las fallas Alfa y Beta (fig. 2.2.1).

Se hicieron 2 socavones excavados en la zona del canal de toma y en los cuales se pudo observar la calidad de la roca, obteniéndose que esta zona está cruzada por varias fracturas importantes y además se estima que existen cuñas o bloques limitados por fracturas. En la zona curva de la margen el corte fue estable, pues las capas están inclinadas dentro de la ladera y solo se presentaron dificultades en el corte de la lutita y margas, las cuales se sobrellevaron instalando mallas ancladas, capas de concreto lanzado (shot crete) y barrenos de drenaje.

3.5.3 Portal de obra de toma

Esta parte del corte está cruzado por una falla mayor, asociada a una fosa tectónica. La roca que quedará en los portales de los túneles de toma, presentaron problemas, por lo que tuvieron que adherirse, mientras que el resto requirió emplear anclaje y concreto lanzado inmediatamente después de la excavación, por lo menos en los primeros 50 m.

La roca que obtenida en la excavación, tuvo de 15 a 50% de desperdicio y de este material hubo que hacer una selección para su uso en Argentina.

3.6 GEOMETRÍA

Los estudios geométricos en modelos 3D, 2D y 1D, se hicieron a objeto

ner las menores pérdidas de carga, en las diferentes secciones - que constituyen el aprovechamiento hidroeléctrico, los señalamientos de criterios relativos a diseño para garantizar la estabilidad de las rocas en que se alojan los diferentes componentes y desde luego su economía fueron básicos para planear arreglos y definir diseños en la obra de toma. La obra de toma consiste en un canal de acceso, excavado a cielo abierto, con una plantilla a la elevación 354.30 m sobre roca natural, con un ancho promedio de 80 m, el canal aloja 8 bocatomas que durante la etapa de excavación, se dejaron en la parte frontal de las mismas unas pilas de roca que posteriormente armadas servirían de apoyos para las rejillas de protección, estas rejillas miden 12 X 34 m cada una. Además cada estructura de toma esta formada por una compuerta automática de accionamiento hidráulico de 6.70 X 6.70 m, y de una ranura para alojar las compuertas de emergencia que se utilizaran en caso de reparaciones.

La conducción a presión por medio de 8 tuberías corresponde a un mismo diseño y está integrada por 2 partes principales: la primera corresponde a una sección de transición de 14.83 m de longitud, que se inicia en una sección de 6.70 X 6.70 m y termina en una sección circular de 6.20 m de diámetro, la segunda esta constituida por un tubo de acero que se inicia con 6.20 m de diámetro interior y termina con 4.78 m a la entrada del caracol de la turbina. El tubo se instaló en un túnel excavado de 7 m de diámetro para dar lugar a que se confine con inyecciones de concreto; el peso total de las ocho tuberías es de 8,864 toneladas.

La diferencia de elevaciones en sus extremos da una altura de 151.29 m lineales, con una inclinación respecto a la horizontal de 52°, lo que hace que la longitud excavada sea de 192.00 m lineales.

TEMA IV PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Previamente a la construcción de la obra de toma, se ejecutaron en forma combinada una serie de estudios en sitio, así como diseños básicos preliminares y detallados para la construcción de las obras que integran el proyecto. Se elaboró un Plan Maestro o General en el cual estaban determinadas las fechas claves u obligadas en que se deberían verificar los eventos relevantes, para disminuir en lo posible el plazo total de ejecución del proyecto.

Dentro de este Plan Maestro esta obra quedó en la ruta crítica de los trabajos a ejecutar, debido al gran volumen a excavar, por lo que se empleó una estrategia enfocada a optimizar los métodos constructivos, además de la decisión de independizar los frentes de ataque del canal o llamada, del de la zona de estructuras de las compuertas y transición de la tubería a presión y del de la obra civil de los mecanismos de control de las compuertas, para un mejor desarrollo.

El procedimiento constructivo de la obra de toma estuvo definido por las condiciones geológicas de la roca, las necesidades de cada frente, así como la limitante de no interferencia con las actividades de los mismos.

La excavación del canal o llamada representó una de las actividades críticas, visto que debido a su volumen imponía un reto a la aplicación de métodos óptimos para poder cumplir con el programa.

Se definieron dos frentes de ataque para poder en forma simultánea trabajar al ritmo máximo posible, quedando en la parte pendiente del canal el otro en la zona de frente del mismo.

Los trabajos se realizaron en bancos y para estabilizar los taludes se fueron dejando "bermas" a las elev. 445.00, 405.00 y 380.00. La primera forma parte del camino del poblado Nuevo Osu macinta a Chicoasén, la segunda sirvió para construir después - sobre ella el ducto de cables de potencia para la subestación y la tercera forma parte del camino definitivo en la margen derecha.

Para el lado Oriente se necesitaron seis etapas de excavación - de las cuales solamente la primera se efectuó con el método convencional de ataque con Bulldozer, de la elev. del terreno natural a la elev. 425.00, representando solamente el 8% del total de la excavación. Para el resto de las etapas se empleó el banqueo con explosivos, rezagado de la roca tronada con pala y acarreo en camión de volteo del material a los lugares de depósito (bancos de almacenamiento o trituradora).

Para el ataque en la parte Poniente se desarrollaron tres etapas, tomando en cuenta en cada una de ellas que por quedar éstas en el cantil, no deberían interferir con los trabajos para la construcción de la cortina, por lo que estas voladuras estuvieron bajo control.

Los concretos fueron otra de las actividades principales en la obra de toma, ya que su utilización se programó para el tratamiento de la roca y en segundo término fue la de conformar todos los elementos estructurales. La estabilidad de los taludes del lado Oriente, aguas abajo y arriba, sobre todo en las primeras etapas del primer período (zona inestable) se consiguió mediante un anclaje de fricción al trasholillo, cuyo diámetro y profundidad variaron de 1"4 a 1"8 y de 6.00 m a 6.50 m - respectivamente. Después se colocó una malla flexible sujeta a las varillas de fricción, para finalmente arrojar sobre ella -

concreto lanzado (shot crete) o gunita, que es una mezcla de arena y cemento que al salir a un chiflón de aire y agua es adherida fuertemente a la superficie proyectada, en espesores de 5 a 12 cm.

Otra de las medidas tendientes a estabilizar los taludes fue la perforación de barrenos de drenaje en las zonas antes mencionadas, con barrenos de 2½"Ø, con una longitud variable de 15.00 a 20.00 m. Las perforaciones se hicieron según especificaciones a 10° con respecto a la horizontal y rellenas de gravilla para evitar azolves.

Los revestimientos de concreto en las bocatomas, así como en la obra civil del sistema electromecánico para el accionamiento de las compuertas de servicio y auxiliar, dependió del elemento estructural al que se refiriese y consistió básicamente en las siguientes actividades:

- 1.- Limpieza y preparación de la zona por medio de un chiflón de aire o manualmente.
- 2.- Anclaje para fijación del acero de refuerzo.
- 3.- Armado del acero de refuerzo, siendo en algunos casos tan denso que hubo la necesidad de colocar juntas Cadweld (fig.6.1).
- 4.- Cimbrado de elementos con "cimbramex" (fig. 6.1.2) y cimbra deslizante, que por la facilidad del ensamble y montaje, permitió ahorro de tiempo y mano de obra. También se utilizó cimbra común y para los elementos de diseño irregular se utilizó cimbra aparente con bastidores de madera y duela machimbra.
- 5.- Colocación de concreto, por medio de un sistema de gravedad (en canalones) hasta el sitio de colocación, evitando su degradación, o también por bombeo (con bomba Whiteman P-80).
- 6.- Descimbrado. Cuando se empleó la "cimbramex" se pudo quitar con tórpeda y para la cimbra deslizante, solamente se deslizaba

conforme se colaba, desmantelándose totalmente hasta terminar -
se colar la estructura.

Todo lo relacionado con los elementos y sistema electromecánico
queda fuera de lo tratado en esta tesis, por lo cual no se hace
mención de ellos.

4.1 PROCEDIMIENTO DE EXCAVACION DEL CANAL DE LLAMADA

4.1.1 Etapas de excavación

Quando en las rocas o formaciones geológicas no sea posible o -
económico utilizar para las excavaciones máquinas excavadoras -
comunes y arados desgarradores que aflojen previamente la roca,
es necesario hacer uso de explosivos para extraer el material -
deseado, él cual irá alojado en las cámaras (barrenos) previa--
mente perforados en la roca y que al estallar fragmentarán el ma-
terial a un grado adecuado, para los fines a que se destine el
mismo, así como para la capacidad del cucharón de la excavadora.

Dependiendo de su magnitud y condiciones de ubicación las excava-
ciones a cielo abierto se clasifican en los siguientes tipos:

1).- Ordinarios. Son aquellas en las que la altura del frente -
requiere de barrenos con profundidades entre 4 y 12 m, la repa-
ración frontal práctica resulta del orden de 4 a 6 m, como son
en general la mayor parte de los trabajos de Ingeniería Civil,
y cuando se tienen grandes excavaciones, se suele atacar en va-
rios niveles, adecuando el banco al equipo disponible.

2).- Canteras. Son aquellas cuya explotación es permanente y du-
rante un largo período de tiempo. Se requieren por lo general -
barrenos de pozo con profundidades del orden de 15 a 40 m, con
separaciones frontales de 6 a 12 m. Se caracterizan porque su
explotación es muy económica.

3).- Zanjas y trincheras. Son excavaciones de específicas y reducidas dimensiones, las tronadas se trabajan muy confinadas - por lo que se tiene una mayor cantidad de longitud de perforación por metro cúbico (coeficiente de barrenación), así como de carga específica de explosivos (cantidad de kg de explosivo por metro cúbico) que por consiguiente eleva el costo de excavación.

4).- Coyeteras. En la actualidad los modernos equipos de barrenación han hecho obsoleta y antieconómica, la utilización de este método a base de galerías en las que se concentran fuertes cargas de explosivos, destinados a hacerlas estallar simultáneamente en una sola tronada para aflojar un gran volumen de roca, lo que implicaría costos muy reducidos. Esta forma de explotación se limita a trabajos de gran escala y en rocas sanas libres de fallamientos y grietas.

Originalmente la obra de toma se planeó de sección constante, - pero el cambio de proyecto a una sección que variara gradualmente, así como la previsión de interferencias y tiempos ociosos - para los trabajos de la obra de toma, como para los de la tubería a presión provocaron que la excavación del canal de llamada se hiciera en dos períodos, el primero en seis etapas, empezando en la zona Este, aguas arriba del canal y en forma de bermas, el segundo período fue en tres etapas que estaban localizadas - en el lado Oriente en lo que es la comunicación del canal con el embalse, atacándose de aguas abajo hacia aguas arriba y de - Oriente a Occidente.

La excavación de la obra de toma fue de 1172.217 m³, con un volumen de concreto lanzado de 25.721 m³, utilizado principalmente para estabilizar los taludes en la zona de lutitas y algunas zonas de calizas alteradas. Las compuertas, traviesas y herrajes instalados alcanzaron un total de 1,400 toneladas.

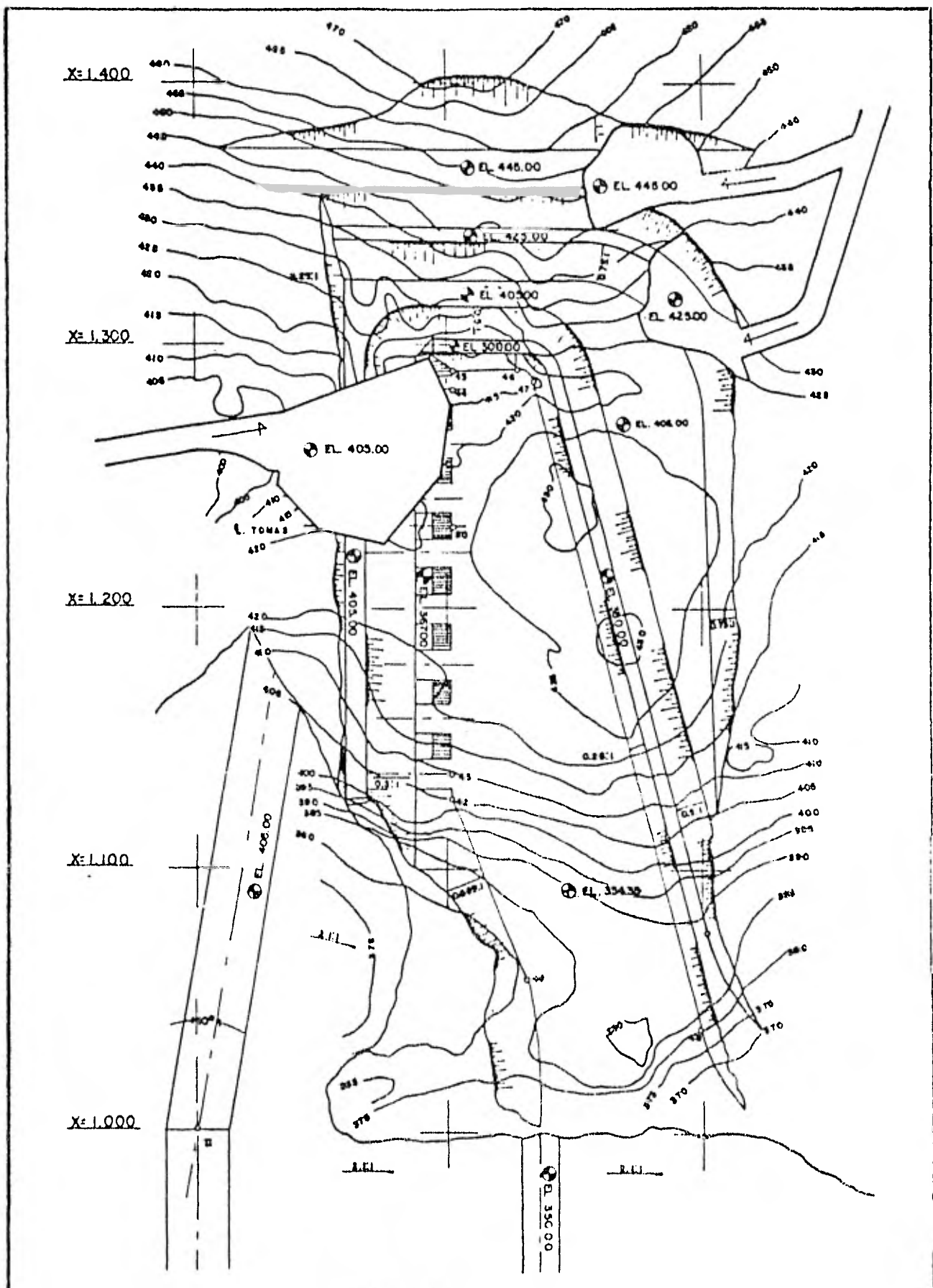
4.1.2 Primera y segunda etapa (elev. terreno nat. = 425.00, 425.00 - 405.00). La primera y segunda etapa de excavación se realizó a partir del terreno natural por la zona Este hasta una elev. de 405.00 m, definiéndose el frente de ataque en la elev. 405.00 - aguas arriba de lo que sería el canal. Posteriormente continuó del nivel 405.00 al 425.00, atacándose por el nivel 425.00 -- aguas arriba, por un camino de acceso que se construyó comunicándose con el nivel 405.00 (fig. 4.1.1).

La primera etapa se realizó prácticamente con tractor (Caterpillar D-8K) ya que la geología del terreno estaba formada por lutitas y se utilizó explosivos esporádicamente. El material se clasificaba de acuerdo a sus características y se almacenaba en bancos previamente definidos, la utilización de este material - fue primordialmente para la formación de la cortina, la plataforma de la subestación y para la construcción de los diques de protección del poblado Nuevo Quincecinta.

Para la excavación de la segunda etapa se tomó como frente de ataque el pie del banco del nivel 405.00 aguas abajo de lo que sería el canal, formado por un tanto recoso. La necesidad de efectuar rodeos en el lado oriente motivó que se cambiara este frente de ataque, iniciándose aguas arriba cerca del cantil y con una dirección de pendiente a oriente.

Las plantillas de detonación utilizadas fueron de 4.3 x 3.00 m, para una profundidad de 17.5 m y con un diámetro de barreración de 1". La carga específica aproximada por barrerón fue de 0.35 kg/m³, con un volumen de extracción variable debido a la configuración del terreno.

Del nivel 425.00 al 405.00 iniciaron los precortes para definir la geometría del canal y evitar daños a las paredes de la roca, definiéndose una separación entre barrenos de precorte de



0.50 m, con una profundidad variable.

En la figura 4.1.2. Se aprecia como se terminó el banqueo de estas 1a. y 2a. etapa.

4.1.3 Tercera etapa (elev. 405.00 - 392.00)

El ataque se realizó por el acceso existente en las proximidades del cantil por aguas arriba, se inició el banqueo en una sola etapa, excavándose en el centro del canal y dejando banquetas laterales ya que todavía no se tenía la geometría definitiva, ni los resultados de los sondeos efectuados. Se continuó así hasta llegar al nivel inferior del canal (elev. 354.35), los trabajos de la segunda y tercera etapa se realizaron en forma simultánea.

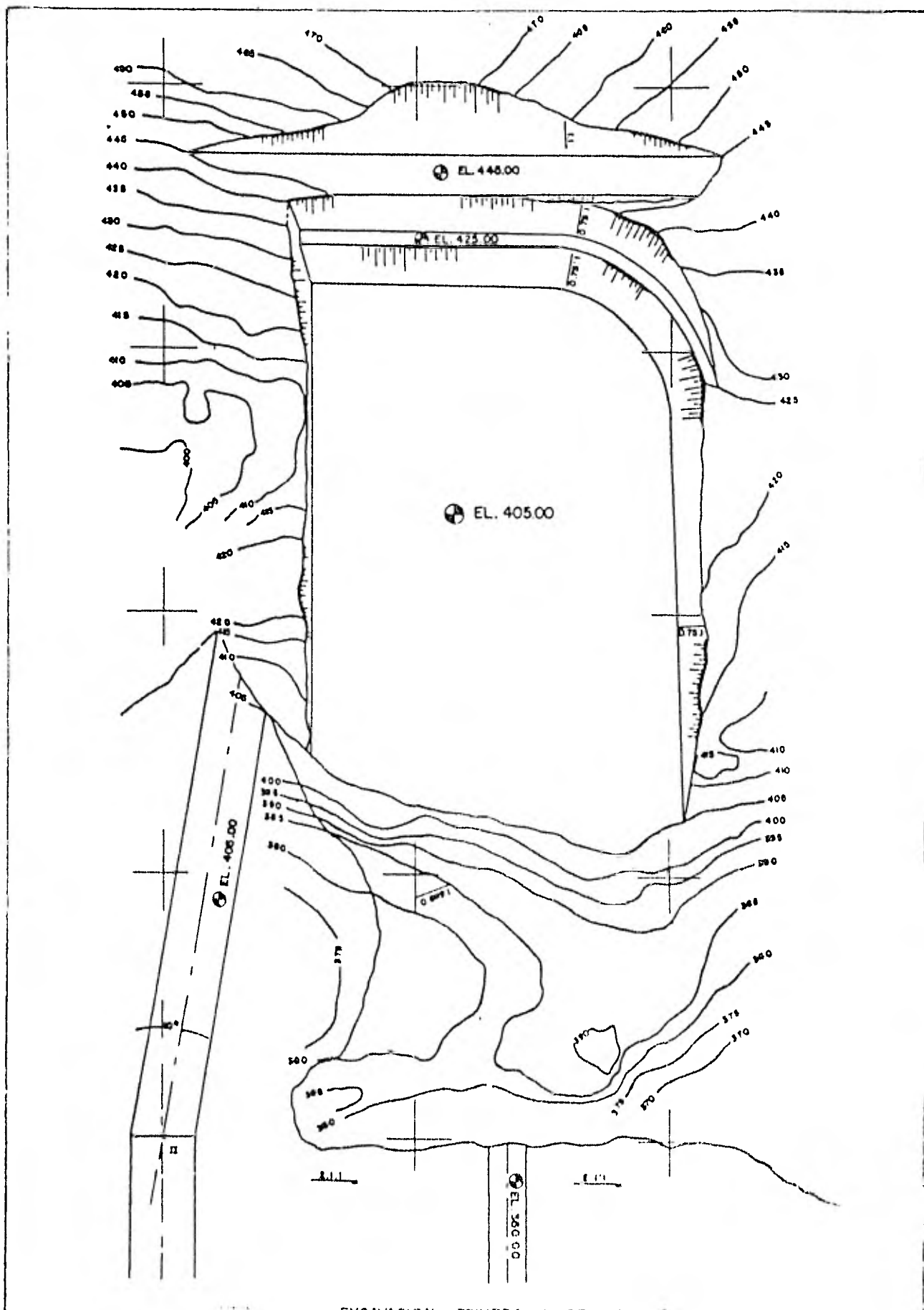
En estas etapas las plantillas de barrenación eran de 2.50 X 3.00 m y con una carga específica de 0.34 kg/m³ para una profundidad aproximada de 13.00 m.

La separación entre los barrenos de precorte corrían entre 0.60 y 0.70 m, con una inclinación de 75° para tener una mejor proyección de las voladuras.

Esta tercera etapa está definida en la fig. 4.1.3.

4.1.4 Cuarta etapa (elev. 392.00 - 380.00)

En esta etapa se utilizó el camino de acceso de la etapa anterior, al mismo tiempo que se construía una rampa para llegar a la elev. 380.00 con una pendiente de 15%, la excavación de este banco se realizó por la parte central del canal, dejando banquetas laterales que servirían para el tránsito de los camiones de volteo que rezagaban la etapa anterior. A medida que se avanzaba en la excavación del canal de llamada las dimensiones del



EXCAVACION BOWERA Y RECUBRIDA ETAPA

mismo se iban reduciendo, con lo cual las voladuras se realizaban con un mayor confinamiento, utilizando una mayor carga específica de explosivo (del orden de 0.60 kg/m³). Las plantillas de barrenación fueron de 3.00 X 3.50 m ó de 3.00 X 4.00 m dependiendo de las necesidades del enrocamiento en la cortina, la fig. 4.1.4 ilustra ésta cuarta etapa.

4.1.5 Quinta etapa (elev. 380.00 - 367.00)

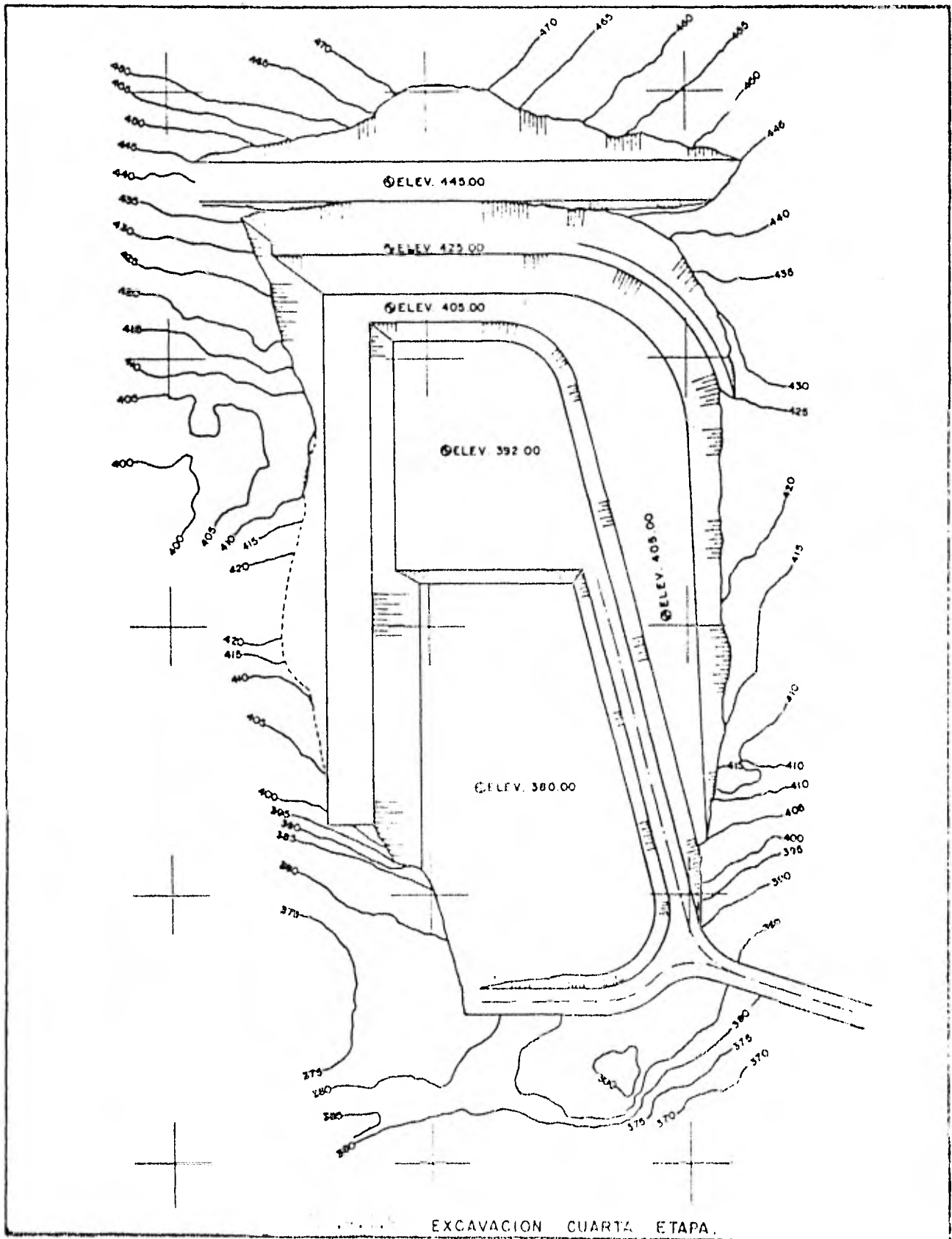
El procedimiento para iniciar la excavación de este banco fue similar a las dos etapas anteriores, esto es que por el acceso aguas arriba se continuó la rampa con una pendiente del 15% para llegar al nivel 367.00 y posteriormente el ataque cambió por aguas abajo, por un tajo que se abrió para llegar a este nivel (fig. 4.1.5).

En este nivel 380.00 se dejó una berna de 5 m de ancho localizada en el lado Oriente, aguas arriba. La banqueta que se dejó aguas abajo contendría las pilas de roca que revestidas serían los apoyos para las rejillas de las bocatonas, pero al perfilarlas se observó que su geología era caótica e inestable, teniendo que demolerlas hasta su elevación definitiva de 367.00 m.

Al llegar a la superficie final de este banco, al nivel 367.00, se atacó por la colindancia del canal y el nuevo camino, una rampa en sentido descendiente de pendiente 10% para atacar el último banco que abarcaba los niveles de 367.00 a 354.35.

4.1.6 Sexta etapa (elev. 367.00 - 354.35)

Se inició la excavación por aguas abajo abriendo un tajo entre el cantil y lo que sería la bocatona No. 1 que también permitió el ataque del túnel auxiliar superior de la tubería a presión.



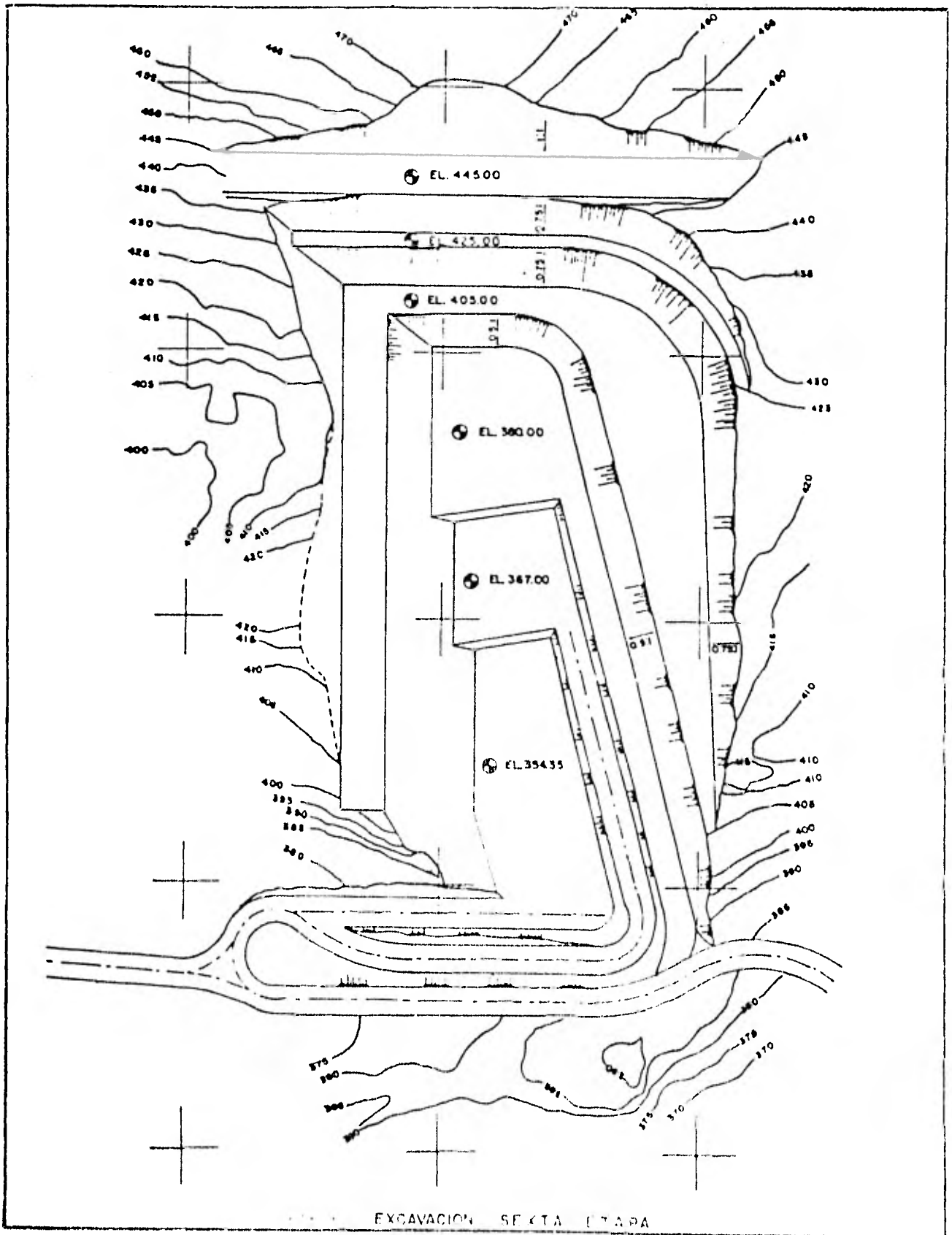
Para poder terminar el sexto banco se dejó un camino (berma) de la elev. 367.00 a la 354.35 para rezagar el material producto de la voladura en la quinta etapa.

Este camino tenía el inconveniente de que los camiones de volteo tenían que circular por la berma que se dejó al paño del talud aguas arriba y atravesar el canal para poder regresar por otra berma del acceso más arriba y transportar el material al banco de subestación, ya que al banco de los "Manguitos" no se tenía acceso directo.

Terminado el banco de la quinta etapa se excavó la berma de acceso, faltando así únicamente el último banco al nivel de 354.35, con la facilidad de poder rezagar tanto al banco de subestación como al de "Manguitos".

Para la excavación del último banco con nivel superior de 367.00 no se excavó en su totalidad en la zona en donde se desplantarían las pilas, ya que posteriormente terminada en su totalidad la sexta etapa se procedería a excavar este talud para formar las bocatomas y por consiguiente las pilas rocosas.

Las pilas se localizan al pie aguas abajo del canal de llamada, su perfilación se realizó con extremadas precauciones y en dos etapas de 6.00 m cada una para evitar un debilitamiento de la roca de dichas pilas, lo cual implicó también que para la excavación de las bocatomas se utilizaran barrenaciones con dos líneas por tronada. Los precortes se limitaron a cinco barrenos por tiempo, y los estopines utilizados en las plantillas de barrenación fueron de 25 a 28 MS. Este sistema se utilizó para todas las bocatomas dando por terminada en esta forma la actividad de excavaciones del 1er. período (11/ 4.1.6).



EXCAVACION SEKTA ETAPA

4.2 ETAPAS DE EXCAVACION DEL TAPON DE ROCA

Durante todo el procedimiento de excavación en el desarrollo de las diferentes etapas del período anterior se dejó un "tapón" de roca en la zona del cantil que tenía como función la de proteger los trabajos desarrollados en la construcción de la cortina de las voladuras del canal de llamada, eliminando este tapón independientemente.

La excavación del tapón de roca se realizó en 3 etapas:

La primera que comprendía el banqueo de la elev. del terreno natural a la 380.00, la segunda de la elev. 380.00 hasta la 367.00 y finalmente en la tercera etapa se terminó de quitar ese tapón y formar el canal de llamada, excavando de la elev. 367.00 a la 354.35 que es la elev. definitiva de la plantilla del mismo.

4.2.1 Primera etapa (elev. terreno natural - 380.00)

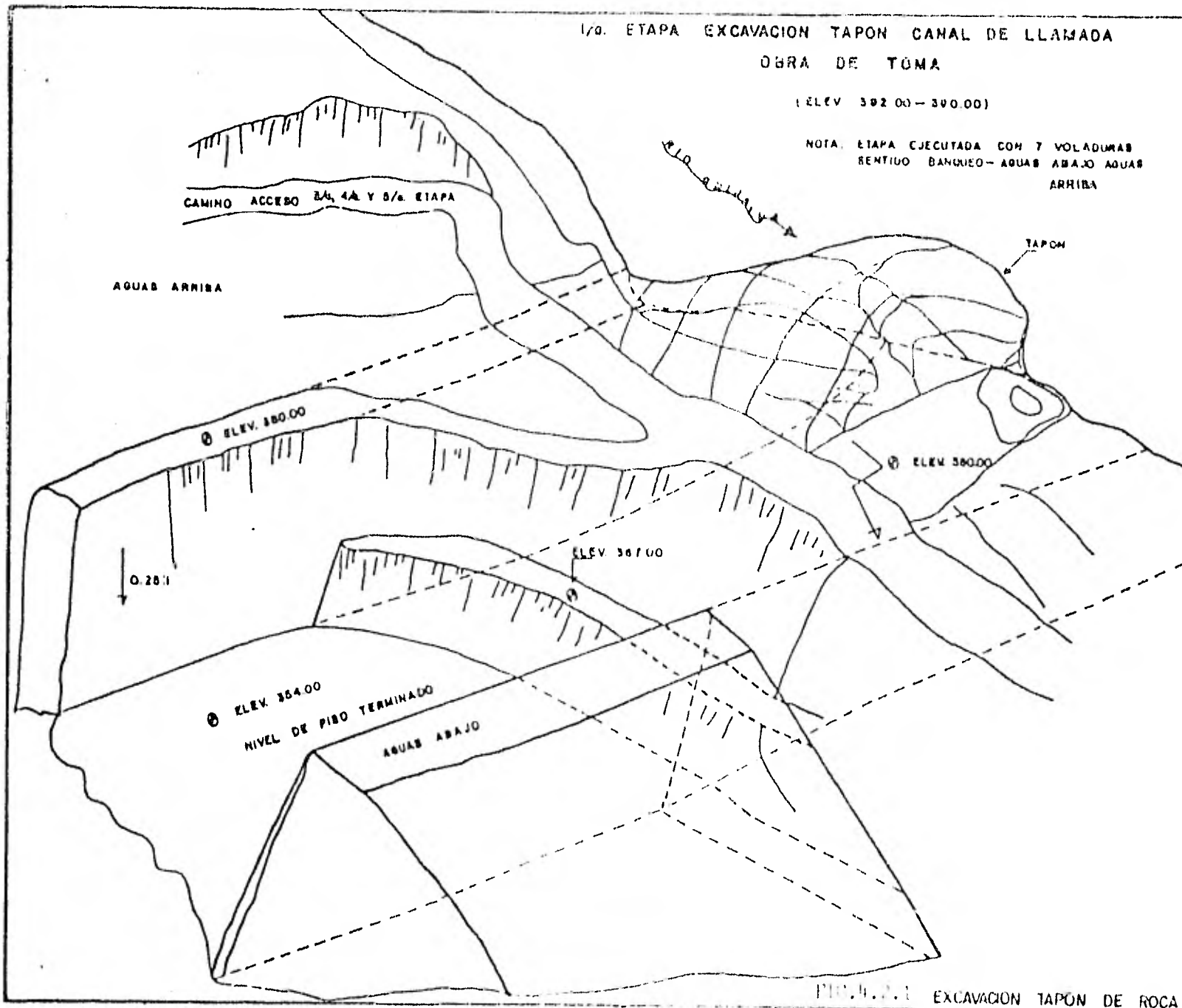
Este primer banco se fue atacando de aguas abajo hacia aguas arriba y en un total de siete voladuras (fig. 4.2.1).

4.2.2 Segunda etapa (elev. 380.00 - 367.00)

Para la explotación de este nivel se procedió primero a formar dos zanjas transversales al tapón hasta llegar al cantil de 12.00 m de ancho por 6.00 m de profundidad, para que posteriormente en un segundo ataque se avanzara de aguas abajo hacia arriba (fig. 4.2.2).

4.2.3 Tercera etapa (elev. 367.00 - 354.35)

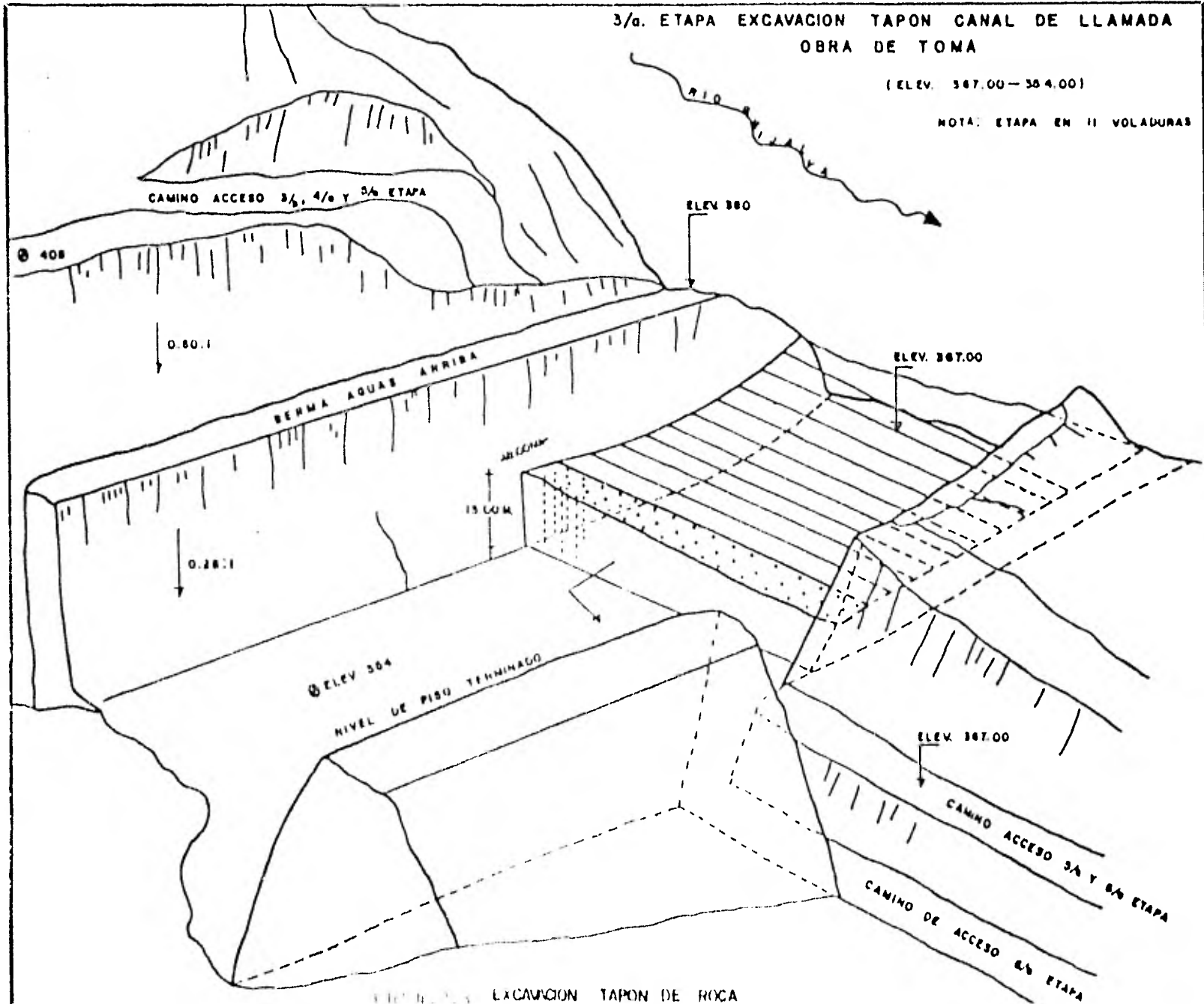
El ataque fue de Oriente a Poniente y en 11 voladuras como se muestra en la fig. 4.2.3.



3/a. ETAPA EXCAVACION TAPON CANAL DE LLAMADA
OBRA DE TOMA

(ELEV. 367.00 - 364.00)

NOTA: ETAPA EN II VOLADURAS



EXCAVACION TAPON DE ROCA

Las voladuras cercanas al cantil se ejecutaron, tomando en cuenta las secciones topográficas que delimitaban el tapón, así como el tratar de fragmentar el material lo mejor posible, ya que gran parte del mismo caería en el área destinada a la cortina.

4.3 CICLOS DE TRABAJO PARA EXCAVACION EN OBRA A CIELO ABIERTO

El ciclo de trabajo lo integran toda la serie de operaciones elementales en forma sucesiva, traslapada o simultánea que se realizarán para obtener un avance determinado o producción. Se ha establecido una duración teórica de las operaciones elementales según procedimiento de construcción empleado, siendo éste adecuado a las situaciones particulares de cada lugar, zona u obra.

4.3.1 Actividades de que consta el ciclo para excavación.

En trabajo de excavación a cielo abierto con empleo de explosivos, el tiempo total empleado en excavación consta de los siguientes tiempos elementales:

- a).- Barreración. Perforación y perforación de las cuales sea posible alojar las cargas de explosivos necesarias.
- b).- Carga, cobrado y detonación de los voladuras en los barrenos.

Estas actividades son desarrolladas por una cuadrilla formada por un cargador, un barrendero y un operador de detonador, que en condiciones óptimas de trabajo, en la actualidad estadísticamente un tiempo que se expresa en la siguiente ecuación:

$$T = (0.4 + 0.10 \frac{V}{N}) + \frac{1.5 + 0.15 \frac{V}{N}}{60} \text{ minutos por metro de barrenación.}$$

Donde:

T = tiempo empleado en la barra, cobrado, detonación, pruebas y limpieza.

G= metros barrenados en la tanda.

N= número de barrenos que integran una tanda.

Si se quisiera saber el tiempo total empleado en cargar, poblar, probar circuitos y disparar una tanda completa, a la ecuación anterior se le tiene que multiplicar por "G", quedando:

$$T_t = G (0.44 + 0.10 \frac{G}{N}) + 1.55N + 24 \quad \text{minutos por tanda.}$$

Este rendimiento teórico deberá afectarse por un factor de eficiencia de la obra de acuerdo con las características propias de la misma, calidad de administración y mano de obra para obtener los rendimientos reales.

c).- Trabajos secundarios de barrenación y moneo. Para afinar los respaldos de las excavaciones (barrenación secundaria) o fragmentar los bloques de piedra muy grandes (moneo) a las dimensiones requeridas respectivamente y para emparejar los pisos de los bancos, ya sea para nivelar los equipos de perforación, las excavadoras o los vehículos de transporte.

d).- Resacado del material de explotación. Por las excavadoras o traxcavos, con una capacidad adecuada a la magnitud de las operaciones a fin de que se encuentren racionalmente ocupadas, con un mínimo de interrupciones y tiempos ociosos.

e).- Acarreo del material tronado. A los depósitos, ya sean bancos de almacenamiento, bancos de desperdicio, terraplenes en construcción o tolvas de alimentación a plantas clasificadoras y/o trituradoras.

Los servicios complementarios considerados para excavación en el procedimiento utilizado fueron:

- a).- Trazo de la línea de corte (topografía)
- b).- Barrenación según diagrama
- c).- Limpieza de la cámara de
- d).- Servicio eléctrico y utilitario

la limpieza y la carga de explosivos del último de los barrenos del bloque.

e).- Conexiones. Se considera como el tiempo que abarca la terminación de la carga del último barreno y la serie de arreglos (serie o paralelo) para conectarla a la línea de disparo.

f).- Retiro del personal y equipo. Con el fin de tener un margen de seguridad para el equipo y personal involucrado en los trabajos de excavación, se estima un tiempo razonable para el retiro del personal y equipo de la zona a un lugar seguro.

g).- Voladura. Este período de tiempo es muy corto y contempla el disparo y la tronada del bloque.

h).- Ventilación. Aunque puramente este concepto se concierne para excavación en túnel, se estima un tiempo estimado para tener una visibilidad normal, con objeto de no incurrir en algún accidente en caso de inevitabilidad de la roca.

i).- Espera. Se considera como el tiempo de espera a partir del inicio de la operación de las máquinas hasta el momento en que empieza a trabajar el primer trazo de la perforadora.

j).- Acarreo del material traza. Incluye el tiempo que se tarda en cargar (carrero) el material a una velocidad media una vez, el tiempo en que tarda el carrero (vacío) en regresar con una velocidad promedio a un punto donde se tiene que esperar al la carga del siguiente bloque de traza.

El tiempo total empleado en la operación de perforación se determina considerando el rendimiento de la perforadora y se multiplica por el número de bloques de traza que se van a perforar en el día para poder determinar el tiempo necesario para perforar un determinado número de bloques de traza en un día de actividades.

4.3.1.a Precorte

Esta técnica de barrenación de límite también llamada Prefactura o Pre-splitting Technique se empezó a practicar en Canadá tomando como base la técnica de barrenación de límite de costura que consistía en delimitar todo el respaldo de una tronada por un "costureo" realizado a base de barrenos perforados muy cerca uno de otro, los que se solían dejar sin carga, formando planos de debilidad para delimitar el efecto destructor del explosivo, evitando las irregularidades resultantes en los respaldos y pisos de los bancos tronados, lo que además de implicar costos extra por trabajos de barrenación secundaria y moneo para el afine de las superficies en contacto con la estructura, significaba importantes pérdidas de tiempo.

La teoría del prefacturado consiste en que cuando dos cargas se disparan simultáneamente en barrenos adyacentes, la suma de esfuerzos de tensión procedentes de los barrenos rompe la pared de roca intermedia y origina grietas entre los barrenos (ver. - fig. 4.3.1). Para la técnica de precorte se hace la barrenación de límite más espaciada que la original de costureo, diferenciándose además de ésta en que los barrenos son cargados por el sistema de cargas espaciadas. Por lo general se acostumbra cargar los barrenos con una relatina del 50% de potencia (es el 40% de nitroglicerina por peso que contienen (un equivalente a otra dinamita) colocata con espaciadores de madera u otro material formando un "rosario" de cartuchos de dinamita enteros espaciados de 1" ó 1 1/2" de diámetro por 2" de largo, espaciados de 12" y piso de centro a centro de 15" ligados a líneas de primacord. La roca sin consolidación, durante los resultados se desmoronará al disparar barrenos adyacentes de 12" (sin carga) entre los barrenos cargados, produciendo un efecto de "corte" del -

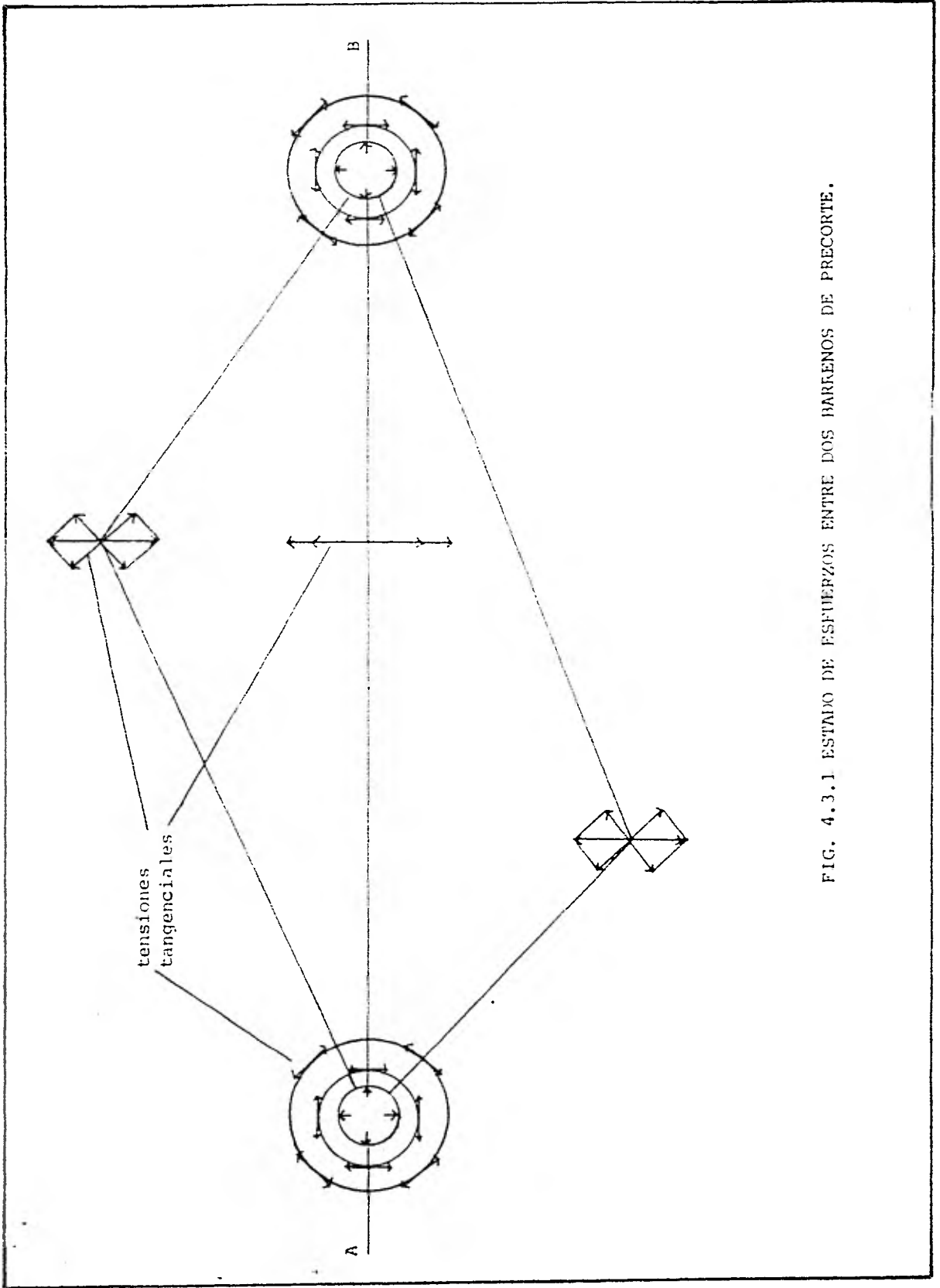


FIG. 4.3.1 ESTADO DE ESFUERZOS ENTRE DOS BARENOS DE PRECORTE.

plano deseado, aún en formaciones muy consistentes los barrenos guías colocados entre los cargados dan mejor resultado que aumentar la carga explosiva por barreno. Ya cargados todos los barrenos de la tronada se hace estallar antes que el banco para provocar una red de fracturas que se extienda de barreno a barreno y a todo lo largo de la barrenación de límite. Posteriormente se hace tronar el banco, con lo que se obtienen respaldos y paredes con un grado tal de afinamiento que pueden observarse las medias cañas de estos barrenos de límite. Se ha comprobado estadísticamente que este tipo de barrenación es de aplicación útil y económica en grandes excavaciones y/o estructuras, representando un gasto reducido en comparación con el total de todos los costos de la excavación, por el contrario en excavaciones pequeñas este concepto podrá llegar a ser un cargo de gran importancia para el costo de la obra. Todo lo expuesto anteriormente no implica que no se estudie la posibilidad de alternativas contables, ya sea para la utilización del precorte, rellenar las irregularidades de los pisos y respaldos por medio de concreto o mampostería, así como la de afinar los cortes con algún método de barrenación secundaria, pudiéndose así seleccionar el procedimiento óptimo.

Otra de las ventajas que se le pueden atribuir a la técnica del precorte es su efecto amortiguador que combinado con el uso de detonadores retardadores con intervalos de milisegundos evitan los efectos dañinos de las vibraciones y lanzamientos provocados por el estallido de cargas explosivas, y cuya utilización, tiende a incrementarse en excavaciones localizadas en áreas pobladas, congestionadas o cercanas a otras obras, estructuras o bienes en general, ya que el plano fracturado refleja las ondas de choque de la explosión inmediatamente posteriores impi-

diendo su transmisión a las áreas contiguas.

1).- Barrenos de precorte

La barrenación de precorte de la obra de toma se empezó en la elev. 425.00, tomándose como corte de cuña para dejar un frente de banco para operaciones posteriores y en función de dos taludes para iniciar la geometría del canal, utilizando líneas de barrenos en número de 42, con un diámetro de 3" a una separación de 65 cm y de profundidad variable según el espesor del banco a explotar. La barrenación del precorte representó el 23% del total de la barrenación.

2).- Ciclo de precorte

El ciclo de precorte en promedio tuvo una duración de 14.07 hr y constaba de las actividades siguientes:

No.	Actividad	Duración hr
1	Topografía	0.50
2	Barrenación= $\frac{42 \text{ barr} \times 13.50 \text{ m}}{3 \text{ track} \times 20 \text{ m/hr}}$	7.87
3	Limpieza del barrenos= 42 barr X 3'	1.10
4	Carga de explosivos y artificios 40 barr X 4'	1.80
5	Conexión al detonante	0.25
6	Retiro del personal, equipo y voladura	3.30
7	Ventilación	0.25
	Total	14.07 hr

Ciclos por día

$$\text{No. de ciclos} = \frac{20 \text{ hrs/día}}{14.07 \text{ hrs/ciclo}} = 1.42 \text{ ciclos/día}$$

Área de precorte diario

$$\text{Área de precorte} = 13.50 \times 40 \times 0.85 = 459.00 \text{ m}^2$$

Eficiencia= 80%

$$\text{Área de precorte real} = 459.00 \times 0.80 = 367.20 \text{ m}^2$$

3).- Equipo, personal y material por ciclo de barrenación en precorte.

Equipo

Generalmente fue el mismo que el de la barrenación de banqueo, ya que en ocasiones se ocupaba como máximo una mancuerna de track-drill y compresor de 600 FCM, pues dependía del diagrama a barrenar, así como del equipo disponible, siendo:

1-3 track-drill.

1-3 compresores de 600 FCM

Ocupando un total de 5,043 hrs efectivas

Personal

También el personal empleado laboró en los dos frentes, siendo muy común la cuadrilla siguiente:

1 sobrestante

1 jefe de turno

1 cabo de barrenación

1-3 compresorista

1-3 op. track-drill

1-3 aytes. de op. track-drill

1-2 pobladores

2 aytes. de poblados

Materiales

Su uso era variable, en algunos casos se dejaron barrenos sin carga (en roca muy dura), utilizando principalmente:

Gelatina extra 40% de 7/8"

Tobal

Mexamón "D"

Cordón primacord

Estopines

Cable TW 20

4.3.1.b Excavación en banco

Se conoce como excavaciones en banco aquellas realizadas a cielo abierto, en las que se tiene un frente libre, llamado frente del banco hacia el cual se orientan las líneas de menor resistencia y los desplazamientos ocurridos al estallar las cargas explosivas. Dependiendo de la barrenación (horizontal o vertical) el frente del banco será respectivamente definido por un plano horizontal o vertical que lo delimitará y hacia el cual será proyectado el material tronado, a menos que se tomen medidas especiales.

En excavaciones donde no exista un frente definido, los primeros trabajos consisten en abrir este frente, para lo cual es necesario realizar una primera tronada la cual estará cargada con una plantilla de barrenación de cuña o corte. Ya realizada esta primera tronada queda abierto el frente para poder seguir atacando por el procedimiento llamado banqueo (figs. 4.3.1 y 4.3.3). Es bueno hacer notar que existe una similitud entre las barrenaciones de cuñas en excavaciones a cielo abierto y en aquellas destinadas a excavación de galerías y túneles, ya que la barrenación de corte o cuña tiene como principal objetivo el abrir un frente de mínima resistencia para aumentar la eficiencia de los explosivos utilizados en los subsiguientes barrenos y las subsiguientes tronadas, hacia el frente de mínima resistencia se orientarán los principales desplazamientos de la explosión, siendo el más importante el lanzamiento del material, ya que es elemental que en toda tronada debe existir un punto o plano de mínima resistencia.

Para la explotación del banco se utilizarán detonadores eléctricos de retardo, mediante el sistema progresivo de filas múltiples, en el cual el orden de explosión de la tronada fue en forma

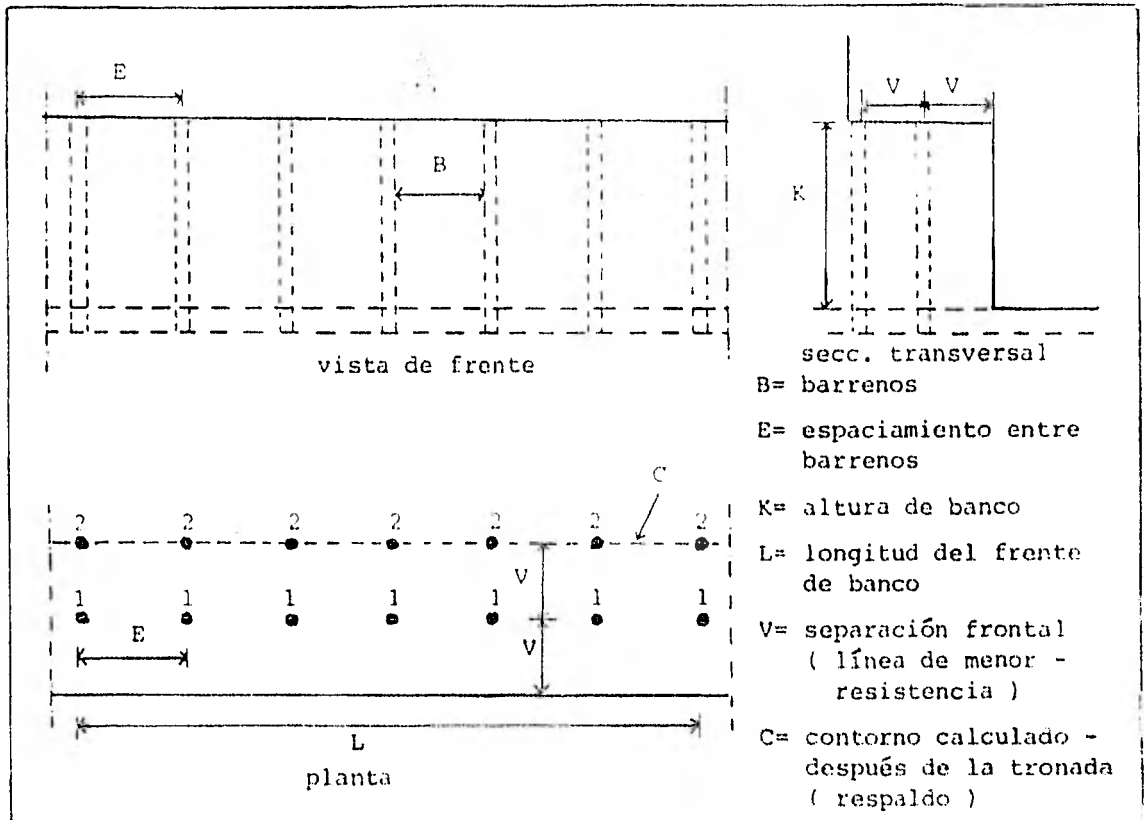


FIG. 4.3.2

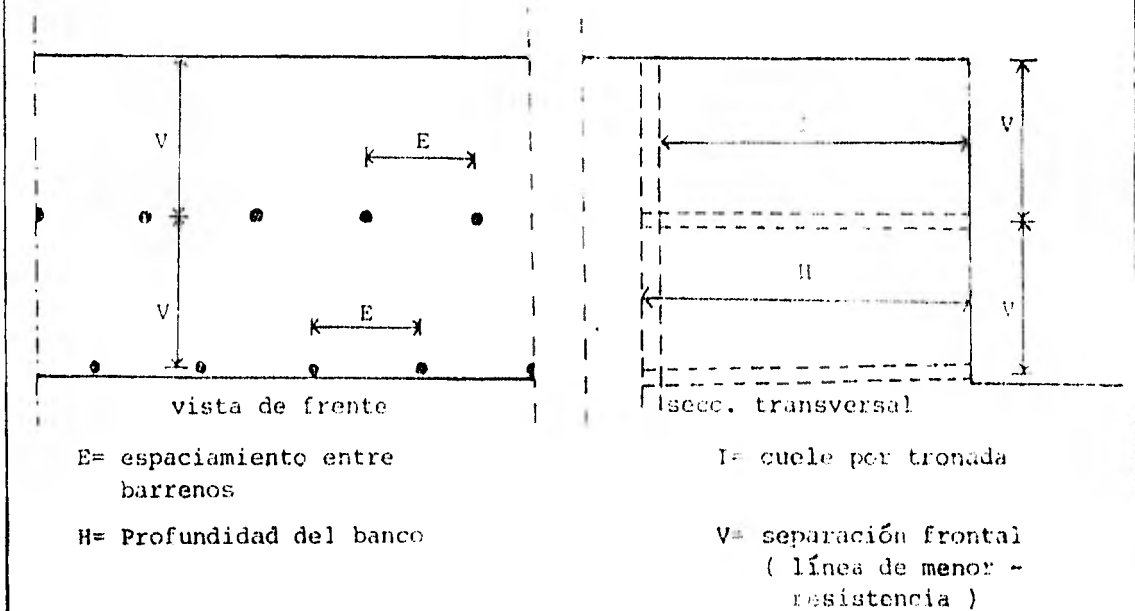


FIG. 4.3.3

progresiva (fig. 4.3.4) para evitar problemas derivados de las vibraciones, rompimientos en el respaldo y lanzamientos inadecuados.

Las ventajas que se obtienen al utilizar detonadores eléctricos de retardo y especialmente con intervalos de milisegundos para el disparo de cargas explosivas en barrenos múltiples son:

- 1).- Se tiene un control sobre el grado de fragmentación del material tronado, aún en aquellos casos en que las rocas se encuentran cruzadas por planos de fallas, estratificaciones y grietas.
- 2).- Una notable reducción de los llamados chocolones (partes de barrenos que quedan en el frente después de una tronada) que siempre se encuentran presentes en las tronadas con detonadores instantáneos.
- 3).- Mejor sacudimiento lo cual reduce las ondas vibratorias, permitiendo el disparo simultáneo de cargas muy grandes sin afectar a las estructuras u obras circundantes. Como ejemplo se puede citar que allá por los años 1930 sólo se tronaban de 300 a 500 kg de explosivos instantáneamente, siendo en la actualidad de 30,000 kg disparados con detonadores de retardo de mil segundos. En la fig. 4.3.5 se muestra el efecto producido teóricamente por un disparo de explosivos con retardadores de forma dos, en el cual se puede observar que el material se encuentra un estado de esfuerzos por las ondas que se instalan primero, trayendo al fin, en este orden, por el contacto de las ondas que a continuación estalla, resultando una zona según el número de retardos instalados en la tronada. Los picos de la explosión se reflejan hasta por el número de tronados instalados, resultando un efecto que disminuye por el retardo de máxima fragmentación.

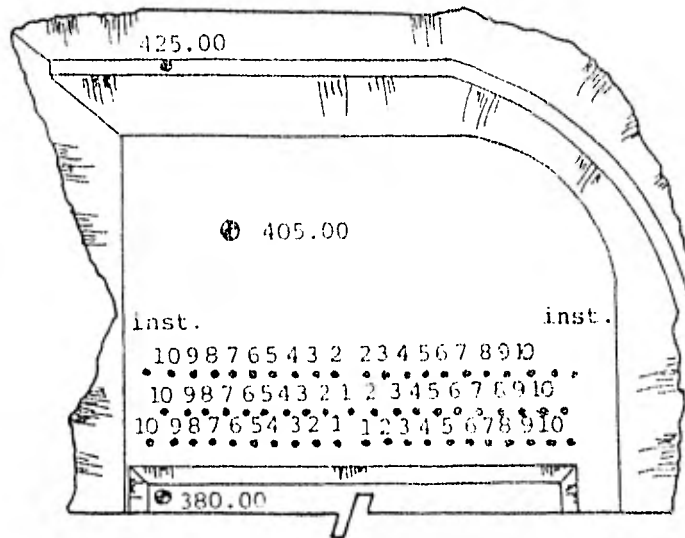


FIG. 4.3.4

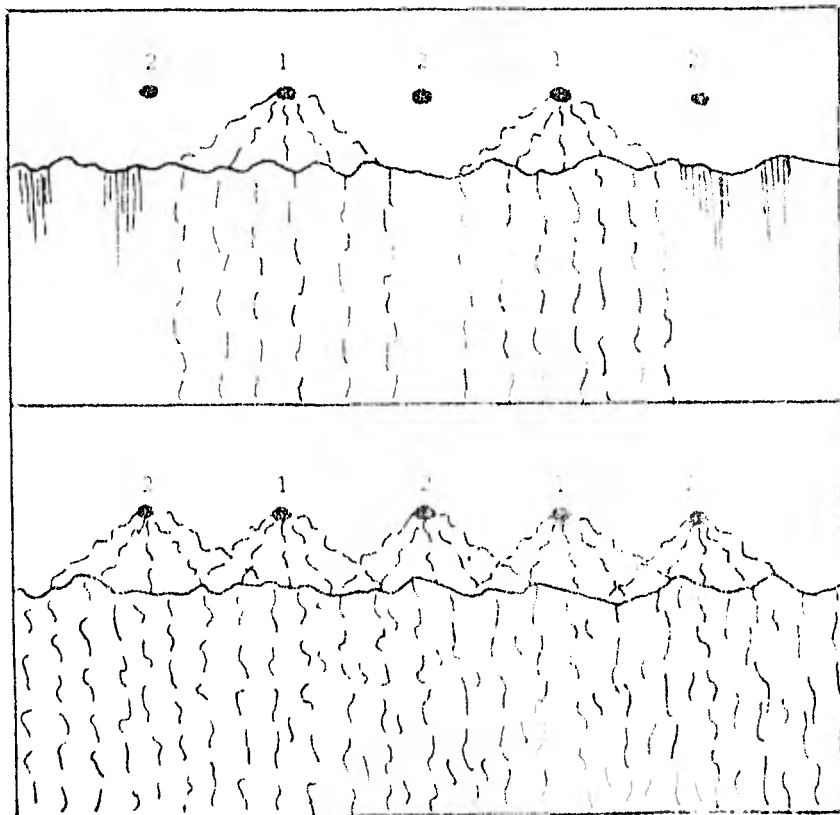


FIG. 4.3.5

4).- Un positivo control en el lanzamiento del material, ya que el material proyectado es justamente en la dirección deseada.

5).- Reducción en los barrenos perdidos o fallidos (falla total o parcial de una carga después de la voladura) evitando sus funestos perjuicios.

6).- Como los primeros barrenos que estallan "están en movimiento" antes que los disparos con posterioridad a intervalos de milisegundos la energía de los explosivos correspondientes a la última fila lógicamente se proyectarán hacia el plano de menor resistencia (frente del banco), pero nunca hacia el respaldo o fondo de la excavación que produciría una rotura indeseable y que implicaría costos extra por trabajos de afine.

7).- Por todo lo anterior expuesto se reduce la cantidad de explosivos necesaria por tronada o sea la carga específica que es la cantidad en kilogramos de explosivo por metro cúbico de tronada, además de que implica una proporcional reducción en el volumen de barrenación, lo cual se refleja en el costo.

Dentro de las múltiples combinaciones y posibilidades de arreglo en bancos y canteras, se presentan ocho métodos útiles y de gran aplicación, para dichos trabajos:

Método 1.- Consiste en disponer los barrenos con detonadores en series alternadas, ya sean intervalos inmediatamente consecutivos o aumentando los retardos para incrementar la fragmentación, reducir el lanzamiento del material, disminuir el ruido y la rotura del respaldo (fig. 4.3.6).

Método 2.- En formaciones de rocas tenaces, mucha resistencia y apreciable compresibilidad es necesario aplicar un esfuerzo mayor por lo cual los intervalos de tiempo de los detonadores se eligen ligeramente mayores que los del método 1 (fig. 4.3.7).

Método 3.- Para una máxima proyección o lanzamiento de la roca y una buena fragmentación, evitando pilas de rezaga muy altas -- se utiliza el disparo progresivo de doble hilera de barrenos -- donde cada fila de barrenos se dispara simultáneamente, favoreciendo el lanzamiento del material hacia el frente libre (fig. 4.3.8).

Método 4.- Cuando la fragmentación de la roca es de primordial importancia, como cuando se usa para alimentar plantas trituradoras, es de gran utilidad la disposición de doble hilera con períodos alternados en cada una para garantizar una buena fragmentación y disminuir el lanzamiento del material (fig. 4.3.9).

Método 5.- Para tronadas de filas múltiples un empleo muy común es el disparo progresivo de ellas con intervalos que dependen de las características de la roca, con lo que se obtiene un adecuado amontonamiento de la roca tronada que facilita las operaciones de las excavadoras (fig. 4.3.10).

Método 6.- En tronadas con problemas de vibración, se utiliza el disparo conocido como disparo de secuencia progresiva. El orden de disparo en serie progresiva puede ser de derecha a izquierda o viceversa, cuando la estratificación o planos de debilidad de la roca así lo aconsejen. El inconveniente de este método es que causa roturas del respaldo del banco cuando existen planos de debilidad en la formación, por lo que deberá de ser siempre vigilado (fig. 4.3.11).

Método 7.- Rinde grandes beneficios en bancos de poca altura -- donde se presentan problemas derivados de la vibración el sistema progresivo de filas múltiples, tomando medidas preventivas -- tendientes a evitar roturas en el respaldo y lanzamientos inadecuados (fig. 4.3.12).

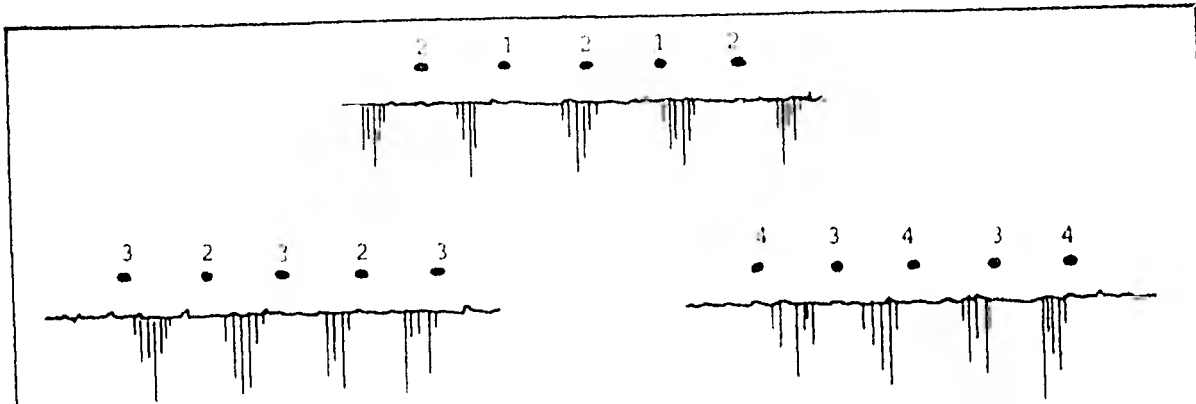


FIG. 4.3.6 METODO 1

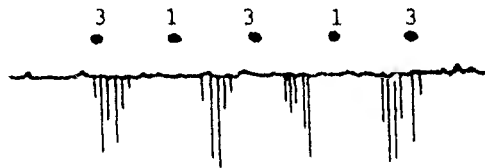


FIG. 4.3.7 METODO 2

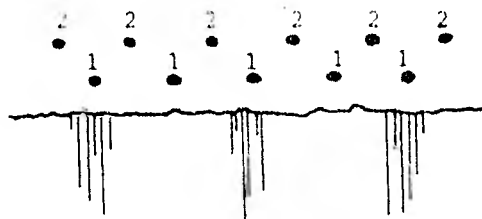


FIG. 4.3.8 METODO 3

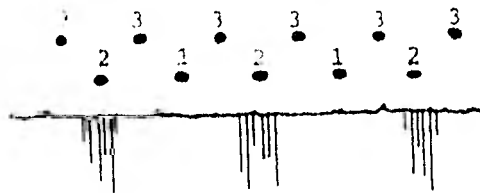


FIG. 4.3.9 METODO 4

Método 8.- Una modificación del método anterior es el disparo progresivo en serie de filas múltiples para aquellos bancos en los que se presente rompimiento en su base y un lanzamiento inadecuado (fig. 4.3.13).

1).- Diagrama de barrenación

El diagrama de barrenación o plantilla de barrenación es una representación idealizada del tamaño máximo de piedra que se desea obtener, conforme a la cantidad de explosivos, la profundidad de barrenación y el diámetro del mismo.

La plantilla más sencilla para una voladura (fig. 4.3.14) de un banco a cielo abierto de varias hileras y que está limitada lateralmente es aquella en la cual los barrenos por hilera excepto los de las esquinas, se inician con un mismo número de retardo, con lo que en el momento de la detonación, cada barrenos tiene rotura libre. Esto no sería posible si los barrenos de esquina se iniciaran al mismo tiempo, ya que se tendría una probabilidad grande de que estos incendiaran antes que los inmediatos próximos. La desventaja de este tipo de encendido es que para grandes voladuras con varias hileras los intervalos disponibles no son suficientes para la aplicación de una secuencia de encendido requerida.

Una forma de solucionar este problema es modificar la plantilla anterior haciendo que todos los barrenos de la hilera a excepción de los de esquina, se enciendan con el mismo intervalo que los barrenos de esquina de la hilera anterior (fig. 4.3.15), con lo cual se usa un menor número de intervalos.

Otro tipo de plantilla, mostrada en la fig. 4.3.16, es la que nos daría una mayor fragmentación, un mejor acabado en las paredes y una rezaga concentrada, pero que tiene malas condiciones

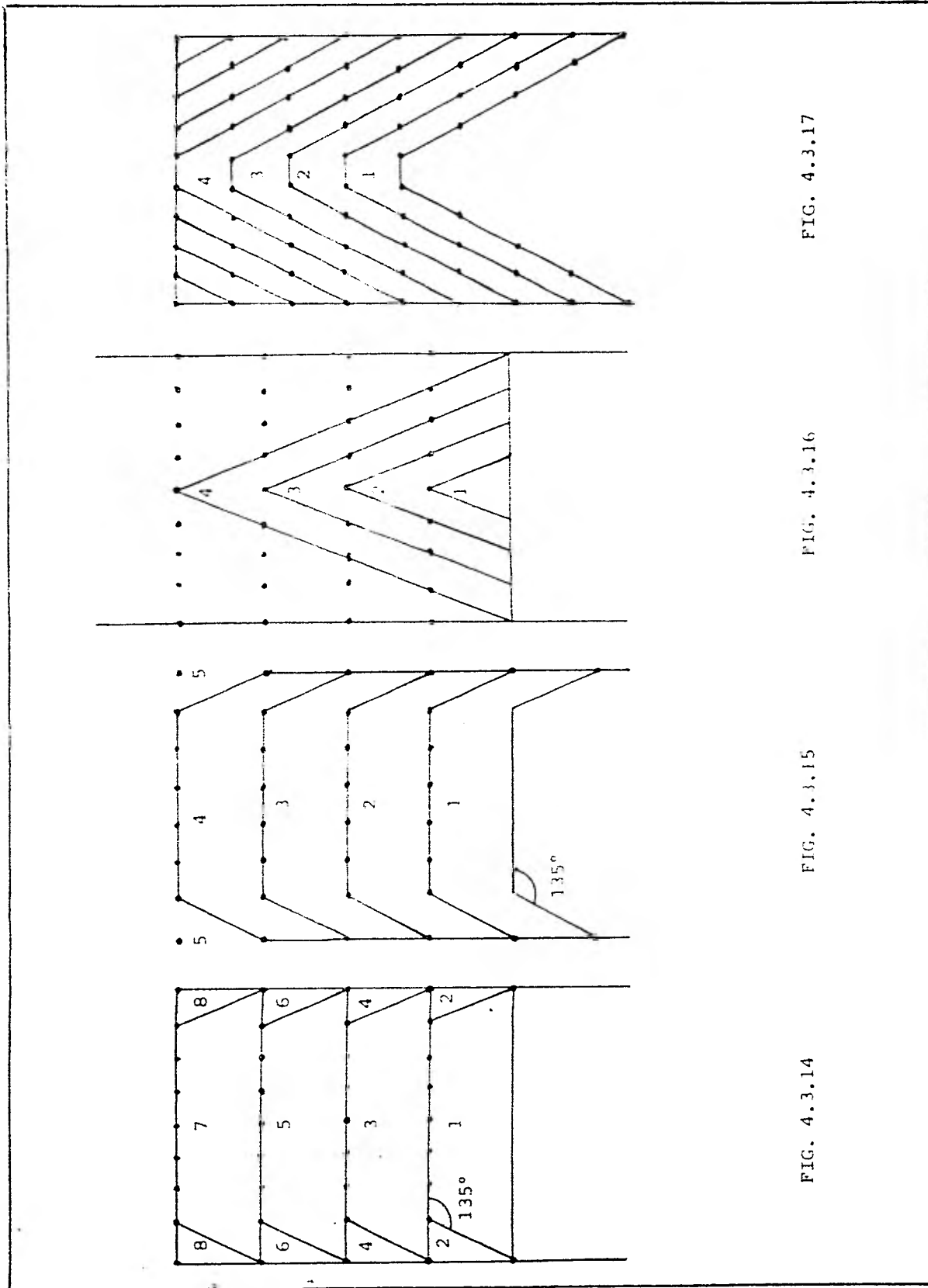


FIG. 4.3.14

FIG. 4.3.15

FIG. 4.3.16

FIG. 4.3.17

de desprendimiento central ya que después del encendido del retardo núm. 1 que tiene la rotura libre, salen los 2 barrenos de ambos lados de la misma hilera con el retardo núm. 2, así como este, por lo que da la posibilidad de que el barreno de la segunda hilera se pueda adelantar a los de enfrente y así sucesivamente, quedando encerrado ese disparo en el momento de encendido de los anteriores, efectuándose una voladura defectuosa.

Tomando en cuenta este inconveniente se diseñó la siguiente plantilla (fig. 4.3.17), en la cual los barrenos que estaban ligeramente más comprimidos que los otros, se dispusieron en la hilera de modo que el desgarramiento en sus alrededores, no afectara el contorno final de la pared acabada como lo muestra la figura.

DIAGRAMA DE BARRENACION EN BANCO

ETAPA PERIODO 1	ELEV.	PLANTILLA	Ø BARRENO	CARGA ESPEC. Kg/m ³
1-2	T.N.-405	4.0 X 3 X 12	3"	0.35
3	405 -392	2.5 X 3 X 13	3"	0.34
4	392 -380	4.0 X 3 X 12	3"	0.60
5	380 -367	2.5 X 3 X 13	3"	0.35
6	367 -354.35	2.5 X 3 X 13	3"	0.35
PERIODO 2				
1	T.N.-380	2.5 X 3 X 12	3"	0.33
2	380 -367	2.5 X 3 X 12	3"	0.33
3	367 -354.35	2.5 X 3 X 13	3"	0.33

2).- Voladura

Una voladura son toda la serie de procedimientos necesarios para obtener con la mayor eficiencia, la extracción de un tanto rocoso, mediante el disparo de las cargas explosivas alojadas previamente en los barrenos perforados en la roca.

2.1 Artificios para voladuras:

Se entiende como artificios de una voladura aquellos dispositivos empleados para:

- a).- Cebar cargas explosivas o sea es una porción de carga explosiva violenta, provista de un detonador, cuya finalidad es - empezar la explosión del resto de la carga.
- b).- Suministrar y/o transmitir una llama que inicie una explosión, como podría ser una mecha para minas.
- c).- Llevar una onda detonadora de un punto a otro, o de una - carga explosiva a otra, para hacer estallar oportuna y eficientemente el conjunto de cargas alojadas dentro de los barrenos - de una voladura o tronada, también llamada "tanda".

Los artificios para una voladura son consumidos y destruidos en la tronada, a excepción de la fuente de energía o explosor (aditamento) y son:

- 1.- Iniciadores
- 2.- Detonadores
- 3.- Mechas detonantes
- 4.- Detonadores reforzados
- 5.- Aditamentos

1.- Iniciadores. Son dispositivos empleados para encender y llevar una llama que inicie una explosión, ya sea directamente como cuando el explosivo está formado por pólvora, e indirectamente haciendo estallar un detonante, como cuando el explosivo es dinamita.

La mecha para minas es el iniciador más conocido y empleado, estando formado por un núcleo central de pólvora negra a base de nitrato de potasio, envuelto y protegido con varias cubiertas de materiales textiles impermeabilizados con lo "paga fuego" (no encender) en un extremo y la llama o propana en la velocidad conti-

nua y uniforme.

Las mechas para minas están clasificadas de acuerdo a la velocidad de propagación del fuego, la cual se mide en metros por segundo. Se fabrican en diversas categorías en su velocidad de combustión, por ejem: 98,131, etc. metros por segundo. La iniciación con mecha se utiliza normalmente para hacer detonar una sola carga, ya que en grandes voladuras este sistema es inadecuado por lo que generalmente se utiliza una iniciación eléctrica, de la cual se tiene un mejor control.

2.- Detonadores. Son artificios formados por una cápsula metálica que contiene uno o más explosivos de gran sensibilidad que al detonar hace estallar los cebos o cargas explosivas en los barrenos. Los detonadores se caracterizan por el tipo de iniciación de disparo, siendo con mecha o eléctrico, instantáneo o retardado, así como por su calibre.

a).- Cápsulas fulminantes: son casquillos metálicos cerrados por uno de sus extremos y que contienen una carga de uno o varios explosivos de gran sensibilidad, colocados para detonar con la chispa de la mecha que se emplea como iniciador.

b).- Detonadores eléctricos: son fulminantes fabricados para ser disparados por medio de una corriente eléctrica. Su construcción es parecida a la de las cápsulas fulminantes, solo que adicionalmente encima de la carga de ignición tienen un puente formado por un alambre que une los extremos de los alambres de conexión del detonador, mantenidos en su posición correcta por un aislamiento de plástico o un tarón de hule.

Al aplicar la corriente eléctrica el puente se pone incandescente haciendo así detonar al fulminante, también llamado "detonador eléctrico".

c).- Detonadores instantáneos: son casquillos metálicos que

detonación en forma prácticamente instantánea al ponerse el -
alambre del puente en estado incandescente.

2).- Detonadores eléctricos de retardo: Tienen la misma cons- -
trucción de los detonadores instantáneos, salvo que entre el -
puente eléctrico y la carga de ignición llevan colocado un ele-
mento de retardo (Fig. 4.7.18), que a su vez se fabrican en dos
tipos diferentes:

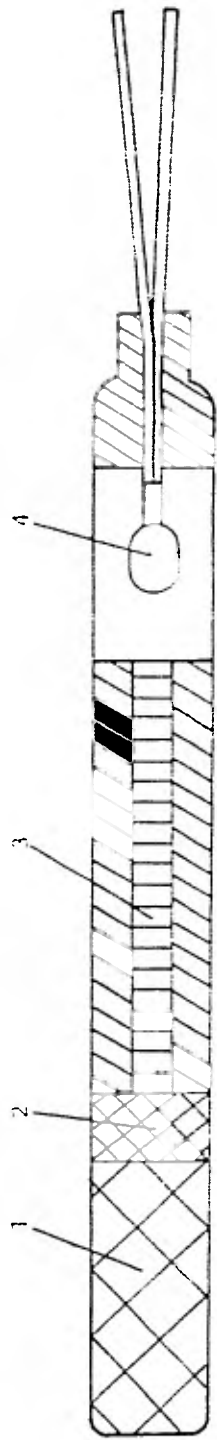
a).- Detonadores eléctricos regulares de tiempo. Se fabrican en
varios períodos de retardo, siendo el intervalo de retardo de -
un segundo para el primero, aumentando gradualmente en los si-
guientes hasta 7 segundos para el mayor retardo.

b).- Detonadores de tiempo tipo "MS". Son botopines eléctricos
con retardos de milisegundos, se fabrican en diversos períodos
generalmente de 14 a 16, que indica el tiempo en milisegundos -
en que tarda en producirse el disparo al conectar la corriente.

3.- Mechas detonantes primacord. Es un cordón detonante flexi-
ble y muy resistente con un núcleo de un explosivo llamado "Ni-
perita" (tetranitrate de pentaeritritol) protegido por una en-
voltura impermeable reforzada por varias cubiertas.

4.- Detonadores reforzados.- Son dispositivos que contienen car-
gas explosivas de muy alta velocidad para aumentar la intensi-
dad de la explosión de los detonadores o de la mecha primacord.
Se emplea cuando el primacord se encuentra empapado o congelado,
pues una de las particularidades del primacord es que una vez -
iniciado se propaga aún en el caso en que su núcleo este mojado
o congelado.

6.- Aditamentos. En la actualidad predomina el empleo de detona-
dores eléctricos y por consiguiente para hacer detonar las car-
gas explosivas se necesita una fuente de energía eléctrica o ex-
plosor, para obras muy grandes se utiliza la energía eléctrica



1.- Carga expl. alva de tungst.

2.- Carga catalítica.

3.- Elemento de platino (Cámara de ignición).

4.- Fuente eléctrica.

FIG. 4.3.18. - OUTF. ELECT. PARA UN TUBO 6X4-6P (CUBO HD DE 17.5KV).

del servicio general de la obra, empleando interruptores de fuerza para evitar el disparo accidental por una conexión o imprevista.

a).- Máquina explosora, las más conocidas son las del tipo generador provista de un dínamo que genera la energía necesaria y tiene los elementos de seguridad necesarios y suficientes para que la corriente no pase a la línea de conducción a menos que haya logrado un nivel correcto de intensidad y tensión (amperaje y voltaje).

Otro explosor muy empleado es el de condensador que trabaja a base de baterías y condensadores.

b).- Alambre de conexión, sirve para conectar ya sea en serie, paralelo o series en paraf de los extremos de los alambres de los estopines, cuando la longitud de éstos últimos no alcanza para interconectarse entre ellos. Se utiliza por lo general un alambre del núm. 26 forrado con aislamiento de plástico, con una resistencia de 10.15 ohmios por cada 1,000 ft. de longitud.

c).- Alambre conductor, también llamado alambre de circuito, se utiliza para conectar la fuente de energía eléctrica con el circuito. Preferentemente se emplea alambre de cobre simple de calibre núm 14B y C, que presenta una resistencia eléctrica de 2.325 ohmios por cada 1,000 ft. de longitud.

5.2 Explosivos empleados en voladura:

Se llaman explosivos violentos aquellos que se descomponen en forma instantánea por detonación, produciendo una reacción química exotérmica, caracterizada por la transformación del explosivo en una masa incandescente con temperaturas del orden de 1,400 a 3,500 grados centígrados y presiones hasta de 2,000 atmósferas.

Los explosivos detonantes se clasifican en:

a).- Alambros, son aquellos que se usan en voladura y con-

sibilidad se utilizan exclusivamente como cebos o iniciadores de grandes cargas explosivas.

b).- Secundarios. Son del tipo comercial estandar, empleados en gran escala en trabajos de voladuras o tronadas de roca, los que a su vez son iniciados por un cebo o iniciador de explosivo primario.

Los tipos de explosivos empleados en los trabajos de excavación de roca son los siguientes:

1.- Dinamitas de nitroglicerina, constituidas únicamente por nitroglicerina. Su alta velocidad imparte una acción rápida y fracturadora, produce abundantes gases, no siendo aptas para trabajos subterráneos. Su empleo es limitado por su costo, sensibilidad e inflamabilidad.

2.- Dinamitas amoniacales, la nitroglicerina es remplazada por nitrato de amonio, manteniendo la potencia nominal del explosivo. Tienen menor velocidad de detonación y pueden emplearse en trabajos subterráneos, con una ventilación adecuada. Es uno de los explosivos más utilizados en canteras, excavaciones a cielo abierto y en general en materiales de dureza media y blanda no existiendo un contaminante tóxico.

3.- Gelatinas, fabricadas con nitroglicerina y algodón-pólvora, cuya consistencia es de un líquido grueso o viscoso. Tienen una densidad de un gramo por centímetro cúbico. Son insensibles en el estado seco. Tienen un poder de 1000 unidades de gases y tienen un poder de potencia entre 25 y 100%. Son empleadas en rocas duras y dando resultados en una máquina fragmentadora como en la explotación de túneles, además son aptas para trabajos en hielos y en rivas de terrenos inundados.

4.- Dinamitas granuladas, están formadas por nitroglicerina y nitrato de amonio en una proporción que las dinamitas amoniacales, presentando en sí una estructura de tubos que empleadas en

no se entienda irregulares donde no pueden los cartuchos, tienen poca resistencia al agua, se lucen muchos gases. Se inician con primacoras con un 40% de potencia. Se emplea en el trabajo de túnel, para la producción de cascajo y piedras sueltas en rocas suaves.

5.- Nitrato de amonio libre de nitroglicerina, es una mezcla de nitrato de amonio del tipo fertilizante con polvo de cartón o con aceite mineral (petróleo). Requiere un iniciador potente y debido a su concentración de carga muy baja es recomendable para trabajos en rocas suaves.

2.3 Instrumentos para la comprobación del sistema de encendido, los aparatos de comprobación están diseñados de tal forma que no existe riesgo de ignición por temperatura durante la utilización y son:

a).- El comprobador de circuito, que indica si el circuito está intacto o existe alguna rotura.

b).- El ohmímetro, no solo comprueba el circuito, sino que proporciona información sobre la resistencia y los detonadores del sistema de encendido mediante una corriente de variación de voltaje menor que la necesaria para iniciar un detonador individualmente.

c).- El comprobador de puesta a tierra, se le utiliza para medir fuga de corriente a tierra.

d).- El medidor o comprobador de aislamiento, proporciona una medida directa, en ohmios, de la resistencia a tierra de los cables o parte de las series de una mina.

e).- Anillo de prueba voladura en banco

Altura del banco inclinado: 30.0 m

Longitud: 9.00 X 1.00 X 10.00 m

Diámetro de perforación: 4" = 10.16 cm

Concentración de carga total = $Q_t = 0.35 \text{ kg/m}^3$
 Concentración de carga de fondo = $Q_f = 40\% Q_t = 0.40 \times 0.35$
 $Q_f = 0.14 \text{ kg/m}^3$
 Concentración de carga de columna = $Q_c = 60\% Q_t = 0.60 \times 0.35$
 $Q_c = 0.21 \text{ kg/m}^3$
 Coeficiente de barrenación = $\frac{1 \text{ m}}{4 \times 3 \times 1 \text{ (m}^3)} = \frac{1}{12} = 0.083 \text{ m/m}^3$
 Volumen excavado por barreno = $\frac{1 \text{ m}}{0.083 \text{ m/m}^3} = 192 \text{ m}^3/\text{barreno}$
 Carga de fondo = $C_f = 0.14 \times 192 = 26.88 \text{ kg de explosivo}$
 Utilizando bombillos de gelatina extra 40% de 3" \emptyset se tiene que:
 14 pzas por caja de 25 kg = 1.79 kg/pza
 $N^\circ \text{ pzas} = \frac{26.88 \text{ kg}}{1.79 \text{ kg/pza}} = 15.02 = 15 \text{ pzas/barreno}$
 Carga de columna = $C_c = 0.21 \times 192 = 40.32 \text{ kg de explosivo}$
 Carga total = $C_f + C_c = 26.88 \text{ kg} + 40.32 \text{ kg} = 67.20 \text{ kg}$
 Número de barrenos por tronada = 75
 Volumen excavado = $75 \times 192 = 14,400 \text{ m}^3$
 Longitud de la carga de fondo = L_f
 Densidad de la gelatina 40% de 3" $\emptyset = 1.57 \text{ gr/cm}^3$
 Kilos de dinamita por ml para 3" $\emptyset = 7.16 \text{ kg/ml}$
 Longitud de la carga de fondo = $L_f = \frac{26.88 \text{ kg}}{7.16 \text{ kg/ml}} = 3.75 \text{ m}$
 Longitud de la carga de columna = L_c
 Densidad del Mexaón "D" = 1.65 gr/cm^3
 Kilos de explosivo por ml para 3" $\emptyset = 2.96 \text{ kg/ml}$
 Longitud de la carga de columna = $L_c = \frac{40.32 \text{ kg}}{2.96 \text{ kg/ml}} = 13.62 \text{ m}$
 Longitud del taco = longitud barreno - ($L_f + L_c$)
 Longitud del taco = $19.80 - (3.75 + 13.62) = 2.43 \text{ m}$
 Cantidad de explosivo por voladura
 $75 \text{ barrenos} \times 67.20 \text{ kg/barreno} = 5,040 \text{ kg}$

4.4 RECURSOS EMPLEADOS EN LA EXCAVACION DEL CANAL DE LLAMADA

4.4.1 Equipo

a).- Equipo empleado en las dos primeras etapas de excavación - del primer período.

1-2 tractores D8-K ó H, con ripper

2 cargadores de 4 a 3 m³

2 camiones TEREX R-22 de 12 m³

b).- Equipo de excavación en el manto rocoso

b.1).- Para el ciclo de barrenación

3-4 track-drill

3-4 compresores de 600 PCM

b.2).- Cálculo del ciclo de barrenación

No. de barrenos por tronada = 75

Espaciamiento = 3.00 X 4.00 m

Volumen aproximado a volar = 14,458 m³

Ciclo:

$$\text{Barrenación} = \frac{75 \text{ barrenos} \times 19.80 \text{ m}}{4 \text{ track-drill} \times 26 \text{ m/hr}} = \frac{1485 \text{ m}}{96 \text{ m/hr}} = 15.46 \text{ hr}$$

$$\text{Limpieza de barrenación} = 75 \text{ barrenos} \times 3' = 3.75$$

$$\text{Carga de explosivos y artificios} = 75 \times 4' = 5.00$$

$$\text{Conexión del detonante} = 0.30$$

$$\text{Retiro del personal, equipo y voladura} = 0.50$$

$$\text{Ventilación} = 0.25$$

$$\text{Duración del ciclo} = 25.76 \text{ hr}$$

$$\text{Ciclos por día} = \frac{20 \text{ hrs/día}}{25.76 \text{ hr/ciclo}} = 0.79 \text{ ciclos/día}$$

Eficiencia = 80%

Volumen real obtenido: 14,458 X 0.80 = 11,566 m³

*Nota: Para las 4 etapas siguientes del primer período se tuvo - un ciclo variable ya que como se dijo en la 3a. etapa se fueron

dejando lomas, teniendo una disminución del costo de volar y -
por lo tanto un aumento en el rendimiento.

b.3).- Equipo para la remoción y acarreo

1 tractor L-8H

2 camiones DINA de 10 m³

1-5 camiones TEREK B-22 de 12 m³

2-3 autocar de 8 m³

1 cargador CATERPILLAR-988 de 8 m³

1 cargador MICHIGAN - 175 de 4 m³

1 cargador CATERPILLAR-977 de 1.5 m³

*Nota a partir de 1977 se utilizaron 2 camiones TEREK B-22 de -
15 m³.

4.4.2 Personal

Se laboraron 2 turnos de 8 hr/turno = 16 hr/turno

a).- Personal de las dos etapas de etapas

1-2 operadores de tractor

2 operadores de paracaídas

2 ayudantes

1 operador de camión de 10 m³ (DINA)

2 operadores de camión de 12 m³ (TEREK B-22)

b).- Personal de la etapa de acarreo

1.1).- 2 operadores de camión de 10 m³

1.- 2 operadores de truck-10

2.- 2 ayudantes

3.- 2 operadores de camión de 10 m³

4.1).- 1 operador de camión de 10 m³

1.- 2 operadores de tractor

2.- 2 operadores de camión de 10 m³ (DINA)

2.- 2 operadores de camión de 12 m³ (TEREK B-22)

2-3 operadores de autocar Azteca

3 operadores de cargador

3 ayudantes

4.4.2 Materiales

Gelatina extra 40% de 7/8"

Super-Mexamón

Cordón primacord

Estopines instantáneos

Tobal

CUADROS ESTADÍSTICOS DE RENDIMIENTOS EN LA EXCAVACION DEL CANAL DE LLAMA
DA O. DE T.

Cuadro No. I

Rendimientos de los Tractores en Extracción del Material de Lutitas.

Año	Mes.	Hrs	Maq.	Rendimientos	
				Mensuales (m ³)	m ³ /hr.
1979	Mar.	236		19,939	84.4
1979	Abr.	926		73,216	79.1
1979	May.	530		43,601	82.3
		1,692		136,756	80.8

Cuadro No. II

Rendimientos de el Equipo de Barrenación en Precorte.

Año	Mes.	No. Barrenos	Long. Barr. ml.	Hrs. Maq.	Rendimientos m/hr.
1976	Sep.	9	107	9	11.88
1977	Ene.	12	912	77	11.84
	Feb.	96	1,149	97	11.84
	Mar.	471	5,652	477	11.84
	Abr.	546	6,553	553	11.84
	May.	503	6,033	509	11.85
	Jun.	538	6,459	545	11.85
	Jul.	521	6,246	527	11.85
	Ago.	488	5,854	494	11.85
	Sep.	337	4,042	341	11.85
	Oct.	368	4,420	373	11.85
	Nov.	254	3,046	257	11.85
	Dic.	205	2,454	207	11.85
1978	Ene.	148	1,772	150	11.81
	Feb.	204	2,442	206	11.85
	15	4,700	57,141	4,822	11.85

La Barrenación en Precorte Representó un 23% de la barrenación Total.

Cuadro No. IV

Rendimientos de los Tractores en Remoción de Roca.

Año	Mes.	Volumen (m3)	Horas Maquina	Rendimientos m3/hr.
1976	May.	40,730.67	212	192
	Jun.	81,348.17	279	291
	Jul.	72,141.27	368	196
	Ago.	74,049.17	381	194
	Sep.	793.67	136	6
1977	Ene.	20,389.47	175	116
	Feb.	26,222.87	494	53
	Mar.	135,355.27	491	276
	Abr.	157,450.67	443	355
	May.	144,673.67	440	328
	Jun.	155,041.67	652	238
	Jul.	149,984.97	703	213
	Ago.	140,404.67	467	300
	Sep.	96,316.67	295	327
	Oct.	105,593.67	193	547
	Nov.	72,307.67	252	287
	Dic.	57,771.67	309	187
1978	Ene.	41,231.62	342	121
	Feb.	57,708.58	240	240
	19	1'629,516.14	6,872	237

Cuadro No. VII
Rendimientos del Equipo en Acarreo de Material de Lutitas.

Año	Mes	Volumen (m ³)	Horas Maquina	Rendimientos m/hr.
1976	Mar.	19,939	497	40.11
	Abr.	73,216	1,130	64.79
	Mar.	43,601	1,135	38.41

Cuadro No. VIII
Rendimientos del Equipo en Acarreo del Material Rocoso.

Año	Mes.	Volumen (m ³)	Horas Maquina	Rendimientos
1976	May.	40,730.67	1,061	38.38
	Jun.	81,348.17	1,176	69.17
	Jul.	72,141.27	1,839	39.22
	Ago.	74,049.17	1,976	37.47
	Sep.	793.16	752	1.05
1977	Ene.	20,389.47	1,262	16.15
	Feb.	26,222.87	1,876	13.97
	Mar.	135,355.27	2,085	64.91
	Abr.	157,450.67	1,694	92.94
	May.	144,673.67	2,140	67.60
	Jun.	155,041.67	4,020	38.56
	Jul.	149,984.97	2,662	56.34
	Ago.	140,404.67	2,798	50.18
	Sep.	96,316.67	2,195	43.88
	Oct.	105,593.67	2,441	43.25
	Nov.	72,307.67	2,361	30.62
	Dic.	57,771.67	1,752	32.97
1978	Ene.	41,231.67	1,792	23.00
	Feb.	57,708.58	1,572	36.71
	19	1'629,516.14	37,454	41.00

Rendimiento Promedio = 41.9 m³/hr.

Volumen promedio Mensual = 85,763.98 m³

TEMA V TRATAMIENTO DE LA ROCA

Debido a las características geomecánicas pobres de las paredes del canal, sobre todo en las dos primeras etapas, y a deslizamientos concoidales (elev. 445.00 lado Oriente y elev. 405.00 - muro aguas arriba) por la combinación de los efectos de la vibración en las voladuras y la saturación (subpresión) del terreno por el agua de lluvia, se vió la necesidad de darle un tratamiento a la roca, ya fuera con anclajes, concreto lanzado (shotcrete), parrenación de suenaje o una combinación de ellos.

5.1 Anclaje

El anclaje consiste en el empotramiento de paredes o muros que presentan problemas de inestabilidad por medio de una ancla, - que es una varilla de acero lisa o corrugada que trabaja generalmente a tensión y que queda fija al terreno o masa rocosa - dentro de un barrenado previamente perforado y a la cual se le aplica un par tensionante. Los anclajes en el canal de llamada se presentaron en los taludes de la zona de lutitas (1a. y 2a. etapa del primer período), para al realizar los cortes, se rompió la estabilidad del terreno, así como sus propiedades geomecánicas.

5.1.1 Tonas ancladas

Se emplearon anclas de fricción, trasvolillo en las siguientes zonas:

ZONA ANCLADA	ELEV.	Ø	ESPON	LONG
		(in)	(m)	(m)
Talud aguas arriba	401.00 - 407.00	1.5	2.00 X 0.70	6.00
	391.00 - 404.00	1.5	1.5 X 0.70	6.00

Con una perforadora wagon-drill se obtuvieron 780 m promedio mensuales de perforación, con 19 días hábiles trabajados y con 2 turnos de 10 hrs cada uno diarios.

$$\text{Rendimiento} = \frac{780}{19 \times 20 \times 1} = 2.05 \text{ m/hr}$$

Los metros diarios barrenados por perforadora fueron:

$$\text{Perforadora BBC-35 } 20 \text{ hrs} \times 1.82 \text{ m/hr} = 36 \text{ m}$$

$$\text{Perforadora wagon-drill } 20 \text{ hrs} \times 2.05 \text{ m/hr} = 40 \text{ m}$$

El rendimiento por ancla fue de 400 anclas mensuales.

5.2 Inyección en anclas

5.2.1 Especificaciones:

$$f'c = 120 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{relación agua/cemento} = 0.56$$

5.2.2 Equipo:

- 1 estructura "dalmine"
- 1 agitador de lechada
- 1 Compresor de 600 PCM
- 1 satélite

5.2.3 Personal

a).- Operación del equipo

- 1 inyectista
- 2 aytes. de inyectista
- 2 aytes. generales
- 2 peones
- 1 cabo
- 1 compresorista

b).- Armado estructura dalbrine

1 cabo de maniobras

3-4 maniobristas

3-4 ayudantes

5.3 Concreto lanzado

El concreto lanzado o shot crete, conjuntamente con el anclaje, tiene la finalidad de confinar, manteniendo la zona tratada estable y segura.

5.3.1 Zonas protegidas

a).- Lado Oriente (zona de lutitas y margas).

De la elev. +470.00 a la 445.00 primeramente se colocó una malla flexible sujeta a las varillas ya ancladas, después se limpió la superficie del material suelto con soplete de aire, para finalmente lanzar el concreto en espesores de 10 a 12 cm, fig. 5.3.1.

Para el talud entre las elev. 445.00 y 475.00 donde se presenta con los deslizamientos se requería la remoción de este material, además de que se le dió una uniformización de concreto lanzado en espesores variables de 10 a 12 cm, antes de aplicarle el mismo procedimiento del talud anterior, fig. 5.3.2.

En la última superficie de la elev. 405.00 a 405.00 se aplicó el mismo tratamiento de la otapa anterior, pues se detectó la presencia de margas alteradas y pequeñas fallas.

b).- Muros aguas abajo (zona de estructuras).

Una de las zonas más alteradas y estructuradas fue ésta, de la elev. 405.00 a la 407.00, tendiendo a remover el material degradado para permitir una adecuada adherencia del concreto lan-

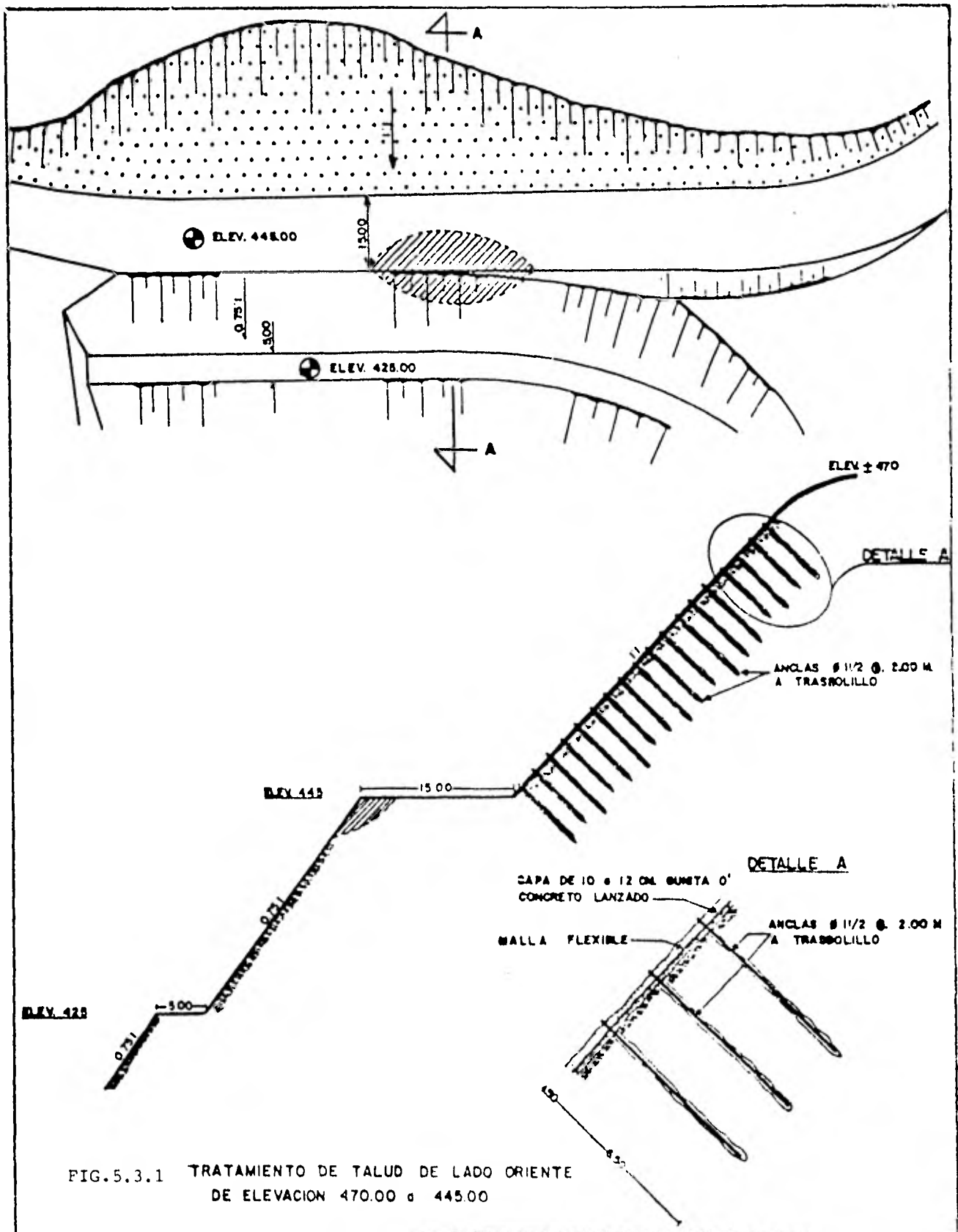


FIG.5.3.1 TRATAMIENTO DE TALUD DE LADO ORIENTE DE ELEVACION 470.00 a 445.00

zado, también se colocó malla y los espesores del concreto fueron de 5 a 10 cm, fig. 5.3.3.

Para la elev. 367.00 a 354.35 que es la zona de las pilas, se afianzaron éstas con anclas, mallas y concreto lanzado, fig. 5.3.3.

c).- Muros aguas arriba

El relleno arcilloso y algunas alteraciones de la elev. 405.00 a 380.00 hicieron necesaria la limpieza y levantamiento de un muro de mampostería, con relleno apisonado para conformar el talud. En algunas partes del mismo se colocó malla y concreto lanzado o solamente concreto lanzado, dependiendo de la calidad de la roca y de su estratificación, fig. 5.3.4.

La variación de los niveles del embalse, así como el empuje hidrostático entre los niveles 380.37 (N.M.C) y 354.35 originó la aplicación a este talud de una capa de 5 a 10 cm de concreto lanzado y sólo en algunas partes se colocó malla y concreto lanzado como se muestra en la fig. 5.3.4.

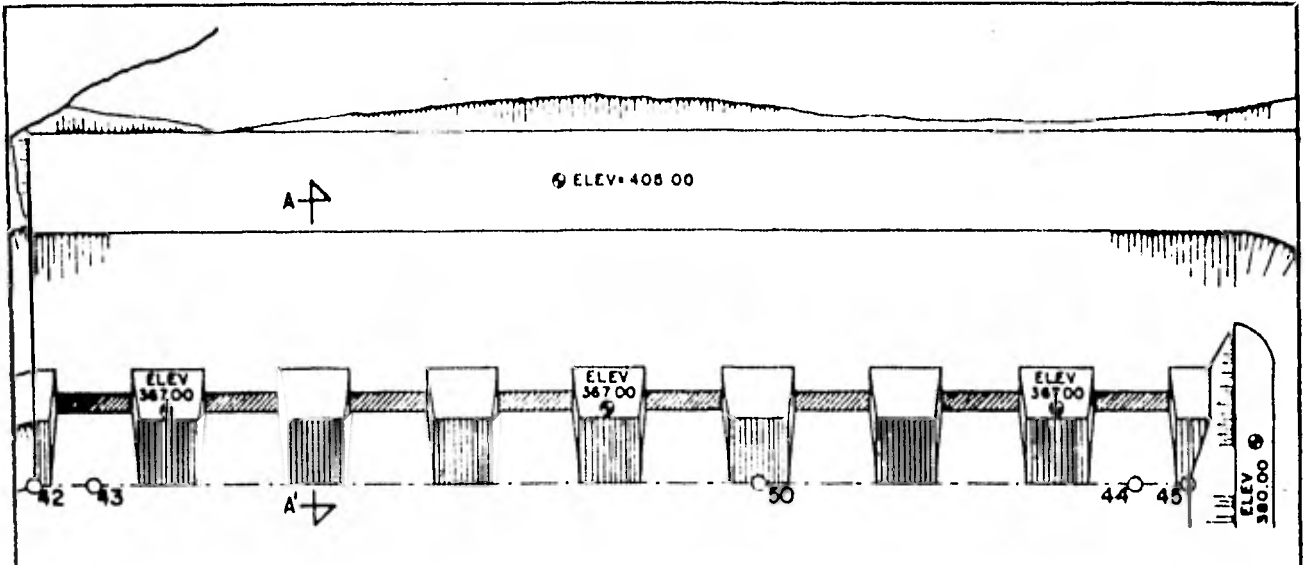
5.3.2 Equipo y personal

Equipo:

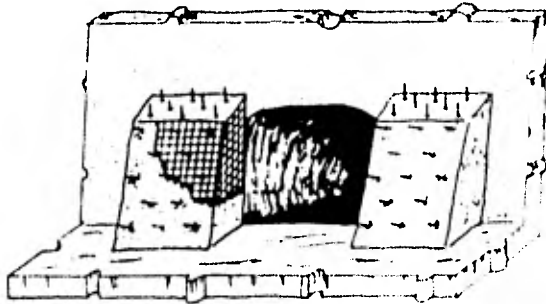
- 1 máquina lanzadora "Aliva"
- 1 compresor Gardner Denver
- 1 compresor Ingersoll Rand (C. M.)
- 1 camión volteo de 6 m³
- 1 camioneta de 3 ton
- 1-2 bachas
- 1 canastilla con malacate

Personal:

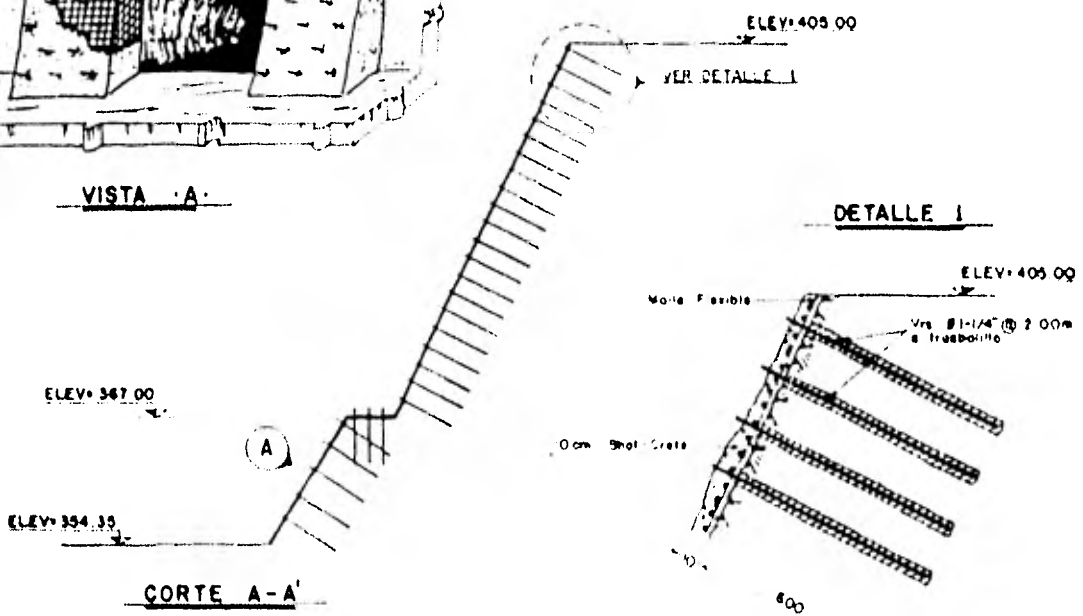
- 1 cabo
- 1 op. de lanzadora



VISTA FRONTAL MURO AGUAS ABAJO



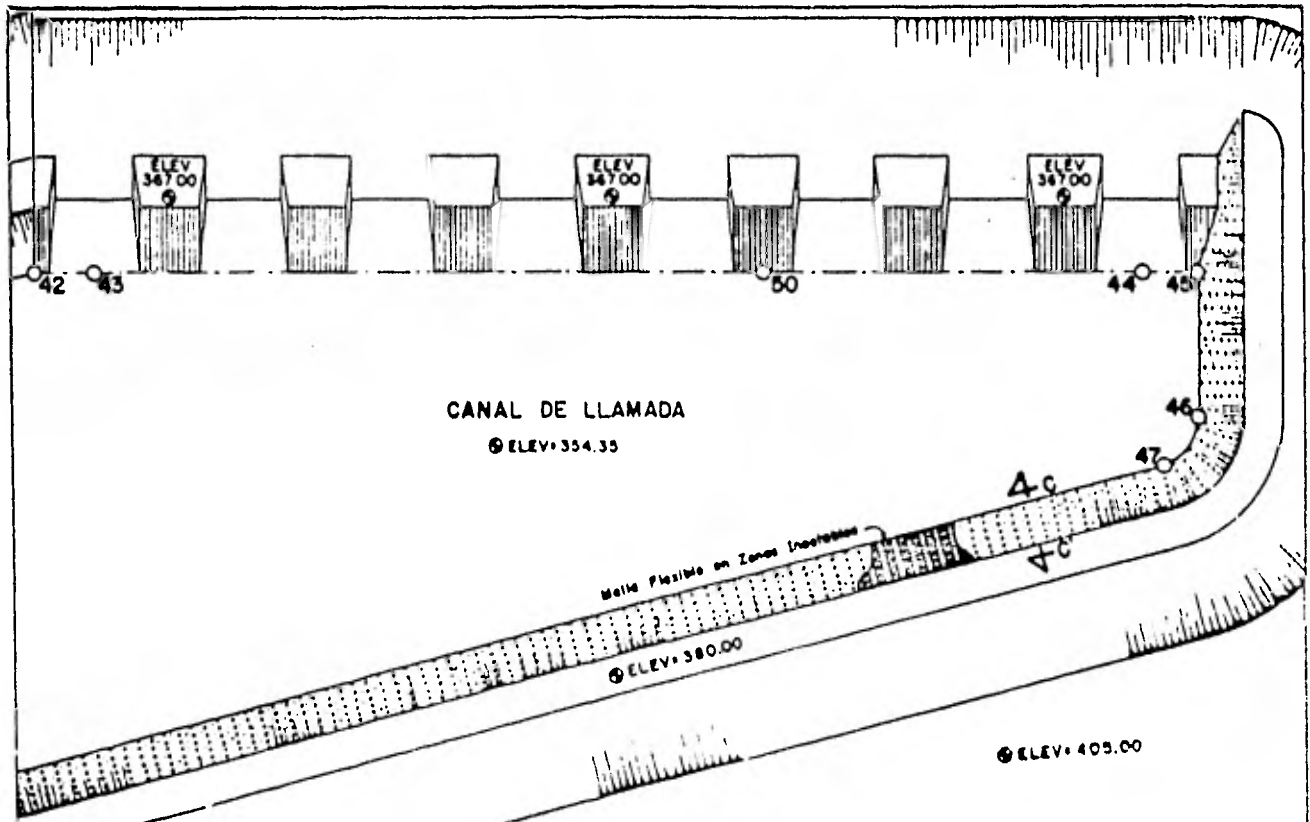
VISTA A



CORTE A-A'

DETALLE I

FIG. 5.1.2 TRATAMIENTO DE LA ROCA EN TALUD ZONA DE ESTRUCTURAS



PLANTA ZONA TALUD AGUAS ARRIBA

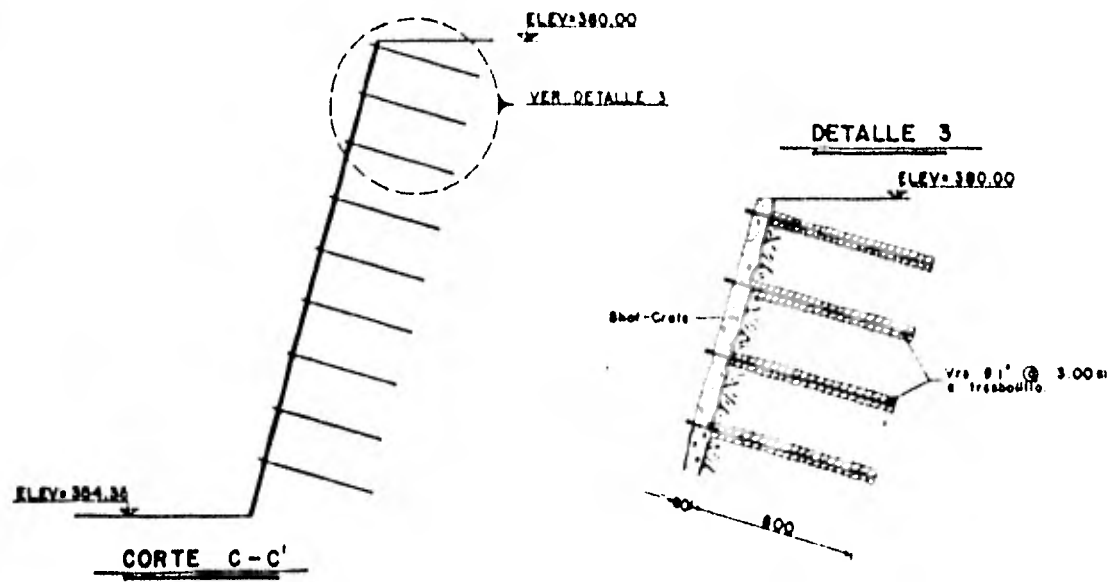


FIG. 2.1.5 TRATAMIENTO DE LA ROCA EN TALUD AGUAS ARRIBA DE EL 38000 A EL 36435

2 aytes. de op.
 2 compresoristas
 2 choferes

5.3.3 Especificaciones de la mezcla

Método de mezcla manual
 Preción de 4-5 kg/cm²
 Contenido de agua 3 a 8% del peso de agregados
 Resistencia a la compresión 250 kg/cm²
 Proportionalamientos 1: 3½ y 1: 4½

Agregados	Ø mm	Aditivo	Cemento
Arena	0.67	Sika	Portland
Arena	1.18		tipo
Grava	2.50	Sigunit	i

5.3.4 Procedimiento de mezclado

En la planta se elaboraba la mezcla, que consistía en formar una masa uniforme de agregados, grava y cemento (40 a 50% de grava, 50 a 60% de arena en peso), se transportaba al frente de ataque para que antes de aplicarse iba dentro de la boquilla de expulsión de la máquina lanzadora. Se le adicionaba agua de hidratación con aditivo Sigunit (20% del peso del cemento) y finalmente con aire a presión era expulsada la mezcla a la superficie afectada.

Se utilizó una lanzadora "Aliva" tipo revolver con motor neumático, alimentada con un compresor de 600 PCM, obteniendo rendimientos de 1 a 9 m³/hr.

5.4 Sanación de drenaje

5.4.1 Especificaciones

Percutores de 2" Ø

Longitud de 15 a 20 m

Boquilla de PVC de 2" Ø

Inclinación 10° respecto a la horizontal

relleno de gravilla

5.4.2 Zonas perforadas

ZONA	ELEV.	DIAM.	LONG.
		(in)	(m)
Muros Oriente	411.00 - 416.00	24	27.00
	416.00 - 421.00	24	15.00
	421.00 - 427.00	24	15.00
Muros aguas arriba	405.00 - 407.00	24	6.00-9.00
	407.00 - 414.00	24	6.00-9.00
Muros aguas arriba (guías de compuerta)	405.00 - 407.00	24	24.00
	407.00 - 414.00	24	24.00

5.4.3 Equipo utilizado

1 perforadora A. Capco

1 perforadora wagon-drill

1 compresor 600 PSI

Estructura Galvalume

Inicialmente se utilizó la perforadora A. Capco y posteriormente la wagon-drill, pero para el resto del proyecto se utilizó una perforadora, además para la construcción de la estructura la wagon-drill fue la más utilizada.

5.4.4 Personal

a).- Operación del equipo

1 operador perforadora

1 operador compresor

b).- Armado de estructura dalmine

1 cabo de maniobras

3-4 maniobristas

3-4 aytes. de maniobrista

Cantidad de Anclas Utilizadas

Zonas	Elevaciones	Cantidad	ML.
Taludes Oriente.	+ 470.00 a 445.00	555	3,608.
	445.00 a 425.00	470	2,115
	425.00 a 405.00	635	7,938
	405.00 a 380.00	685	4,110
	380.00 a 354.3	689	4,134
Talud A. Abajo	405.00 a 367.0	1,671	10,146
Taludes A. Arriba	405.00 a 380.0	1,170	7,020
	380.00 a 354.3	1,165	6,990
T o t a l e s		7,040	46,061

Rendimientos Mensuales de Barrenación para Drenaje.

Año	Mes	Ø = 3"		Ø = 2 1/4"		ML	
		Long. Barr (ML)		Long. Barr (ML)		Pnncial	Acumulado
		10.00	15.00	20.00	18.00		
1977	Oct	1,498				1,498	1,498
"	Nov	930				930	2,428
"	Dic	162				162	2,590
1978	Ene	1,413	570			1,983	4,573
"	Feb		532			532	5,105
"	Agc	588	200	2,415		3,203	8,308
"	Sep	690	1,800	840		3,330	11,638
"	Oct	690	370	640		1,700	13,338
"	Nov			880		880	14,218
"	Dic			840		840	15,058
1979	Ene		688			688	15,746
"	Feb	290	255			545	16,291
"	Oct				54	54	16,345
"	Nov				162	162	16,507
1980	Ene	10				10	16,517
Total	15	6,217	4,415	5,615	216	16,517	

$$\text{Promedio Mensual} = \frac{16,517.00 \text{ ml.}}{15 \text{ Meses.}} = 1.103.13 \text{ ml/mes.}$$

TEMA VI. FUNDAMENTOS DE CONCRETO

Las actividades más relevantes en la construcción de los elementos estructurales fueron la limpieza de la zona a colar, el anclaje de las varillas para la sujeción del armado, el armado del elemento, el cimbrado y finalmente el retiro de la cimbra.

La cimbra fue una de las particularidades para cada elemento, utilizando métodos eficientes, rápidos y seguros, como fue la cimbra deslizante.

La técnica de la cimbra deslizante consiste en el llenado de un grupo de cimbras, las cuales son izadas o movidas continuamente o intermitentemente, para así construir el perfil estructural requerido. La extensión de las cimbras, la velocidad de desplazamiento y el tiempo de fraguado del concreto, están especificados de tal manera, que el concreto colocado alcance la resistencia suficiente en poco tiempo, para soportar la carga de la cimbra y del concreto fresco colocados sobre él.

Las estructuras para las cuales se utilizó la cimbra deslizante fueron: las pilas frontales, las bóvedas de compuertas y los ductos de ventilación, los cuales presentaban una curvatura constante que presentaban.

Para los elementos de forma irregular se utilizaron bastidores, tales como cimbra y cimbra común. Fue el caso de los cimbras y los tramos elípticos.

Los muros laterales y el piso de operación de la zona de compuertas estuvieron diseñados con sistema convencional, formando bastidores y tablas.

Para el armado transversal de los ductos de ventilación se emplearon las varillas según el dibujo No. 1, una de ellas, ya que

los diámetros de las varillas y sus longitudes o traslape requeridas no eran físicamente factibles, además de que estos dispositivos ayudaron al paso de los agregados del concreto entre las separaciones mínimas del armado (fig. 6.1.5, corte A2A2).

El procedimiento de fabricación de una junta mecánica Cadweld (fig. 6.1) es el que sigue:

- 1).- Preparación de las puntas a unir en una distancia de 7.5 cm aprox.
- 2).- Introducción de la manga en una varilla, colocar las varillas en posición a tope con una separación de 4.76 a 6.35 mm.
- 3).- Centrar la manga, quedando el orificio exactamente entre la separación de las varillas, levantándola para permitir un mayor relleno en la parte de arriba.
- 4).- Enrollar el empaque de asbesto (dos vueltas) alrededor de la varilla y junto a la manga, no forzando el empaque dentro de la manga.
- 5).- Colocar las abrazaderas en las varillas en posición contra el empaque y la manga, sin apretar.
- 6).- Colocar el opresor en posición que normalmente colgaría de las varillas. Apretar la manija del opresor para colocar fijamente la abrazadera y el empaque, evitando que el metal líquido se salga.
- 7).- Insertar el tubo guía de aluminio dentro del orificio de la manga y colocar sobre él la cerámica.
- 8).- Colocar en posición el molde interior sobre la manga, asegurando la cadena de la manija de éste, alrededor de la manga y apretando la tuerca de la oreja de la manija con los dedos.
- 9).- Colocar la cerámica superior sobre el agujero en el fondo del crisol, colocando sobre ésta el plato de hoja de lata.

Mezclar el metal de relleno de acuerdo con el procedimiento de

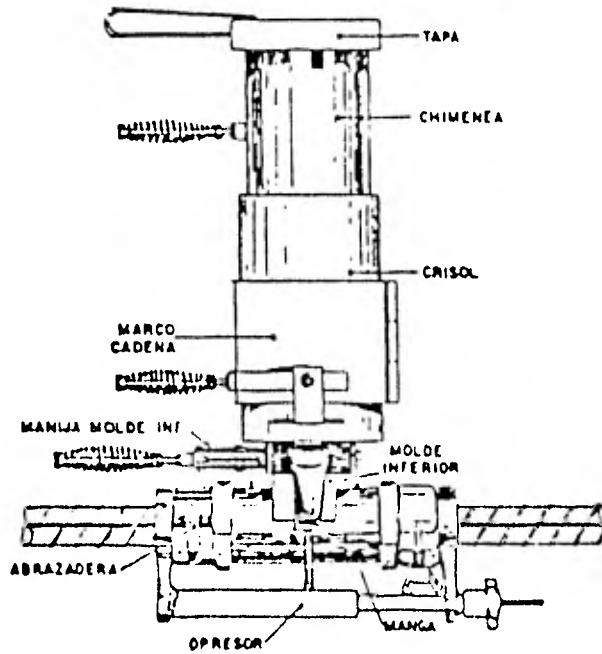
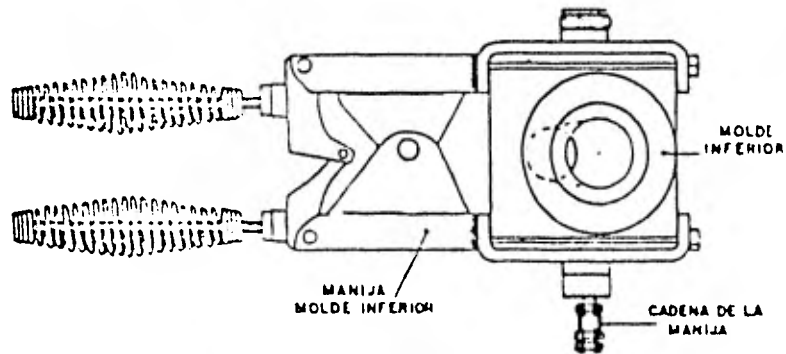
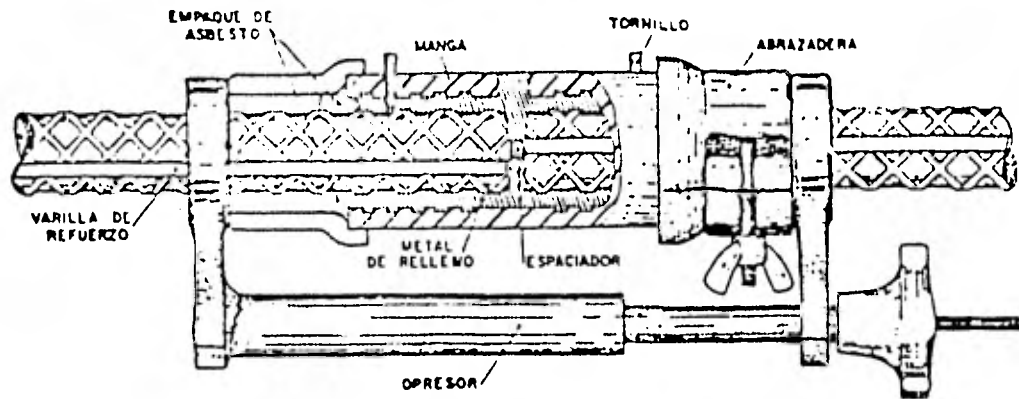


FIG. 6.7 ELEMENTOS PARA LA FABRICACION DE JUNTAS CADWELD

mezclado*. Vaciar el metal de relleno Cadweld dentro del crisol, chequeando de no desplazar el plato. Nivelar el metal de relleno dentro del crisol.

Deposite el polvo de ignición sobre el metal de relleno, guardando una pequeña cantidad para colocarla en la ventana de la chimenea.

Colocar el crisol en posición sobre el molde inferior, la chimenea en la parte superior del crisol y depositar en la ventana de ésta el remanente del polvo de ignición.

Colocar la tapa sobre la chimenea y prender el polvo de ignición con el chispero por la ventana.

Hecha la reacción del metal de relleno, éste se volverá líquido, fundiendo el plato en el fondo del crisol, pasando al ducto del molde inferior y llenando el área que se encuentra entre las puntas de las varillas y la manga.

10).- Inmediatamente después que el metal de relleno llegue al fondo de la manga, se quita la chimenea y la tapa, se safa la cadena del crisol y se fractura el metal girando un cuarto o media vuelta, no levantándolo hasta que transcurra un minuto para que solidifique.

Solidificando el metal de relleno, se quita el crisol y se abre el molde inferior.

*Procedimiento de mezclado del metal de relleno.

- 1) Cortar la bolsa del metal abajo del clip.
- 2) Abrir la bolsa y remover el cartucho del polvo de ignición.
- 3) Doblar la parte superior de la bolsa y utilizando ambas manos agitar la bolsa para uniformizar el material.

Finalmente se remueve el resto del equipo y con un martillo se quita el metal de relleno sobrante.

La colocación de concreto la suministro una motobomba Whiteman P-80 que desde el piso del canal bombeaba la mezcla, para posteriormente seguir llenando las estructuras por gravedad con canales desde la elev. 405.00 y para las partes superiores a esta elev. se utilizó el ramaleo de canales y una bacha.

6.1 CONCRETO EN BOCATOMAS (fig. 6.1.1)

6.1.1 Pilas frontales

La fig. 6.1.3 nos muestra la sección de cada pila (18.00X10.20m) cuya losa superior a la elev. 368.50 es de 6.60 X 10.20 m.

El anclaje para estabilizar los macizos rocosos sirvió para fijar el acero de refuerzo del armado de las pilas.

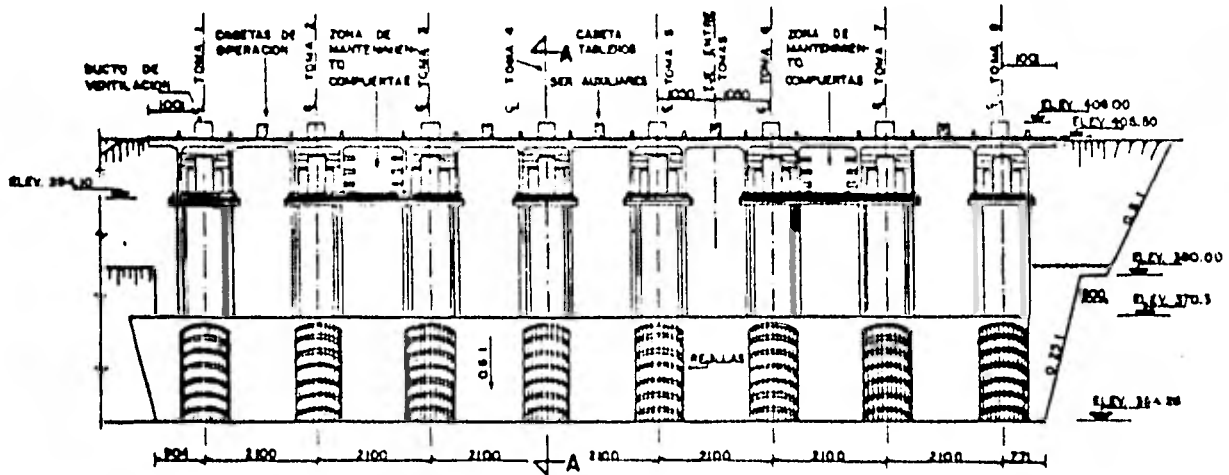
La cimbra utilizada fue cimbra deslizante y cimbramex (fig. 6.1.2).

La cimbramex consiste en paneles con un marco de acero en el cual se inserta una hoja de triplay de 12 mm de espesor, lo que da por resultado un simple trabajo de ensamble.

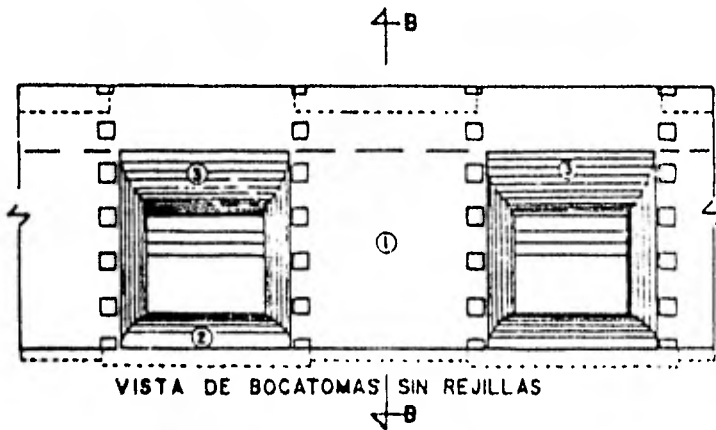
Algunas de las ventajas que tiene la cimbramex son:

- 1).- Montaje fácil, no requiere de mano de obra especializada.
- 2).- Se puede utilizar para muros de formas cualquiera.

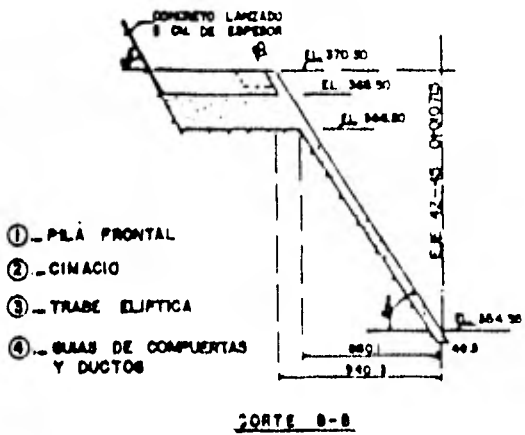
La cimbra deslizante funcionó con gatos hidráulicos (de 3 a 8 ton), en las formas de trabajo, y la cimbra de las caras interna y externa del elemento. Fijo todo el sistema se fue colocando el concreto (con bomba) en capas de 15 a 20 cm hasta llenar la cimbra, siendo el llenado final en canal desde la elev. 405.00.



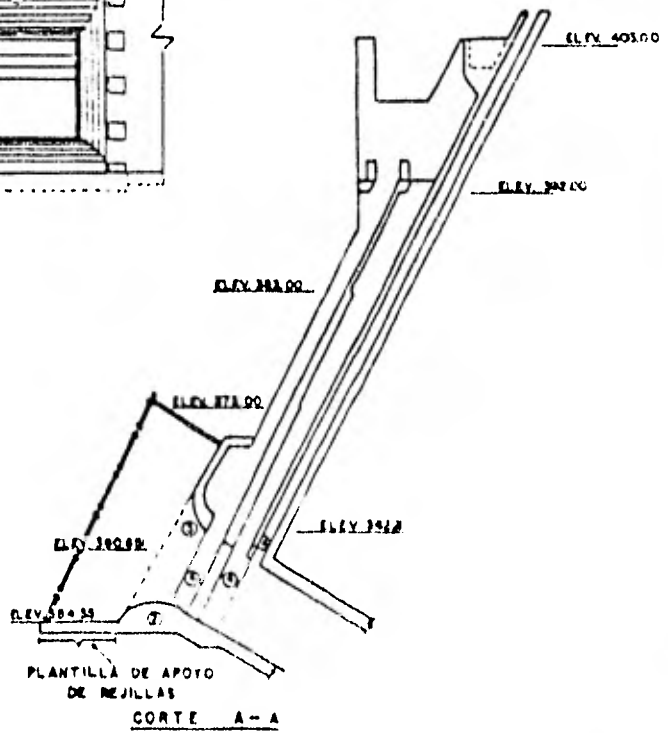
VISTA FRONTAL
OBRA DE TOMA



VISTA DE BOCATOMAS SIN REJILLAS

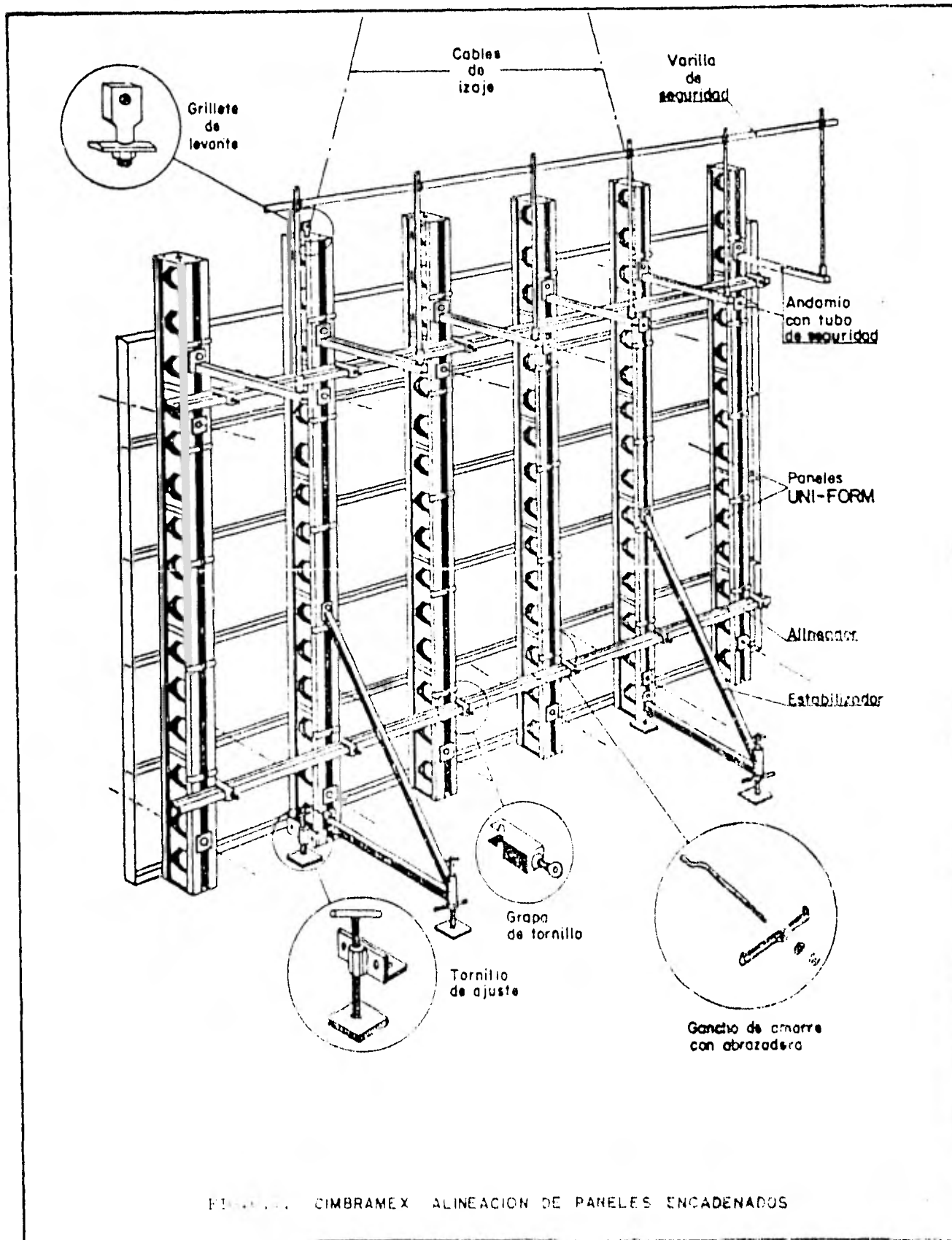


CORTE B-B



CORTE A-A

GEOMETRIA DE LAS BOCATOMAS



Al alcanzar el puseado máximo se aflojaba la cámara y se izaba con una grúa para volver a repetir la operación, con un ritmo - de 4.50 y 7.00 m por día.

Algunas de las ventajas de este sistema son:

- 1).- Diseño integral.
- 2).- Estructura monolítica de alta resistencia.
- 3).- Montaje rápido, seguro y limpio.
- 4).- Ahorro en mano de obra y usos de los moldes.

Desventajas:

- 1).- Lebe existir una programación óptima en el suministro del concreto, por el colado continuo.
- 2).- No existe mano de obra especializada en este tipo de trabajos.

En el descimbrado se utilizó un tinford para el cimbramex y con la cimbra deslizante se desarmaba al terminar de colar totalmente el elemento.

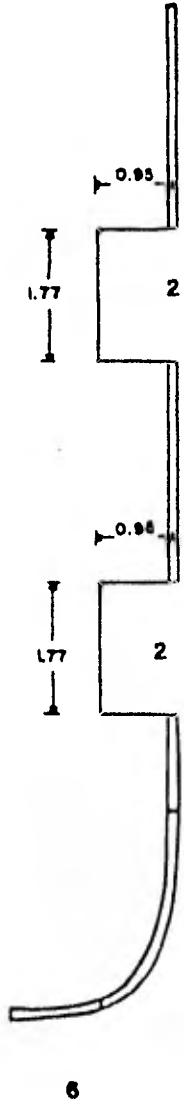
6.1.2 Muros laterales

La cimbra utilizada para unir el muro con la cilla frontal fue de forma elíptica prefabricada en taller "S" tipo a base de sheboolta, empleándose cuatro veces por unidad, fig. 6.1.4.

Para la zona de guías de compuerta, se utilizó cimbra aparente de bastidores y triplay, y la línea del muro en la trabe elíptica fue a base de los cuñas de madera.

Las cuatro etapas de colocación del concreto (bomba) en los muros fueron:

- Primera etapa de la elev. 361.40 a 360.00
- Segunda etapa de la elev. 360.00 a 362.00
- Tercera etapa de la elev. 362.00 a 363.00
- Cuarta etapa de la elev. 363.00 a 366.00



PLANTA

- 1.- CIMBRA APARENTE DE BASTIDORES DE MADERA Y TRIPLAY MARINO DE 2.44 x 2.50 MTS.
- 2.- CIMBRA DE MADERA COMUN DE UN USO DE BASTIDORES DE MADERA Y DUELA DE 2.44 x 3.67
- 3.- CIMBRA APARENTE DE BASTIDORES DE MADERA Y TRIPLAY MARINO (5/8") DE 1.22 x 2.44 MTS.
- 6 Y 4.- CIMBRA APARENTE DE BASTIDORES DE MADERA Y TRIPLAY.

3

- 5.- CIMBRA ESPECIAL APARENTE DE BASTIDORES DE MADERA Y DUELA MACHIMBRADA DE 2.44 x 3.34

AREAS

1.-	2.44 x 2.50	=	6.10 M2.
2.-	2.44 x 3.67 x 2	=	17.91 M2.
3.-	1.22 x 2.44	=	2.97 M2.
6 Y 4.-	2 x 0.50 x 2.44	=	2.44 M2.
5.-	2.44 x 3.34	=	8.15 M2.

4

TOTAL = 37.57 M2.

ESTA CIMBRA OCUPA: (1 PZA.)

5

- 23 Barreros de 0.80 Mts. con anclas de varilla de 1" ϕ de 1.00 Mts.
- 93 Sheebolts con tuercas.
- 93 Tensores de varilla de 5/8" ϕ con un tornillo de 1/2" x 3" soldado a un extremo.
- 19 Yugos de 2 polines de 4" x 4" x 2.44.
- 279 Guasas de madera de 2" x 4" x 20 cm. con un barreno de 1/2" al centro.

6

6.1.3 Trabes elípticas

La estructura va de la elev. 362.20 a 366.00 y de la elev. 366.00 a 370.30, es de sección recta a todo lo ancho de la boca toma, ligado a sus costados con los muros laterales y guías de compuertas, fig. 6.1.1.

Para poder trabajar en la fabricación y colocación de la cimbra se armó una estructura "Dalmine" apoyada en los cimacios, el cimbrado se llevó en dos etapas, la primera de la elev. 362.00 a 366.00 con madera machimbra de forma elíptica fabricada en taller, la segunda fue de la elev. 366.00 a 370.30.

La cimbra utilizada (bastidores de madera) se armó primero en la elev. 354.30 y con una grúa se montó en la parte frontal de la trabe, fijándola con sheboolts.

En seguida se hicieron los colados con la bomba.

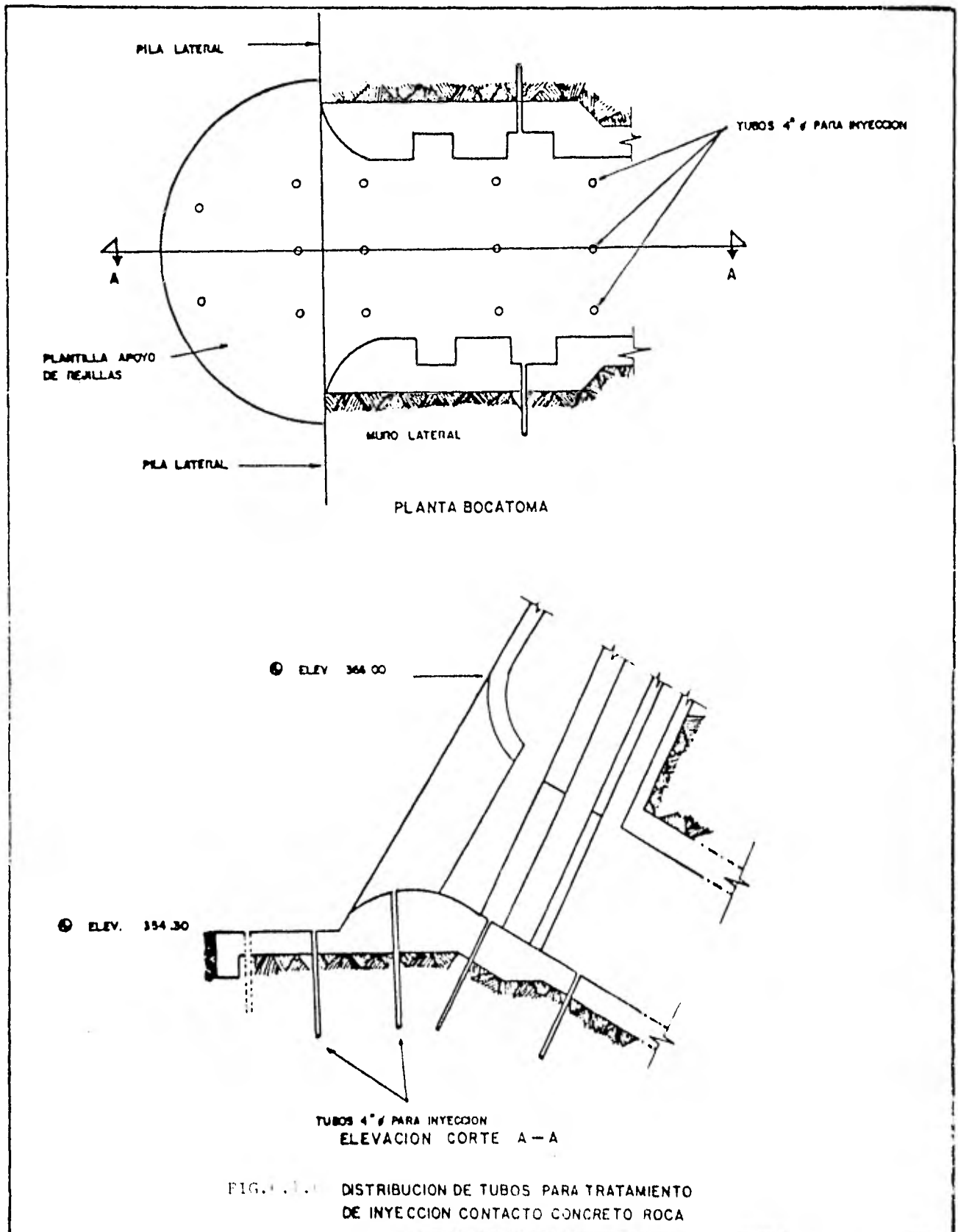
6.1.4 Cimacios y estructuras de apoyo para rejillas. (fig. 6.1.1, corte A-A).

Los cimacios van de la elev. 362.00 a 366.00 y las estructuras de apoyo a la elev. 354.30.

Se utilizaron los procedimientos y dos colados en cada uno.

Anteriormente a el desplante de los cimacios y estructuras de apoyo se hicieron trabajos preparativos para la estabilización de los rímsos, mediante la colocación de 14 tubos de 4"Ø de fierro galvanizado, fig. 6.1.2, para la inyección de contacto concreto-roca.

Los armados estuvieron apegados a planos y especificaciones como lo muestran las figs. 6.1.3 y 6.1.4, corte A3-A2 para los apoyos de rejillas y cimacios respectivamente.



La cimbra de la plantilla de la estructura de apoyo fue aparente de bastidores de madera y duela machimbra y la colocación de concreto con bomba y a tiro directo.

Para el cimacio (fig. 6.1.7) se procedió de la siguiente manera:

- a).- En la parte frontal se colocó cimbra común.
- b).- La elipse se formó con cimbra machimbra con forro de lámina para un mejor acabado.
- c).- Se colocaron 4 cerchas de madera en la parte superior para envasar el concreto.
- d).- Los asientos de las compuertas se formaron con cimbra común.
- e).- Colocación de concreto con bomba.

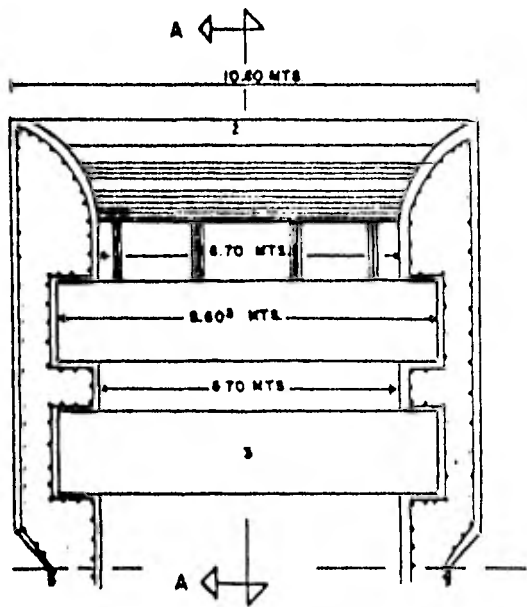
El desplante de las unidades 1 a 5 se ejecutó en dos colados antes de iniciar el lanzamiento de los tubos de la tubería a presión, pues esta plantilla (fig. 6.1.6) sirvió de apoyo a la estructura del carro lanzatubos, el segundo colado para los cimacios se ejecutó después de terminar de lanzar el total de los tubos de la tubería a presión.

Los colados para las unidades 6, 7 y 8 se ejecutaron independientemente, en el primero se coló el cimacio una vez terminado el montaje de la tubería a presión y en el segundo se coló la plantilla de apoyo de las rejillas.

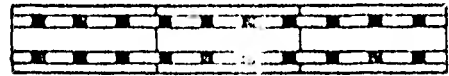
6.2 Guías de compuerta y ducto de ventilación (fig. 6.2.1).

La inclinación general de todo el conjunto es de 64° y cada ducto consta de:

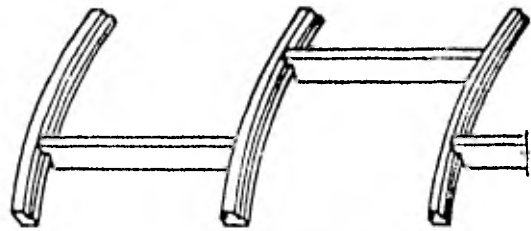
- 1).- Ducto de ventilación de sección cuadrada de 1.00×1.00 m en la parte superior, 358.00 y 409.00.
- 2).- 10 guías de compuerta (servicio auxiliar) para alojar -



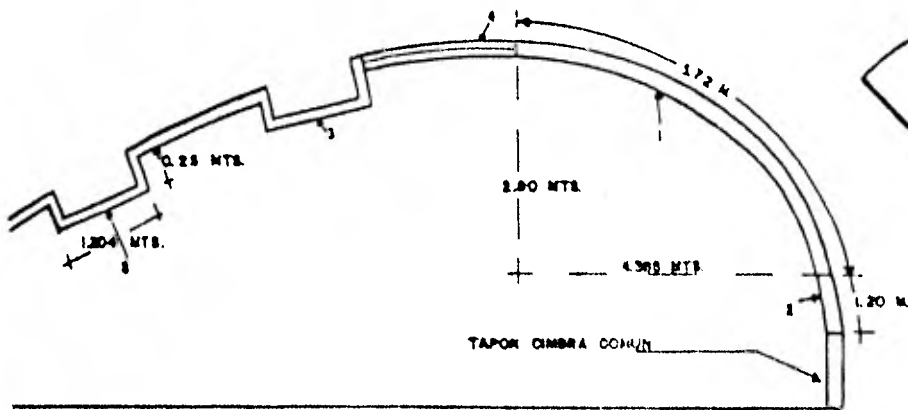
PLANTA CIMBRA



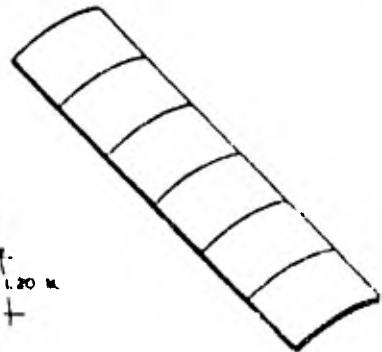
CIMBRA 2



CIMBRA 4



CORTE A-A



CIMBRA 1

- 1- CIMBRA ESPECIAL APARENTE DE BASTIDORES DE MADERA Y DUELA MACHMBRADA
- 2- CIMBRA APARENTE DE BASTIDORES DE MADERA Y TRIPLAY MARINO
- 3- CIMBRA COMUN DE 6.80 X 1.204 X 0.25 MTS. (2 PIEZAS)
- 4- GERCHAS DE MADERA DE 2" X 6" DOBLE PARA MAESTRAS (4 PIEZAS).

FIG. 11.7 CIMBRA UTILIZADA PARA CIMBIOS

las compuertas de 6.70 X 6.70 m, con sus tres secciones de la elev. 362.00 a 373.00, de la 373.00 a 383.00 y de la 383.00 a 392.00.

Para el funcionamiento de la cimbra se construyó una plataforma de madera sobre viguetas de acero a la elev. 395.00, donde se encontraban los gatos hidráulicos y bomba que izaban las formas deslizantes, (fig. 6.2.2). Las viguetas estaban apoyadas sobre las estructuras guías.

Se colocó la cimbra deslizante (fig. 6.2.3) sobre el desplante de guías y ducto de ventilación de la elev. 362.20 a 391.90, posteriormente se colocaron las 8 viguetas de apoyo de 37 m de largo, con una inclinación de 64°.

Después se armó el acero de refuerzo de la primera etapa de la elev. 362.20 a 373.00 y el llenado del molde (1.20 m de altura) en capas de 15 a 20 cm, con un promedio de 3 hrs, en ese momento se iniciaba el deslizamiento de la cimbra, mediante impulsos continuos de 26 gatos hidráulicos y a través de barras de 1"Ø y de 6 m de longitud cada una, las cuales se iban quitando conforme se izaba la cimbra, con avances de 2 cm por impulso y repitiéndose cada 2 ó 3 minutos. La duración del fraguado inicial duraba de 2 a 3 hrs.

El cambio de sección (2a. etapa) de la elev. 373.00 a 383.00, se lograba añadiendo a la cimbra de la guía de compuerta de servicio una placa de 5.20 m de largo por 1.20 m de alto y unas formas laterales con sus 2 estructuras guías a cada lado. Simultáneamente se ejecutó el armado y seguidamente el colado con el procedimiento ya descrito, en la tercera etapa (elev. 383.00 - 391.90) se repitió el procedimiento anterior como lo muestra la fig. 6.2.4.

La colocación del concreto se efectuó por canalones hasta el si

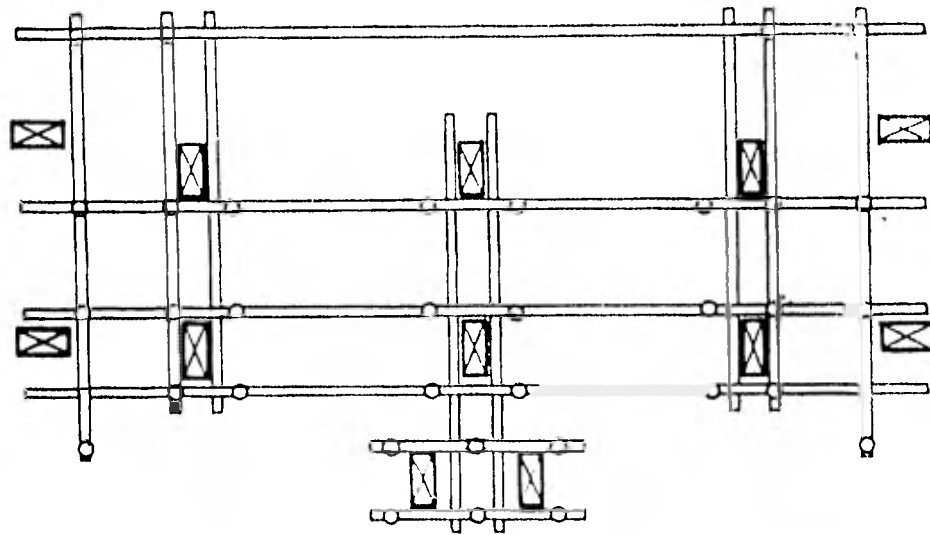
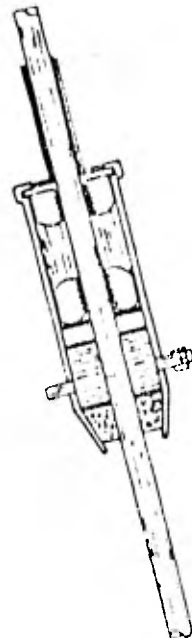


FIG. 6.2.2 DISTRIBUCION DE VIGUETAS DE APOYO Y GATOS HIDRAULICOS



GATO HIDRAULICO

tio de colocación.

El procedimiento visto se empleó en 7 unidades y para la unidad 5 se emplearon tableros de madera.

La parte restante que era solamente del ducto de ventilación de la elev. 391.90 a 408.50 se conformó con cimbra convencional y se coló con canalón hasta la elev. 405.00 y con bacha izada con grúa para terminar el colado.

6.3 Piso de operación de las zonas de compuertas, fig. 6.1.1 (elev. 394.10 a 405.00).

6.3.1 Muros laterales

Se armaron verticalmente hasta el nivel 405.00, simultáneamente con el armado del ducto de ventilación.

La cimbra fue convencional a base de tableros de madera y polines, troquelados con yugos de varillas soldadas a los tensores del acero de refuerzo. El concreto se suministro por canalones desde el nivel 405.00 y hasta llegar a él.

6.3.2 Losa o piso de operación, elev. 394.10.

Se desplantó una vez terminado el colado de los muros laterales. Se utilizó una cimbra convencional formando una tarima de apoyo a la elev. 393.00, para armar el acero de refuerzo y finalmente en canalón suministrar el concreto.

6.3.3 Trabe carril aguas abajo.

Se inicia su desplante de la elev. 401.15 a la elev. 405.85 y - en su parte inferior se forma el piso y apoyo para el servomotor.

La trabe propiamente dicha se localiza entre los niveles 405.85 y 405.00. Se inició una vez colados los apoyos y trabes paralelas a las unidades.

La cimbra empleada es a base de tableros de triplay y la colocación de concreto fue por ramaleo de canalones.

6.3.4 Caseta para equipo de operación u oleodinámica, fig. 6.3.1.

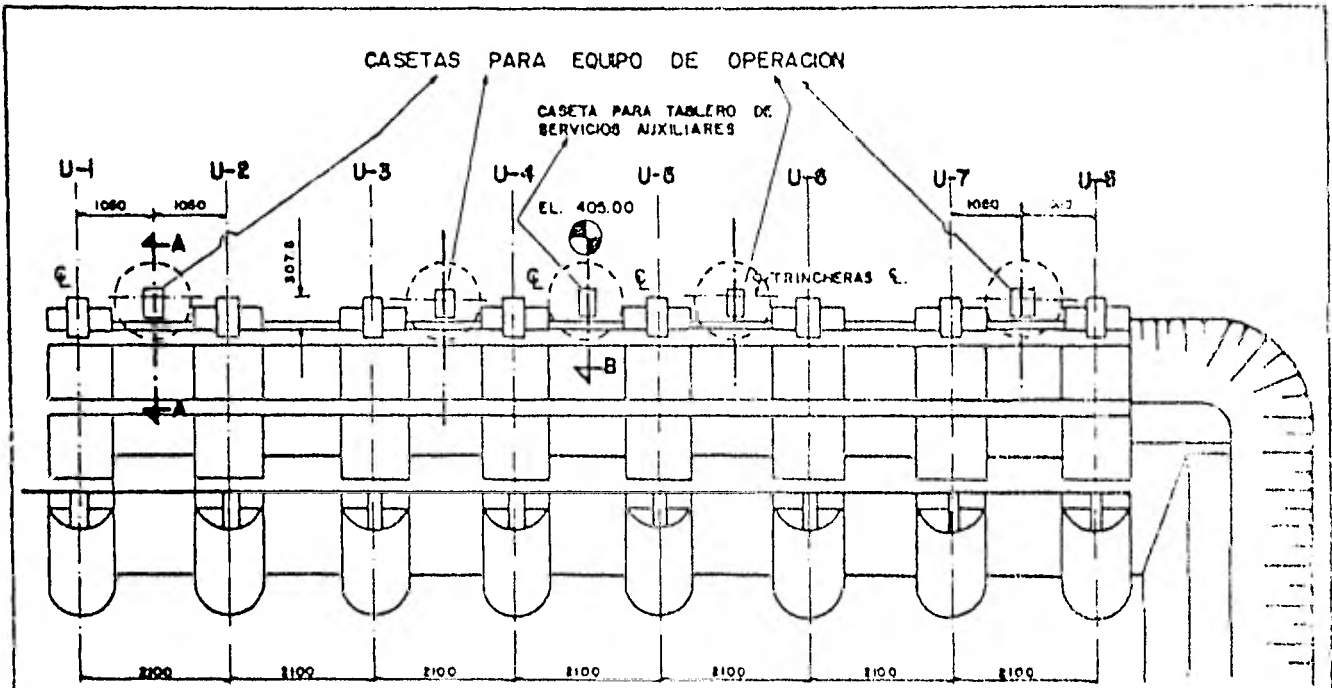
Están localizadas en el nivel 405.00, en la losa del piso de maniobras y entre las unidades 1-2, 3-4, 5-6 y 7-8.

Se construyeron en dos etapas:

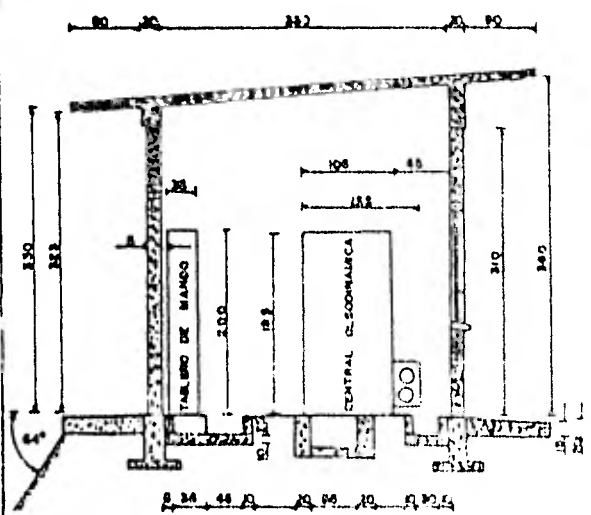
La primera de la elev. 404.50 a la losa que comprende las trincheras de cables en el interior de la caseta, se utilizó cimbra convencional y se colocó el concreto a mano.

La segunda etapa correspondió a la losa superior y la trabe perimetral de los muros de la elev. 408.30 a 408.70, también con cimbra común y colocación de concreto a mano, fig. 6.3.1 (corte A-A).

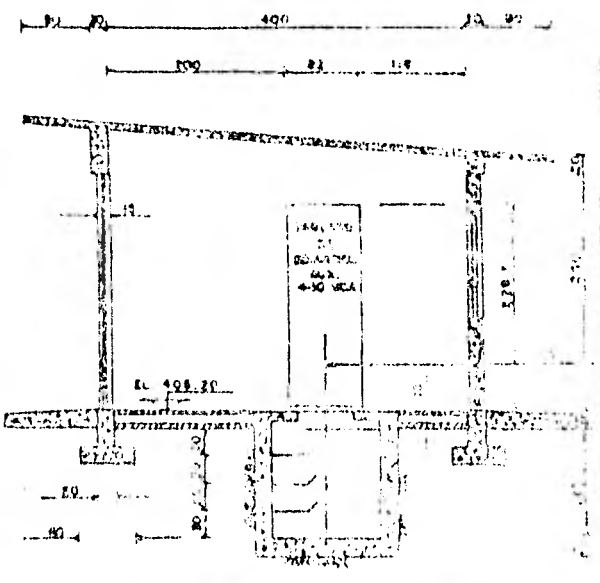
El mismo procedimiento fue empleado para la caseta para tableros de servicios auxiliares, entre las unidades 4 y 5, fig. 6.3.1 (corte B-B).



LOCALIZACION GENERAL



GEOMETRIA CASSETAS PARA EQUIPO DE OPERACION



GEOMETRIA CASETA PARA TABLEROS DE SERVICIOS AUXILIARES

FIG. 4.3.1 LOCALIZACION Y GEOMETRIA DE CASSETAS PARA EQUIPO DE OPERACION Y DE TABLEROS

TRABES ELIPTICAS

Unidades	Fechas		Elevaciones		Volúmenes (m ³)		% Mayor. al Proy.
	Inició	Terminó	De	A	Proyecto	Real	
1	14 - II - 80	18 - IV - 80	362.00	370.30	112.43	119.56	6.3
2	20 - IX - 79	22 - IV - 80	362.00	370.30	"	134.51	19.6
3	20 - XI - 79	14 - IV - 80	362.00	370.30	"	128.95	14.7
4	6 - X - 79	2 - IV - 80	362.00	370.30	"	124.53	10.8
5	30 - X - 79	10 - IV - 80	362.00	370.30	"	139.25	23.9
6	4 - XII - 79	14 - III - 80	362.00	370.30	"	137.08	21.9
7	1 - XII - 79	15 - II - 80	362.00	370.30	"	119.20	6.0
8	27 - XII - 79	26 - II - 80	362.00	370.30	112.43	135.28	20.3
TOTALES					899.44	1,038.36	15.4

$$\text{Volumen Promedio por Unidad} = \frac{1,038.36 \text{ m}^3}{8} = 129.79 \text{ m}^3$$

$$\% \text{ Promedio que Superó al de Proyecto} = 15.4\%$$

CIMACIOS

Unidades	Fechas		Elevaciones		Volúmenes (m ³)		% Mayor. Al Proy.
	Inició	Terminó	De	A	Proyecto	Real	
1	30 - VI - 79	17 - IV - 80	352.2	356.3	281.20	419.88	49.3
2	30 - IV - 79	11 - II - 80	"	"	"	442.29	57.3
3	6 - VI - 79	17 - XII - 79	"	"	"	327.87	16.6
4	4 - IV - 79	14 - I - 80	"	"	"	385.24	37.0
5	23 - II - 79	7 - XII - 79	352.2	356.3	281.20	491.79	74.9
6	28 - XI - 79	12 - IV - 80	"	"	"	328.70	16.9
7	7 - IX - 79	12 - III - 80	"	"	"	438.45	55.9
8	25 - X - 79	28 - III - 80	352.2	356.3	281.20	467.89	66.4
TOTALES					2,249.60	3,302.11	46.78

$$\text{Volumen Promedio Por Unidad} = \frac{3,302.11 \text{ m}^3}{8} = 412.76 \text{ m}^3$$

$$\% \text{ Promedio que Superó al de Proyecto} = 46.78 \%$$

TEMA VII EVALUACION DE LOS COSTOS

- 7.1 COSTOS DIRECTOS
 - 7.1.1 Equipo
 - 7.1.1.1 Costos horarios
 - 7.1.2 Mano de obra
 - 7.1.2.1 Factor de salario real
 - 7.1.2.2 Tabulador de salarios
 - 7.1.3 Lista de materiales
- 7.2 COSTOS INDIRECTOS Y UTILIDAD
- 7.3 ANALISIS DEL VALOR UNITARIO
- 7.4 IMPORTE TOTAL

7.1.1.1 Costos Horarios

Los costos horarios están calculados sin operación y a costo directo.

No.	DESCRIP. MAQUINA	CAPACIDAD	POTENCIA	COSTO/HORA
1	Bomba Moyno		20 HP	\$12.16
2	Bomba 2" Ø	250 l/min	5 HP	9.69
3	Bomba 4" Ø		20 HP	13.47
4	Cargador Terex 72-81	3 yd ³	465 HP	822.30
5	Cargador Cat. 988		325 HP	492.08
6	Cargador M. 175-B	4 yd ³	280 HP	353.00
7	Cargador Cat. 977	3 1/2 yd ³	190 HP	241.52
8	Cargador M. 85-A	3 yd ³	221 HP	278.98
9	Cargador Cat. 958	1 3/4 yd ³	130 HP	175.96
10	Grúa montacargas	20 ton	190 HP	400.51
11	Tractor D8K		300 HP	401.60
12	Camión volteo ligero	4 m ³	200 HP	127.23
13	Camión volteo Dina	17 m ³	350 HP	133.67
14	Camión volteo pesado	20 m ³	238 HP	321.02
15	Camión revolvedor	10 yd ³	450 HP	104.12
16	Camión revolvedor	6 yd ³	350 HP	205.07
17	Planta Josil. concreto	50 m ³ /hr	125 HP	407.50
18	Planta concreto	15 m ³ /hr	65 HP	116.05
19	Clasif. agregados		110 HP	50.33
20	Soldadora	2000 wt		11.93
21	Compresor	600 PSI	150 HP	32.31
22	Estructura Jumbo			491.37
23	Perforadora c/orugas		55 HP	26.43
24	Perforadora c/pierna			18.97
25	Perforadora Stenwick			81.30

7.1.2.1 Factor de Salario Real

Determinación del factor de acuerdo a las prestaciones del Contrato Colectivo de Trabajo y Convenio C.F.E. - SUPERM.

1.- Días no laborables

Domingos	52 días
Festivos por L.F.T.*	7.17 "
Festivos por C.C.T.**	5.00 "
Enfermedad	5.00 "
Vacaciones	<u>12.00</u> "
	81.17 días

2.- Días laborables al año

$$365.25 - 81.17 = 284.08 \text{ días}$$

3.- Días pagados al año

Días del año	365.25 días
Terminación de obra	30.00 "
Prima vacacional (25% de 12 días)	3.00 "
Aguinaldo	<u>15.00</u> "
	313.25 días

Factor de incremento por ley General del Trabajo y Contrato Colectivo de Trabajo.

$$F_1: \frac{\text{días pagados anualmente}}{\text{días laborados al año}} = \frac{313.25}{284.08} = 1.4547$$

*1° enero, 5 febrero, 21 marzo, 1° mayo, 15 septiembre, 15 noviembre, 15 diciembre y 1° diciembre de cada 5 años.

**14 y 17 de septiembre, jueves, viernes y sábado de semana santa.

NOTA: Los días 7 de mayo, 15 de noviembre y 12 de diciembre se laboraron en el proyecto.

7.- Factor total

FSR = Factor de salario real con prestaciones + factor de tiempo extra con prestaciones.

$$\text{FSR} = 1.7770 + 0.3008 = 2.0778$$

$$\underline{\text{FSR} = 2.08}$$

SALARIO DIARIO	GRUPO E. y M.	I.V.C.M.	125% R.P.	TOTAL
\$ 80 - \$ 100	P 9%	5%	6.25%	19.25 %
100 - 130	F 7%	5%	6.25%	18.25 %
130 - 170	S 7%	5%	6.25%	18.25 %
170 - 220	T 8%	5%	6.25%	19.25 %
220 - 280	U 8%	5%	6.25%	19.25 %
280 -En adelante	W 7.87%	5.25%	6.56%	19.685%
T O T A L =				113.935%

$$\text{FACTOR I.M.S.S.} = \frac{113.935 \%}{6 \text{ categorías}} = 18.989 \%$$

No.	CATEGORIA	CLASE	S A L A R I O	
			BASE	COSTO EMPRESA
<u>Maquinaria</u>				
1	Operador tractor		\$156.60	\$325.73
2	motoconformadora		169.82	353.23
3	moto-grúa		156.60	325.73
4	traxcavo		150.80	313.66
5	revolvedora		150.80	313.66
6	grúa		150.80	313.66
7	camión		150.80	313.66
8	dragas		156.60	325.73
9	pala		156.60	325.73
10	rezagadora		150.80	313.66
11	vagoneta		150.80	313.66
12	Ayte. operador		72.33	150.45
13	Operador bomba	1a.	87.00	180.96
14		2a.	77.73	161.68
<u>Concretos</u>				
1	Operador bomba concreto	1a.	133.40	277.47
2		2a.	113.15	235.35
3	Vibradorista	1a.	92.80	193.32
4		2a.	87.00	180.96
5	Sobrestante	1a.	156.60	325.73
6		2a.	133.15	235.35
7	Maniobrista	1a.	133.40	277.47
8		2a.	113.15	235.35
9	Cabo cuadrilla		113.15	235.35
10	Ayte.		77.73	161.68
11	Fierro	1a.	113.15	235.35



FACULTAD DE INGENIERIA
EXAMENES PROFESIONALES
60-1-306

Al Pasante señor LUIS ARTURO ORTIZ DEHESA,
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el — Profesor Ing. Héctor García Gutiérrez, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"CONSTRUCCION DE LA OBRA DE TOMA DE LA P. H. CHICOASEN,
CHIAPAS"

1. Introducción.
 2. Generalidades.
 3. La obra de toma.
 4. Procedimientos constructivos.
 5. Tratamiento de la roca.
 6. Revestimiento de concreto.
 7. Evaluación del costo.
 8. Conclusiones.
- Bibliografía.

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, 6 de mayo de 1932
EL DIRECTOR

ING. JAVIER JIMENEZ ESPRIU

I N D I C E

		Pag.
TEMA I	INTRODUCCION	
TEMA II	GENERALIDADES	
2.1	Antecedentes	5
2.2	Geología del lugar	8
2.3	Hidrología de la cuenca	10
2.4	Sismología de la zona	10
2.5	Descripción técnica de la obra	11
TEMA III	LA OBRA DE TOMA	
3.1	Objetivo	15
3.2	Localización	16
3.3	Función	16
3.4	Capacidad	17
3.5	Geología	17
3.5.1	Generalidades	17
3.5.2	Canal de llamada	18
3.5.3	Portal de la boquilla	18
3.6	Geometría	18
TEMA IV	PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS	
4.1	Procedimiento de excavación del canal de llamada	23
4.1.1	Etapas de excavación	23
4.1.1.1	Primera y segunda etapa (elev. terr. nat.=425.00, 435.00-405.00)	25
4.1.1.2	Tercera etapa (elev. 411.5-374.50)	26
4.1.1.3	Cuarta etapa (elev. 392.00-380.00)	26
4.1.1.4	Quinta etapa (elev. 367.00-367.00)	27
4.1.1.5	Sexta etapa (elev. 354.00-354.00)	27

4.2	Etapas de excavación del tapón de roca	29
4.2.1	Primera etapa (elev terreno natural-380.00)	29
4.2.2	Segunda etapa (elev 380.00-367.00)	29
4.2.3	Tercera etapa (elev 367.00-354.35)	29
4.3	Ciclos de trabajo para excavación en roca a cielo abierto.	30
4.3.1	Actividades de que consta el ciclo para excavación.	30
4.3.1.a	Precorte	34
4.3.1.a.1	Barrenos de precorte	36
4.3.1.a.2	Ciclos de precorte	36
4.3.1.a.3	Equipo, personal y material por ciclo de barrenación en precorte.	37
4.3.1.b	Excavación en banco	38
4.3.1.b.1	Diagrama de barrenación	42
4.3.1.b.2	Voladura	43
4.3.1.b.3	Cálculo de una voladura en banco	49
4.4	Recursos empleados en la excavación del canal de llanura.	51
4.4.1	Equipo	51
4.4.2	Personal	52
4.4.3	Materiales	53
4.5	Estadísticas de rendimientos observados en la excavación del canal de llanura.	54
TEMA V TRATAMIENTO DE LA ROCA		
5.1	Anclaje	59
5.1.1	Tomas ancladas	59
5.1.2	Personal por turno	60
5.1.3	Rendimiento	60
5.2	Inspección en canal	61
5.2.1	Especificaciones	61
5.2.2	Equipo	61
5.2.3	Personal	61

5.3	Concreto lanzado	62
5.3.1	Zonas protegidas	62
5.3.2	Equipo y personal	63
5.3.3	Especificaciones de la mezcla	64
5.3.4	Procedimiento de mezclado	64
5.4	Barrenación de drenaje	64
5.4.1	Especificaciones	65
5.4.2	Zonas perforadas	65
5.4.3	Equipo utilizado	65
5.4.4	Personal	65
5.5	Rendimientos de los diferentes tratamientos de la roca.	67
TEMA VI	REVESTIMIENTO DE CONCRETO	
6.1	Concreto en bocatomas	74
6.1.1	Hilas frontales	74
6.1.2	Muros laterales	75
6.1.3	Trabes elípticas	76
6.1.4	Cinacios y estructuras de apoyo para rejillas	76
6.2	Guías de compuerta y ductos de ventilación	77
6.3	Piso de operación de la zona de compuertas (elev 394.10-405.00)	79
6.3.1	Muros laterales	79
6.3.2	Losa o piso de operación	79
6.3.3	Trabe carril aguas abajo	79
6.3.4	Caseta para equipo de operación u oleodinámica	80
6.4	Comparativos de volúmenes de concreto programados y reales.	81
TEMA VII	EVALUACION DEL COSTO	
7.1	Costos directos	85
7.1.1	Equipo	85

7.1.1.1	Costos horarios	85
7.1.2	Mano de obra	87
7.1.2.1	Factor de salario real	87
7.1.2.2	Tabulador de salarios	90
7.1.3	Lista de materiales	93
7.2	Costos indirectos y utilidad	96
7.3	Análisis de los precios unitarios	98
7.4	Importe total	120

TEMA VIII CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFIA

TEMA I INTRODUCCION:

La capacidad de observación y reflexión, así como el inagotable poder de inventiva e ingenio que distinguen al hombre como un animal racional, lo han llevado a modificar y a dominar el medio ambiente que lo rodea.

La historia de la electricidad esta plasmada de sucesos relevantes y hasta mágicos, como son la observación de la capacidad del ámbar de atraer partículas de polvo, la invención del pararrayos por Benjamín Franklin y la primera lámpara incandescente por Tomás Alva Edison.

La investigación y el desarrollo tecnológico logrados por Andrés Ampère quien inventó la bobina o Miguel Faraday y Joseph Henry en la invención del generador, condujeron a la concepción más elemental de lo que ahora son las grandes Centrales Hidroeléctricas.

Ahora bien, ciertamente vivimos en un mundo que no puede prescindir de la electricidad, existe por resolver el problema de los combustibles como fuentes de generación.

Considerando los precios internacionales de los combustibles, el costo por unidad de generación de distintas fuentes son de menor a mayor costo: geotermia, eólica, hidráulica, nuclear y térmica a base de hidrocarburos.

Aunque estos costos pueden cambiar en el futuro, los hidrocarburos seguirán siendo los menos económicos.

Los estudios del desarrollo hidroeléctrico en México, datan del año 1896 con el estudio del proyecto Necaxa y la construcción de la primera Planta Hidroeléctrica Portezuelo en Atlixco,

Pue. con una capacidad de 2800 kw y cuya operación comercial se inició en 1898.

Antes de la creación de la Comisión Federal de Electricidad (C.F.E.) el 14 de agosto de 1937, se importaba el 100% de la tecnología hidroeléctrica, que incluía el estudio, diseño, construcción y operación de cada proyecto.

La operación de plantas hidroeléctricas por la C.F.E. principió con la Planta Hidroeléctrica de Xía, Oax. en 1939, con una unidad de 85 kw.

Para 1978 existían 98 plantas hidroeléctricas operadas por C.F.E., teniéndose que actualmente la componente extranjera en la inversión de un proyecto de aprovechamiento hidráulico es del 30% del costo total, originado por la maquinaria pasada para la construcción y el equipo electromecánico de la casa de máquinas.

La infraestructura hidroeléctrica tiene hoy día, una potencia instalada de 5,300 MW, que es el 44% del total nacional y se cuenta con una generación de 19,010 GWH/año, el 32% de la nacional.

Las demandas hidroeléctricas planteadas para el período 1983 - 2000 exigen la necesidad de construir 70 plantas hidroeléctricas más, por lo que es muy importante crear una estrategia del desarrollo hidroeléctrico dentro del sector eléctrico total, ya que las cuencas más importantes ya han sido explotadas, por lo cual se deben estudiar un número mayor de proyectos de expansión de tamaños intermedio y pequeño.

De acuerdo a las necesidades de fuentes de energía eléctrica la C.F.E. y la entonces Sría. de Recursos Hidráulicos crearon el -

Plan Integral del Río Grijalva para determinar su potencialidad (Tema II, punto 2.1), pudiendo así lograr un aprovechamiento integral de sus recursos.

La Central Hidroeléctrica Chicoasén, es una de las concepciones de este plan, siendo la segunda planta de aguas arriba hacia - aguas abajo de la cuenca.

Sus 266 m de altura de cortina, la coloca en la quinta presa - más importante del mundo y la primera en el Continente Americano en su tipo (Tabla A).

El objetivo de esta tesis, como el título lo indica es introducir al lector en el desarrollo constructivo que definió la OBRA DE TOMA de la Planta Hidroeléctrica del Proyecto Chicoasén.

No podemos aislar la obra de toma como un elemento único y aislado, tenemos que aceptarla como una parte fundamental, sino la más importante para la generación eléctrica de la casa de máquinas, ya que mediante ésta se puede tener la disponibilidad de - agua que demandan las ocho turbinas (Francis, de eje vertical), para un gasto total de 1,513 m³/seg.

El control del flujo se lleva a cabo mediante el sistema electromeccánico desde el piso de operación de las bocatomas, que - opera las compuertas de servicio, además de una grúa carril para el movimiento o reposición (compuerta auxiliar), pudiendo - así poder mantener la telería a presión o las turbinas.

La magnitud de la obra obligó a tener una impresionante movilidad de recursos (materiales, mano de obra y equipo) para la excavación de los 1.7 millones de m³ del canal de llamada (Tema - IV).

La presencia de fallas y material de calidad pobre en los talu-

TABLA A LAS PRESAS MAS IMPORTANTES DEL MUNDO

NOMBRE DE LA PRESA	TIPO	ALTURA	AÑO DE TERMINACION
1.- Rogunsky, U.R.S.S.	E	325	E.C.
2.- Nurek, U.R.S.S.	E	317	E.C.
3.- Grands Dixence, Suiza	S	285	1962
4.- Inguri, U.R.S.S.	A	272	E.C.
5.- Chicoasén, México	R	266	1980
6.- Vaiont, Italia	A	262	1961
7.- Mica, Canadá	S	242	1974
8.- Sayanskaya, U.R.S.S.	A	242	E.C.
9.- Patia, Colombia	S	240	E.C.
10.- Chivor, Colombia	F	237	1975
11.- Mauvoisin, Suiza	A	237	1957
12.- Criville, F.U.A.	E	235	1968
13.- Chirkey, U.F.S.S.	A	233	1975
14.- Bhakra, India	C	226	1962
15.- Hoover, E.U.A.	M/G	221	1931
16.- Contra, Suiza	A	217	1965
17.- Krstinja, Yugoslavia	A	207	1975
18.- Bronshak, E.U.A.	C	210	1974
19.- Glen Canyon, E.U.A.	A	216	1964
20.- Daniel Johnson, Canadá	M/A	214	1968
21.- Fontanaud, U.F.C.S.	S	213	E.C.
22.- Auburn, E.U.A.	A	209	E.C.
23.- Manzana, Suiza	A	203	1961
24.- Keban, Turquía	R/E/G	207	1974
25.- Mehriz Dera Pahlavi, Irán	A	203	1963

E.C. Estructura. S Introcamiento. A Arco-cúpula
 F Faja. C Graveda. M/A Arcos múltiples

des del canal originó la aplicación de diferentes métodos y soluciones para estabilizar y dar un tratamiento a la roca, como se verá en el Tema V.

Los procedimientos constructivos para los elementos estructurales en las bocatomas, como para la obra civil del sistema electromecánico fueron seguros, rápidos y económicos; a modo de ejemplo podemos citar el empleo de la cimbra deslizante, cuyos avances por turno fueron en promedio de 1.6 m y de 45.25 m³ de concreto colocado en promedio por colado, permitiendo un ahorro en tiempo y mano de obra (Tema VI).

Con la idea de que cuando se tiene un proyecto a realizar es necesario conocer el monto a invertir en sus diferentes etapas de planeación, construcción, operación y conservación, se contempló el costo real (Tema VII) de esta obra de infraestructura para la etapa de construcción, apoyándose en los datos recopilados en el presente trabajo, para integrar los precios unitarios y los volúmenes reales ejecutados.

El costo real de una obra no es fácil de determinar ya que existen elementos inciertos que afectan todo el proceso constructivo, como son la inflación y la falta de disponibilidad de algunos productos, pero en nuestro caso se tuvo esta información de modo que los precios de concurso se incrementaron anualmente (factores de actualización) para así llegar a un importe real.

Para concluir se puede decir que actualmente la Ingeniería Mexicana está en un alto nivel, prueba de ello es esta Magna obra - "Chicoasá".

TEMA II GENERALIDADES

2.1 ANTECEDENTES

A partir del año de 1958 la Comisión Federal de Electricidad y la entonces Secretaría de Recursos Hidráulicos trabajaron conjuntamente para configurar el potencial hidráulico de la cuenca del Río Grijalva, de donde nació el Plan Integral de Aprovechamiento del Río Grijalva.

El Río Grijalva o Río Grande nace en la República de Guatemala y desemboca en el Golfo de México, en el Puerto de Frontera, Tab., con una cuenca de aproximadamente 52,600 km².

El parteaguas de la cuenca está bien definido en sus sectores alto y medio, no así en su parte baja, donde los ríos Grijalva y Usumacinta confunden sus conos de deyección, conociéndose una gran parte de la cuenca como Complejo Grijalva-Usumacinta (fig. 2.1.1) con 131,157 km², que abarcan los estados de Chiapas, Tabasco, una parte de Campeche y parte de la República de Guatemala.

Se ha podido determinar el escurrimiento medio anual en la estación Peñitas (SARH) para la cuenca del Grijalva de 23,000 millones de metros cúbicos y de 10,120 millones de metros cúbicos para el Usumacinta, según registros de la estación Boca del Cerro.

Se planearon en orden decreciente de altitud los siguientes aprovechamientos en el Grijalva:

- Agostura
- Chicoasén
- Capinalí
- Malpaso
- Peñitas
- Boca del Cerro

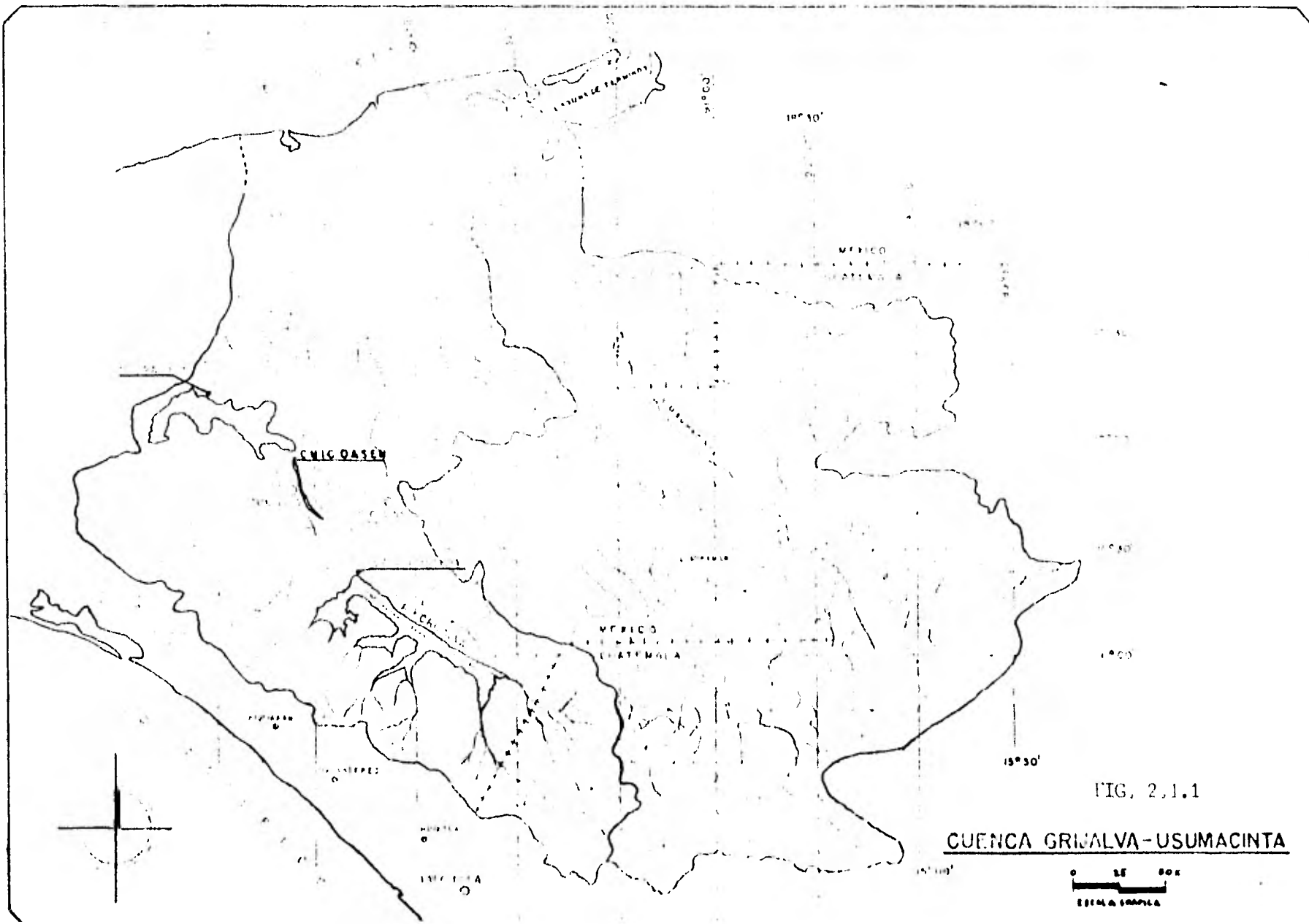


FIG. 2.1.1

CUENCA GRIMALVA-USUMACINTA

0 25 50 K
ESCALA GRÁFICA

Las características de cada uno de ellos se muestran en la tabla 1.

La presa Malpaso o Metzahualcóyotl (inaugurada en 1964) fue la primera etapa del plan mencionado, con 1080 MW instalados y un factor de planta de 0.36. La segunda fue Angostura (1975), con 900 MW y factor de planta de 0.28. La tercera la constituye Chicoasén (la primera etapa fue inaugurada a fines de 1980) con una capacidad de 2,400 MW y un factor de planta de 0.27. La cuarta etapa corresponderá a Peñitas (actualmente en construcción), -- aguas abajo de Malpaso, que tendrá para 1985 una capacidad de 500 MW y un factor de planta de 0.415. Los aprovechamientos Co--painalá y Bajo Grijalva están aún en estudio.

En la planeación del proyecto de Aprovechamiento Chicoasén se -- consideraron 3 alternativas posibles entre la descarga de las -- turbinas de Angostura y el NAFE (nivel de aguas máximas extraor--dinarias) de la presa de Malpaso.

- 1).- Presa alta (actual) en el Cañón de Chicoasén.
- 2).- Presa derivadora al inicio del Cañón del Sumidero (a 7 km -- de Chiapa de Corzo) y túnel derivador a la planta hidroeléctrica localizada en el túnel Múñiz (2 km aguas arriba de Chicoasén).
- 3).- Presa derivadora pero de menor altura en el sitio anterior, túnel hasta la mitad del Cañón del Sumidero y planta hidroeléc--trica en Copainalá, donde termina el embalse de Malpaso.

Los estudios de geología regional para detectar las condiciones de estabilidad y almacenamiento en las formaciones existentes -- condujeron a la adopción de la primera alternativa (fig. 2.1.2). De las exploraciones en Chicoasén, geología de detalle, perfora--ciones, galerías, geofísica y pruebas de mecánica de roca, se -- concluyó la aceptación del proyecto definitivo de Chicoasén, en el sitio actual (Fig. 2.1.3).

TABLA 1
 APROVECHAMIENTO INTEGRAL DEL RIO GRIJALVA

	ANGOSTURA	CHICOASEN	COPAINALA	MALPASO	PENTAS	R. GRIJALVA
Corona	543.00	405.00		192.00	97.50	
NAME	539.50	395.00		188.00	93.50	
NAMO	523.00	392.00		176.00	87.40	
NAMIN	491.85	380.00		141.00	85.00	
Desfogue	422.40	206.69	0	87.40	54.55	0
Carga Max.	102.10	188.31	11	95.50	35.30	11
Carga Dis.	791.50	176.00	0	85.00	32.05	0
Carga Min.	70.35	173.31	20	56.50	30.45	20
Cap. NAME	20'150	1'439	18	12'940	1'485	18
Cap. NAMO	10'727	7'375	0	9'605	1'091	0
Cap. NAMIN	1'000	1'170	14	2'550	961	14
Cap. Util	9'427	270		7'055	130	
Q Med. Anual	10'573	13'047	22	19'590	23'204	22
Q Med. Seg.	435 $\frac{M3}{S}$	413.74 $\frac{M3}{S}$	0	621.20 $\frac{M3}{S}$	735.80 $\frac{M3}{S}$	0
Pot. Inst.	900 MW	2400 MW		1080 MW	500 MW	
Generación/año	2200 GWH	5580 GWH		3407 GWH	1800 GWH	
Fac. de planta	0.28	0.27		0.36	0.415	

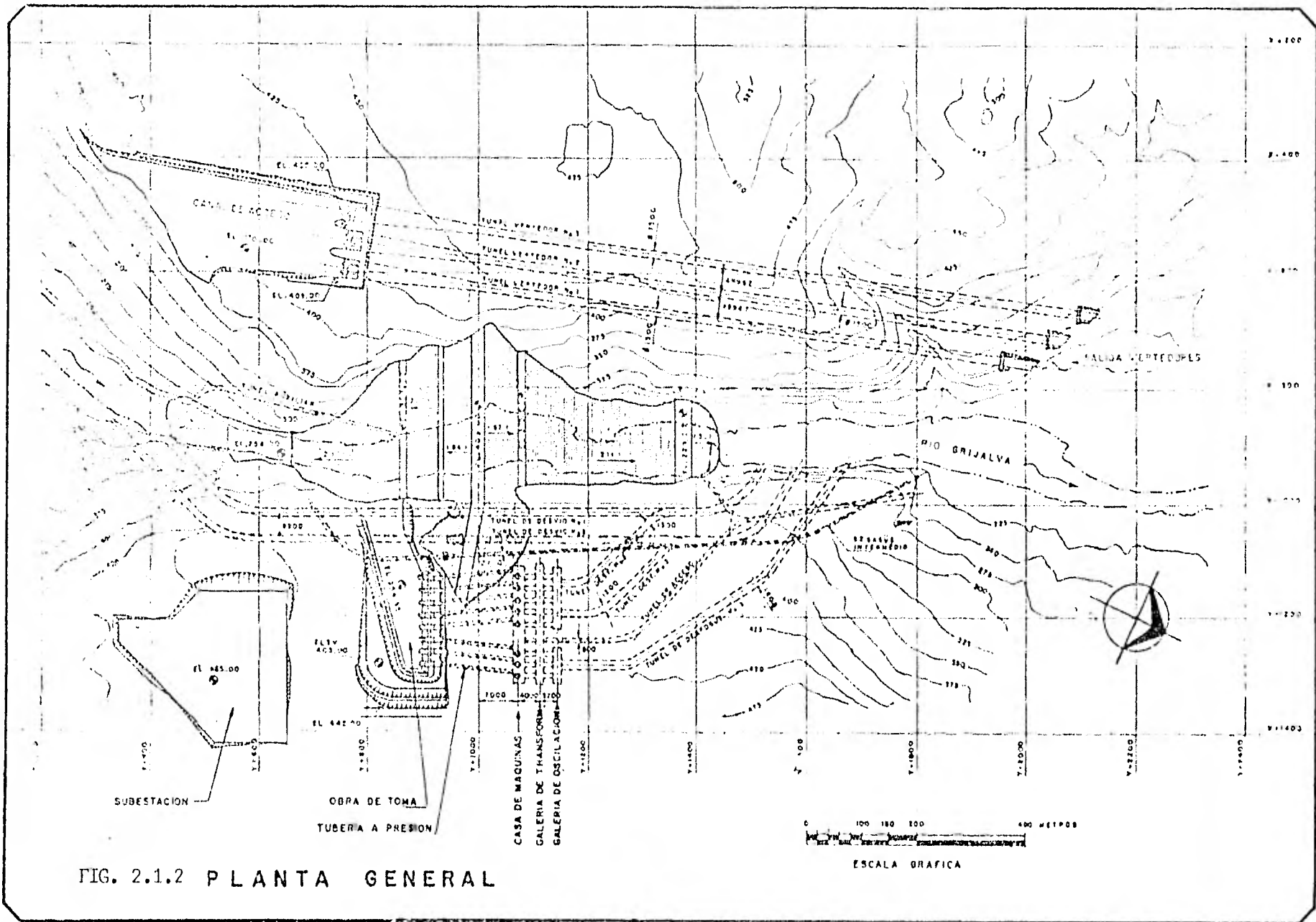


FIG. 2.1.2 PLANTA GENERAL

La zona es de alta sismicidad por lo que se decidió que la cortina se construyera de enrocamiento, con corazón impermeable de arcilla. Los estudios hidrométricos e hidráulicos fueron una parte importante de la planeación del proyecto.

Lo ideal entre dos aprovechamientos en que no exista pérdida de potencial hidroeléctrico, que en nuestro caso sería el de la elevación de la lámina de agua del máximo embalse (NAME) de la presa de Malpaso y el de desfogues de las turbinas de Angostura, -- sin embargo en Chicoasén se advierte un desaprovechamiento hidráulico, debido a la restricción impuesta por la población de -- Chiapa de Corzo, cuyo drenaje tiene una descarga a la elev. -- 395.00 (tabla 1).

Definida la boquilla y el tipo de cortina, se determinaron las -- características de las obras de desvío, la obra de excedencias y otras complementarias.

La obra de desvío consistió en un pequeño túnel en la margen izquierda para desvío preliminar para poder construir la ataguía -- de aguas arriba y dos túneles para desvío definitivo en la -- margen derecha.

Las características de la obra de excedencias se definió para -- una avenida determinada por el récord de precipitación máxima -- probable, estimada de 17,000 m³/seg.; previendo una amplia flexibilidad en el control de excedencias se planeó una estructura -- con nueve compuertas radiales, apoyadas en crestas vertedoras de perfil Creager, en conjuntos de tres en tres, que descargan a 3 ductos de restitución, diseñados para 11,000 m³/seg. y una velocidad crítica máxima de 38 m/seg.

La planeación de las obras de toma fueron independientes y alojadas en un canal de llamada, localizadas en zonas reiteradas (luti

tas y calizas) que requirieron tratamiento especial. El ancho del canal inicialmente se había proyectado constante, pero se cambió a una sección con una variación gradual, ya que hidráulicamente funcionaba mejor.

La red de caminos de construcción prácticamente estuvo supeditada a las necesidades de comunicación entre los frentes de las obras, entre éstos y los centros de control, talleres, almacenes, oficinas, campamentos e instalaciones especiales.

El arreglo de la subestación se hizo para transformar la energía a 400 000 V, dejando una reserva de áreas vecinas previendo demandas que hagan conveniente la transformación a 800 000 V.

La conducción de energía eléctrica se planeó para transmitir indistintamente al Sureste del País o la zona metropolitana de la capital 400 000 U 800 000 V, considerando no solamente la energía generada en Chicoasén, sino aún la de otros aprovechamientos del río Grijalva.

2.2 GEOLOGIA DEL LUGAR

Para definir el proyecto definitivo se realizaron de 1963 a 1969 exploraciones, de las cuales salieron las tres alternativas antes mencionadas (punto 2.1). De 1969 a 1972 se desarrollaron estudios geológicos regionales en una área de 15,000 km² y estudios de detalle del futuro embalse y boquilla. Estos estudios, junto con los sondeos de exploración (40,000 m) y socavones (4,000 m) de 1972 a 1975 permitieron definir el actual proyecto.

La región circundante a Chicoasén se caracteriza por una topografía sobre terreno plegado y posteriormente afectado por fallas. El rasgo fisiográfico más destacado es el Cañón del Sumidero cortado en calizas cretácicas, con una profundidad máxima de 1,200m.

y paredes casi verticales.

El cañón de Chicoasén, se formó por la erosión fluvial del río Grijalva, en rocas carbonatadas de la "caliza Angostura" que aflora en el sitio, en tres unidades litológicas con comportamientos propios. La superior, la Unidad 1, consiste en calizas delgadas interestratificadas con lutitas o arcillas, en espesor de 90 a 100 m. La intermedia, la Unidad 2, está formada por calizas masivas de unos 120 m de espesor y la inferior, la Unidad 3, semejante a la Unidad 1, consistente en capas de calizas delgadas, pero sus interestratos son lutitas carbonosas y su espesor es de 70 m.

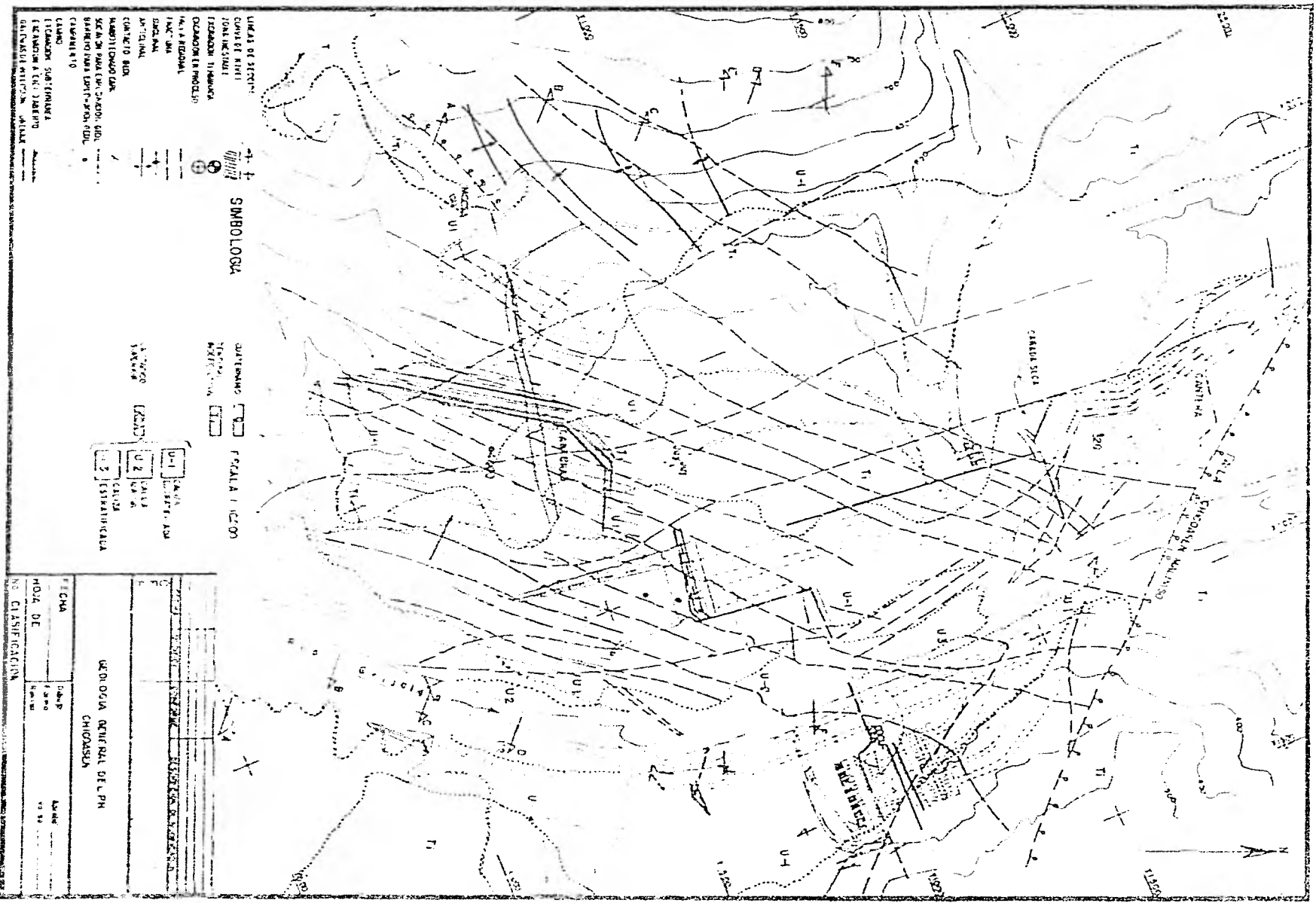
En general las 3 unidades tienen una inclinación desde la margen izquierda hacia la derecha, adoptando la forma de un domo.

Además del plegamiento principal, se observa otro plegamiento, cuya manifestación perpendicular a la deformación principal provoca pequeños anticlinales, sinclinales y terrazas estructurales.

Se han registrado tres direcciones de tallamiento denominadas Alfa, Beta y Gamma (fig. 2.1.1) con dirección N70°E, NW-SE y N-S, respectivamente. Las fallas principales tienen saltos de 3 a 50 m, formando bloques de 100 a 200 m de ancho, con estrías verticales y horizontales. Las fracturas y fallas Alfa son las más abundantes, mientras que las Gamma son más grandes en longitud y salto. El fracturamiento tiene un espaciamiento de 10 a 15 m.

Todas las fallas principales y los bloques que delimitan tienen su origen a la influencia de la falla de Chicoasén-Malpasso, de alcance regional.

Además de los levantamientos geológicos, se efectuaron estudios geofísicos consistentes en sísmol y de refracción y resistividad de alta densidad, pudiendo definir el modelo geológico y



2.2.1 Mapa Geológico del Ciénaga de Chicorosa

los modelos teóricos para el diseño de anclajes y refuerzo necesario en las excavaciones y para la estabilidad de los taludes - (proyecto de construcción).

2.3 HIDROLOGIA DE LA CUENCA

Se han determinado dos períodos bien definidos en el régimen pluviométrico: el primero de julio a noviembre de precipitaciones máximas, producto de las perturbaciones ciclónicas del Golfo de México y el mar Caribe, y a las cuales se agregan ocasionalmente las del Océano Pacífico; y el segundo período, de estiaje, que comprende los meses de diciembre a junio. La precipitación media anual es de 956.9 mm y la avenida máxima registrada es de 6,214 m³/seg.

La temperatura promedio mensual de 1961 a 1973 fue de 42.3°C máxima, 28.2°C media y 12.6°C mínima.

La variación mensual de la evaporación en el mismo período fue de 239 mm como máximo y 91 mm como mínimo, se consideró una evaporación media anual en el vaso para el nivel máximo de operación (NAMO) a la elev. 392.00 de 163 mm.

Se concluyó que la avenida máxima probable en un tren de avenidas fue en su valor pico de 17,400 m³/seg., considerando las extracciones del vaso de la Agostura con los posibles derrames de su vertedor y las aportaciones de su cuenca propia, para un período de 23 años.

Para la obra de desvío el gasto resultante fue de 4,500 m³/seg., con un tiempo de retorno de 80 años.

2.4 SISMOLOGIA DE LA ZONA

De los estudios realizados se pudo observar que existen dos tipos de sismos en la región, los superficiales de magnitud moderada a grande con epifocos generalmente en el mar o en una franja sensiblemente paralela a la costa y los profundos que han tenido sus epifocos distribuidos casi uniformemente en la plataforma marina y en la zona continental con magnitudes mayores. Una de las causas de tales fenómenos es el sistema de fallas de transcurrencia conocido como "Polochic-Motagua" que corre desde las inmediaciones del Volcán Tacaná, en la frontera con Guatemala, cruzando el territorio guatemalteco, para llegar al mar Caribe, formando la fosa "Caimán" que con las fallas paralelas, constituye el sistema tectónico "Eartlett".

Finalmente se consideraron las fallas regionales como Chicocásen-Malpasó y Múñiz para obtener los riesgos sísmicos del proyecto.

2.5 DESCRIPCIÓN TÉCNICA DE LA OBRA (fig. 2.1.2)

2.5.1 Obras de desvío.

a).- Túnel de desvío preliminar de 350 m de longitud, con sección portal de 7.00 m de ancho y 7.00 m de altura, en la margen izquierda.

b).- Dos túneles de desvío de 15 m de altura y sección tipo portal y longitud total aproximada de 2,450 m.

c).- Ataguías de aguas arriba y aguas abajo constituidas por un berdo de enrocamiento, con pantalla impermeable flexible (bentonita y cemento) de 60 cm de ancho y alturas de 60 y 26 m respectivamente.

2.5.2 Obras de contención

a).- La portina, de materiales graduados, con una altura máxima

de 266 m y un volumen total de 15'000 000 m³, de los cuales 700,000 m³ pertenecen a las ataguías, 2'100 000 m³ son de arcilla en el corazón impermeable, 600 000 m³ de grava-arena en las zonas de filtros, 1'600 000 m³ de roca-grava arena en las transiciones, 800 000 m³ de material uniforme y 9'200 000 m³ de enrocamiento.

b).- Una obra complementaria la constituye el túnel para desagüe intermedio de 8.00 m de diámetro interior (sección revestida) y 910 m de longitud, alojado en la margen izquierda, complementándose con obturadores para el cierre preliminar y con estructuras de compuertas para la operación normal.

2.5.3 Obras de control de excedencias

Constituida por el canal de llamada, la estructura de control y los ductos de restitución, en la margen izquierda.

a).- El canal de llamada tiene un ancho entre 150 y 140 m, para una elevación inicial de 366.00 msnm y la final de 373.00 msnm, la longitud media es de 350 m e implicó una excavación de 2'500 000 m³.

b).- La estructura de control la constituyen nueve compuertas radiales de 8.40 de ancho por 14.50 m de alto cada una, cuyos cimacios Creager están a la elev. 373.00, pudiendo regular 15 000 m³/seg.

c).- Los ductos de restitución son tres túneles revestidos paralelos de 1' m de diámetro interior de 1,200 m de longitud promedio cada uno. La plantilla de descarga está a la elev. 273.00 msnm.

2.5.4 Planta hidroeléctrica.

a).- Casa de máquinas, que es una caverna subterránea de 26.5 m.

de ancho por 199 m de largo y 43 m de altura, para contener -
ocho turbinas Francis, en una excavación de 160,000 m³ de roca -
aproximadamente.

b).- Obra de toma, a 183 m aguas arriba de la casa de máquinas,
con un canal derivador de 80 m de ancho promedio y elev. de plan-
tilla 354.35, que alimenta a 8 bocatomas transversales.

c).- Galería de transformadores, paralela al eje long. de casa -
de máquinas, a la elev. 211 de 202 m de largo, de sección portal
de 11.50 m de ancho por 13.90 de altura, cuya excavación fue de
32 000 m³ aproximadamente.

d).- Galerías de oscilación aguas abajo de la casa de máquinas -
paralelas a ésta, con plantilla a la elev. 195 de 16.50 m de an-
cho, 54 m de altura y longitudes de 108 y 64 m para los conjun-
tos de 5 y 3 unidades, respectivamente.

e).- Ocho canales de desfogue de 50 m de longitud cada uno, con
sección rectangular variable de 5 a 8 m y alturas entre 5.75 y -
7.25 m.

f).- Tres túneles de desfogue con sección portal de 13 m de an-
cho y 17.80 m de altura que en conjunto totalizan 1,125 m.

g).- Túnel de acceso de sec. portal de 9.40 m de ancho y 8.45 m
de altura y 800 m de longitud.

h).- Ocho lumbreras de cables y tres de ventilación en la casa -
de máquinas y tres en la sala de tableros de 1.80 m de diámetro
y 200 m de altura aproximadamente.

2.5.5 Obras de transformación y transmisión de energía eléctrica.

a).- Subestación elevadora de 110 kV a 400,000 V.

b).- Subestación temascal II de 220 kilovoltios en serie.

c).- Subestación Juile (Acapulco, Ver.).

d).- Subestación reductora de 400,000 V. cerca de la C. de Méxi-
co.

2.5.6 Red de caminos

Integrada por 76 km de caminos de primero, segundo y tercer orden, de los cuales 44 km son pavimentados, 31 km revestidos y el resto terracerías mejoradas, algunas ya desaparecidas o fuera de servicio.

2.5.7 Obras auxiliares y de infraestructura

- a).- Oficinas, talleres, almacenes.
- b).- Campamentos de habitaciones colectivas, personales y familiares con una capacidad para albergar a más de 15,000 trabajadores, en su mayoría solteros.
- c).- Construcción del Nuevo poblado Osumacinta para el reacomodo de los afectados por las inundaciones del vaso.
- d).- Comedores, locales de expendios de alimentos y productos de consumo doméstico.
- e).- Laboratorios de control de calidad y modelos hidráulicos.

TEMA III LA OBRA DE TOMA

3.1 OBJETIVO

La obra de toma, dentro de un aprovechamiento hidráulico, regula o da salida al agua almacenada en una presa, pudiendo ser ésta - regulación en forma gradual (presa reguladora), derivar los volúmenes recibidos a canales o tuberías (presa derivadora), o dar salida al agua con gastos que dependen de las necesidades aguas abajo de la presa, de las necesidades de evacuación o una combinación de necesidades múltiples.

Las obras de toma pueden también funcionar como reguladoras para dar salida a aguas temporalmente almacenadas en el espacio destinado al control de avenidas, o para dar salida al agua con anticipación a la llegada de las avenidas, además las obras de toma pueden servir para vaciar el vaso al hacer inspecciones, reparaciones indispensables o para mantener el parámetro mojado de la presa u obras normalmente inundadas.

Para el caso de la obra de toma de Chicoasén se proyectó como un canal derivador con una plantilla a la elevación 354.30 y con un promedio de 80 m de ancho, para una capacidad de almacenamiento de 846,554 m³ hasta la elevación 392.00 que es la elevación del nivel máximo de operación (NAMO), pero la capacidad total de almacenamiento esta diseñada con un 30% más, para una elevación de 402.00 m. Este canal alimenta a ocho bocatomas transversales que se obturan por medio de las compuertas de servicio automáticas de accionamiento hidráulico inclinadas de 6.70 X 6.70 m y con unas ranuras para alojar una compuerta de emergencia, en caso de reparaciones.

Cuentan con rejillas de 12 X 30 m cada una, para la retención de basura. El caudal se conduce a cada unidad (turbina) por medio

de tuberías de acero, cuyos diámetros varían de 6.70 a 4.78 m - con una longitud de 205 m, quedando contenidas y empotradas en - túneles inclinados de 7 m de diámetro, para un gasto de diseño - de cada unidad de 189 m³/s.

3.2 LOCALIZACION

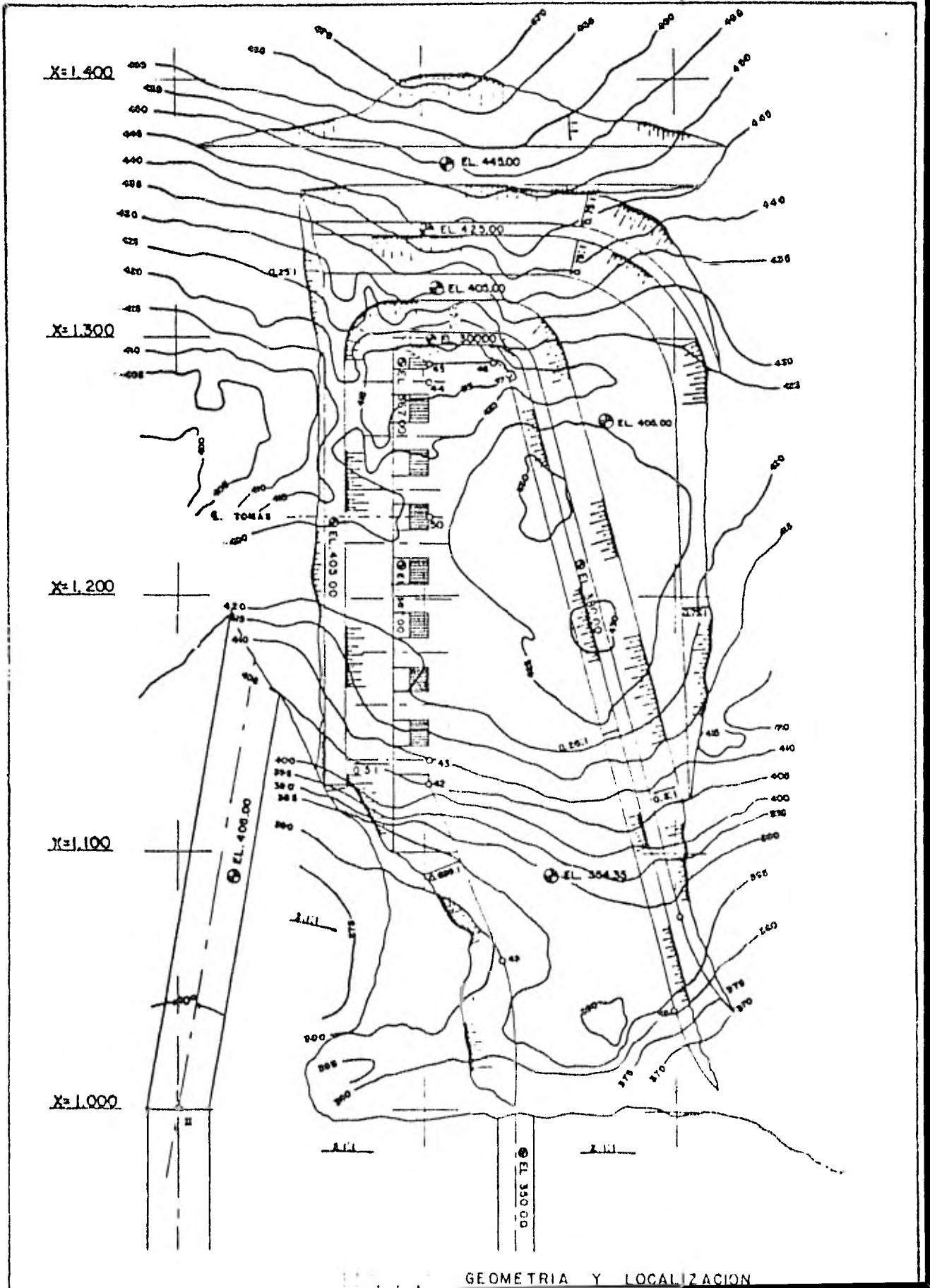
La obra de toma se encuentra ubicada en 183 m aguas arriba de la casa de máquinas y a 112 m del eje de la cortina, sobre la margen derecha del río Grijalva.

Se planeó independiente y alojada en un canal de llamada, localizada en una zona con lutitas y calizas que requirieron tratamientos especiales para su estabilización, no obstante ello, los túneles para alojar las tuberías a presión, rápidamente penetraron en zonas rocosas de buena calidad.

El ancho de este canal inicialmente era constante, pero atendiendo a un mejor funcionamiento hidráulico, observado en el modelo hidráulico, finalmente se construyó de tal forma que esta sección se fuera haciendo gradualmente menor (fig. 3.2.1).

3.3 FUNCION

La función principal de la obra de toma de Chicoasén es captar el volumen de aguas aportado por la cuenca propia más el aportado por la presa Angostura, localizada aguas arriba, como lo plantea el Plan Integral de Aprovechamiento del Río Grijalva antes mencionado, para que mediante la tubería a presión se satisfaga la demanda de las unidades generadoras, teniéndose un control directo de este flujo, por medio de los mecanismos de regulación de las compuertas en las locatomas, además de las rejillas para retención de lasuras.



3.4 CAPACIDAD

El canal de acceso comprende una excavación de 1.7×10^6 m³, con cortes hasta de 70 m de altura en la proximidad a la estructura de toma, esta diseñado para una velocidad máxima de 0.90 m/s.

El almacenamiento del canal de llamada de la obra de toma, a la elevación 402.00 m, es de 1'103,197 m³ de los cuales solamente son útiles 846,554 m³, hasta el nivel máximo de operación (NAMO) a la elevación 392.00 m. Alimentando posteriormente a las 8 turbinas a través del mismo número de tuberías a presión.

3.5 GEOLOGIA

3.5.1 Generalidades

Mediante geología superficial se cartografiaron los contactos entre las diferentes unidades litológicas, las fallas Alfa, Beta y Gamma, y se tomaron datos del rumbo e inclinación, así como características de las rocas del lugar (se perforaron 22 sondeos de diamante, los que complementaron el modelo geológico de esta margen).

Se excavaron bocavones en el canal de llamada, siendo uno paralelo al eje de la casa de máquinas, con los datos recabados, se llegó a las siguientes conclusiones generales:

- a).- De los bocavones y túneles se observaron que las fracturas y fallas importantes se presentaron en los primeros 20 m.
- b).- Se detectaron zonas de debilidad hasta de 1 m de espesor y a 50 m de profundidad.
- c).- Se encontraron zonas de arcilla de 2 a 5 cm de espesor y roca de calidad pobre hasta a 20 cm de espesor y muy raramente con disolución.

3.5.2 Canal de llanada

En el inicio de la excavación se encontró lutitas, para posteriormente en las inmediaciones de la unidad 1 encontrarse con calizas con rumbo variable de N40°W, siendo el más común N30°W, pero pudiendo llegar a 60° en las zonas de las fallas Alfa y Beta (fig. 2.2.1).

Se hicieron 2 socavones excavados en la zona del canal de toma y en los cuales se pudo observar la calidad de la roca, obteniéndose se que esta zona esta cruzada por varias fracturas importantes y además se estima que existen cuñas o bloques limitados por fracturas. En la zona curva de la margen el corte fue estable, pues las capas estan inclinadas dentro de la ladera y solo se presentaron dificultades en el corte de la lutita y margas, las cuales se sobrellevaron instalando mallas ancladas, capas de concreto lanzado (shot crete) y barrenos de drenaje.

3.5.3 Portal de obra de toma

Esta parte del corte está cruzado por una falla mayor, asociada a una fosa tectónica. La roca en que quedaron los portales de los túneles de toma, presentaron problemas, por lo que tuvieron que ademasarse, mientras que el resto requirió emplear anclaje y concreto lanzado inmediatamente después de la excavación, por lo menos en los primeros 50 m.

La roca que obtenida en la excavación, tuvo de 15 a 30% de desperdicio y de este material hubo que hacer una selección para su uso en la cortina.

3.6 GEOMETRÍA

Los puntos de control de los niveles de la obra, se hicieron a obt.

ner las menores pérdidas de carga, en las diferentes secciones - que constituyen el aprovechamiento hidroeléctrico, los señalamientos de criterios relativos a diseño para garantizar la estabilidad de las rocas en que se alojan los diferentes componentes y desde luego su economía fueron básicos para planear arreglos y definir diseños en la obra de toma. La obra de toma consiste en un canal de acceso, excavado a cielo abierto, con una plantilla a la elevación 354.30 m sobre roca natural, con un ancho promedio de 80 m, el canal aloja 8 bocatomas que durante la etapa de excavación, se dejaron en la parte frontal de las mismas unas pilas de roca que posteriormente armadas servirían de apoyos para las rejillas de protección, estas rejillas miden 12 X 34 m cada una. Además cada estructura de toma esta formada por una compuerta automática de accionamiento hidráulico de 6.70 X 6.70 m, y de una ranura para alojar las compuertas de emergencia que se utilizaran en caso de reparaciones.

La conducción a presión por medio de 8 tuberías corresponde a un mismo diseño y está integrada por 2 partes principales: la primera corresponde a una sección de transición de 14.83 m de longitud, que se inicia en una sección de 6.70 X 6.70 m y termina en una sección circular de 6.20 m de diámetro, la segunda esta constituida por un tubo de acero que se inicia con 6.20 m de diámetro interior y termina con 4.78 m a la entrada del caracol de la turbina. El tubo se instaló en un túnel excavado de 7 m de diámetro para dar lugar a que se confine con inyecciones de concreto; el peso total de las ocho tuberías es de 8,864 toneladas.

La diferencia de elevaciones en sus extremos da una altura de 151.29 m lineales, con una inclinación respecto a la horizontal de 52°, lo que hace que la longitud excavada sea de 192.00 m lineales.

TEMA IV PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Previamente a la construcción de la obra de toma, se ejecutaron en forma combinada una serie de estudios en sitio, así como diseños básicos preliminares y detallados para la construcción de las obras que integran el proyecto. Se elaboró un Plan Maestro o General en el cual estaban determinadas las fechas claves u obligadas en que se deberían verificar los eventos relevantes, para disminuir en lo posible el plazo total de ejecución del proyecto.

Dentro de este Plan Maestro esta obra quedó en la ruta crítica de los trabajos a ejecutar, debido al gran volumen a excavar, por lo que se empleó una estrategia enfocada a optimizar los métodos constructivos, además de la decisión de independizar los frentes de ataque del canal de llamada, del de la zona de estructuras de las compuertas y transición de la tubería a presión y del de la obra civil de los mecanismos de control de las compuertas, para un mejor desarrollo.

El procedimiento constructivo de la obra de toma estuvo definido por las condiciones geológicas de la zona, las necesidades de cada frente, así como la limitante de no interferencia con las actividades de los mismos.

La excavación del canal de llamada representó una de las actividades críticas, ya que debido a su volumen imponía un reto a la aplicación de métodos óptimos para poder cumplir con el programa.

Se definieron dos frentes de ataque para poder en forma simultánea trabajar al ritmo requerido. Uno quedó en la parte Poniente del canal y el otro en la zona frente del mismo.

Los trabajos se realizaron en bancos y para estabilizar los taludes se fueron dejando "bermas" a las elev. 405.00, 405.00 y - 380.00. La primera forma parte del camino del poblado Nuevo Osu macinta a Chicoasén, la segunda sirvió para construir después - sobre ella el ducto de cables de potencia para la subestación y la tercera forma parte del camino definitivo en la margen derecha.

Para el lado Oriente se necesitaron seis etapas de excavación - de las cuales solamente la primera se efectuó con el método con vencional de ataque con Bulldozer, de la elev. del terreno natu ral a la elev. 425.00, representando solamente el 8% del total de la excavación. Para el resto de las etapas se empleó el ban queo con explosivos, rezagado de la roca tronada con pala y aca rreo en camión de volteo del material a los lugares de depósi to (bancos de almacenamiento o trituradora).

Para el ataque en la parte Poniente se desarrollaron tres eta pas, tomando en cuenta en cada una de ellas que por quedar és tas en el cantil, no deberían interferir con los trabajos para la construcción de la cortina, por lo que estas voladuras estu vieron bajo control.

Los concretos fueron otra de las actividades principales en la obra de toma, ya que su utilización se programó para el trata miento de la roca y en segundo término fue la de conformar to dos los elementos estructurales. La estabilidad de los taludes del lado Oriente, aguas abajo y arriba, sobre todo en las dos - primeras etapas del primer período (zona inestable) se consi guió mediante un anclaje de fricción a trasbolillo, cuyo diáme tro y profundidad variaron de 1"4 a 1"4 y de 6.00 m a 6.50 m - respectivamente. Después se colocó una malla flexible sujeta a las varillas de fricción, para finalmente arrojar sobre ella -

concreto lanzado (shot crete) o gunita, que es una mezcla de arena y cemento que al salir a un chiflón de aire y agua es adherida fuertemente a la superficie proyectada, en espesores de 5 a 12 cm.

Otra de las medidas tendientes a estabilizar los taludes fue la perforación de barrenos de drenaje en las zonas antes mencionadas, con barrenos de 2½", con una longitud variable de 15.00 a 20.00 m. Las perforaciones se hicieron según especificaciones a 10° con respecto a la horizontal y rellenas de gravilla para evitar arrolves.

Los revestimientos de concreto en las bocatomas, así como en la obra civil del sistema electromecánico para el accionamiento de las compuertas de servicio y auxiliar, dependió del elemento estructural al que se refiriese y consistió básicamente en las siguientes actividades:

- 1.- Limpieza y preparación de la zona por medio de un chiflón de aire o manualmente.
- 2.- Anclaje para fijación del acero de refuerzo.
- 3.- Armado del acero de refuerzo, siendo en algunos casos tan denso que hubo la necesidad de colocar juntas Cadweld (fig.6.1).
- 4.- Cimbrado de elementos con "cimbramex" (fig. 6.1.2) y cimbra deslizante, que por la facilidad del ensamble y montaje, permitió ahorro de tiempo y mano de obra. También se utilizó cimbra común y para los elementos de diseño irregular se utilizó cimbra aparente con bastidores de madera y duela machimbra.
- 5.- Colocación de concreto, por medio de un sistema de gravedad (en canalones) hasta el sitio de colocación, evitando su degradación, o también por bombeo (con bomba Whiteman P-80).
- 6.- Descimbrado. Cuando se empleo la "cimbramex" se pudo quitar con tirford y para la cimbra deslizante, solamente se deslizaba

uniforme se colaba, desmantelándose totalmente hasta terminar -
de colar la estructura.

Todo lo relacionado con los elementos y sistema electromecánico
queda fuera de lo tratado en esta tesis, por lo cual no se hace
mención de ellos.

4.1 PROCEDIMIENTO DE EXCAVACION DEL CANAL DE LLAMADA

4.1.1 Etapas de excavación

Quando en las rocas o formaciones geológicas no sea posible o -
económico utilizar para las excavaciones máquinas excavadoras -
comunes y arados desgarradores que aflojen previamente la roca,
es necesario hacer uso de explosivos para extraer el material -
deseado, él cual irá alojado en las cámaras (barrenos) previa--
mente perforados en la roca y que al estallar fragmentarán el ma-
terial a un grado adecuado, para los fines a que se destine el
mismo, así como para la capacidad del cucharón de la excavadora.

Dependiendo de su magnitud y condiciones de ubicación las exca-
vaciones a cielo abierto se clasifican en los siguientes tipos:

1).- Ordinarios. Son aquellas en las que la altura del frente -
requiere de barrenos con profundidades entre 1 y 10 m, la repa-
ración frontal práctica resulta del orden de 1 a 3 m, como son
en general la mayor parte de los trabajos de Ingeniería Civil,
y cuando se tienen grandes excavaciones, se suele atacar en va-
rios niveles, adecuando el banco al equipo disponible.

2).- Canteras. Son aquellas cuya explotación es permanente y du-
rante un largo período de tiempo. Se requieren por lo general -
barrenos de pozo con profundidades del orden de 10 a 40 m, con
separaciones frontales de 6 a 10 m. Se caracterizan porque su
explotación es muy económica.

3).- Zanjas y trincheras. Son excavaciones de específicas y reducidas dimensiones, las tronadas se trabajan muy confinadas - por lo que se tiene una mayor cantidad de longitud de perforación por metro cúbico (coeficiente de barrenación), así como de carga específica de explosivos (cantidad de kg de explosivo por metro cúbico) que por consiguiente eleva el costo de excavación.

4).- Boyeteras. En la actualidad los modernos equipos de barrenación han hecho obsoleta y antieconómica, la utilización de este método a base de galerías en las que se concentran fuertes cargas de explosivos, destinados a hacerlas estallar simultáneamente en una sola tronada para aflojar un gran volumen de roca, lo que implicaría costos muy reducidos. Esta forma de explotación se limita a trabajos de gran escala y en rocas sanas libres de fallamientos y grietas.

Originalmente la obra de toma se planeó de sección constante, - pero el cambio de proyecto a una sección que variara gradualmente, así como la previsión de interferencias y tiempos ociosos - para los trabajos de la obra de toma, como para los de la tubería a presión provocaron que la excavación del canal de llamada se hiciera en dos períodos, el primero en seis etapas, empezando en la zona este, aguas arriba del canal y en forma de bermas, el segundo período fue en tres etapas que estaban localizadas - en el lado Poniente en lo que es la comunicación del canal con el embalse, atacándose de aguas abajo hacia aguas arriba y de - Oriente a Poniente.

La excavación de la obra de toma fue de 11778,97 m³, con un volumen de concreto lanzado de 25,720 m³, utilizado principalmente para estabilizar los taludes en la zona de lutitas y algunas zonas de calizas alteradas. Las compuertas, rejillas y herrajes instalados alcanzaron un total de 1,200 toneladas.

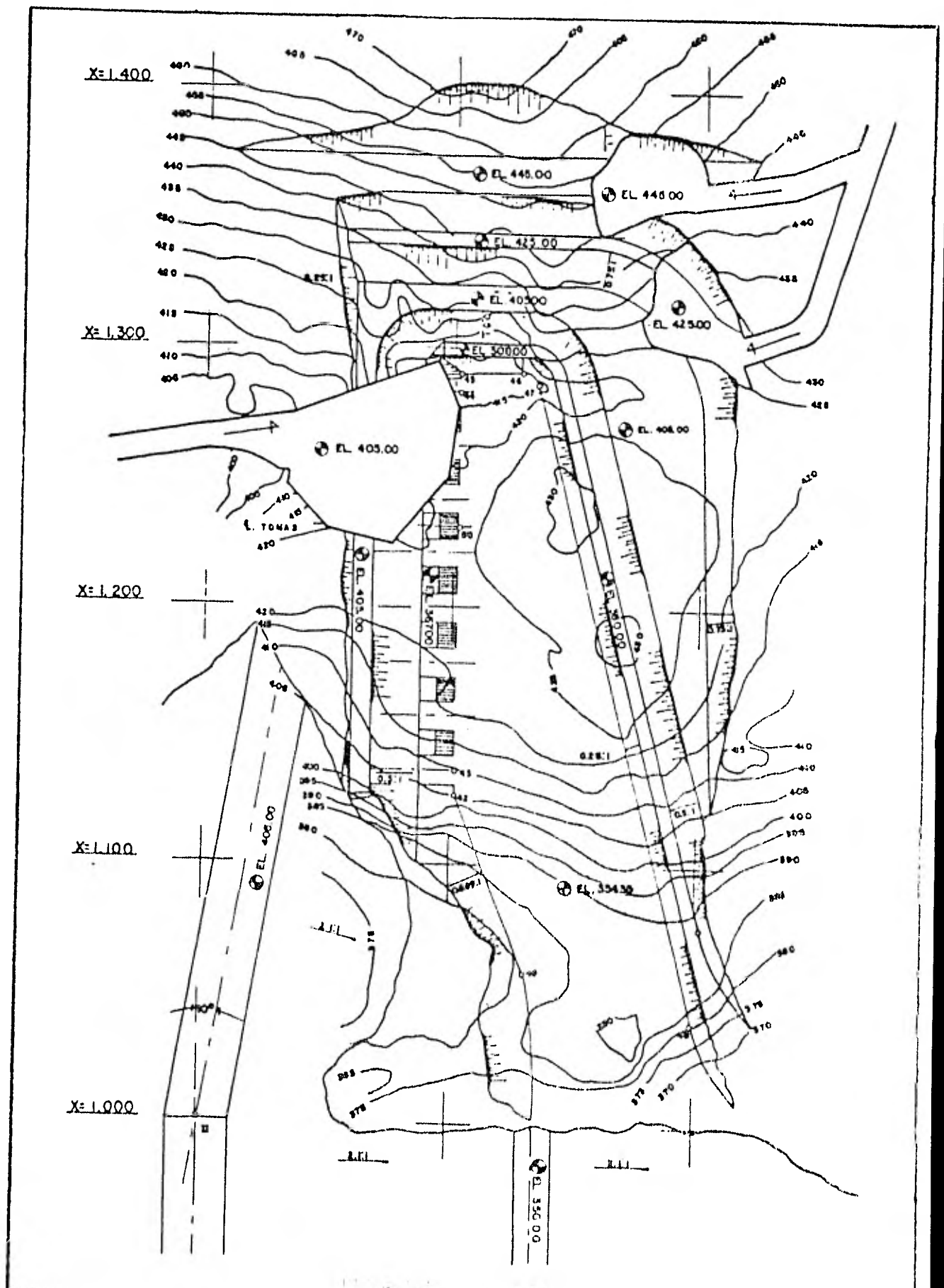
4.1.2 Primera y segunda etapa (elev. terreno nat. - 425.00, 425.00 - 405.00). La primera y segunda etapa de excavación se realizó a partir del terreno natural por la zona Este hasta una elev. de 405.00 m, definiéndose el frente de ataque en la elev. 445.00 - aguas arriba de lo que sería el canal. Posteriormente continuó del nivel 445.00 al 425.00, atacándose por el nivel 425.00 -- aguas arriba, por un camino de acceso que se construyó comunicándose con el nivel 445.00 (fig. 4.1.1).

La primera etapa se realizó prácticamente con tractor (Caterpillar L-8K) ya que la geología del terreno estaba formada por lutitas y se utilizó explosivos esporádicamente. El material se clasificaba de acuerdo a sus características y se almacenaba en bancos previamente definidos, la utilización de este material - fue primordialmente para la formación de la cortina, la plataforma de la subestación y para la construcción de los diques de protección del poblado Nuevo Osumacinta.

Para la excavación de la segunda etapa se tomó como punto de ataque el pie del banco del nivel 405.00 aguas arriba de lo que sería el canal, formado por un banco rocoso. La necesidad de - efectuar sondeos en el lado oriente motivó que se cambiara este frente de ataque, iniciándose aguas arriba cerca del cantil y - con una dirección de orientación oriente.

Las plantillas de barrenación utilizadas fueron de 4.00 x 3.00 m, para una profundidad de 18.00 m y con un diámetro de barrenación de 7". La carga específica aproximada por barrenado fue de - 0.35 kg/m³, con un volumen de extracción variable debido a la - configuración del terreno.

Del nivel 425.00 al 405.00 se iniciaron los precortes para definir la geometría del canal y evitar daños a las paredes de la - roca, definiéndose una separación entre barrenos de precorte de -



0.50 m, con una profundidad variable.

En la figura 4.1.2. Se aprecia como se terminó el banqueo de estas 1a. y 2a. etapa.

4.1.3 Tercera etapa (elev. 405.00 - 392.00)

El ataque se realizó por el acceso existente en las proximidades del cantil por aguas arriba, se inició el banqueo en una sola etapa, excavándose en el centro del canal y dejando banquetas laterales ya que todavía no se tenía la geometría definitiva, ni los resultados de los sondeos efectuados. Se continuó así hasta llegar al nivel inferior del canal (elev. 354.35), los trabajos de la segunda y tercera etapa se realizaron en forma simultánea.

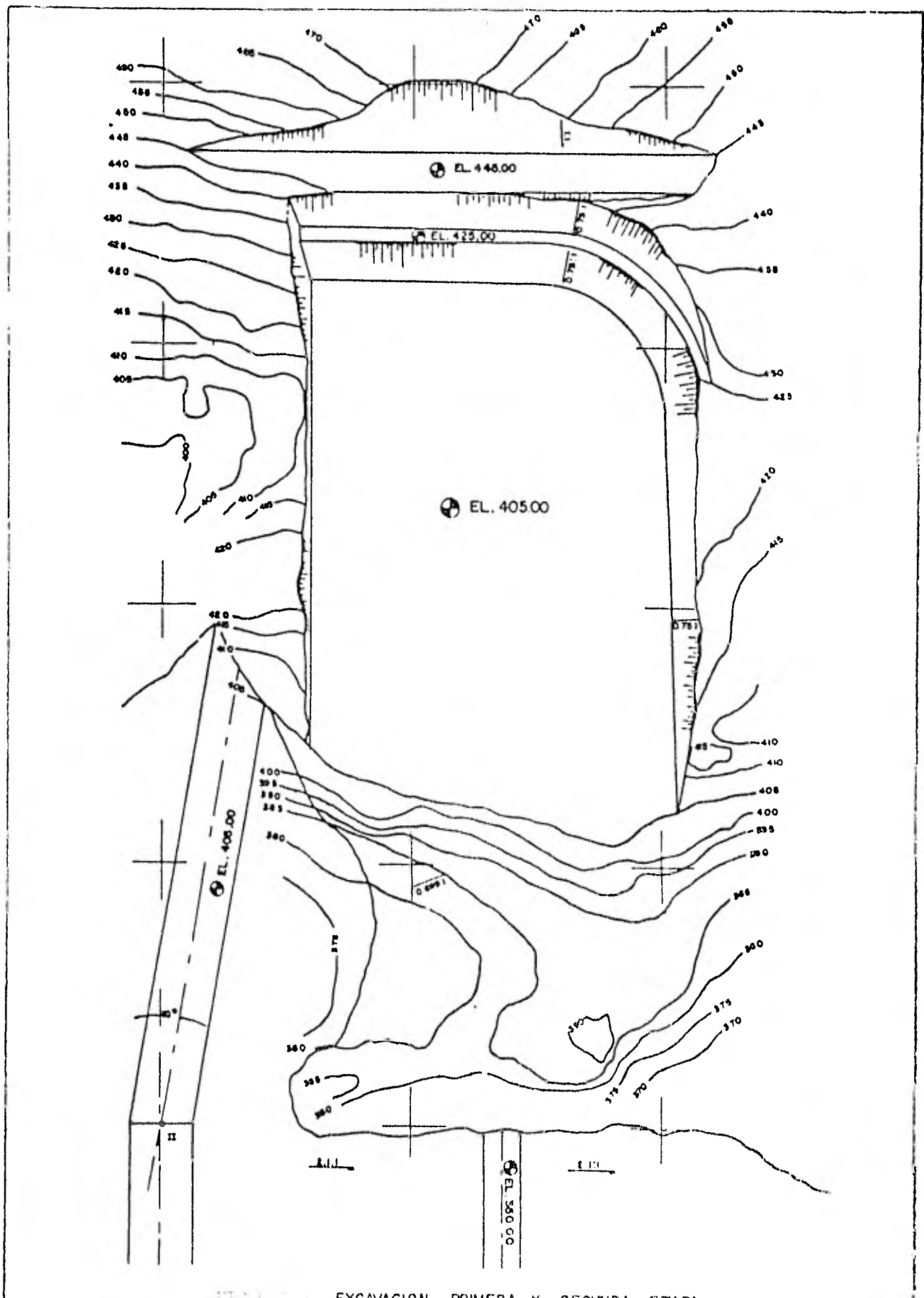
En estas etapas las plantillas de barrenación eran de 2.50 X 3.00 m y con una carga específica de 0.34 kg/m³ para una profundidad aproximada de 13.00 m.

La separación entre los barrenos de precorte corrían entre 0.60 y 0.70 m, con una inclinación de 75° para tener una mejor proyección de las voladuras.

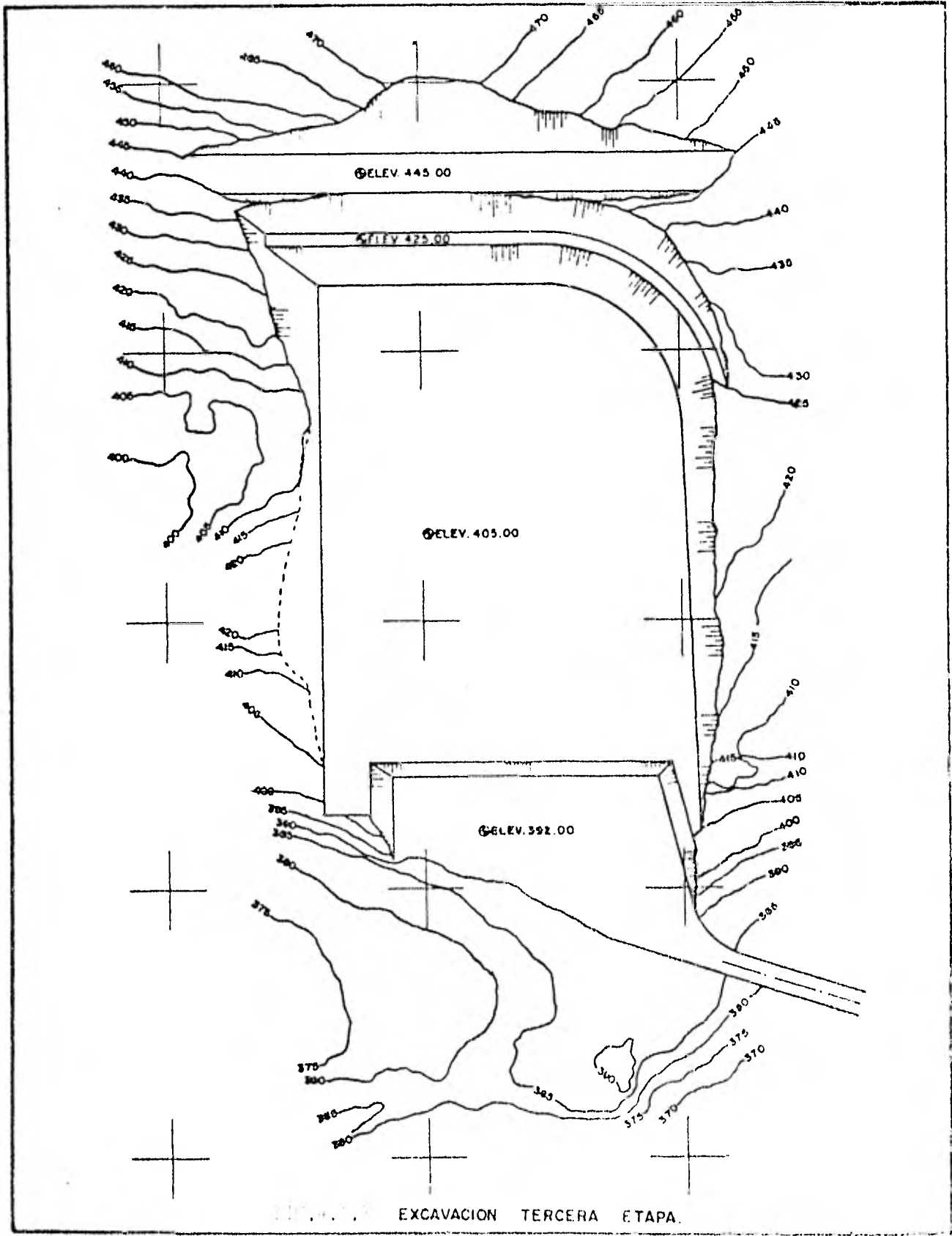
Esta tercera etapa está definida en la fig. 4.1.3.

4.1.4 Cuarta etapa (elev. 392.00 - 380.00)

En esta etapa se utilizó el camino de acceso de la etapa anterior, al mismo tiempo que se construía una rampa para llegar a la elev. 380.00 con una pendiente de 15%, la excavación de este banco se realizó por la parte central del canal, dejando banquetas laterales que servirían para el tránsito de los camiones de volteo que rezagaban la etapa anterior. A medida que se avanzaba en la excavación del canal de llamada las dimensiones del -



EXCAVACION DOMERA Y RESERVA STADA



mismo se iban reduciendo, con lo cual las voladuras se realizaban con un mayor confinamiento, utilizando una mayor carga específica de explosivo (del orden de 0.60 kg/m³). Las plantillas de barrenación fueron de 3.00 X 3.50 m ó de 3.00 X 4.00 m dependiendo de las necesidades del enrocamiento en la cortina, la fig. 4.1.4 ilustra ésta cuarta etapa.

4.1.5 Quinta etapa (elev. 380.00 - 367.00)

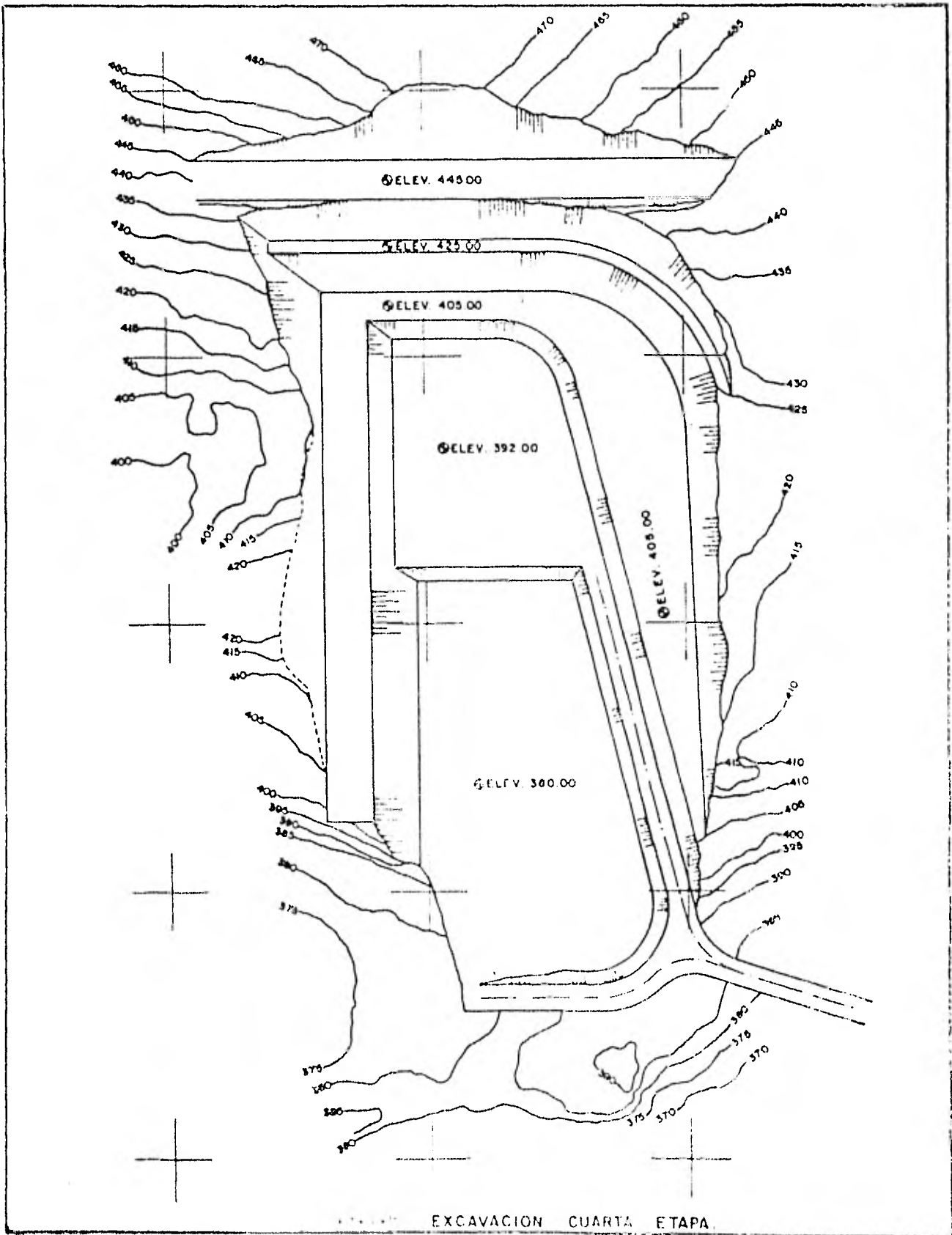
El procedimiento para iniciar la excavación de este banco fue similar a las dos etapas anteriores, esto es que por el acceso aguas arriba se continuó la rampa con una pendiente del 15% para llegar al nivel 367.00 y posteriormente el ataque cambió por aguas abajo, por un tajo que se abrió para llegar a este nivel (fig. 4.1.5).

En este nivel 380.00 se dejó una berma de 5 m de ancho localizada en el lado Oriente, aguas arriba. La banqueta que se dejó aguas abajo contendría las pilas de roca que revestidas serían los apoyos para las rejillas de las bocatomas, pero al perfilar las se observó que su geología era caótica e inestable, teniendo que demolerlas hasta su elevación definitiva de 367.00 m.

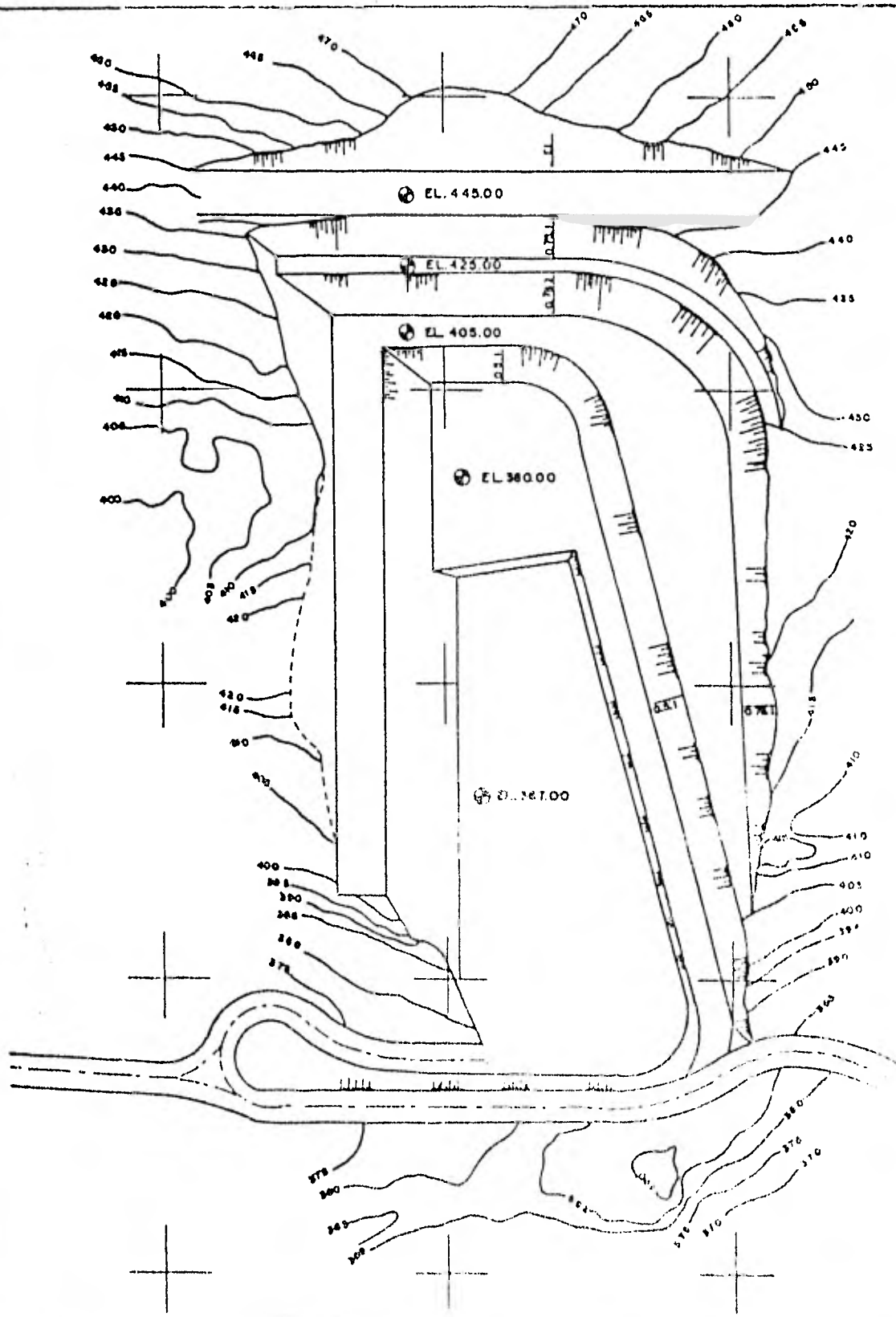
Al llegar a la superficie final de este banco, al nivel 367.00, se atacó por la colindancia del canal y el nuevo camino, una rampa en sentido descendiente de pendiente 10% para atacar el último banco que abarcaba los niveles de 367.00 a 354.35.

4.1.6 Sexta etapa (elev. 367.00 - 354.35)

Se inició la excavación por aguas abajo abriendo un tajo entre el cantil y lo que sería la bocatoma No. 1 que también permitió el ataque del túnel auxiliar superior de la tubería a presión.



EXCAVACION CUARTA ETAPA



EXCAVACION QUINTA ETAPA

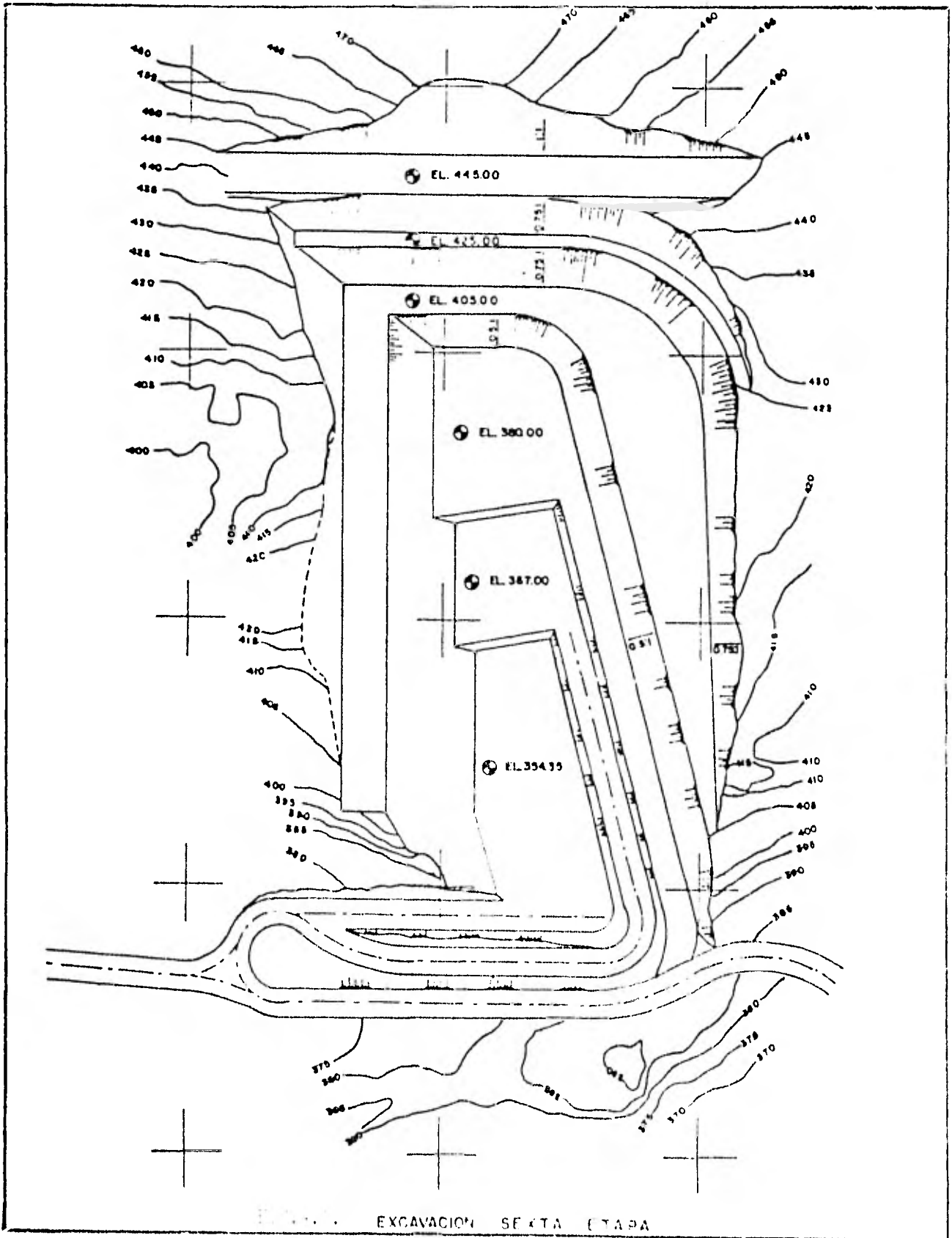
Para poder terminar el sexto banco se dejó un camino (berma) de la elev. 367.00 a la 354.35 para rezagar el material producto de la voladura en la quinta etapa.

Este camino tenía el inconveniente de que los camiones de volteo tenían que circular por la berma que se dejó al paño del talud aguas arriba y atravesar el canal para poder regresar por otra berma del acceso más arriba y transportar el material al banco de subestación, ya que al banco de los "Manguitos" no se tenía acceso directo.

Terminado el banco de la quinta etapa se excavó la berma de acceso, faltando así únicamente el último banco al nivel de 354.35, con la facilidad de poder rezagar tanto al banco de subestación como al de "Manguitos".

Para la excavación del último banco con nivel superior de 367.00 no se excavó en su totalidad en la zona en donde se desplantarían las pilas, ya que posteriormente terminada en su totalidad la sexta etapa se procedería a excavar este talud para formar las bocatomas y por consiguiente las pilas rocosas.

Las pilas se localizan al pie aguas abajo del canal de llamada, su perfilación se realizó con extremadas precauciones y en dos etapas de 6.00 m cada una para evitar un debilitamiento de la roca de dichas pilas, lo cual implicó también que para la excavación de las bocatomas se utilizaran barrenaciones con dos líneas por tronada. Los precortes se limitaron a cinco barrenos por tiempo, y los estopines utilizados en las plantillas de barrenación fueron de 1 1/2 a 2.00 MS. Este sistema se utilizó para todas las bocatomas dando por terminada en esta zona la actividad de excavaciones del tercer período (Fig. 9.11.1).



4.2 ETAPAS DE EXCAVACION DEL TAPON DE ROCA

Durante todo el procedimiento de excavación en el desarrollo de las diferentes etapas del período anterior se dejó un "tapón" - de roca en la zona del cantil que tenía como función la de proteger los trabajos desarrollados en la construcción de la cortina de las voladuras del canal de llamada, eliminando este tapón independientemente.

La excavación del tapón de roca se realizó en 3 etapas:

La primera que comprendía el banqueo de la elev. del terreno natural a la 380.00, la segunda de la elev. 380.00 hasta la 367.00 y finalmente en la tercera etapa se terminó de quitar ese tapón y formar el canal de llamada, excavando de la elev. 367.00 a la 354.35 que es la elev. definitiva de la plantilla del mismo.

4.2.1 Primera etapa (elev. terreno natural - 380.00)

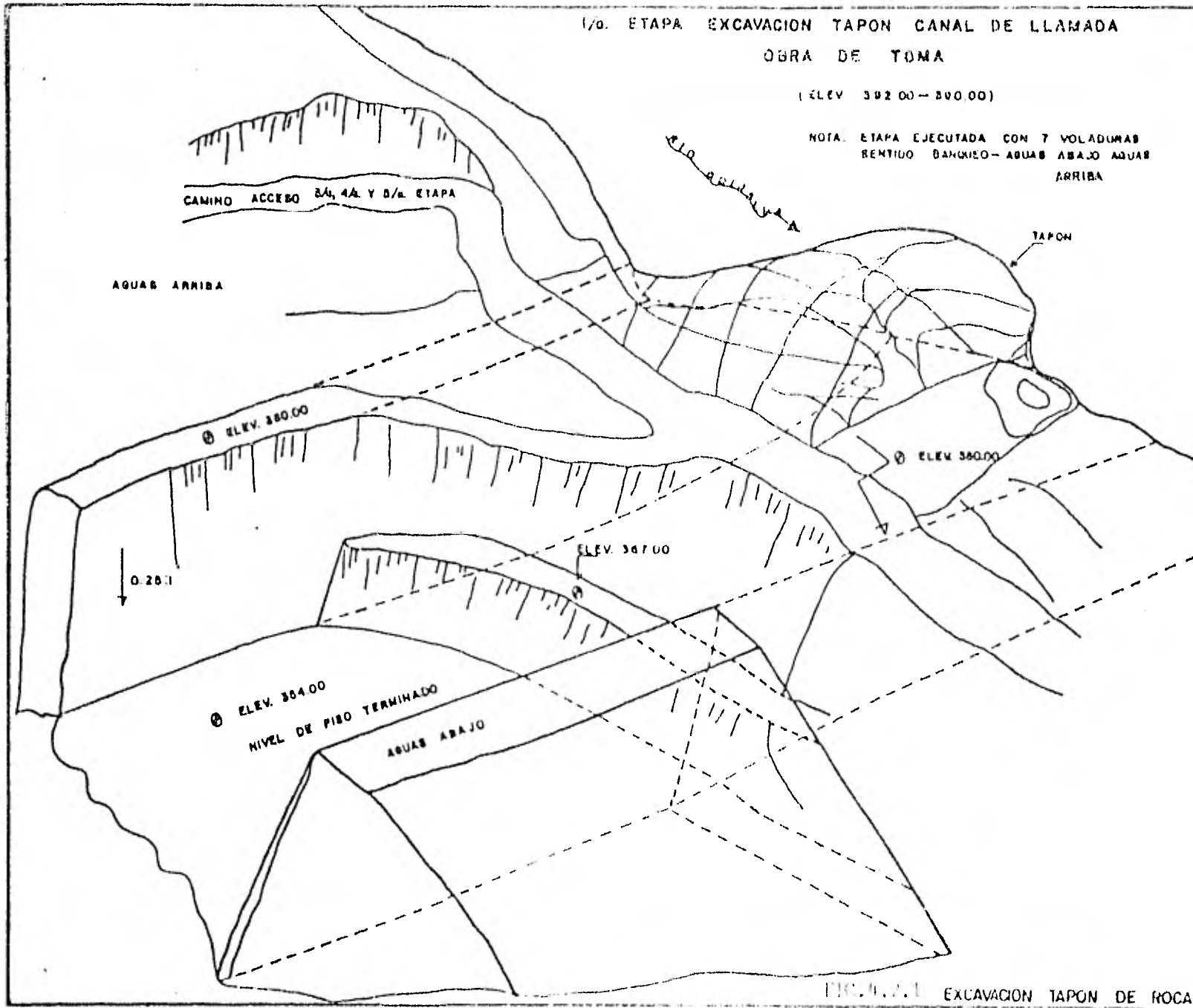
Este primer banco se fue atacando de aguas abajo hacia aguas arriba y en un total de siete voladuras (fig. 4.2.1).

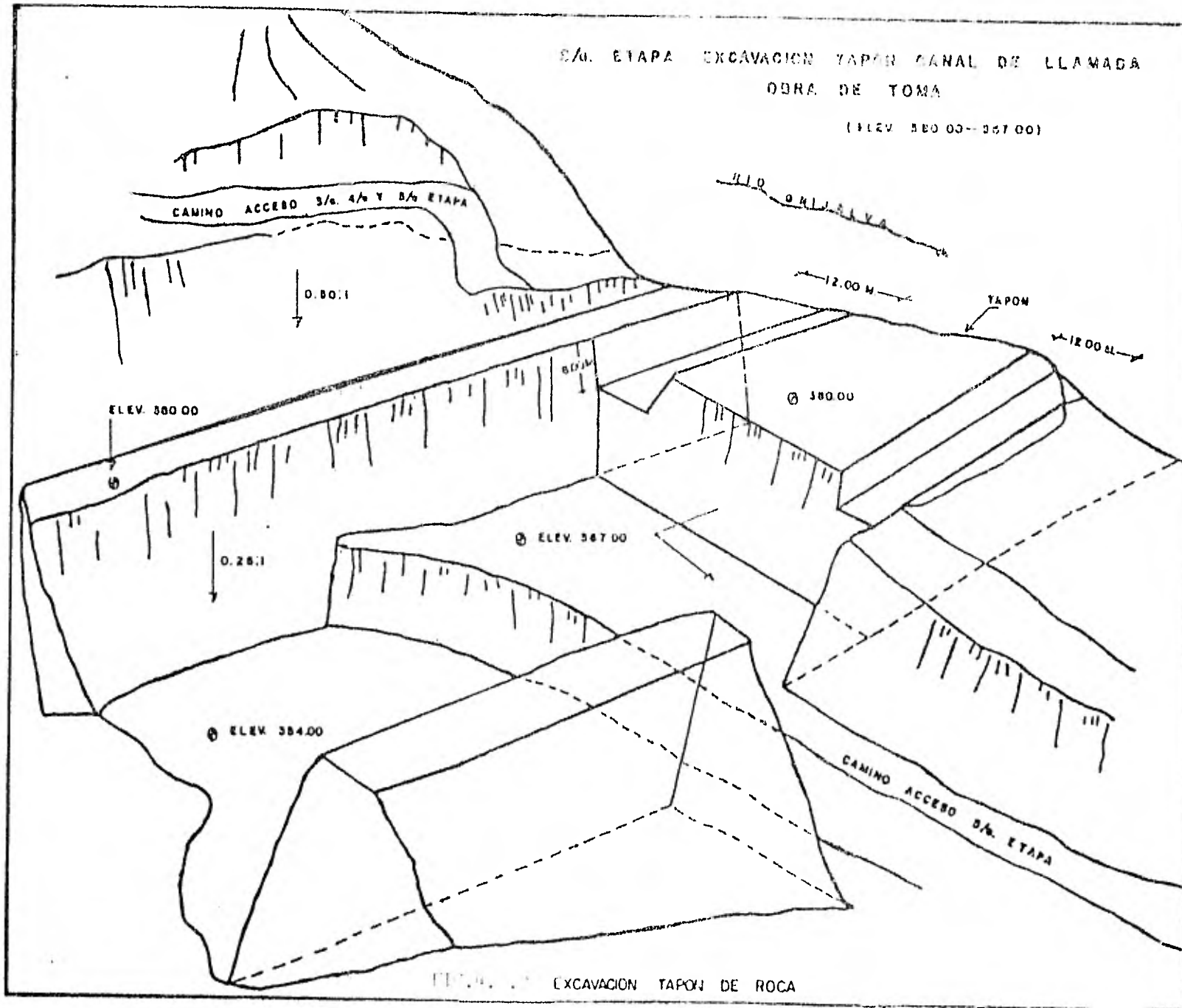
4.2.2 Segunda etapa (elev. 380.00 - 367.00)

Para la explotación de este nivel se procedió primero a formar dos zanjas transversales al tapón hasta llegar al cantil de 12.00 m de ancho por 6.00 m de profundidad, para que posteriormente en un segundo ataque se avanzara de aguas abajo hacia arriba (fig. 4.2.2).

4.2.3 Tercera etapa (elev. 367.00 - 354.35)

El ataque fue de Oriente a Occidente y en 11 voladuras como se muestra en la fig. 4.2.3.

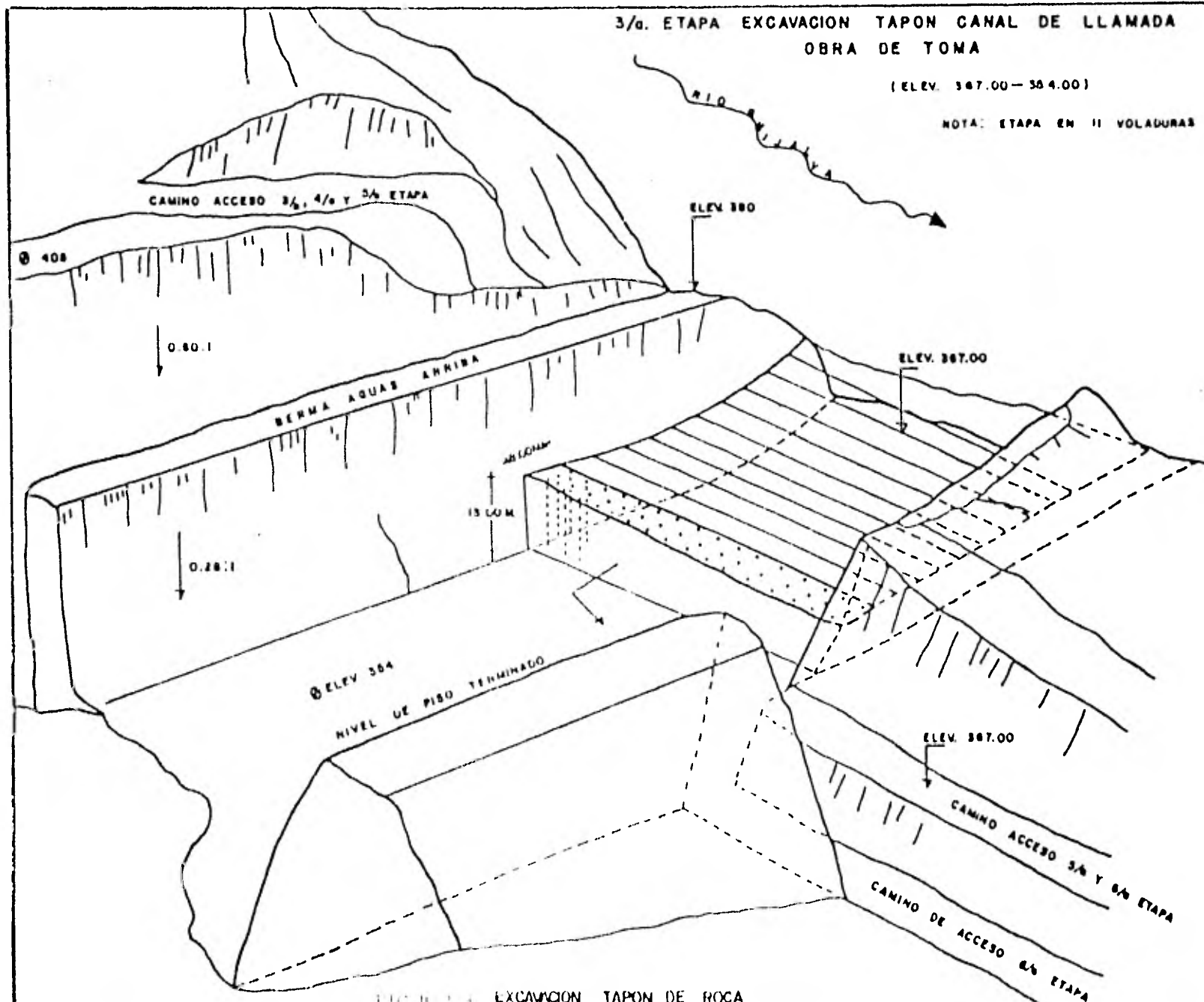




3/a. ETAPA EXCAVACION TAPON CANAL DE LLAMADA
OBRA DE TOMA

(ELEV. 387.00 - 384.00)

NOTA: ETAPA EN II VOLADURAS



EXCAVACION TAPON DE ROCA

G= metros barrenados en la tanda.

N= número de barrenos que integran una tanda.

Si se quisiera saber el tiempo total empleado en cargar, poblar, probar circuitos y disparar una tanda completa, a la ecuación anterior se le tiene que multiplicar por "G", quedando:

$$T_t = G (0.44 + 0.10 \frac{G}{N}) + 1.55N + 24 \quad \text{minutos por tanda.}$$

Este rendimiento teórico deberá afectarse por un factor de eficiencia de la obra de acuerdo con las características propias de la misma, calidad de administración y mano de obra para obtener los rendimientos reales.

c).- Trabajos secundarios de barrenación y moneo. Para afinar los respaldos de las excavaciones (barrenación secundaria) o fragmentar los bloques de piedra muy grandes (moneo) a las dimensiones requeridas respectivamente y para emparejar los pisos de los bancos, ya sea para nivelar los equipos de perforación, las excavadoras o los vehículos de transporte.

d).- Renegado del material de explotación. Por las excavadoras o traxcaves, con una capacidad adecuada a la magnitud de las operaciones a fin de que se encuentren racionales ocupadas, con un mínimo de interrupciones y tiempos ociosos.

e).- Acarreo del material tomado. A los depósitos, ya sean bancos de almacenamiento, bancos de desperdicio, terraplenes en construcción o tolvas de alimentación a plantas clasificadoras y/o trituradoras.

Las siguientes condiciones consideradas para excavación en el procedimiento utilizado fueron:

- a).- Trazo de la línea a elevar (topografía)
- b).- Barrenación según diagrama
- c).- Limpieza de la barrenación
- d).- Carga de explosivos y artificios

la iluminación y la carga de explosivos del último de los barrenos del lugar.

e).- Conexiones. Se define como el tiempo que abarca la terminación de la carga del último barrenos y la serie de arreglos (serie o paralelo) para conectar a la línea de disparo.

f).- Retiro del personal y equipo. Con el fin de tener un margen de seguridad para el equipo y personal involucrado en los trabajos de excavación, se define un tiempo razonable para el retiro del personal y equipo de la zona a un lugar seguro.

g).- Voladura. Este período de tiempo es muy corto y contempla el disparo y la tronada del mismo.

h).- Ventilación. Aunque propiamente este concepto se considera para excavación en túnel, se considera definir un tiempo estimado para tener una visibilidad mínima. El objeto de no incurrir en algún accidente en caso de liberación de la roca.

i).- Falanga. Se considera este tiempo de cruzaga a partir del inicio de la operación del primer barrenos hasta el momento en que empieza a trabajar el primer barrenos en serie.

j).- Acarreo del material traido. Incluye el tiempo en que se tarda en cargar (cargado) un camión con una capacidad media un km, el tiempo en que tarda el camión (vacío) en regresar con otra velocidad promedio a la mina. Este tiempo de espera en la mina del camión se ha considerado.

El tiempo total empleado en la operación de un barrenos no puede ser el rendimiento de un barrenos excavado por el multiplicarlo por el número de barrenos que se cargaron en el turno de trabajo diario, para poder determinar el rendimiento de un barrenos es necesario aplicar un factor de eficiencia, que se define como la actividad.

4.3.4.a Precorte

Esta técnica de barrenación de límite también llamada Prefactura o Pre-splitting Technique se empezó a practicar en Canadá tomando como base la técnica de barrenación de límite de costura que consistía en delimitar todo el respaldo de una tronada por un "costureo" realizado a base de barrenos perforados muy cerca uno de otro, los que se solían dejar sin carga, formando planos de debilidad para delimitar el efecto destructor del explosivo, evitando las irregularidades resultantes en los respaldos y pisos de los bancos tronados, lo que además de implicar costos extra por trabajos de barrenación secundaria y moneo para el afine de las superficies en contacto con la estructura, significaba importantes pérdidas de tiempo.

La teoría del prefacturado consiste en que cuando dos cargas se disparan simultáneamente en barrenos adyacentes, la suma de esfuerzos de tensión procedentes de los barrenos rompe la pared de roca intermedia y origina grietas entre los barrenos (ver. Fig. 4.3.4). Para la técnica de precorte se hace la barrenación de límite más espaciada que la original de costureo, diferenciándose además de ésta en que los barrenos son cargados por el sistema de cargas espaciadas. Como general se acostumbra cargar los barrenos con una palatina 100-40% de potencia (es el 40% de nitroglicerina por peso que contienen o un equivalente a otra dinamita) colocada en espaciadores de madera u otro material formando un "rosario" de cartuchos de dinamita enteros espaciados de 1" ó 1 1/2" de diámetro por 3" de largo, espaciado de 1 a 1 1/2 pie de centro a centro y fijados a líneas de primacord. En roca sin consolidación alguna los resultados de mejorarán utilizando barrenos más espaciados (sin carga) entre los barrenos cargados, previniendo así el efecto de la carga del

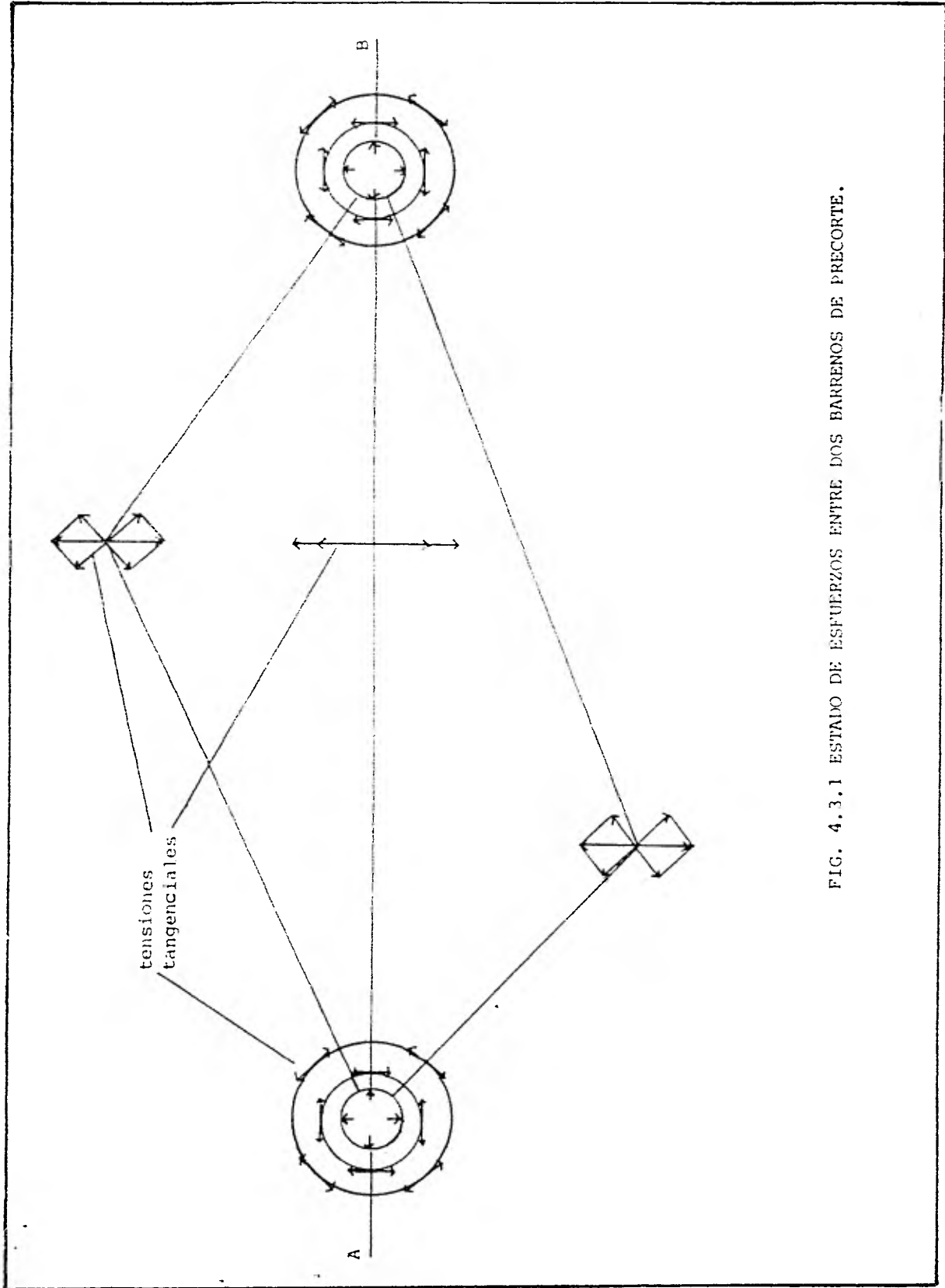


FIG. 4.3.1 ESTADO DE ESFUERZOS ENTRE DOS BARRENOS DE PRECORTE.

plano deseado, aún en formaciones muy consistentes los barrenos guías colocados entre los cargados dan mejor resultado que aumentar la carga explosiva por barreno. Ya cargados todos los barrenos de la tronada se hace estallar antes que el banco para provocar una red de fracturas que se extienda de barreno a barreno y a todo lo largo de la barrenación de límite. Posteriormente se hace tronar el banco, con lo que se obtienen respaldos y paredes con un grado tal de afinamiento que pueden observarse las medias cañas de estos barrenos de límite. Se ha comprobado estadísticamente que este tipo de barrenación es de aplicación útil y económica en grandes excavaciones y/o estructuras, representando un gasto reducido en comparación con el total de todos los costos de la excavación, por el contrario en excavaciones pequeñas este concepto podrá llegar a ser un cargo de gran importancia para el costo de la obra. Todo lo expuesto anteriormente no implica que no se estudie la posibilidad de alternativas contables, ya sea para la utilización del precorte, rellenar las irregularidades de los pisos y respaldos por medio de concreto o mampostería, así como la de afinar los cortes con algún método de barrenación regular, pudiéndose así seleccionar el procedimiento óptimo.

Otra de las ventajas que se le pueden atribuir a la técnica del precorte es su efecto amortiguador que combinado con el uso de detonadores retardadores con intervalos de milisegundos evitan los efectos dañinos de las vibraciones y lanzamientos provocados por el estallido de cargas explosivas, y cuya utilización tiende a incrementarse en excavaciones localizadas en áreas pobladas, congestionadas o cercanas a otras obras, estructuras o bienes en general, ya que el plano resultante refleja las ondas de choque de las voladuras inmediatamente posteriores impi-

diendo su transmisión a las áreas contiguas.

1).- Barrenos de precorte

La barrenación de precorte de la obra de toma se empezó en la elev. 425.00, tomándose como corte de cuña para dejar un frente de banco para operaciones posteriores y en función de dos taludes para iniciar la geometría del canal, utilizando líneas de barrenos en número de 42, con un diámetro de 3" a una separación de 65 cm y de profundidad variable según el espesor del banco a explotar. La barrenación del precorte representó el 23% del total de la barrenación.

2).- Ciclo de precorte

El ciclo de precorte en promedio tuvo una duración de 14.07 hr y constaba de las actividades siguientes:

No.	Actividad	Duración hr
1	Topografía	0.50
2	Barrenación= $\frac{42 \text{ barr} \times 13.50 \text{ m}}{3 \text{ track} \times 24 \text{ m/hr}}$	7.87
3	Limpieza del barreno= 42 barr X 3'	2.10
4	Carga de explosivos y artificios 42 barr X 4'	2.80
5	Conexión al detonante	0.25
6	Retiro del personal, equipo y voladura	1.30
7	Ventilación	0.25
	Tota.	14.07 hr

Ciclos por día

$$\text{No. de ciclos} = \frac{20 \text{ hrs/día}}{14.07 \text{ hrs/ciclo}} = 1.42 \text{ ciclos/día}$$

Area de precorte diario

$$\text{Area de precorte} = 13.50 \times 42 \times 0.65 = 369.75 \text{ m}^2$$

Eficiencia= 80%

$$\text{Area de precorte real} = 369.75 \times 0.80 = 287.80 \text{ m}^2$$

3).- Equipo, personal y material por ciclo de barrenación en -
precorte.

Equipo

Generalmente fue el mismo que el de la barrenación de banqueo,
ya que en ocasiones se ocupaba como máximo una mancuerna de -
track-drill y compresor de 600 FCM, pues dependía del diagrama
a barrenar, así como del equipo disponible, siendo:

1-3 track-drill

1-3 compresores de 600 FCM

Ocupando un total de 5,043 hrs efectivas

Personal

También el personal empleado laboró en los dos frentes, siendo
muy común la cuadrilla siguiente:

1 sobrestante

1 jefe de turno

1 cabo de barrenación

1-3 compresorista

1-3 op. track-drill

1-3 aytes. de op. track-drill

1-2 pobladores

2 aytes. de poblados

Materiales

Su uso era variable, en algunos casos se dejaron barrenos sin -
carga (en roca muy dura), utilizando principalmente:

Gelatina extra 40% de 7/8".

Tobal

Mexamón "E"

Cordón primacord

Estopines

Cable IW 20

4.3.1.b Excavación en banco

Se conoce como excavaciones en banco aquellas realizadas a cielo abierto, en las que se tiene un frente libre, llamado frente del banco hacia el cual se orientan las líneas de menor resistencia y los desplazamientos ocurridos al estallar las cargas explosivas. Dependiendo de la barrenación (horizontal o vertical) el frente del banco será respectivamente definido por un plano horizontal o vertical que lo delimitará y hacia el cual será proyectado el material tronado, a menos que se tomen medidas especiales.

En excavaciones donde no exista un frente definido, los primeros trabajos consisten en abrir este frente, para lo cual es necesario realizar una primera tronada la cual estará cargada con una plantilla de barrenación de cuña o corte. Ya realizada esta primera tronada queda abierto el frente para poder seguir avanzando por el procedimiento llamado banqueo (figs. 4.3.1 y 4.3.3). Es bueno hacer notar que existe una similitud entre las barrenaciones de cuña en excavaciones a cielo abierto y en aquellas destinadas a extraer el material de galerías y túneles, ya que la barrenación de corte tiene como principal objetivo el abrir un frente de mínima resistencia para aumentar la eficiencia de los explosivos utilizados en los subsiguientes barrenos y las subsiguientes rondas, hacia ese frente de mínima resistencia se orientarán todos los desplazamientos de la explosión, siendo el más importante el lanzamiento del material, ya que es elemental que en toda tronada deba existir un punto o plano de mínima resistencia.

Para la explotación del banco se utilizarán detonadores eléctricos de retardo, mediante el sistema progresivo o vilas múltiples, en el cual el orden de disparo de la tronada fue en forma

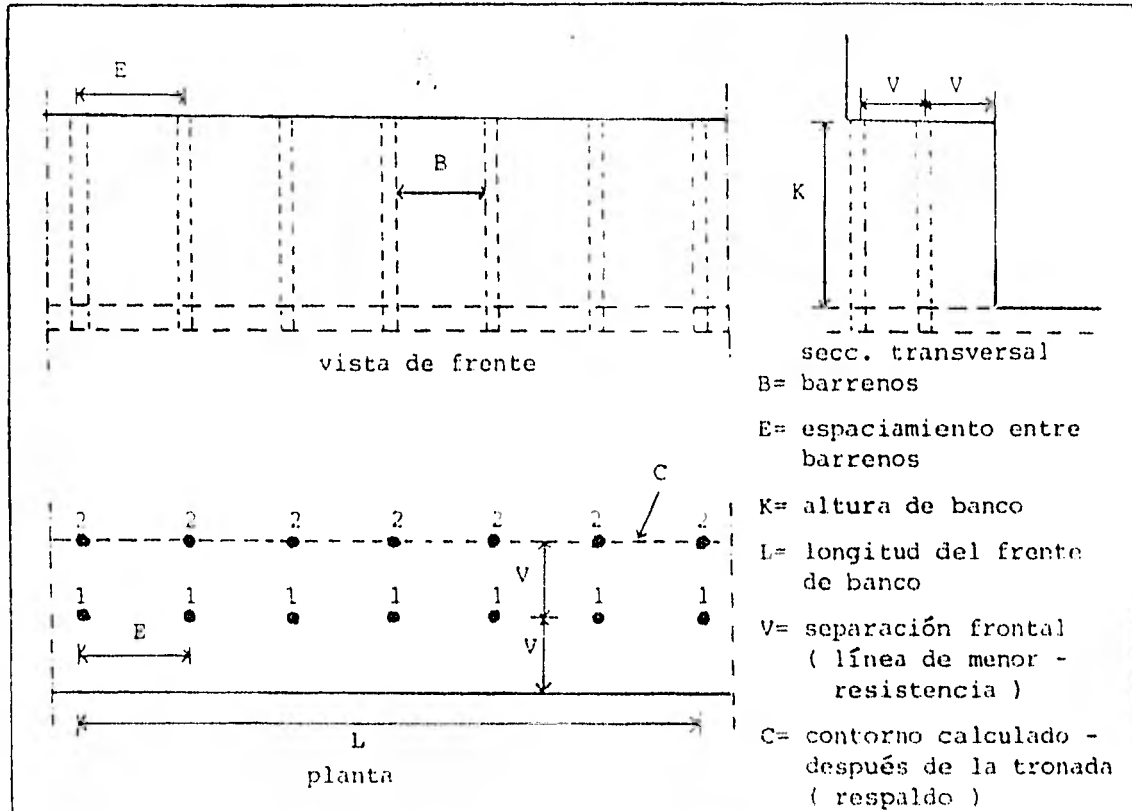


FIG. 4.3.2

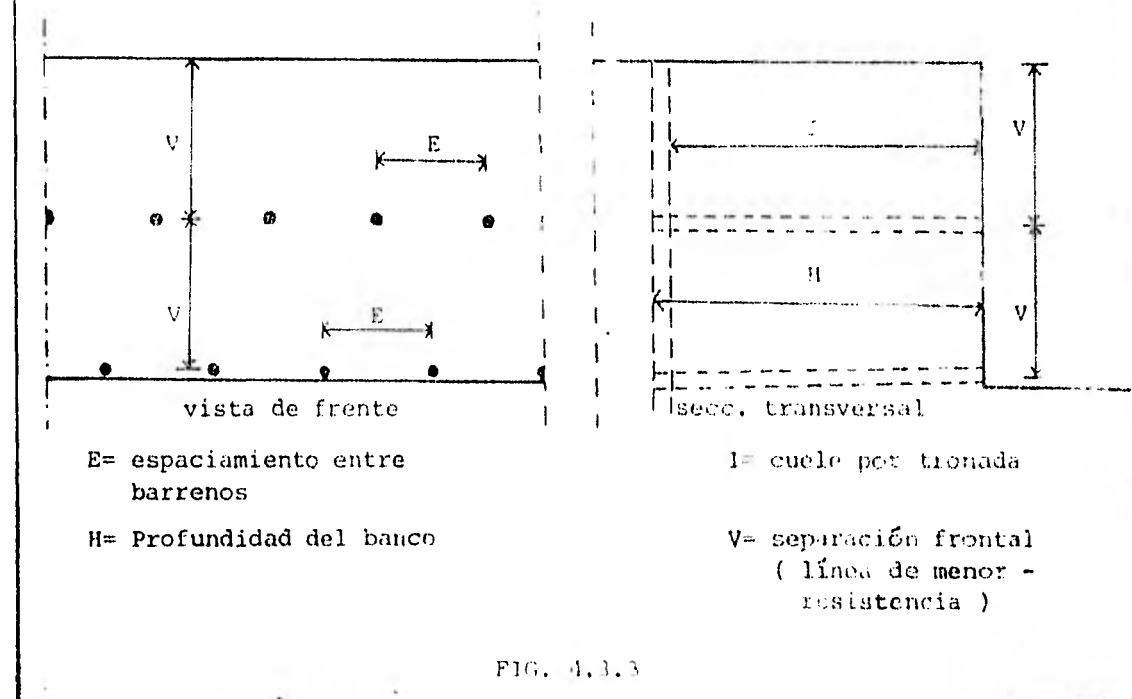


FIG. 4.3.3

progresiva (fig. 4.3.4) para evitar problemas derivados de las vibraciones, rompimientos en el respaldo y lanzamientos inadecuados.

Las ventajas que se obtienen al utilizar detonadores eléctricos de retardo y especialmente con intervalos de milisegundos para el disparo de cargas explosivas en barrenos múltiples son:

1).- Se tiene un control sobre el grado de fragmentación del material tronado, aún en aquellos casos en que las rocas se encuentran cruzadas por planos de fallas, estratificaciones y grietas.

2).- Una notable reducción de los llamados chocolones (partes de barrenos que quedan en el frente después de una tronada) que siempre se encuentran presentes en las tronadas con detonadores instantáneos.

3).- Mejor sacudimiento lo cual reduce las ondas vibratorias, permitiendo el disparo simultáneo de cargas muy grandes sin afectar a las estructuras u obras circundantes. Como ejemplo se puede citar que allá por los años 1930 sólo se tronaban de 200 a 500 kg de explosivos simultáneamente, siendo en la actualidad de 30,000 kg disparados por detonadores de retardo de milisegundos. En la fig. 4.3.5 se representan el efecto producido teóricamente por un disparo de explosivos con retardadores alternados, en el cual se puede apreciar que el material es sometido a un estado de esfuerzos por las cargas que estallan primero y al tanto está en este estado, se inicia el fracto de las barras que a continuación estalla, repitiéndose el ciclo según el número de retardos empleadas en la tronada. Los gases de la explosión se retienen hasta que el material tronado es desplazado lo suficiente, lo que permite aprovechar al máximo la energía de explosión.

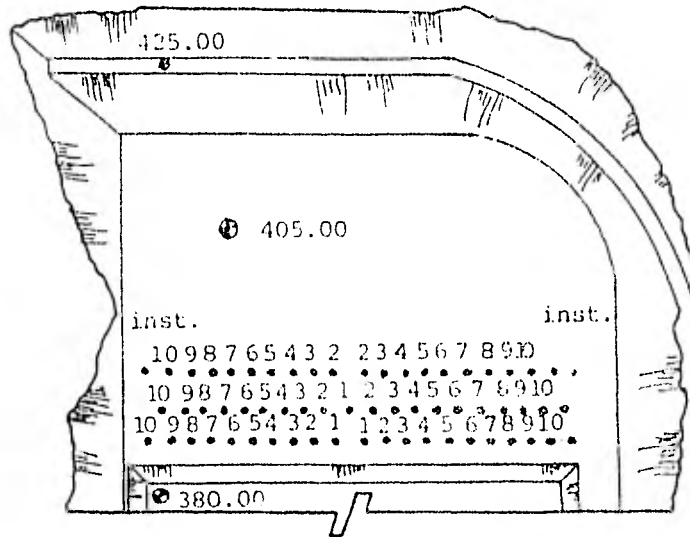


FIG. 4.3.4

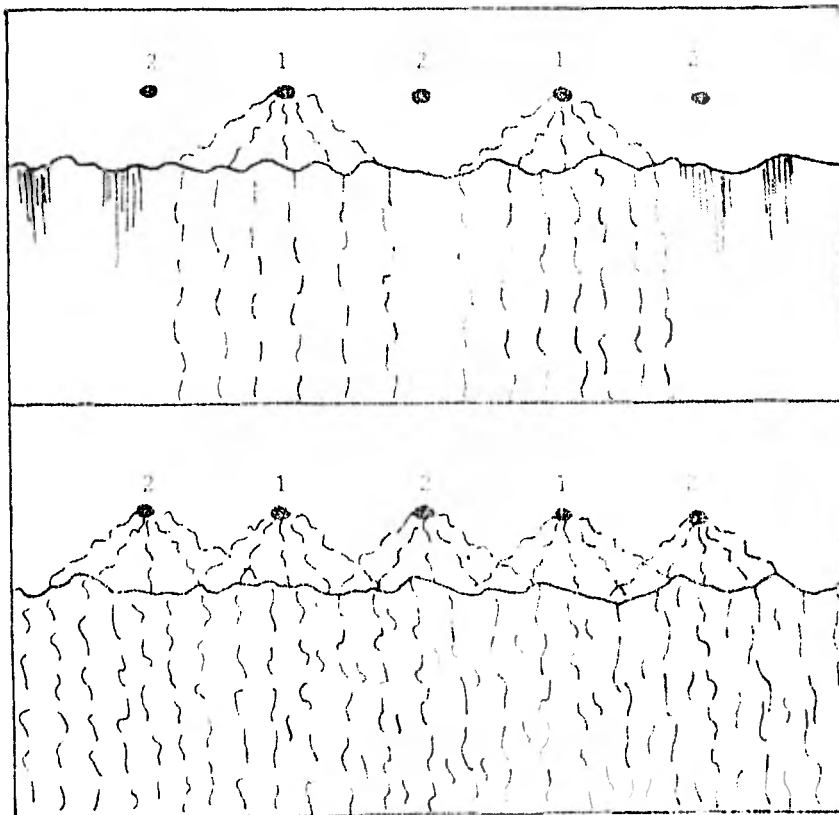


FIG. 4.3.5

4).- Un positivo control en el lanzamiento del material, ya que el material proyectado es justamente en la dirección deseada.

5).- Reducción en los barrenos perdidos o fallidos (falla total o parcial de una carga después de la voladura) evitando sus funestos perjuicios.

6).- Como los primeros barrenos que estallan "están en movimiento" antes que los disparos con posterioridad a intervalos de milisegundos la energía de los explosivos correspondientes a la última fila lógicamente se proyectarán hacia el plano de menor resistencia (frente del banco), pero nunca hacia el respaldo o fondo de la excavación que produciría una rotura indeseable y que implicaría costos extra por trabajos de afine.

7).- Por todo lo anterior expuesto se reduce la cantidad de explosivos necesaria por tronada o sea la carga específica que es la cantidad en kilogramos de explosivo por metro cúbico de roca tronada, además de que implica una proporcional reducción en el volumen de barrenación, lo cual se refleja en el costo.

Dentro de las múltiples combinaciones y posibilidades de trabajo en bancos y canteras, se presentan ocho métodos útiles y de gran aplicación, para dichos trabajos:

Método 1.- Consiste en disponer los barrenos con detonadores en series alternadas, ya sean intervalos inmediatamente consecutivos o aumentando los retardes para incrementar la fragmentación, reducir el lanzamiento del material, disminuir el ruido y la rotura del respaldo (fig. 4.3.6).

Método 2.- En formaciones de rocas tenaces, mucha resistencia y apreciable compresibilidad es necesario aplicar un estuqueo mayor por lo cual los intervalos de tiempo de los detonadores se eligen ligeramente mayores que los del método 1 (fig. 4.3.7).

Método 3.- Para una máxima proyección o lanzamiento de la roca y una buena fragmentación, evitando pilas de rezaña muy altas - se utiliza el disparo progresivo de doble hilera de barrenos -- donde cada fila de barrenos se dispara simultáneamente, favoreciendo el lanzamiento del material hacia el frente libre (fig. 4.3.8).

Método 4.- Cuando la fragmentación de la roca es de primordial importancia, como cuando se usa para alimentar plantas trituradoras, es de gran utilidad la disposición de doble hilera con períodos alternados en cada una para garantizar una buena fragmentación y disminuir el lanzamiento del material (fig. 4.3.9).

Método 5.- Para tronadas de filas múltiples un empleo muy común es el disparo progresivo de ellas con intervalos que dependen de las características de la roca, con lo que se obtiene un adecuado amontonamiento de la roca tronada que facilita las operaciones de las excavadoras (fig. 4.3.10).

Método 6.- En tronadas con problemas de vibración, se utiliza el disparo conocido como disparo de secuencia progresiva. El orden de disparo en serie progresiva puede ser de derecha a izquierda o viceversa, cuando la estratificación o planos de debilidad de la roca así lo aconsejen. El inconveniente de este método es que causa roturas del respaldo del banco cuando existen planos de debilidad en la formación, por lo que deberá de ser siempre vigilado (fig. 4.3.11).

Método 7.- Rinde grandes beneficios en bancos de poca altura - donde se presentan problemas derivados de la vibración el sistema progresivo de filas múltiples, tomando medidas preventivas - tendientes a evitar roturas en el respaldo y lanzamientos inadecuados (fig. 4.3.12).

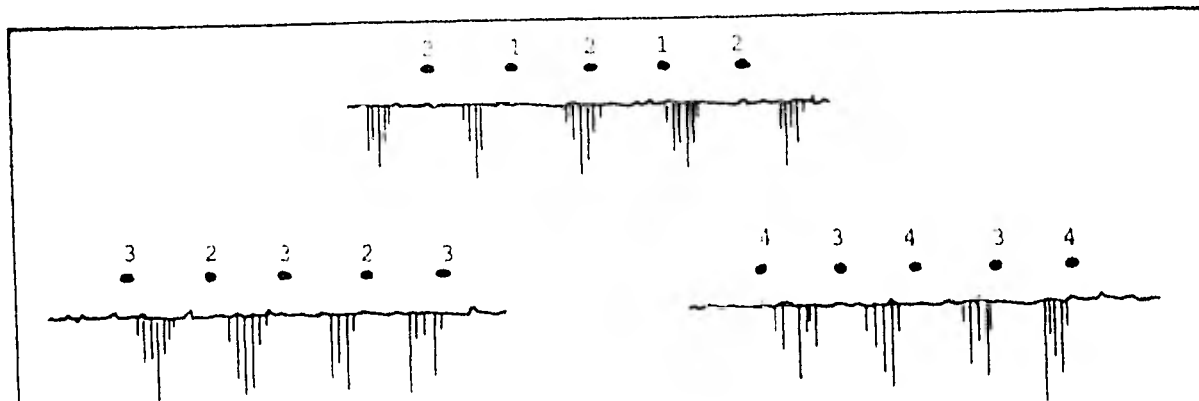


FIG. 4.3.6 METODO 1

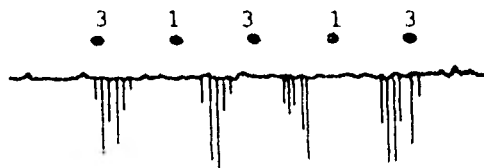


FIG. 4.3.7 METODO 2

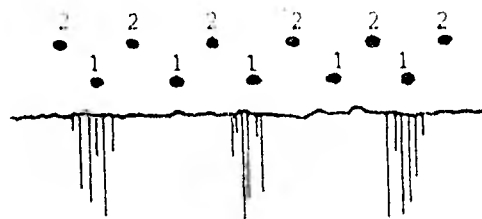


FIG. 4.3.8 METODO 3

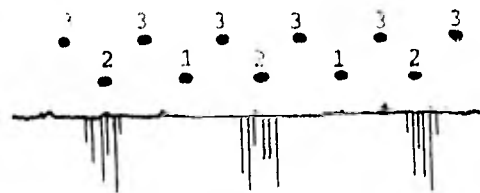


FIG. 4.3.9 METODO 4

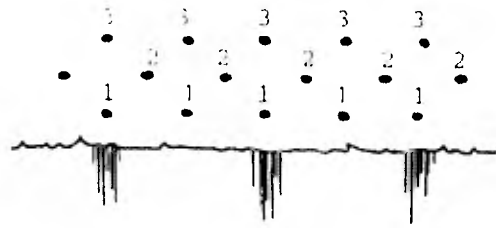


FIG. 4.3.10 METODO 5



FIG. 4.3.11 METODO 6

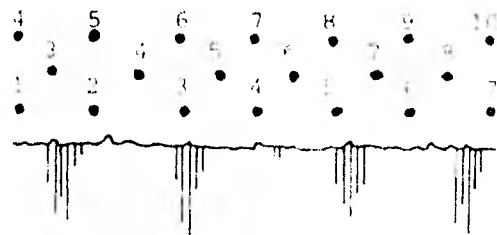


FIG. 4.3.12 METODO 7

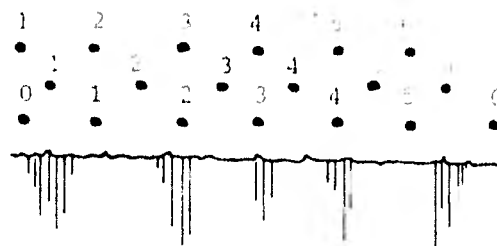


FIG. 4.3.13 METODO 8

Método 8.- Una modificación del método anterior es el disparo - progresivo en serie de filas múltiples para aquellos bancos en los que se presente rompimiento en su base y un lanzamiento inadecuado (fig. 4.3.13).

1).- Diagrama de barrenación

El diagrama de barrenación o plantilla de barrenación es una representación idealizada del tamaño máximo de piedra que se de--sea obtener, conforme a la cantidad de explosivos, la profundi--dad de barrenación y el diámetro del mismo.

La plantilla más sencilla para una voladura (fig. 4.3.14) de un banco a cielo abierto de varias hileras y que está limitada la--teralmente es aquella en la cual los barrenos por hilera excep--to los de las esquinas, se inician con un mismo número de retar--do, con lo que en el momento de la detonación, cada barrenos tie--ne rotura libre. Esto no sería posible si los barrenos de esqui--na se iniciaran al mismo tiempo, ya que se tendría una probabi--lidad grande de que estos incendiaran antes que los inmediatos próximos. La desventaja de este tipo de encendido es que para grandes voladuras con varias hileras los intervalos disponibles no son suficientes para la aplicación de una secuencia de encen--dido requerida.

Una forma de solucionar este problema es modificar la plantilla anterior haciendo que todos los barrenos de la hilera a excep--ción de los de esquina, se enciendan con el mismo intervalo que los barrenos de esquina de la hilera anterior (fig. 4.3.15), - con lo cual se usa un menor número de intervalos.

Otro tipo de plantilla, mostrada en la fig. 4.3.16, es la que nos daría una mayor fragmentación, un mejor acabado en las pare--des y una rezaga concentrada, pero que tiene malas condiciones

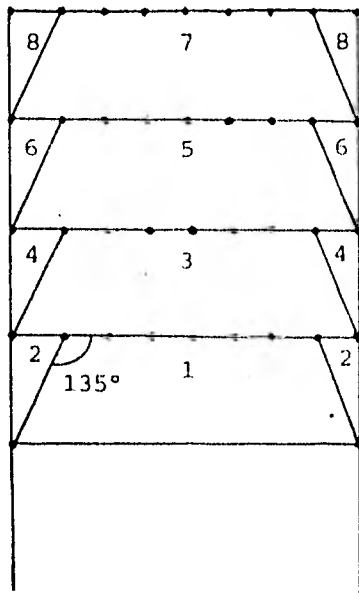


FIG. 4.3.14

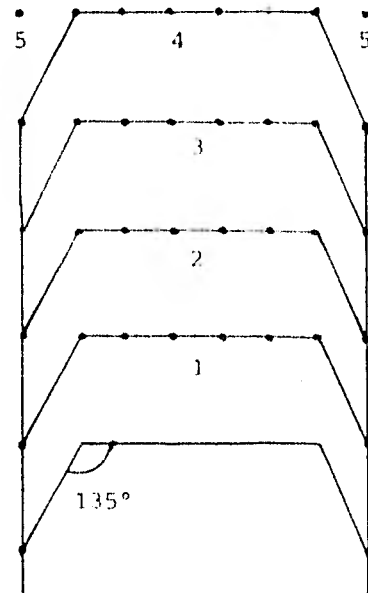


FIG. 4.3.15

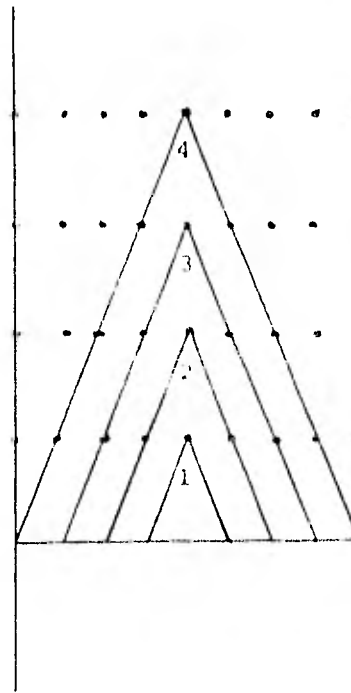


FIG. 4.3.16

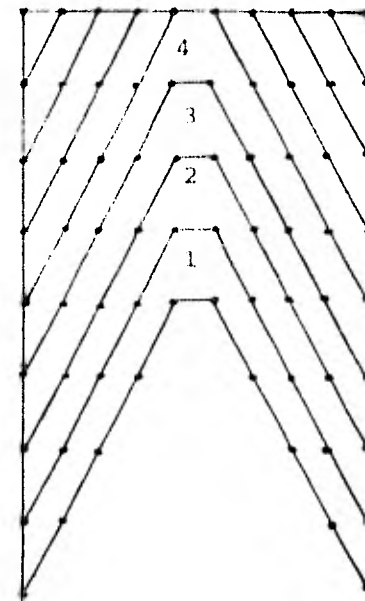


FIG. 4.3.17

de desprendimiento central ya que después del encendido del retardo núm. 1 que tiene la rotura libre, salen los 2 barrenos de ambos lados de la misma hilera con el retardo núm. 2, así como este, por lo que da la posibilidad de que el barreno de la segunda hilera se pueda adelantar a los de enfrente y así sucesivamente, quedando encerrado ese disparo en el momento de encendido de los anteriores, efectuándose una voladura defectuosa.

Tomando en cuenta este inconveniente se diseñó la siguiente plantilla (fig. 4.3.17), en la cual los barrenos que estaban ligeramente más comprimidos que los otros, se dispusieron en la hilera de modo que el desgarramiento en sus alrededores, no afectara el contorno final de la pared acabada como lo muestra la figura.

DIAGRAMA DE BARRENACION EN BANCO

ETAPA	ELEV.	PLANTILLA	Ø BARRENO	CARGA ESPEC. Kg/m ³
PERIODO I				
1-2	T.N.-405	4.0 X 3 X 12	3"	0.35
3	405 -392	2.5 X 3 X 13	3"	0.34
4	392 -380	4.0 X 3 X 12	3"	0.60
5	380 -367	1.5 X 3 X 13	3"	0.35
6	367 -354.35	2.5 X 3 X 13	3"	0.35
PERIODO II				
1	T.N.-380	2.5 X 3 X 12	3"	0.33
2	380 -367	2.5 X 3 X 12	3"	0.33
3	367 -354.35	2.5 X 3 X 12	3"	0.33

2).- Voladura

Una voladura son toda la serie de procedimientos necesarios para obtener con la mayor eficiencia, la extracción de un tanto rocoso, mediante el disparo de las cargas explosivas alojadas previamente en los barrenos perforados en la roca.

3.1 Artificios para voladuras:

Se entiende como artificios de una voladura aquellos dispositivos empleados para:

- a).- Debar cargas explosivas o sea es una porción de carga explosiva violenta, provista de un detonador, cuya finalidad es - empezar la explosión del resto de la carga.
- b).- Suministrar y/o transmitir una llama que inicie una explosión, como podría ser una mecha para minas.
- c).- Llevar una onda detonadora de un punto a otro, o de una - carga explosiva a otra, para hacer estallar oportuna y eficientemente el conjunto de cargas alojadas dentro de los barrenos - de una voladura o tronada, también llamada "tanda".

Los artificios para una voladura son consumidos y destruidos en la tronada, a excepción de la fuente de energía o explosor (aditamento) y son:

- 1.- Iniciadores
- 2.- Detonadores
- 3.- Mechas detonantes
- 4.- Detonadores reforzadores
- 5.- Aditamentos

1.- Iniciadores. Son dispositivos empleados para encender y llevar una llama que inicie una explosión, ya sea directamente como cuando el explosivo está formado por pólvora, e indirectamente haciendo estallar un detonante, como cuando el explosivo es dinamita.

La mecha para minas es el iniciador más conocido y empleado, estando formado por un núcleo central de pólvora negra a base de nitrato de potasio, envuelto firmemente con varias cubiertas de materiales textiles impermeabilizantes de tipo "para fuego" (encender) es un extremo a la llama se propaga a velocidad conti-

nua y uniforme.

Las mechas para minas están clasificadas de acuerdo a la velocidad de propagación del fuego, la cual se mide en metros por segundo. Se fabrican en diversas categorías en su velocidad de combustión, por ejem: 98,131, etc. metros por segundo. La iniciación con mecha se utiliza normalmente para hacer detonar una sola carga, ya que en grandes voladuras este sistema es inadecuado por lo que generalmente se utiliza una iniciación eléctrica, de la cual se tiene un mejor control.

2.- Detonadores. Son artificios formados por una cápsula metálica que contiene uno o más explosivos de gran sensibilidad que al detonar hace estallar los celos o cargas explosivas en los barrenos. Los detonadores se caracterizan por el tipo de iniciación de disparo, siendo con mecha o eléctrico, instantáneo o retardado, así como por su calibre.

a).- Cápsulas fulminantes: son agujillos metálicos cerrados por uno de sus extremos y que contienen una carga de uno o varios explosivos de gran sensibilidad, colocados para detonar con la chispa de la mecha que se emplea como iniciador.

b).- Detonadores eléctricos con fulminantes fabricados para ser disparados por medio de una corriente eléctrica. Su construcción es parecida a la de las cápsulas fulminantes, solo que adicionalmente encima de la carga de ignición tienen un puente formado por un alambre que une los extremos de los alambres de conexión del detonador, mantenidos en su posición correcta por un aislamiento de plástico y un tapón de hule.

Al aplicar la corriente eléctrica el puente se pone incandescente haciendo así detonar el fulminante, también llamado "detonador eléctrico".

c).- Detonadores instantáneos con carga de iniciación eléctrica -

detonación en forma prácticamente instantánea al ponerse el -
alambre del puente en estado incandescente.

2).- Detonadores eléctricos de retardo: Tienen la misma cons- -
titución de los detonadores instantáneos, salvo que entre el -
puente eléctrico y la carga de ignición llevan colocado un ele-
mento de retardo (fir. 4.3.18), que a su vez se fabrican en dos
tipos diferentes:

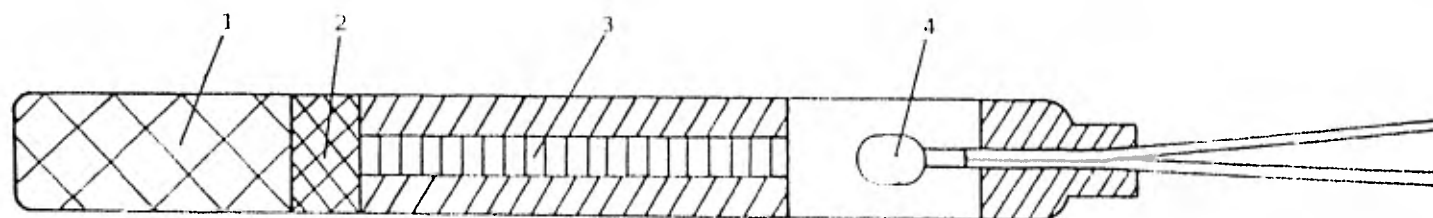
a).- Detonadores eléctricos regulares de tiempo. Se fabrican en
varios períodos de retardo, siendo el intervalo de retardo de -
un segundo para el primero, aumentando gradualmente en los si-
guientes hasta 7 segundos para el mayor retardo.

b).- Detonadores de tiempo tipo "MS". Son estopines eléctricos
con retardos de milisegundos, se fabrican en diversos períodos
generalmente de 14 a 16, que indica el tiempo en milisegundos -
en que tarda en producirse el disparo al conectar la corriente.

3.- Mechas detonantes primacord. Es un cordón detonante flexi-
ble y muy resistente con un núcleo de un explosivo llamado "Ni-
perita" (tetranitrate de pentaeritritol) protegido por una en-
voltura impermeable reforzada por varias cubiertas.

4.- Detonadores reforzados.- Son dispositivos que contienen car-
gas explosivas de muy alta velocidad para aumentar la intensi-
dad de la explosión de los detonadores o de la mecha primacord.
Se emplea cuando el primacord se encuentra empapado o congelado,
pues una de las particularidades del primacord es que una vez -
iniciado se propaga aún en el caso en que su núcleo este mojado
o congelado.

5.- Aditamentos. En la actualidad predomina el empleo de detona-
dores eléctricos y por consiguiente para hacer detonar las car-
gas explosivas se necesita una fuente de energía eléctrica o ex-
plosor, para obras muy grandes se utiliza la energía eléctrica



- 1.- Carga explosiva deflagante.
- 2.- Carga voladora.
- 3.- Elemento de retardo (Carga de iniciación).
- 4.- Puente eléctrico.

FIG. 4.3.1B - CORTA SECUNDARIA DE UN FUSIBLE (CARGA) DE FUSIÓN.

del servicio central de la obra, empleando interruptores de fuerza para evitar el disparo accidental por una conexión o imprevista.

a).- Máquinas explosoras, las más conocidas son las del tipo generador provisto de un dínamo que genera la energía necesaria y tiene los elementos de seguridad necesarios y suficientes para que la corriente no pase a la línea de conducción a menos que haya logrado el nivel correcto de intensidad y tensión (amperaje y voltaje).

Otro explosor muy empleado es el de condensador que trabaja a base de baterías y condensadores.

b).- Alambre de conexión, sirve para conectar ya sea en serie, paralelo o series en paralelo los extremos de los alambres de los estopines, cuando la longitud de éstos últimos no alcanza para interconectarse entre ellos. Se utiliza por lo general un alambre del núm. 20 forrado con aislamiento de plástico, con una resistencia de 10.15 ohmios por cada 1,000 ft. de longitud.

c).- Alambre conductor, también llamado alambre de circuito, se utiliza para conectar la fuente de energía eléctrica con el circuito. Preferentemente se emplea alambre de cobre simple de calibre núm 14B y C, que presenta una resistencia eléctrica de 2.525 ohmios por cada 1,000 ft. de longitud.

2.2 Explosivos empleados en voladura:

Se llaman explosivos violentos aquellos que se descomponen en forma instantánea por detonación, produciendo una reacción química exotérmica, caracterizada por la transformación del explosivo en una masa incandescente a temperaturas del orden de 1,500 a 4,500 grados centígrados y presiones hasta de 20,000 atmósferas.

Los explosivos detonantes se clasifican en:

a).- Inerarios. Son aquellos que poseen una gran potencia y en-

sibilidad se utilizan exclusivamente como cebos o iniciadores de grandes cargas explosivas.

b).- Secundarios. Son del tipo comercial estandar, empleados en gran escala en trabajos de voladuras o tronadas de roca, los que a su vez son iniciados por un cebo o iniciador de explosivo primario.

Los tipos de explosivos empleados en los trabajos de excavación de roca son los siguientes:

1.- Dinamitas de nitroglicerina, constituidas únicamente por nitroglicerina. Su alta velocidad imparte una acción rápida y -- fracturadora, produce abundantes gases, no siendo aptas para -- trabajos subterráneos. Su empleo es limitado por su costo, sensibilidad e inflamabilidad.

2.- Dinamitas amoniacaes, la nitroglicerina es remplazada por nitrato de amonio, manteniendo la potencia nominal del explosivo. Tienen menor velocidad de detonación y pueden emplearse en trabajos subterráneos, con una ventilación adecuada. Es uno de los explosivos más populares en canchales, excavaciones y cielo abierto y en general en materiales de dureza media y donde no exista agua o humedad.

3.- Gelatinas, fabricadas con o sin nitroglicerina y algodón -- pólvora, cuya consistencia es de un líquido grueso y viscoso. Estas dinamitas se usan como el nitrato de amonio, son insolubles en el agua, producen poca cantidad de gases y -- tienen un grado de potencia entre 20 y 30%. Son empleadas en rocas duras donde se requiere una máxima fragmentación. Pueden emplearse también en trabajos en húmedos y en lugares donde se encuentran inundados.

4.- Dinamitas con hilos, están formadas por nitroglicerina y -- algodón y se caracterizan por la resistencia que las dinamitas amoniacaes tienen a fragmentarse. Se emplean en trabajos de voladuras.

los los iniciadores irregulares donde no existen los iniciadores, tie-
nen poca resistencia al agua, producen muchos gases. Se inician
con primos de menor potencia menor de 40% de potencia. Se emplea
en el tipo de rinas, para la producción de cascabe y piedras
sueltas en rocas suaves.

5.- Nitrate de amonio libre de nitroglicerina, es una mezcla de
nitrate de amonio del tipo fertilizante con polvo de carbón o
con aceite mineral (petróleo). Requiere un iniciador potente y
debido a su concentración de carga muy baja es recomendable pa-
ra trabajos en rocas suaves.

1.2 Instrumentos para la comprobación del sistema de encendido,
los aparatos de comprobación están diseñados de tal forma que
no existe riesgo de ignición prematura durante su utilización y
son:

a).- El comprobador de circuitos que indica si el circuito está
intacto o existe alguna rotura.

b).- El ohmímetro, de polo comprobador de resistencia, que propo-
rciona información sobre la resistencia de los componentes
del sistema de encendido reflejando una corriente de variación de
tres veces menor que la que sería suficiente para iniciar la explosión
individualmente.

c).- El comprobador de puesta a tierra, que se utiliza para me-
dir tanto de corriente a tierra.

d).- El medidor comprobador de aislamiento, proporciona la
medida de la resistencia a tierra de la carga
de la parte de la serie de una zona.

7).- Círculo de tiro voladura y marcado

Altura del banco inclinada 16.5 m

Plantilla 9.96 N. 100. 2. 10. 100

Diámetro 3. 10. 100. 100. 100. 100

Concentración de carga total = $Q_t = 0.35 \text{ kg/m}^3$

Concentración de carga de fondo = $Q_f = 40\% Q_t = 0.40 \times 0.35$

$Q_f = 0.14 \text{ kg/m}^3$

Concentración de carga de columna = $Q_c = 60\% Q_t = 0.60 \times 0.35$

$Q_c = 0.21 \text{ kg/m}^3$

Coefficiente de barrenación = $\frac{1 \text{ m}}{\pi \times 3^2 \times 1 \text{ (m}^3)} = \frac{1}{12} = 0.083 \text{ m/m}^3$

Volumen excavado por barreno = $\frac{1 \text{ m}}{0.083 \text{ m/m}^3} = 192 \text{ m}^3/\text{barreno}$

Carga de fondo = $C_f = 0.14 \times 192 = 26.88 \text{ kg de explosivo}$

Utilizando bombillos de gelatina extra 40% de 3" \emptyset se tiene que:

14 pzas por caja de 25 kg = 1.79 kg/pza

Nº pzas = $\frac{26.88 \text{ kg}}{1.79 \text{ kg/pza}} = 15.02 = 15 \text{ pzas/barreno}$

Carga de columna = $C_c = 0.21 \times 192 = 40.32 \text{ kg de explosivo}$

Carga total = $C_f + C_c = 26.88 \text{ kg} + 40.32 \text{ kg} = 67.20 \text{ kg}$

Número de barrenos por tronada = 75

Volumen excavado = $75 \times 192 = 14,400 \text{ m}^3$

Longitud de la carga de fondo = L_f

Densidad de la gelatina 40% de 3" \emptyset = 1.57 gr/cm³

Kilos de dinamita por ml para 3" \emptyset = 7.15 kg/ml

Longitud de la carga de fondo = $L_f = \frac{26.88 \text{ kg}}{7.15 \text{ kg/ml}} = 3.75 \text{ m}$

Longitud de la carga de columna = L_c

Densidad del Mexamón "D" = 2.96 gr/cm³

Kilos de explosivo por ml para 3" \emptyset = 2.96 kg/ml

Longitud de la carga de columna = $L_c = \frac{40.32 \text{ kg}}{2.96 \text{ kg/ml}} = 13.62 \text{ m}$

Longitud del taco = longitud barreno - ($L_f + L_c$)

Longitud del taco = $19.80 - (3.75 + 13.62) = 2.43 \text{ m}$

Cantidad de explosivo por voladura

75 barrenos \times 67.20 kg/barreno = 5,040 kg

4.4 RECURSOS EMPLEADOS EN LA EXCAVACION DEL CANAL DE LLANADA

4.4.1 Equipo

a).- Equipo empleado en las dos primeras etapas de excavación - del primer período.

1-2 tractores D8-K ó H, con ripper

2 cargadores de 4 a 3 m³

2 camiones TEREX P-22 de 12 m³

b).- Equipo de excavación en el manto rocoso

b.1).- Para el ciclo de barrenación

3-4 track-drill

3-4 compresores de 600 PCM

b.2).- Cálculo del ciclo de barrenación

No. de barrenos por tronada = 75

Espaciamiento = 3.00 X 4.00 m

Volumen aproximado a volar = 14,458 m³

Ciclo:

$$\text{Barrenación} = \frac{75 \text{ barrenos} \times 19.80 \text{ m}}{4 \text{ track-drill} \times 26 \text{ m/hr}} = \frac{1485 \text{ m}}{96 \text{ m/hr}} = 15.46 \text{ hr}$$

$$\text{Limpieza de barrenación} = 75 \text{ barrenos} \times 3' = 3.75$$

$$\text{Carga de explosivos y artificios} = 75 \times 4' = 5.00$$

$$\text{Conexión del detonante} = 0.30$$

$$\text{Retiro del personal, equipo y voladura} = 0.50$$

$$\text{Ventilación} = 0.25$$

$$\text{Duración del ciclo} = 25.25 \text{ hr}$$

$$\text{Ciclos por día} = \frac{20 \text{ hrs/día}}{25.25 \text{ hr/ciclo}} = 0.79 \text{ ciclos/día}$$

Eficiencia = 80%

$$\text{Volumen real obtenido: } 14,458 \times 0.80 = 11,566 \text{ m}^3$$

*Nota: Para las 4 etapas siguientes del primer período se tuvo - un ciclo variable ya que como se dijo en la 3a. etapa se fueron

dejando temas, teniendo una disminución del área a volar y -
por lo tanto un aumento en el rendimiento.

b.3).- Equipo para la remoción y acarreo

1 tractor I-6H

2 camiones DINA de 10 m³

1-6 camiones THREX E-22 de 12 m³

2-3 autocar de 8 m³

1 cargador CATPILLAR-988 de 8 m³

1 cargador MICHIGAN - 175 de 4 m³

1 cargador CATPILLAR-977 de 1.5 m³

*Nota a partir de 1977 se utilizaron 2 camiones THREX E-22 de -
15 m³.

4.4.2 Personal

Se laboraron 2 turnos de 8 hrs = 20 hr/trío

a).- Personal de las dos primeras etapas

1-2 operadores de tractor

2 operadores de unidad

2 auxiliares

3 operadores de unidad de apoyo (CMT)

1 operador de unidad de apoyo pesada (THREX)

b).- Personal de la segunda etapa de apoyo

1.1).- 2 operadores de unidad

1-2 operadores de tractor

2 auxiliares

1-2 operadores de unidad de apoyo (CMT)

1.2).- en la remoción y acarreo

1 operador de tractor I-6H

2 operadores de unidad de apoyo (CMT)

1-6 operadores de unidad de apoyo pesada (THREX)

2-3 operadores de autocar Azteca
3 operadores de cargador
3 ayudantes

4.4.3 Materiales

Gelatina extra "0% de 7/8"
Super-Mexamón
Cordón primacord
Listopines instantáneos
Total

CUADROS ESTADISTICOS DE RENDIMIENTOS EN LA EXCAVACION DEL CANAL DE LLAMA
DA O. DE T.

Cuadro No. I

Rendimientos de los Tractores en Extracción del Material de Lutitas.

Año	Mes.	Hrs	Maq.	Rendimientos	
				Mensuales (m ³)	m ³ /hr.
1979	Mar.	236		19,939	84.4
1979	Abr.	926		73,216	79.1
1979	May.	530		43,601	82.3
		1,692		136,756	80.8

Cuadro No. II

Rendimientos de el Equipo de Barrenación en Precorte.

Año	Mes.	No. Barrenos	Long. Barr. ml.	Hrs. Maq.	Rendimientos m/hr.
1976	Sep.	9	107	9	11.88
1977	Ene.	12	912	77	11.84
	Feb.	96	1,149	97	11.84
	Mar.	471	5,652	477	11.84
	Abr.	546	6,553	553	11.84
	May.	503	6,033	509	11.85
	Jun.	538	6,459	545	11.85
	Jul.	521	6,246	527	11.85
	Ago.	488	5,854	494	11.85
	Sep.	337	4,042	341	11.85
	Oct.	368	4,420	373	11.85
	Nov.	254	3,046	257	11.85
	Dic.	205	2,454	207	11.85
1978	Ene.	148	1,772	150	11.81
	Feb.	204	2,442	206	11.85
	15	4,700	57,141	4,822	11.85

La Barrenación en Precorte Representó un 23% de la barrenación Total.

Cuadro No. III

Rendimientos del Equipo de Barrenación en Banqueo.

Año	Mes.	No. Barrenos	Long. Barr ml.	Horas Maquina	Rendimientos m/Hr.
1976	May.	418	5,017	571	8.78
	Jun.	816	9,796	1,115	8.78
	Jul.	726	8,712	992	8.78
	Ago.	745	8,937	1,017	8.78
	Sep.	27	319	27	11.81
1977	Ene.	219	2,624	221	11.87
	Feb.	276	3,310	279	11.86
	Mar.	1,346	16,149	1,362	11.85
	Abr.	1,562	18,749	1,582	11.85
	May.	1,437	17,246	1,455	11.85
	Jun.	1,539	18,465	1,558	11.85
	Jul.	1,489	17,670	1,508	11.85
	Ago.	1,395	16,743	1,412	11.85
	Sep.	963'	11,557	975	11.85
	Oct.	1,054	12,648	1,067	11.85
	Nov.	728	8,732	737	11.84
	Dic.	585	7,022	592	11.86
1978	Ene.	422	5,076	428	11.85
	Feb.	585	7,014	592	11.84
	18	16,332	195,986	17,490	11.20

La barrenación en banqueo Representó un 77% del Total a ejecutarse en la Excavación.

Cuadro No. IV

Rendimientos de los Tractores en Remoción de Roca.

Año	Mes.	Volumen (m ³)	Horas Maquina	Rendimientos m ³ /hr.
1976	May.	40,730.67	212	192
	Jun.	81,348.17	279	291
	Jul.	72,141.27	368	196
	Ago.	74,049.17	381	194
	Sep.	793.67	136	6
1977	Ene.	20,389.47	175	116
	Feb.	26,222.87	494	53
	Mar.	135,355.27	491	276
	Abr.	157,450.67	443	355
	May.	144,673.67	440	328
	Jun.	155,041.67	652	238
	Jul.	149,984.97	703	213
	Ago.	140,404.67	467	300
	Sep.	96,316.67	295	327
	Oct.	105,593.67	193	547
	Nov.	72,307.67	252	287
	Dic.	57,771.67	309	187
1978	Ene.	41,231.62	342	121
	Feb.	57,708.58	240	240
	19	1'629,516.14	6,872	237

Cuadro No. V
Rendimientos de los Cargadores en Material de Lutitas

Año	Mes.	Volumen (m3)	Horas Maquina	Rendimientos. m3/hr.
1976	Mar.	19,939	288	69
	Abr.	73,216	288	254
	May.	43,601	244	175
	3	136,756	820	167

Cuadro No. VI
Rendimientos de los Cargadores en Material Rocoso.

Año	Mes.	Volumen (m3)	Horas Maquina	Rendimientos. m3/hr.
1976	May.	40,730.67	238	171
	Jun.	81,348.17	396	205
	Jul.	72,141.27	337	214
	Ago.	74,049.17	339	218
	Sep.	793.67	86	9
1977	Ene.	20,389.47	260	78
	Feb.	26,222.87	420	62
	Mar.	135,355.27	535	253
	Abr.	157,450.67	421	374
	May.	144,673.67	744	194
	Jun.	155,041.67	743	209
	Jul.	145,984.97	817	184
	Ago.	140,404.67	632	222
	Sep.	96,316.67	424	227
	Oct.	105,593.67	282	374
	Nov.	72,307.67	321	225
	Dic.	57,771.67	368	157
1978	Ene.	41,231.67	270	158
	Feb.	57,708.58	206	208
	19	1'629,516.14	7,839	208

Cuadro No. VII

Rendimientos del Equipo en Acarreo de Material de Lutitas.

Año	Mes	Volumen (m ³)	Horas Maquina	Rendimientos m/hr.
1976	Mar.	19,939	497	40.11
	Abr.	73,216	1,130	64.79
	Mar.	43,601	1,135	38.41

Cuadro No. VIII

Rendimientos del Equipo en Acarreo del Material Rocoso.

Año	Mes.	Volumen (m ³)	Horas Maquina	Rendimientos
1976	May.	40,730.67	1,061	38.38
	Jun.	81,348.17	1,176	69.17
	Jul.	72,141.27	1,839	39.22
	Ago.	74,049.17	1,976	37.47
	Sep.	793.16	752	1.05
1977	Ene.	20,389.47	1,262	16.15
	Feb.	26,222.87	1,876	13.97
	Mar.	135,355.27	2,085	64.91
	Abr.	157,450.67	1,694	92.94
	May.	144,673.67	2,140	67.60
	Jun.	155,041.67	4,020	38.56
	Jul.	149,984.97	2,662	56.34
	Ago.	140,404.67	2,798	50.18
	Sep.	96,316.67	2,195	43.88
	Oct.	105,593.67	2,441	43.25
	Nov.	72,307.67	2,361	30.62
	Dic.	57,771.67	1,752	32.97
1978	Ene.	41,231.67	1,792	23.00
	Feb.	57,708.58	1,572	36.71
	19	1'629,516.14	37,454	41.90

Rendimiento Promedio = 41.9 m³/hr.Volumen promedio Mensual = 35,763.98 m³

TEMA V TRATAMIENTO DE LA ROCA

Debido a las características geomecánicas pobres de las paredes del canal, sobre todo en las dos primeras etapas, y a deslizamientos concoidales (elev. 445.00 lado Oriente y elev. 495.00 - muro aguas arriba) por la combinación de los efectos de la vibración en las voladuras y la saturación (subpresión) del terreno por el agua de lluvia, se vió la necesidad de darle un tratamiento a la roca, ya fuera con anclajes, concreto lanzado (shotcrete), barreración de drenaje o una combinación de ellos.

5.1 Anclaje

El anclaje consiste en el empotramiento de paredes o muros que presentan problemas de inestabilidad por medio de una ancla, que es una varilla de acero liso o corrugado que trabaja generalmente a tensión y que queda fija al terreno o masa rocosa dentro de un barrenado previamente perforado y a la cual se le aplica un par tensionante. Los anclajes en el canal de llamada se presentaron en los taludes de la zona de lutitas (1a. y 2a. etapa del primer período), pues al realizar los cortes, se rompió la estabilidad del terreno, así como sus propiedades geomecánicas.

5.1.1 Zonas ancladas

Se emplearon anclas de fricción o traspalillo en las siguientes zonas:

ZONA ANCLADA	ELEV.	ϕ (in)	TIPON (m)	LONG (m)
Talud aguas arriba	405.00-385.00	1"	2.00 X 2.00	2.00
	385.00-394.00	1"	2.00 X 2.00	6.00

Con una perforadora wagon-drill se obtuvieron 780 m promedio mensuales de perforación, con 19 días hábiles trabajados y con 2 turnos de 10 hrs cada uno diarios.

$$\text{Rendimiento} = \frac{780}{19 \times 20 \times 1} = 2.05 \text{ m/hr}$$

Los metros diarios barrenados por perforadora fueron:

Perforadora BBC-35 20 hrs X 1.82 m/hr = 36 m

Perforadora wagon-drill 20 hrs X 2.05 m/hr = 40 m

El rendimiento por ancla fue de 400 anclas mensuales.

5.2 Inyección en anclas

5.2.1 Especificaciones:

$f'c = 120 \text{ kg/cm}^2$

relación agua/cemento = 0.56

5.2.2 Equipo:

1 estructura "dalmine"

1 agitador de lechada

1 compresor de 600 PCM

1 satélite

5.2.3 Personal

a).- Operación del equipo

1 inyectista

2 aytes. de inyectista

2 aytes. generales

2 peones

1 cabo

1 compresorista

b).- Armado estructura dalmine

1 cable de maniobras

3-4 maniobristas

3-4 ayudantes

5.3 Concreto lanzado

El concreto lanzado o shot crete, conjuntamente con el anclaje, tiene la finalidad de confinar, manteniendo la zona tratada estable y segura.

5.3.1 Zonas protegidas

a).- Lado Oriente (zona de lutitas y margas).

De la elev. +470.00 a la +485.00 primeramente se colocó una malla flexible sujeta a las varillas ya ancladas, después se limpió la superficie del material suelto con soplete de aire, para finalmente lanzar el concreto en espesores de 10 a 12 cm, fig. 5.3.1.

Para el talud entre las elev. +470.00 y +485.00 donde se presentaron los deslizamientos fue necesaria la remoción de este material, además de que se le dió una uniformización de concreto lanzado en espesores variables de 5 a 10 cm, antes de aplicarle el mismo procedimiento del talud anterior, fig. 5.3.2.

En la última superficie de la elev. +485.00 a +405.00 se aplicó el mismo tratamiento de la etapa anterior, pues se detectó la presencia de margas alteradas y pequeñas fallas.

b).- Muros aguas abajo (zona de estructuras).

Una de las zonas más alteradas y fracturadas fue ésta, de la elev. +405.00 a la +367.00, tendiendo que remover el material degradado para permitir una adecuada adherencia del concreto lan-

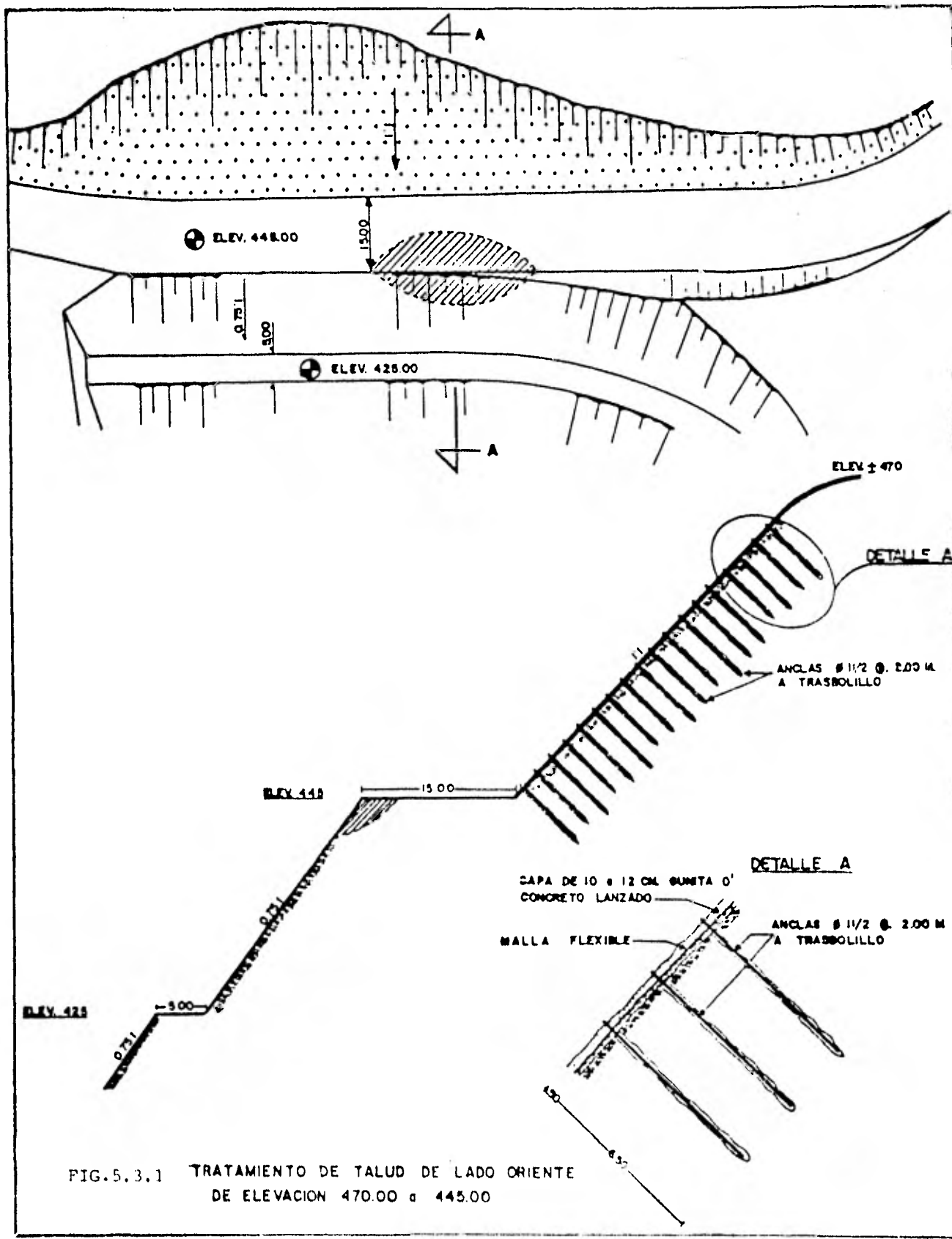


FIG.5.3.1 TRATAMIENTO DE TALUD DE LADO ORIENTE DE ELEVACION 470.00 a 445.00

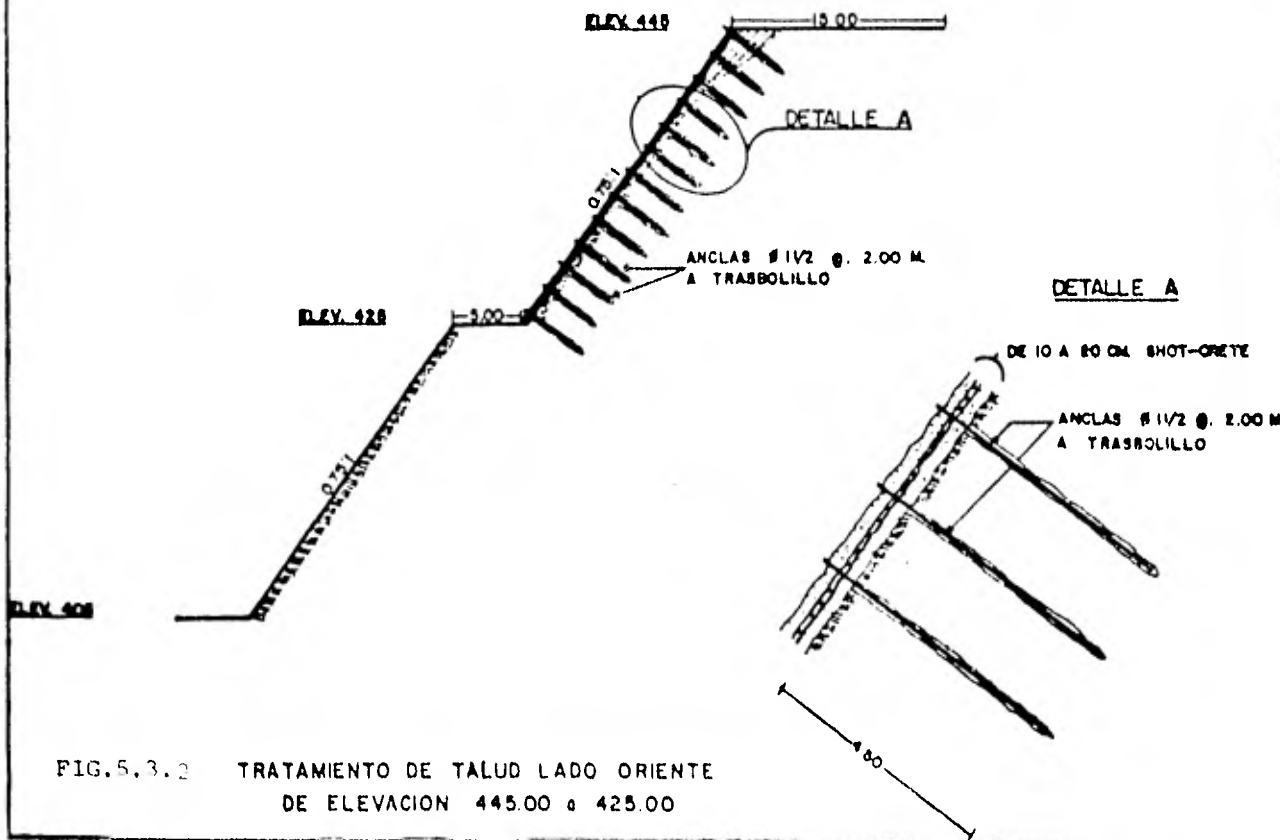
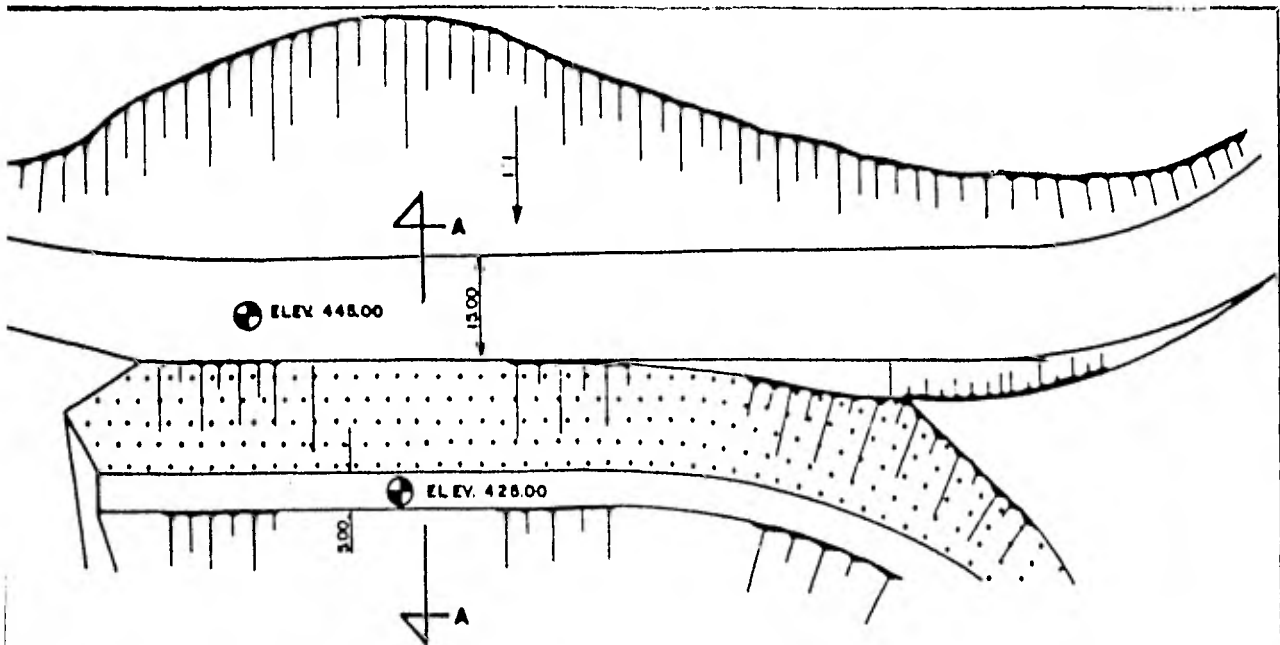


FIG. 5.3.2 TRATAMIENTO DE TALUD LADO ORIENTE DE ELEVACION 445.00 a 425.00

zado, también se colocó malla y los espesores del concreto fueron de 5 a 15 cm, fig. 5.3.3.

Para la elev. 367.00 a 354.35 que es la zona de las pilas, se afianzaron éstas con anclas, mallas y concreto lanzado, fig. 5.3.3.

c).- Muros aguas arriba

El relleno arcilloso y algunas alteraciones de la elev. 405.00 a 380.00 hicieron necesaria la limpieza y levantamiento de un muro de mampostería, con relleno apisonado para conformar el talud. En algunas partes del mismo se colocó malla y concreto lanzado o solamente concreto lanzado, dependiendo de la calidad de la roca y de su estratificación, fig. 5.3.4.

La variación de los niveles del embalse, así como el empuje hidrostático entre los niveles 354.35 (NAPD) y 367.00 originó la aplicación a este talud de una capa de 5 a 10 cm de concreto lanzado y sólo en algunas partes se colocó malla y concreto lanzado como se muestra en la fig. 5.3.5.

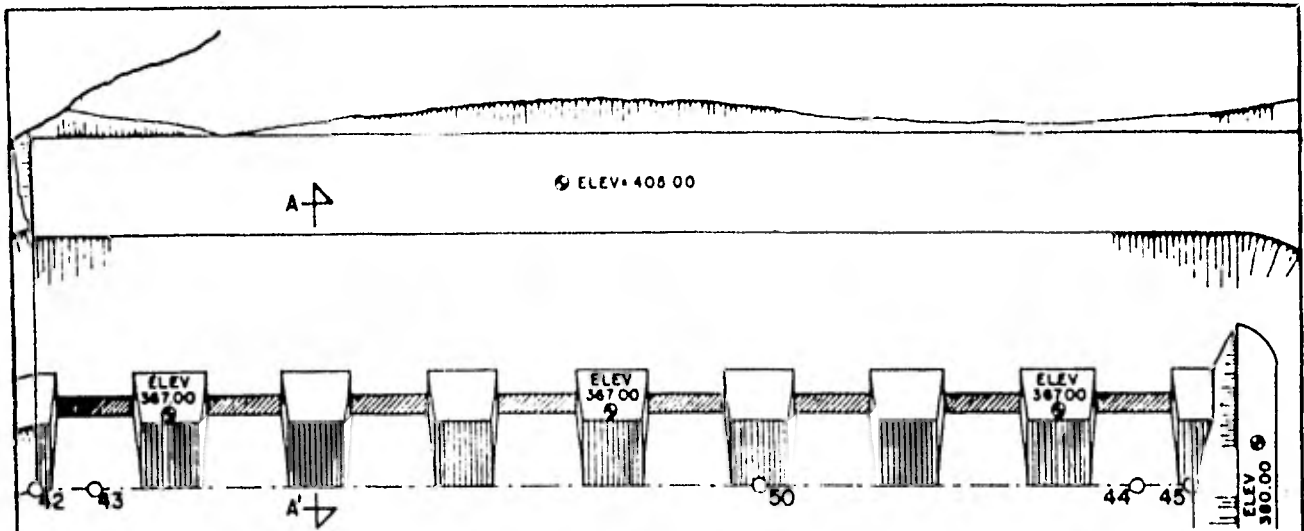
5.3.2 Equipo y personal

Equipo:

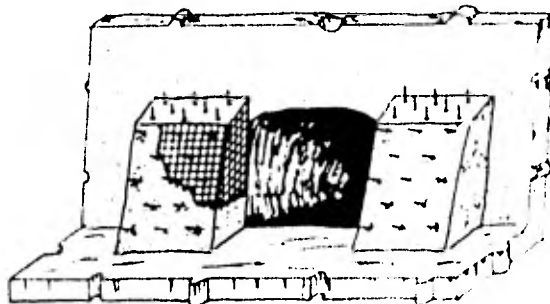
- 1 máquina lanzadora "Aliva"
- 1 compresor Gardner Denver
- 1 compresor Ingersoll Rand (5000 W)
- 1 camión volteo de 6 m³
- 1 camioneta de 3 ton
- 1-3 bachas
- 1 canastilla con malacate

Personal:

- 1 cabo
- 1 op. de lanzadora



VISTA FRONTAL MURO AGUAS ABAJO



VISTA A-A

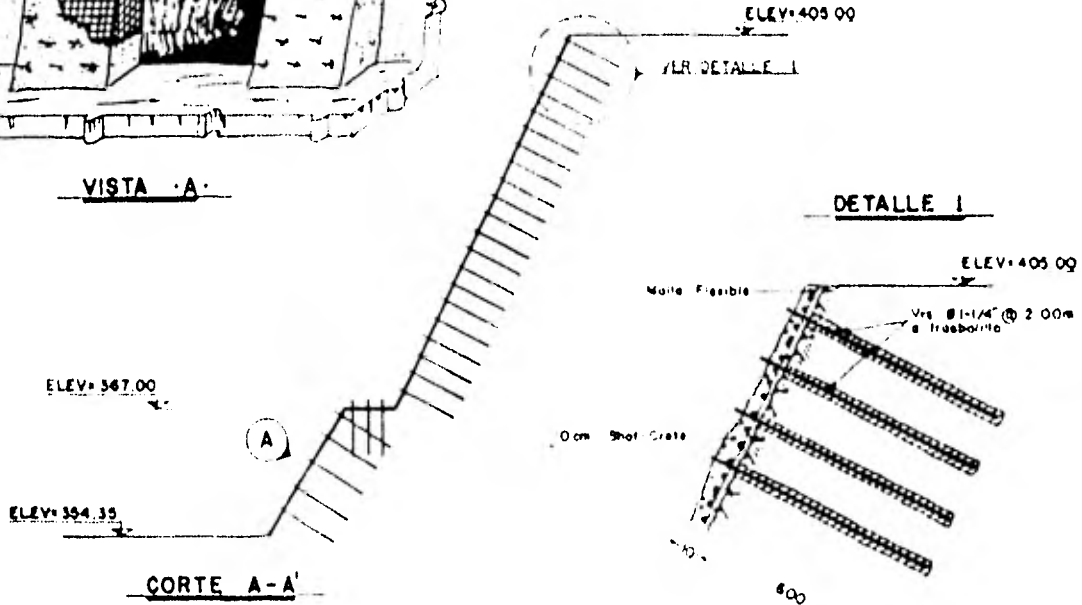
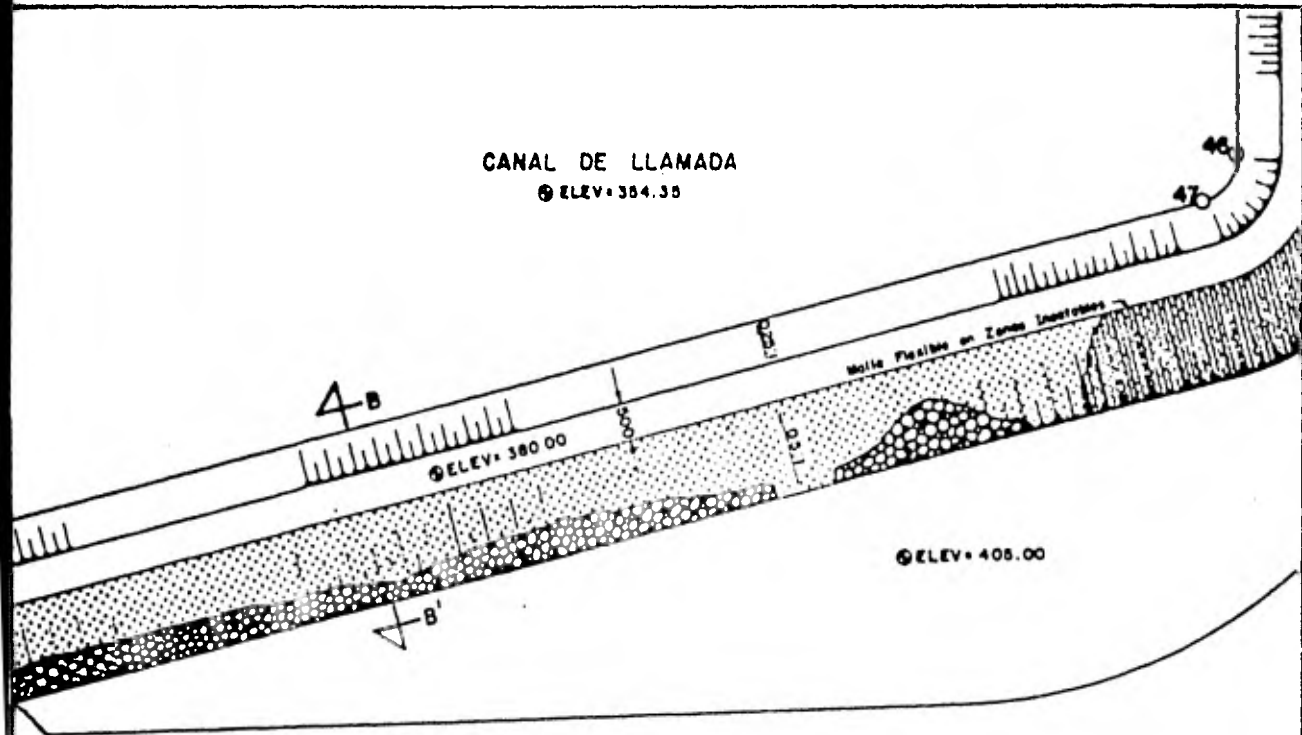


FIG. 5.13 TRATAMIENTO DE LA ROCA EN TALUD ZONA DE ESTRUCTURAS



PLANTA ZONA TALUD AGUAS ARRIBA

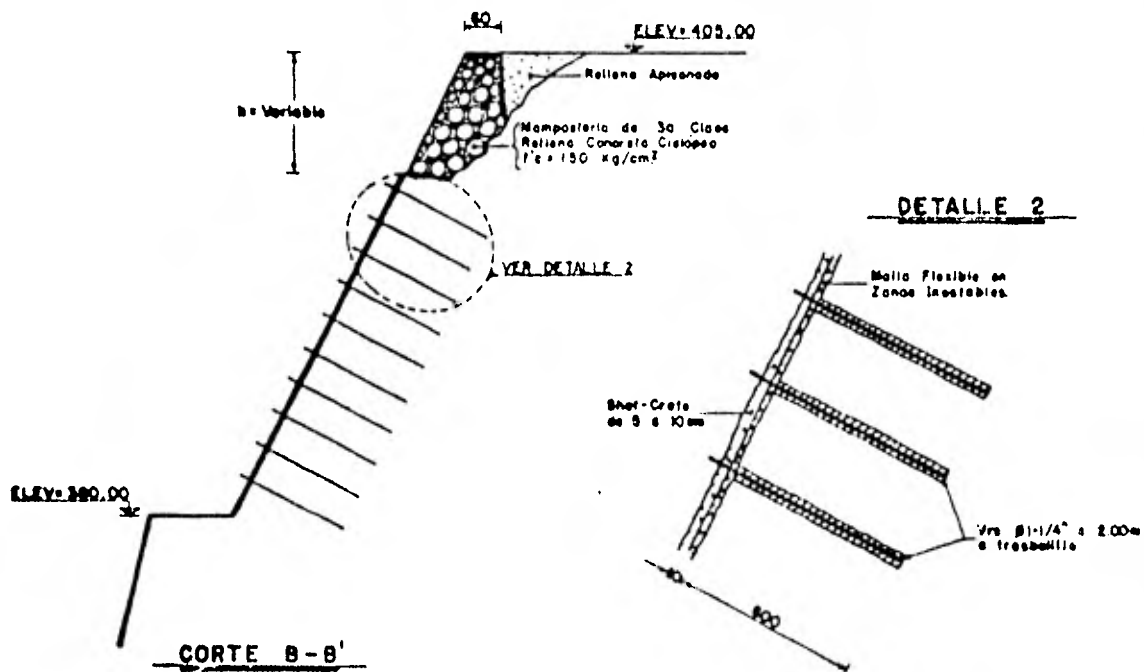
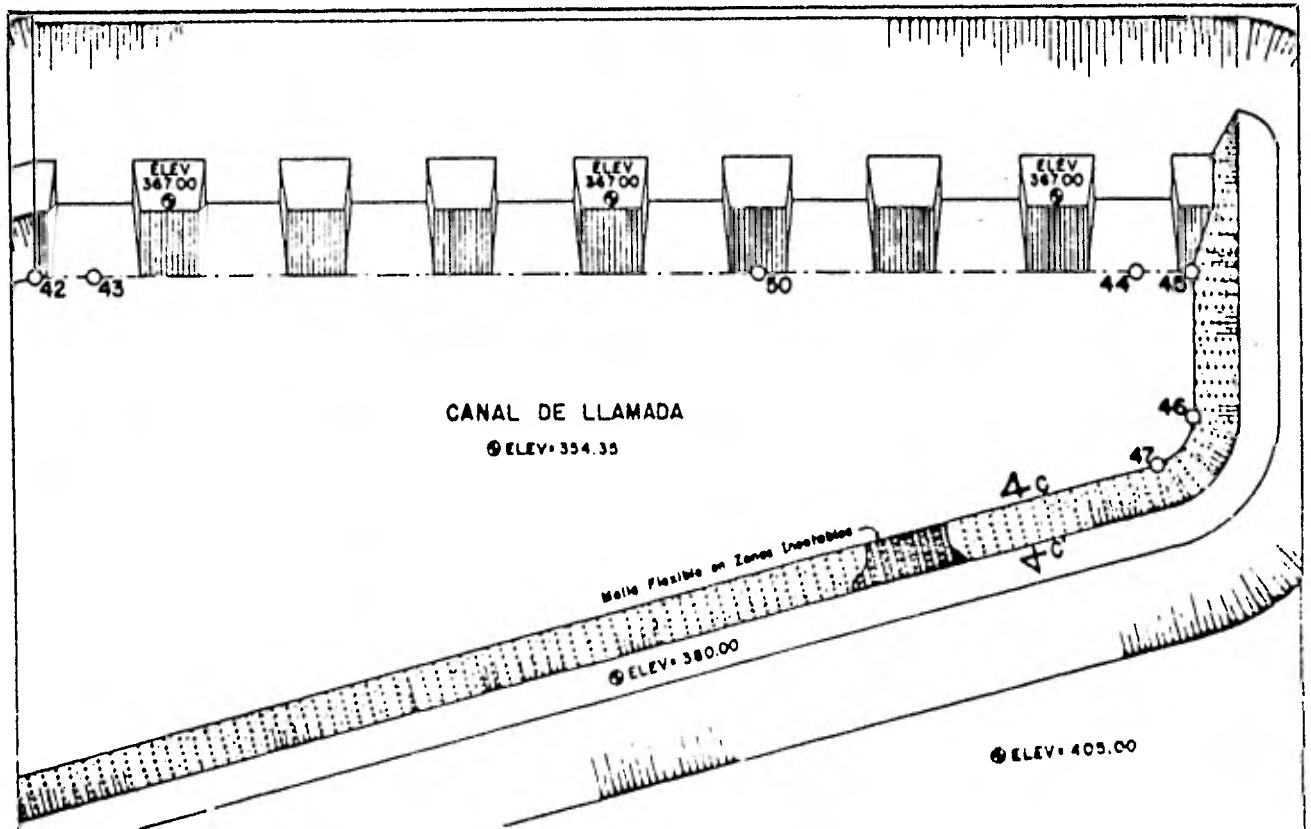


FIG. 5.2.4 TRATAMIENTO DE LA ROCA EN TALUD AGUAS ARRIBA DE EL. 40500 A EL. 38000



PLANTA ZONA TALUD AGUAS ARRIBA

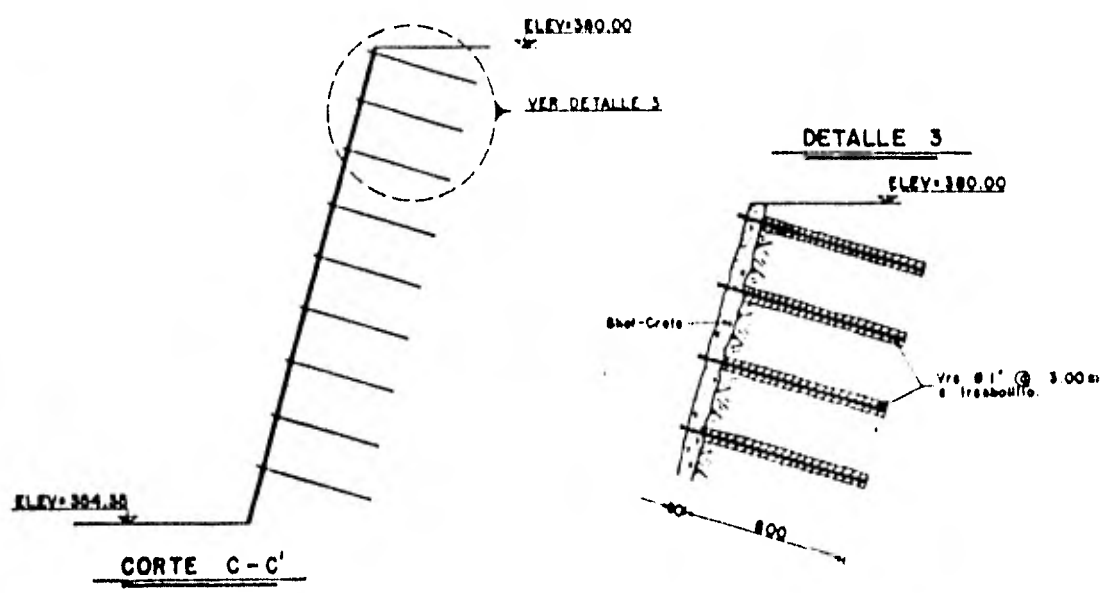


FIG. 3.1.5 TRATAMIENTO DE LA ROCA EN TALUD AGUAS ARRIBA DE EL 38000 A EL 35435

3 aytes. de op.
 2 compresoristas
 7 choferes

5.3.3 Especificaciones de la mezcla

Método de mezcla seca
 Presión de 4-5 kg/cm²
 Contenido de agua 3 a 8% del peso de agregados
 Resistencia a la compresión 250 kg/cm²
 Proportiones 1: 3¹ y 1: 4¹

Agregados	Ø mm	Aditivo	Cemento
Areña	0.67	Sika	Portland
Areña	1.18	o	tipo
Grava	2.35	Sigunit	1

5.3.4 Procedimiento de mezclado

En la planta se elaboraba la mezcla, que consistía en formar una masa uniforme de agregados (grava y cemento (40 a 50% de grava, 50 a 60% de arena en peso), se transportaba al frente de ataque para que antes de aplicarse dentro de la boquilla de expulsión de la máquina lanzadora, se le adicionara agua de hidratación con aditivo Sigunit (20% del peso del cemento) y finalmente con aire a presión era expulsada la mezcla a la superficie afectada.

Se utilizó una lanzadora "Aliva" tipo revolver con motor neumático, alimentada con un compresor de 600 PCM, obteniendo rendimientos de 1 a 3 m³/hr.

5.4 Instalación de drenaje

5.4.1 Especificaciones

Barrenos de 31" Ø

Longitud de 15 a 20 m.

Boquilla de 110 de 2" V

Inclinación 1-2° respecto a la horizontal

rellena de gravilla

5.4.2 Zonas perforadas

ZONA	ALTY.	DIAM.	LONG.
		(in)	(m)
Muros Oriente	718.00-705.00	24"	13.00
	661.00-648.00	24"	13.00
	624.00-611.00	24"	13.00
Muros aguas arriba	405.00-392.00	24"	6.00-9.00
	380.00-367.00	24"	6.00-9.00
Muros aguas arriba (guías de compuerta)	045.00-332.00	24"	14.00
	382.50-369.50	24"	14.00

5.4.3 Equipo utilizado

1 perforadora A. Topco

1 perforadora wagon-drill

1 compresor 600 HP

Estructura de aluminio

Inicialmente se utilizó la perforadora A. Topco 35 y posteriormente un wagon-drill, pero para el resto del trabajo se utilizó una perforadora similar para la parte de estructura la wagon-drill es la más utilizada.

5.4.4 Personal

a).- Operación del equipo

1 operador perforadora

1 operador compresor

b).- Armado de estructura dalmine

1 cabo de maniobras

3-4 maniobristas

3-4 aytes. de maniobrista

Cantidad de Anclas Utilizadas

Zonas	Elevaciones	Cantidad	ML.
Taludes Oriente.	+ 470.00 a 445.00	555	3,608.
	445.00 a 425.00	470	2,115
	425.00 a 405.00	635	7,938
	405.00 a 380.00	685	4,110
	380.00 a 354.3	689	4,134
Talud A. Abajo	405.00 a 367.0	1,671	10,146
Taludes A. Arriba	405.00 a 380.0	1,170	7,020
	380.00 a 354.3	1,165	6,990
T o t a l e s		7,040	46,061

Rendimientos Mensuales (Concreto Lanzado).

Año	Mes.	VOLUMENES. (M3)		Año	Mes.	VOLUMENES. (M3)	
		Parcial	Acumulado			Parcial	Acumulado
1977	Ago.	110.6	110.6	1979	Abr.	380.65	8,272.33
	Sep.	97.17	207.77		May.	404.54	8,676.87
	Oct.	183.20	390.97		Jun.	59.60	8,736.47
	Nov.	244.30	635.27		Jul.	99.65	8,836.12
	Dic.	550.10	1,185.37		Ago.	217.15	9,053.27
1978	Ene.	327.50	1,512.87		Sep.	258.70	9,311.97
	Feb.	209.20	1,722.07		Oct.	112.95	9,424.92
	Mar.	311.19	2,033.26		Nov.	190.75	9,615.67
	Abr.	340.68	2,373.94		Dic.	68.05	9,683.72
	May.	744.30	3,118.24	1980	Ene.	151.30	9,835.02
	Jun.	867.94	3,986.18		Feb.	360.55	10,195.57
	Jul.	1,105.60	5,091.78		Mar.	447.60	10,643.17
	Ago.	786.80	5,877.58		Abr.	495.39	11,138.56
	Sep.	521.20	6,398.78		May.	940.90	12,079.46
	Oct.	396.00	6,794.78		Jun.	583.10	12,662.56
	Nov.	523.55	7,318.33		Jul.	459.75	13,122.31
	Dic.	50.10	7,358.43		Ago.	617.00	13,739.31
1979	Ene.	0.00	7,358.43		Sep.	302.90	14,042.21
	Feb.	360.55	7,728.98		Oct.	334.00	14,376.21
	Mar.	162.70	7,891.68		Nov.	246.00	14,622.21

Rendimientos Promedio Mensual = $\frac{14,622.21 \text{ m}^3}{38 \text{ meses.}}$ = 384.8 m³/mes.

Rendimientos Mensuales de Barrenación para Drenaje.

Año	Mes	∅ = 3"		∅ = 2 1/4"		ML	
		Long. Barr (ML)		Long. Barr (ML)		Parcial	Acumulado
		10.00	15.00	20.00	18.00		
1977	Oct	1,498				1,498	1,498
"	Nov	930				930	2,428
"	Dic	162				162	2,590
1978	Ene	1,413	570			1,983	4,573
"	Feb		532			532	5,105
"	Ago	588	200	2,415		3,203	8,308
"	Sep	690	1,800	840		3,330	11,638
"	Oct	690	370	640		1,700	13,338
"	Nov			880		880	14,218
"	Dic			840		840	15,058
1979	Ene		688			688	15,746
"	Feb	290	255			545	16,291
"	Oct				54	54	16,345
"	Nov				162	162	16,507
1980	Ene	10				10	16,517
Total	15	6,217	4,415	5,615	216	16,517	

$$\text{Promedio Mensual} = \frac{16,517.00 \text{ mL}}{15 \text{ Meses}} = 1.103.13 \text{ mL/mes.}$$

Rendimientos Mensuales en Inyección

Metros Lineales Inyectados.					
Año	Mes	∅ 2 1/4"	∅ 3"	Parcial	Acumulado
1977	Oct	887.50	873.00	1,760.50	1,760.50
	Nov	2,969.50	770.00	3,739.50	5,500.00
	Dic	2,356.50		2,356.50	7,856.50
1978	Ene	3,415.50	1,503.00	4,918.50	12,775.00
	Feb	3,666.00		3,666.00	16,441.00
	Mar	3,022.50		3,022.50	19,463.50
	Abr	846.00		846.00	29,309.50
	May.	2,376.00		2,376.00	22,685.50
	Jun	4,000.50		4,000.50	26,686.00
	Jul	1,215.00		1,215.00	27,901.00
	Ago	2,358.00	297.00	2,655.00	30,556.00
	Sep	3,430.00	414.00	3,844.50	34,400.50
	Oct	1,971.00	530.00	2,501.00	36,901.50
	Nov	280.00		280.00	37,181.50
1979	Feb	30.00		30.00	37,211.50
	Oct	1,302.00		1,302.00	38,513.50
1980	Abr		100.00	100.00	38,613.50

$$\text{Promedio Mensual} = \frac{38,613.50 \text{ ml.}}{19 \text{ meses.}} = 2,032.28 \text{ ml/mes.}$$

TEMA VI. PULVICIMIENTO DE CONCRETO

Las actividades más relevantes en la construcción de los elementos estructurales fueron la limpieza de la zona a colar, el anclaje de las varillas para la sujeción del armado, el armado del elemento, el cimbrado y finalmente el retiro de la cimbra.

La cimbra fue una de las particularidades para cada elemento, utilizando métodos eficientes, rápidos y seguros, como fue la cimbra deslizante.

La técnica de la cimbra deslizante consiste en el llenado de un grupo de cimbbras, las cuales son izadas o movidas continua o intermitentemente, para así construir el perfil estructural requerido. La extensión de las cimbbras, la velocidad de desplazamiento y el tiempo de fraguado del concreto, están especificados de tal manera, que el concreto colocado alcance la resistencia suficiente en poco tiempo, para soportar la carga de la cimbra y del concreto fresco del lado sobre él.

Las estructuras para las cuales se utilizó la cimbra deslizante fueron: las pilas troncales, las pilas de compacta y los ductos de ventilación, que se construían constante de presentaban.

Para el elemento de forma irregular se utilizaron bastidores, que se deslizaban y cimbraban, así fue el caso de la compacta y los ductos elípticos.

En las cimbbras laterales se hizo la colocación de la zona de compacta con vigas reforzadas de manera convencional, formando también tabiques.

Para el armado transversal se usó a los alambres de empalme, que se colocaron en la zona de compacta, así como uno de ellos, que

los diámetros de las varillas y sus longitudes de traslape requeridas no eran físicamente factibles, además de que estos dispositivos ayudaron al paso de los agregados del concreto entre las separaciones mínimas del armado (fig. 6.1.5, corte A2A2).

El procedimiento de fabricación de una junta mecánica Cadweld (fig. 6.1) es el que sigue:

- 1).- Preparación de las puntas a unir en una distancia de 7.5 cm aprox.
- 2).- Introducción de la manga en una varilla, colocar las varillas en posición a tope con una separación de 4.76 a 6.35 mm.
- 3).- Centrar la manga, quedando el orificio exactamente entre la separación de las varillas, levantándola para permitir un mayor relleno en la parte de arriba.
- 4).- Enrollar el empaque de asbesto (dos vueltas) alrededor de la varilla y junto a la manga, no forzando el empaque dentro de la manga.
- 5).- Colocar las abrazaderas en las varillas en posición contra el empaque y la manga, sin apretar.
- 6).- Colocar el opresor en posición que normalmente colgaría de las varillas. Apretar la manija del opresor para colocar firmemente la abrazadera y el empaque, evitando que el metal líquido se salga.
- 7).- Insertar el tubo guía de aluminio dentro del orificio de la manga y colocar sobre él la cerámica.
- 8).- Colocar en posición el molde interior sobre la manga, asegurando la cadena de la manija de éste, alrededor de la manga y apretando la tuerca de la oreja de la manija con los dedos.
- 9).- Colocar la cerámica superior sobre el agujero en el fondo del crisol, colocando sobre ésta el plato de hoja de lata.

Mezclar el metal de relleno de acuerdo con el procedimiento de

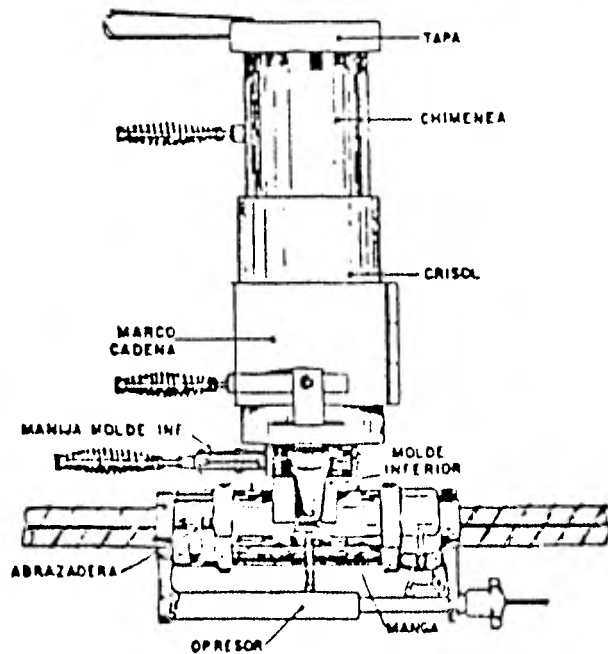
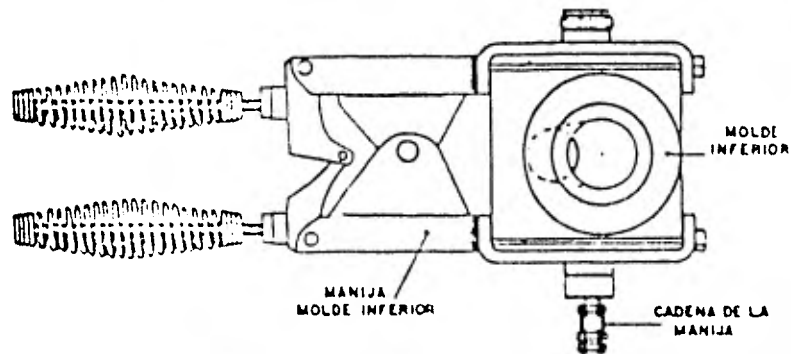
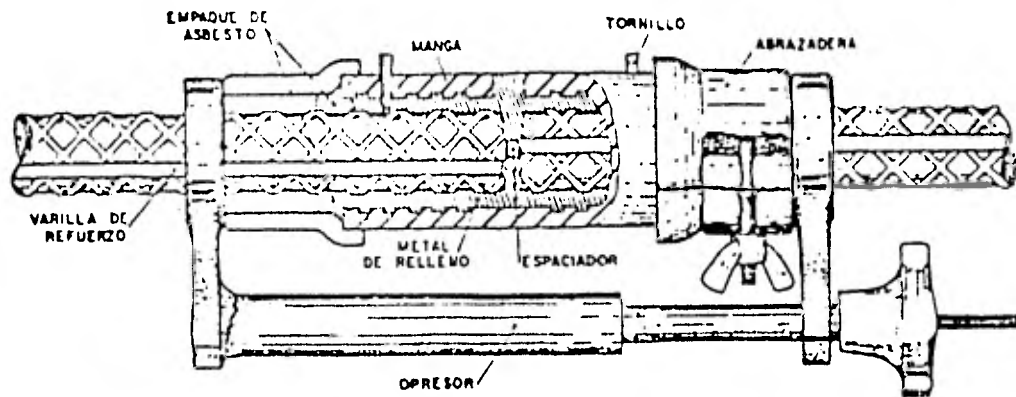


FIG. 1 ELEMENTOS PARA LA FABRICACION DE JUNTAS CADWELD

mezclado*. Vaciar el metal de relleno Cadweld dentro del crisol, chequeando de no desplazar el plato. Nivelar el metal de relleno dentro del crisol.

Deposite el polvo de ignición sobre el metal de relleno, guardando una pequeña cantidad para colocarla en la ventana de la chimenea.

Colocar el crisol en posición sobre el molde inferior, la chimenea en la parte superior del crisol y depositar en la ventana de ésta el remanente del polvo de ignición.

Colocar la tapa sobre la chimenea y prender el polvo de ignición con el chispero por la ventana.

Hecha la reacción del metal de relleno, éste se volverá líquido, fundiendo el plato en el fondo del crisol, pasando al ducto del molde inferior y llenando el área que se encuentra entre las puntas de las varillas y la manga.

10).- Inmediatamente después que el metal de relleno llegue al fondo de la manga, se quita la chimenea y la tapa, se safa la cadena del crisol y se fractura el metal girando un cuarto o media vuelta, no levantándolo hasta que transcurra un minuto para que solidifique.

Solidificando el metal de relleno, se quita el crisol y se abre el molde inferior.

*Procedimiento de mezclado del metal de relleno.

- 1) Cortar la bolsa del metal abajo del clip.
- 2) Abrir la bolsa y remover el cartucho del polvo de ignición.
- 3) Doblar la parte superior de la bolsa y utilizando ambas manos agitar la bolsa para uniformizar el material.

Finalmente se remueve el resto del equipo y con un martillo se quita el metal de relleno sobrante.

La colocación de concreto la suministro una motobomba Whiteman P-80 que desde el piso del canal bombeaba la mezcla, para posteriormente seguir llenando las estructuras por gravedad con canales desde la elev. 405.00 y para las partes superiores a esta elev. se utilizó el ramaleo de canales y una bacha.

6.1 CONCRETO EN BOCATOMAS (fig. 6.1.1)

6.1.1 Pilas frontales

La fig. 6.1.3 nos muestra la sección de cada pila (18.00X10.20m) cuya losa superior a la elev. 368.50 es de 6.60 X 10.20 m.

El anclaje para estabilizar los macizos rocosos sirvió para fijar el acero de refuerzo del armado de las pilas.

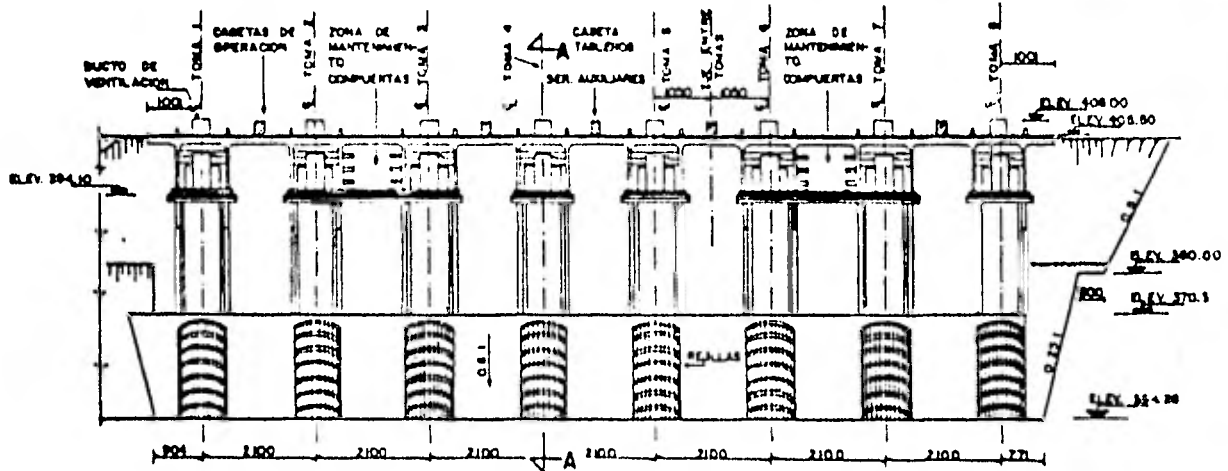
La cimbra utilizada fue cimbra deslizante y cimbramex (fig. 6.1.2).

La cimbramex consiste en paneles con un marco de acero en el cual se inserta una hoja de triplay de 12 mm de espesor, lo que da por resultado un simple trabajo de ensamble.

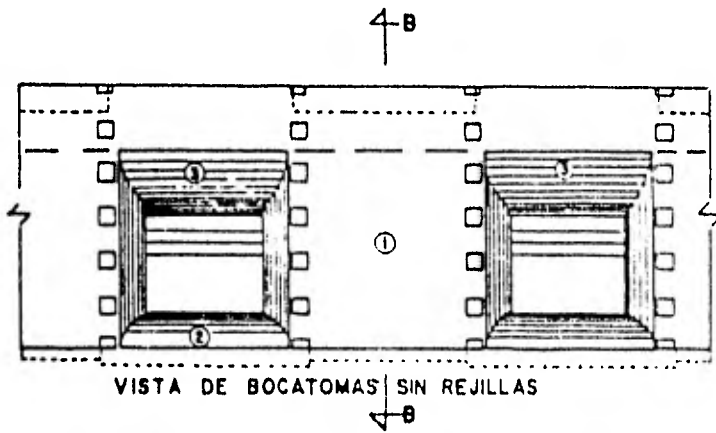
Algunas de las ventajas que tiene la cimbramex son:

- 1).- Montaje fácil, no requiere de mano de obra especializada.
- 2).- Se puede utilizar para muros de formas cualquiera.

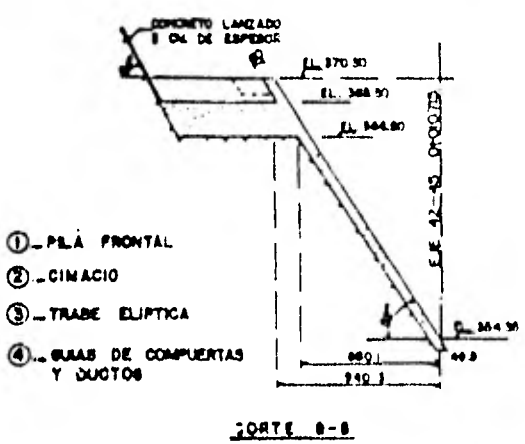
La cimbra deslizante funcionó con gatos hidráulicos (de 3 a 8 ton), plataformas de trabajo, y la cimbra de las caras interna y externa del elemento. Fijo todo el sistema se fue colocando el concreto (con bomba) en capas de 15 a 20 cm hasta llevar la cimbra al nivel del llenado final con canales desde la elev. 405.00.



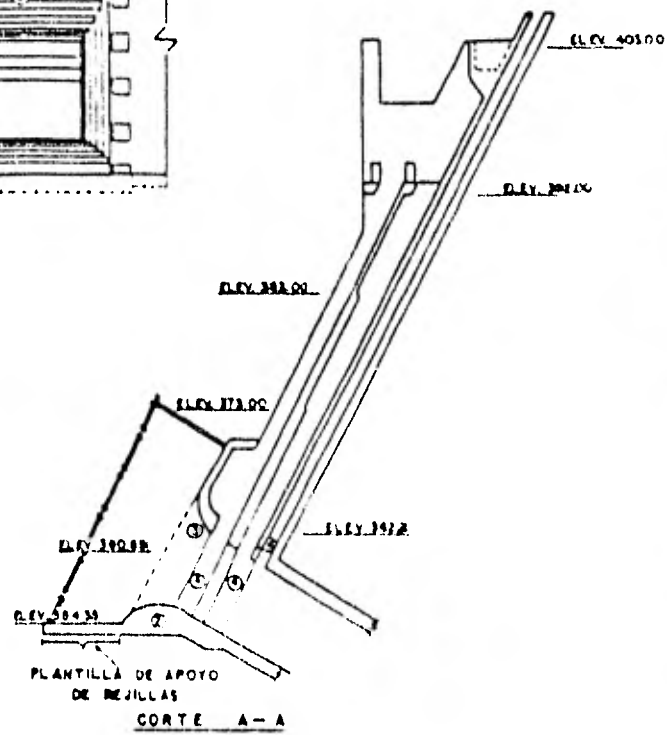
VISTA FRONTAL
OBRA DE TOMA



VISTA DE BOCATOMAS SIN REJILLAS



CORTE B-B



CORTE A-A

- ① - PLÁ FRONTAL
- ② - CIMACIO
- ③ - TRABE ELIPTICA
- ④ - GUAS DE COMPUERTAS Y DUCTOS

GEOMETRIA DE LAS BOCATOMAS

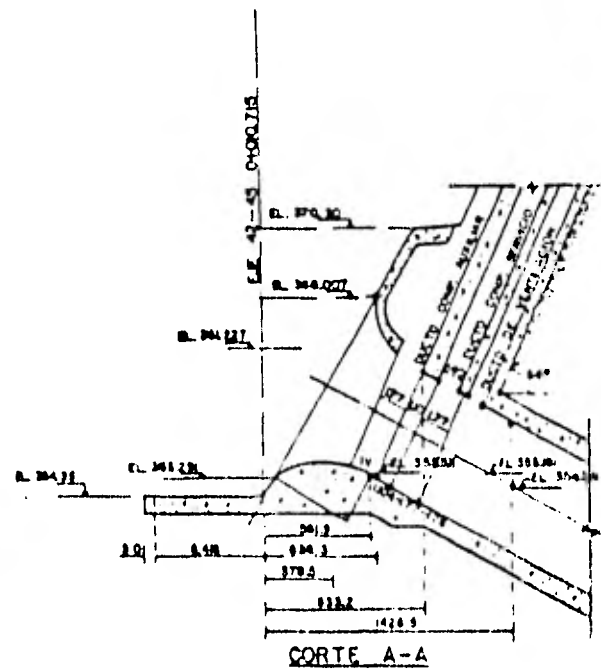
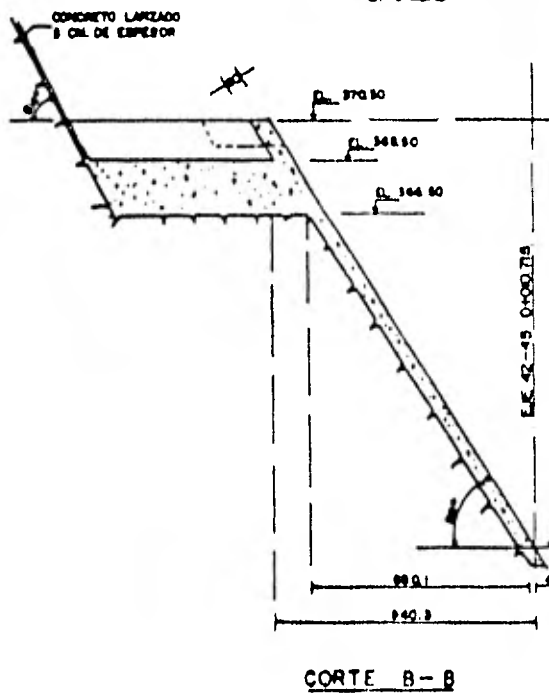
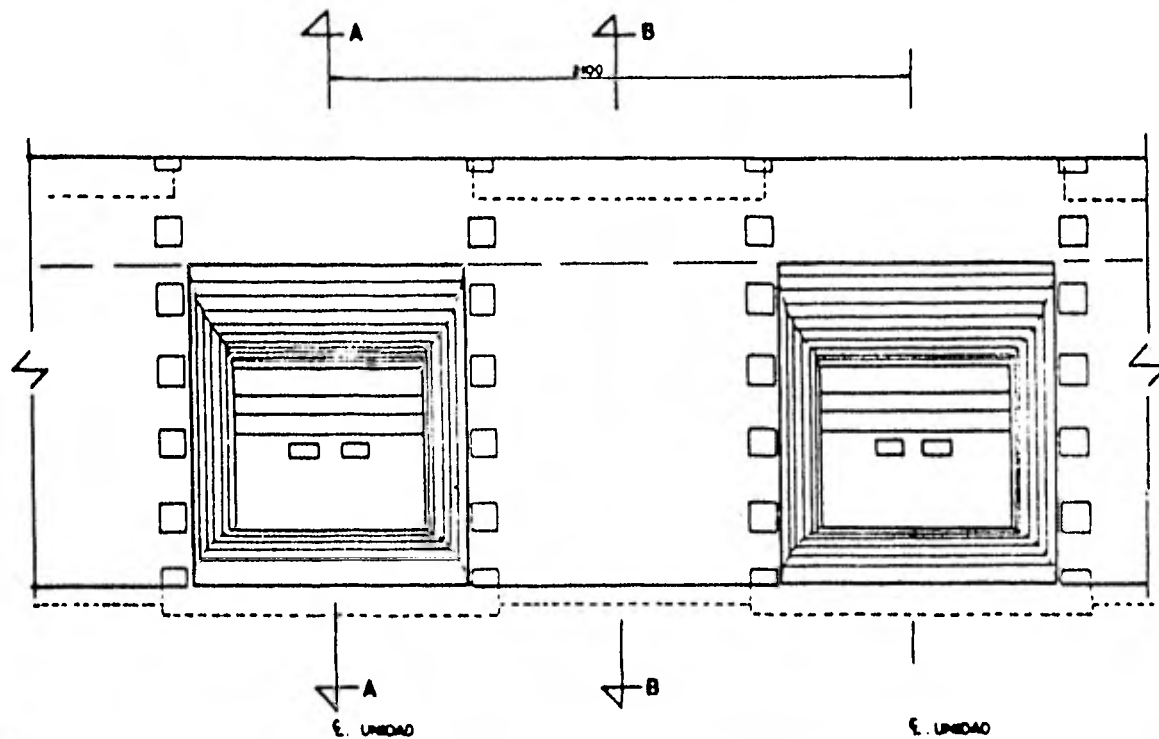
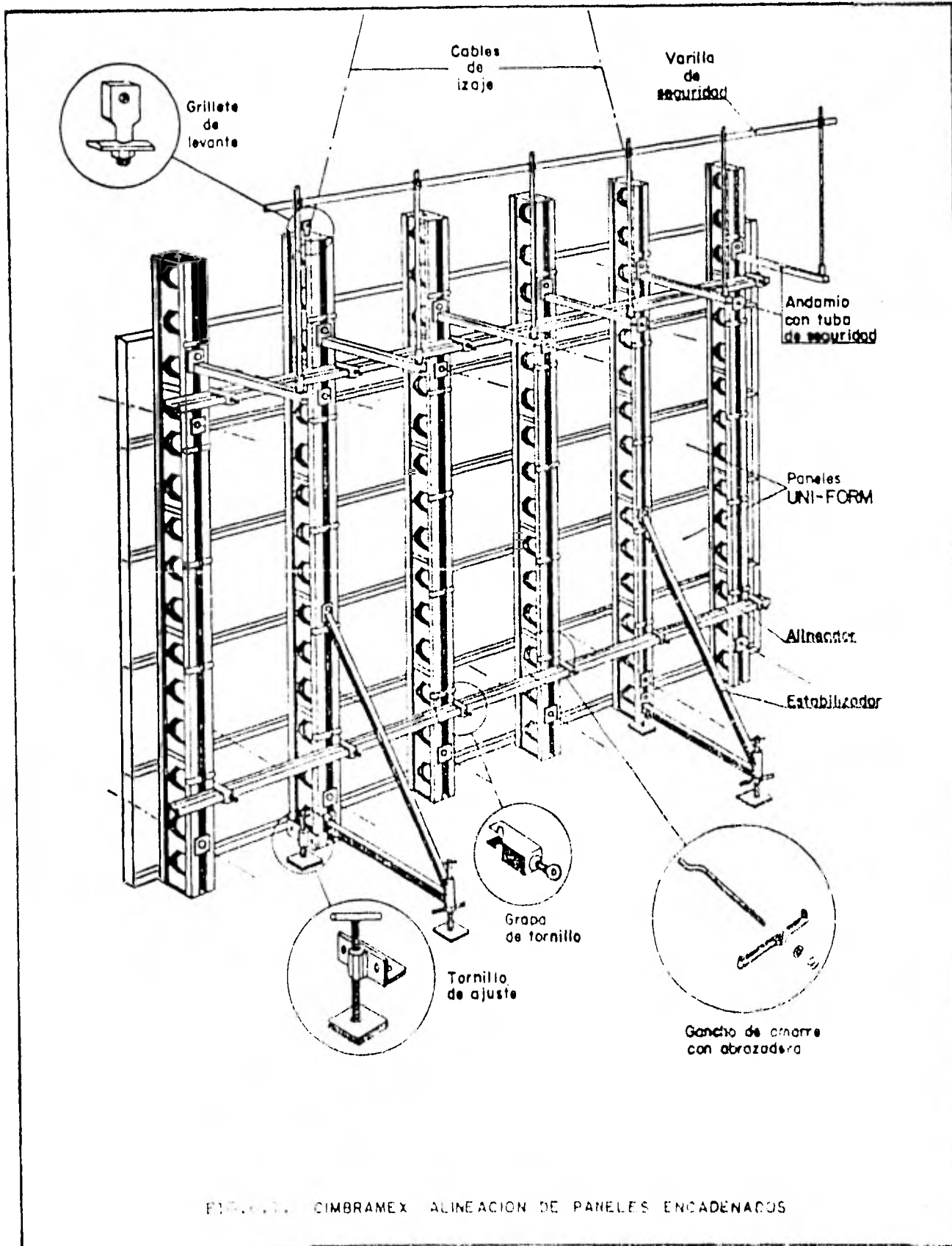


FIG. 1.1 REVESTIMIENTO DE PILAS



Al alcanzar el fraguado mínimo se aflojaba la cimbra y se izaba con una grúa para volver a repetir la operación, con un ritmo - de 3.50 a 7.00 m por día.

Algunas de las ventajas de este sistema son:

- 1).- Diseño integral.
- 2).- Estructura monolítica de alta resistencia.
- 3).- Montaje rápido, seguro y limpio.
- 4).- Ahorro en mano de obra y usos de los moldes.

Desventajas:

- 1).- Debe existir una programación óptima en el suministro del concreto, por el colado continuo.
- 2).- No existe mano de obra especializada en este tipo de trabajos.

En el descimbrado se utilizó un tinford para el cimbramex y con la cimbra deslizante se desarmaba al terminar de colar totalmente el elemento.

6.1.2 Muros laterales

La cimbra utilizada para cubrir el muro con la pila frontal fue de forma elíptica prefabricada en taller y se fijó a base de shebolite, empleándose cuatro veces por unidad, fig. 6.1.4.

Para la zona de guías de compuerta, se utilizó cimbra aparente de bastidores y triplay, y la lisa del muro con la trabe elíptica fue a base de dos cuñas de madera.

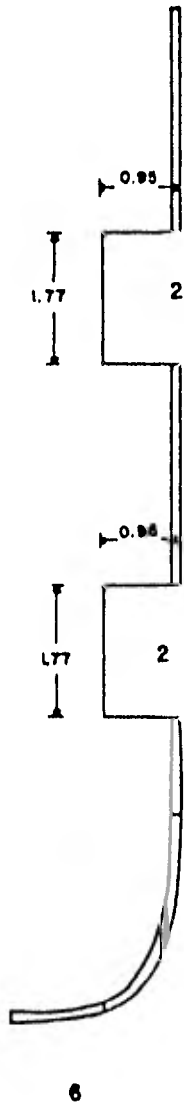
Las cuatro etapas de colocación del concreto (bomba) en los muros fueron:

Primera etapa de la elev. 359.40 a 360.20

Segunda etapa de la elev. 360.20 a 361.00

Tercera etapa de la elev. 361.00 a 363.40

Cuarta etapa de la elev. 363.40 a 366.10



PLANTA

- 1.- CIMBRA APARENTE DE BASTIDORES DE MADERA Y TRIPLAY MARINO DE 2.44 x 2.50 MTS.
- 2.- CIMBRA DE MADERA COMUN DE UN USO DE BASTIDORES DE MADERA Y DUELA DE 2.44 x 3.67
- 3.- CIMBRA APARENTE DE BASTIDORES DE MADERA Y TRIPLAY MARINO (5/8") DE 1.22 x 2.44 MTS.
- 6 Y 4.- CIMBRA APARENTE DE BASTIDORES DE MADERA Y TRIPLAY.
- 5.- CIMBRA ESPECIAL APARENTE DE BASTIDORES DE MADERA Y DUELA MACHIMBRADA DE 2.44 x 3.34

AREAS

1.-	2.44 x 2.50	=	6.10 M2.
2.-	2.44 x 3.67 x 2	=	17.91 M2.
3.-	1.22 x 2.44	=	2.97 M2.
6 Y 4.-	2 x 0.50 x 2.44	=	2.44 M2.
5.-	2.44 x 3.34	=	8.15 M2.

TOTAL = 37.57 M2.

ESTA CIMBRA OCUPA: (1 PZA.)

- 23 Barreros de 0.80 Mts. con oncos de varillo de 1" ϕ de 1.00 Mts.
- 93 Sheebolts con tuercas.
- 93 Tensores de varillo de 5/8" ϕ con un tornillo de 1/2" x 3" soldado a un extremo.
- 19 Yugos de 2 polines de 4" x 4" x 2.44.
- 279 Guasas de madera. de 2" x 4" x 20 cm. con un barrero de 1 1/2" al centro.

6.1.3 Trabes elípticas

La estructura va de la elev. 362.20 a 366.00 y de la elev. 366.00 a 370.30, es de sección recta a todo lo ancho de la boca toma, ligado a sus costados con los muros laterales y guías de compuertas, fig. 6.1.1.

Para poder trabajar en la fabricación y colocación de la cimbra se armó una estructura "Dalmine" apoyada en los cimacios, el cimbrado se llevó en dos etapas, la primera de la elev. 362.00 a 366.00 con madera machimbra de forma elíptica fabricada en taller, la segunda fue de la elev. 366.00 a 370.30.

La cimbra utilizada (bastidores de madera) se armó primero en la elev. 354.30 y con una grúa se montó en la parte frontal de la trabe, fijándola con sheboots.

En seguida se hicieron los colados con la bomba.

6.1.4 Cimacios y estructuras de apoyo para rejillas. (fig. 6.1.1, corte A-A).

Los cimacios van de la elev. 352.00 a 356.30 y las estructuras de apoyo a la elev. 354.30.

Se utilizaron los procedimientos y dos colados en cada uno.

Anteriormente al desplante de los cimacios y estructuras de apoyo se hicieron trabajos preparativos para la estabilización de los mismos, mediante la colocación de 14 tubos de 4"Ø de fierro galvanizado, fig. 6.1.2, para la inyección de contacto concreto-roca.

Los armados estuvieron apegados a planos y especificaciones como lo muestran las figs. 6.1.3 y 6.1.4, corte A₁-A₂ para los apoyos de rejillas y cimacios respectivamente.

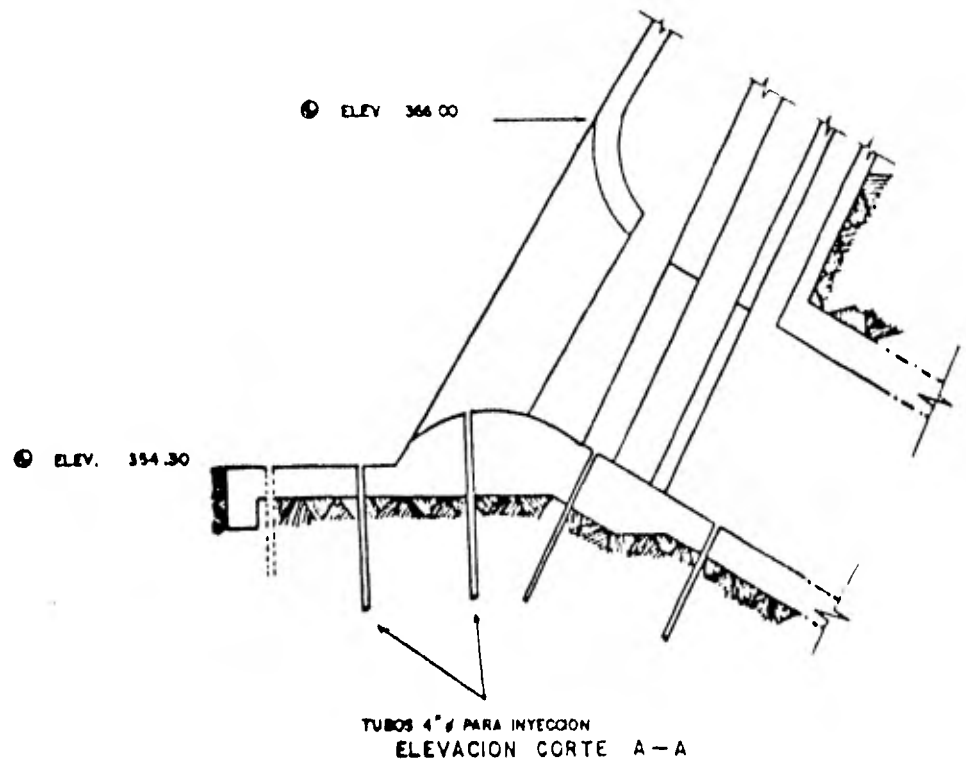
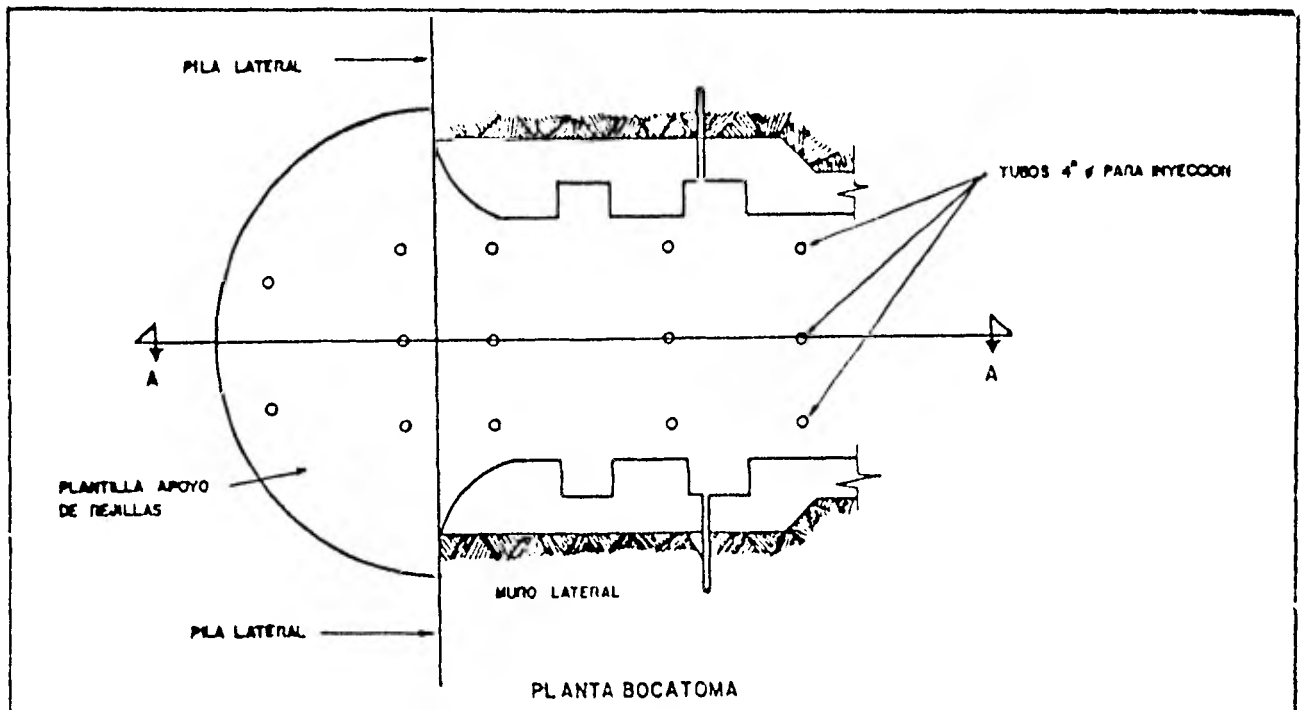
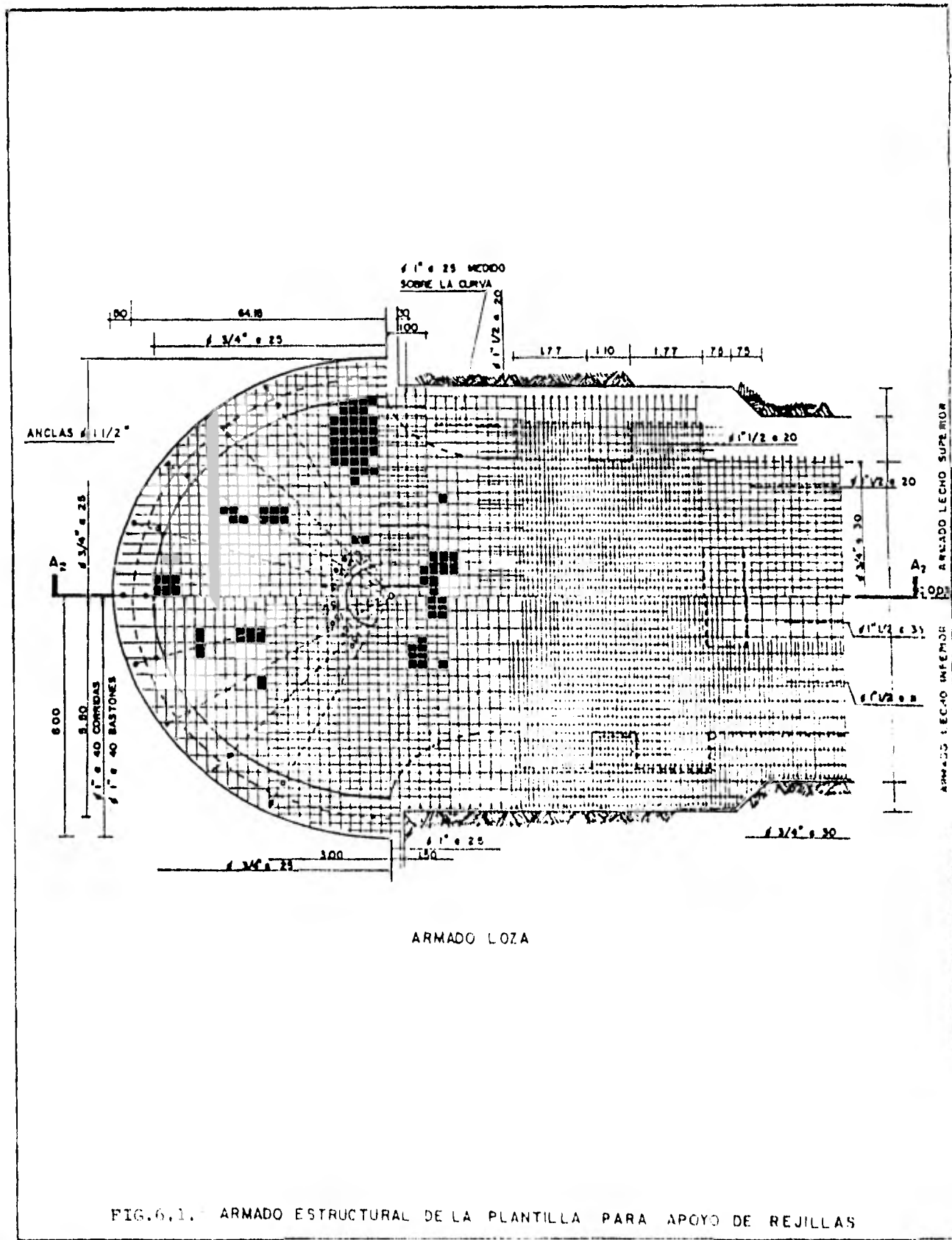
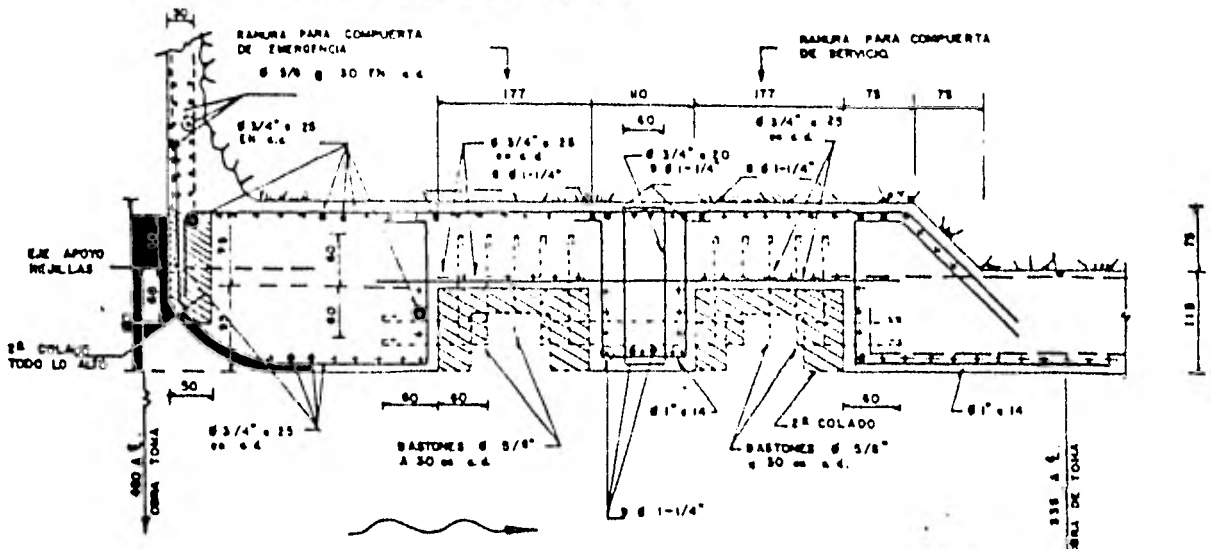
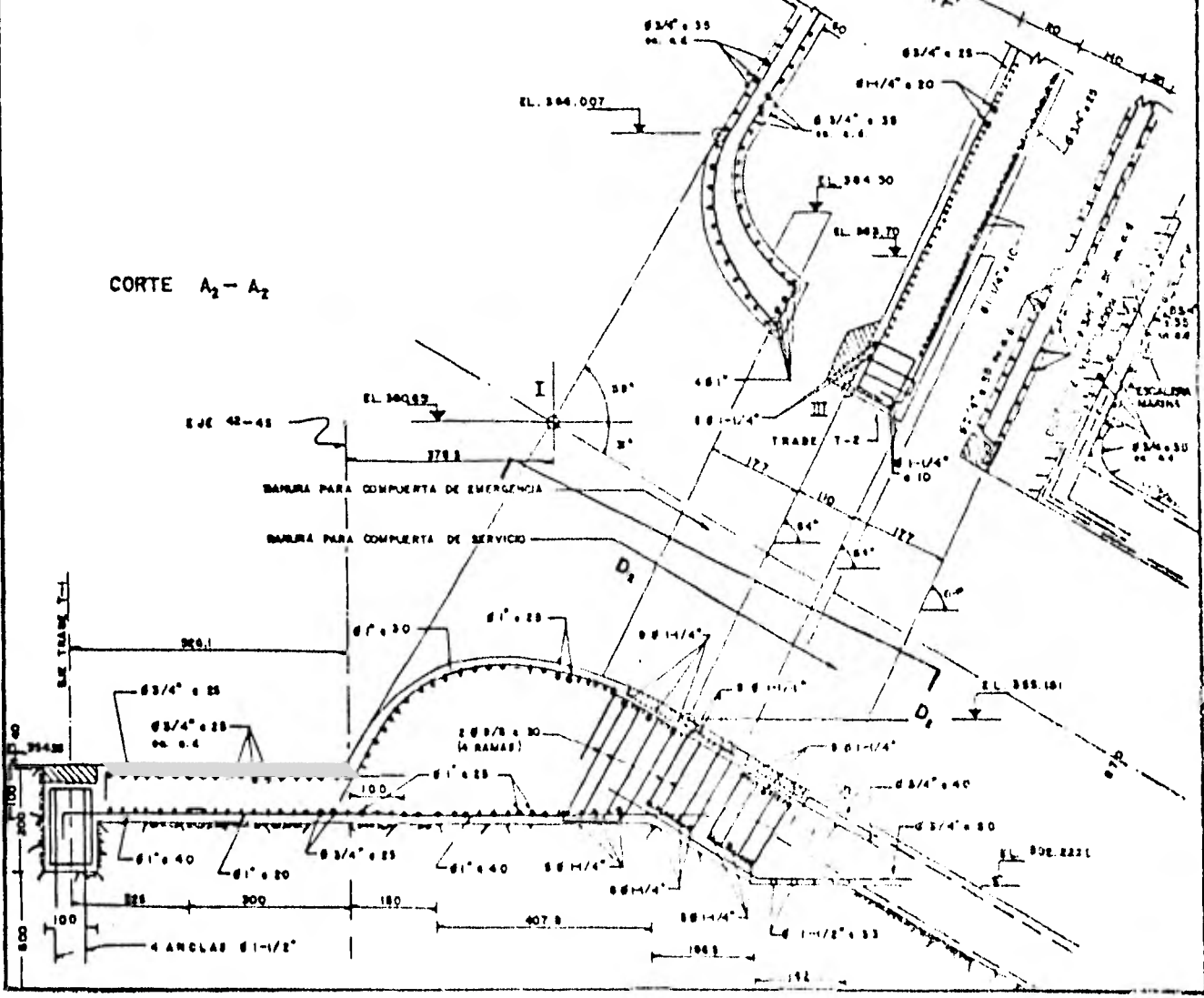


FIG. 1.1. DISTRIBUCION DE TUBOS PARA TRATAMIENTO DE INYECCION CONTACTO CONCRETO ROCA





CORTE D₂-D₂ (PLANTA)



CORTE A₂-A₂

La cimbra de la plantilla de la estructura de apoyo fue aparente de bastidores de madera y duela machimbra y la colocación de concreto con bomba y a tiro directo.

Para el cimacio (fig. 6.1.7) se procedió de la siguiente manera:

- a).- En la parte frontal se colocó cimbra común.
- b).- La elipse se formó con cimbra machimbra con forro de lámina para un mejor acabado.
- c).- Se colocaron 4 cerchas de madera en la parte superior para envasar el concreto.
- d).- Los asientos de las compuertas se formaron con cimbra común.
- e).- Colocación de concreto con bomba.

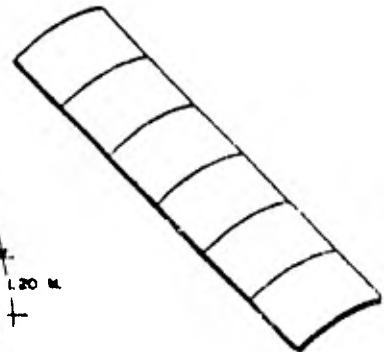
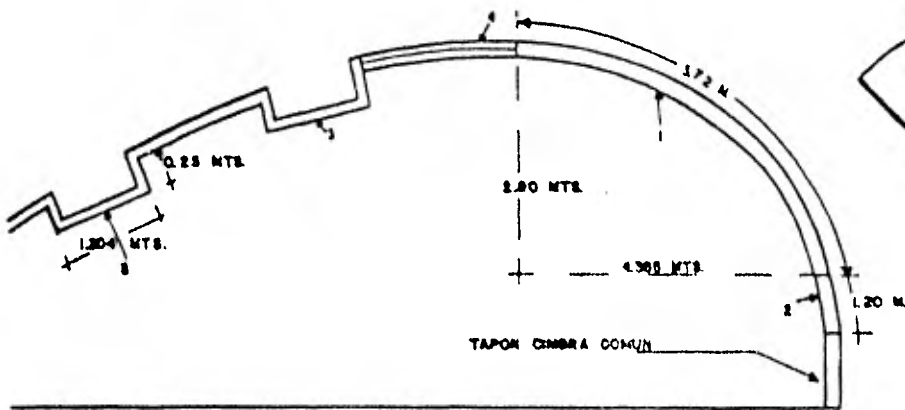
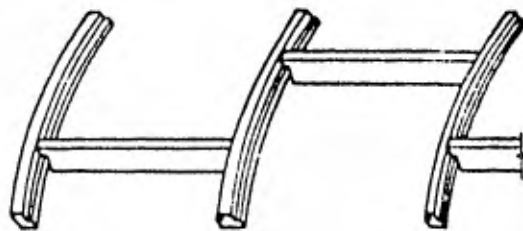
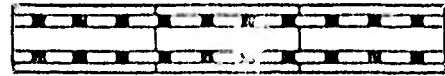
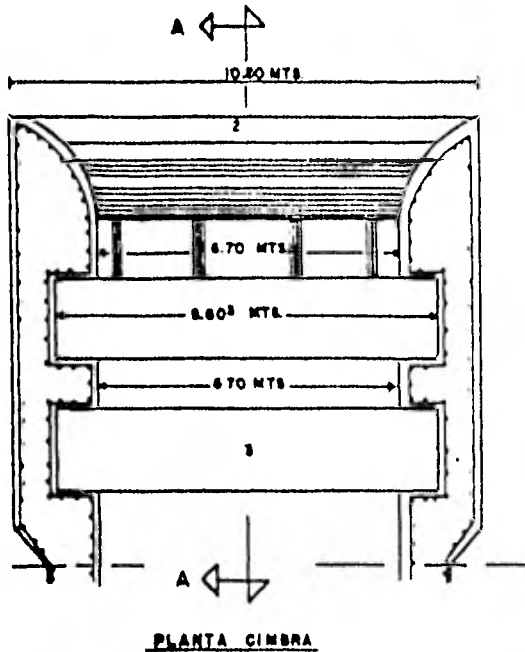
El desplante de las unidades 1 a 5 se ejecutó en dos colados antes de iniciar el lanzamiento de los tubos de la tubería a presión, pues esta plantilla (fig. 6.1.6) sirvió de apoyo a la estructura del carro lanzatubos, el segundo colado para los cimacios se ejecutó después de terminar de lanzar el total de los tubos de la tubería a presión.

Los colados para las unidades 6, 7 y 8 se ejecutaron independientemente, en el primero se coló el cimacio una vez terminado el montaje de la tubería a presión y en el segundo se coló la plantilla de apoyo de las rojillas.

6.2 Guías de compuerta y ductos de ventilación (fig. 6.2.1).

La inclinación general de todo el conjunto es de 64° y cada botadora consta de:

- 1).- La cámara de ventilación de sección cuadrada de 1.00×1.00 m de la cual se eleva a 408.15 .
- 2).- Las guías de compuerta (servicio auxiliar) para alojar -



- 1—CIMBRA ESPECIAL APARENTE DE BASTIDORES DE MADERA Y DUELA MACHIMBRADA
- 2—CIMBRA APARENTE DE BASTIDORES DE MADERA Y TRIPLAY MARINO
- 3—CIMBRA COMUN DE 8.80 X 1.204 X 0.25 MTS. (2 PIEZAS).
- 4—GERCHAS DE MADERA DE 2" X 8" DOBLE PARA MAESTRAS (4 PIEZAS).

FIG. 1.7 CIMBRA UTILIZADA PARA CIMACIOS

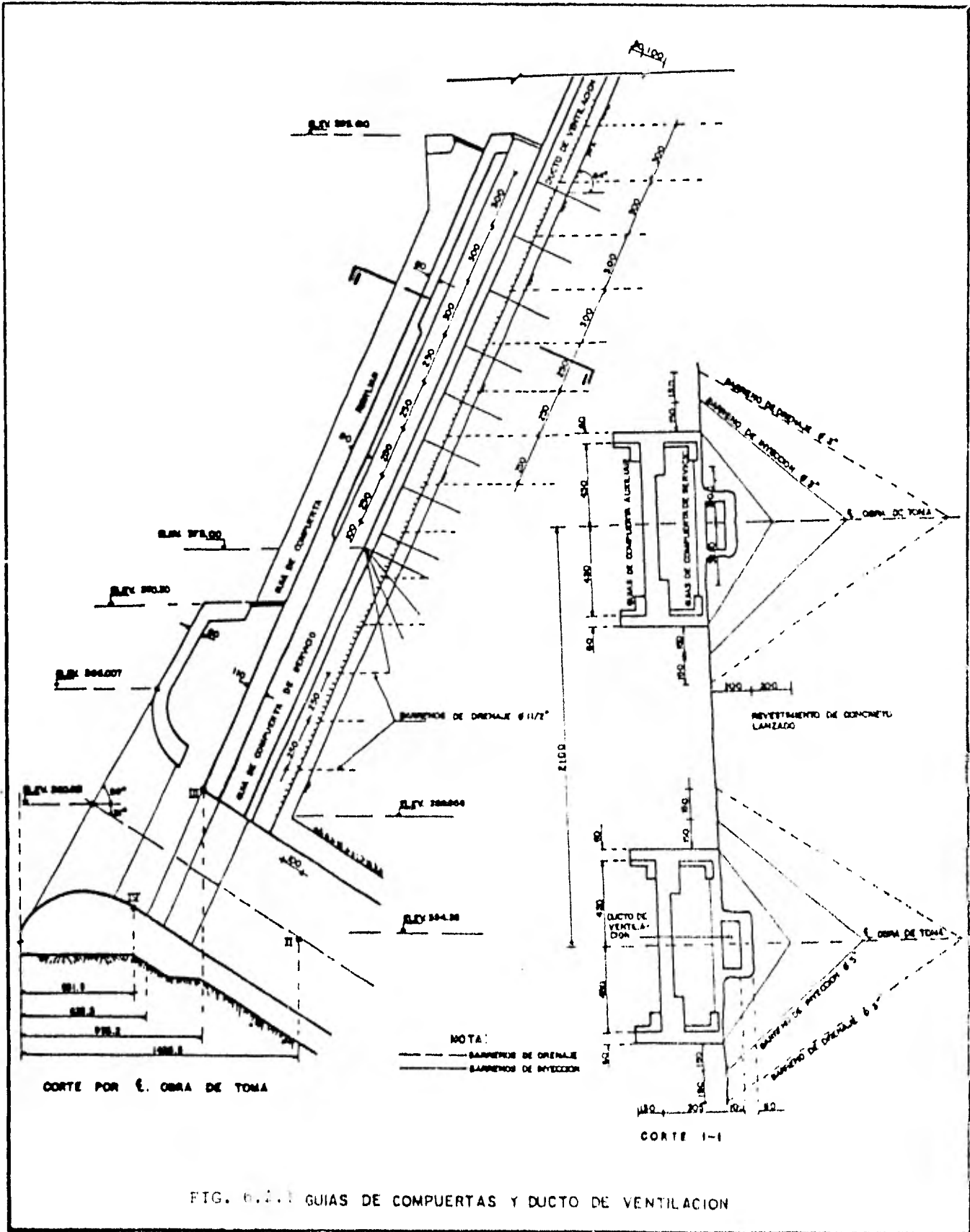


FIG. 6.2.1 GUIAS DE COMPUERTAS Y DUCTO DE VENTILACION

las compuertas de 6.70 X 6.70 m, con sus tres secciones de la elev. 362.00 a 373.00, de la 373.00 a 383.00 y de la 383.00 a 392.00.

Para el funcionamiento de la cimbra se construyó una plataforma de madera sobre viguetas de acero a la elev. 395.00, donde se encontraban los gatos hidráulicos y bomba que izaban las formas deslizantes, (fig. 6.2.2). Las viguetas estaban apoyadas sobre las estructuras guías.

Se colocó la cimbra deslizante (fig. 6.2.3) sobre el desplante de guías y ducto de ventilación de la elev. 362.20 a 391.90, posteriormente se colocaron las 8 viguetas de apoyo de 37 m de largo, con una inclinación de 64° .

Después se armó el acero de refuerzo de la primera etapa de la elev. 362.20 a 373.00 y el llenado del molde (1.20 m de altura) en capas de 15 a 20 cm, con un promedio de 3 hrs, en ese momento se iniciaba el deslizamiento de la cimbra, mediante impulsos continuos de 26 gatos hidráulicos y a través de barras de \varnothing y de 6 m de longitud cada una, las cuales se iban quitando conforme se izaba la cimbra, con avances de 2 cm por impulso y repitiéndose cada 2 ó 3 minutos. La duración del fraguado inicial duraba de 2 a 3 hrs.

El cambio de sección (2a. etapa) de la elev. 373.00 a 383.00, se lograba añadiendo a la cimbra de la guía de compuerta de servicio una placa de 5.20 m de largo por 1.20 m de alto y unas formas laterales con sus 2 estructuras guías a cada lado. Simultáneamente se ejecutó el armado y seguidamente el colado con el procedimiento ya descrito, en la tercera etapa (elev. 383.00 - 391.90) se repitió el procedimiento anterior como lo muestra la fig. 6.2.4.

La colocación del concreto se efectuó por canchales hasta el si

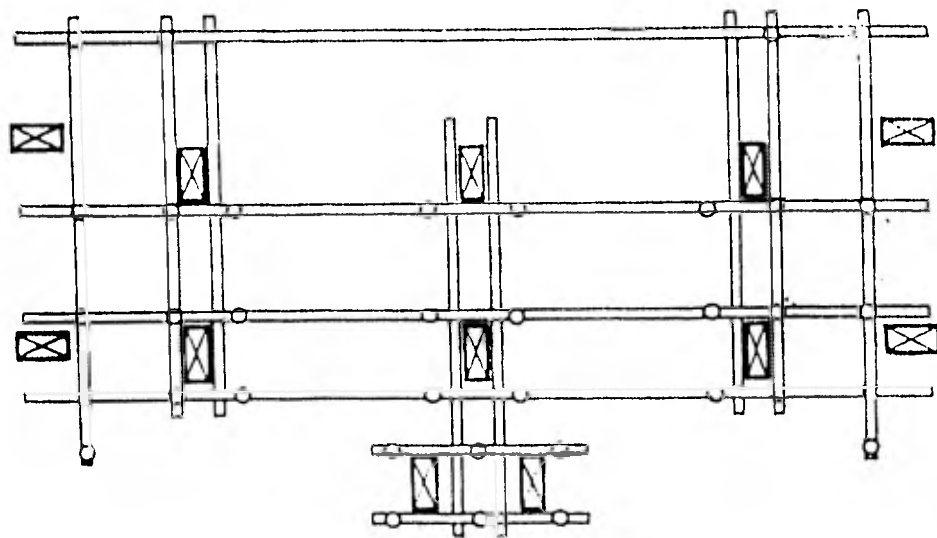
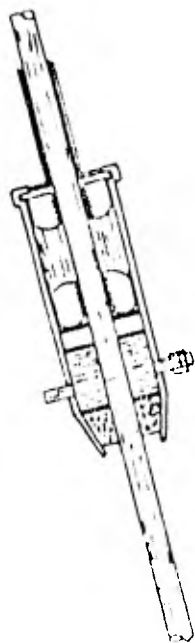
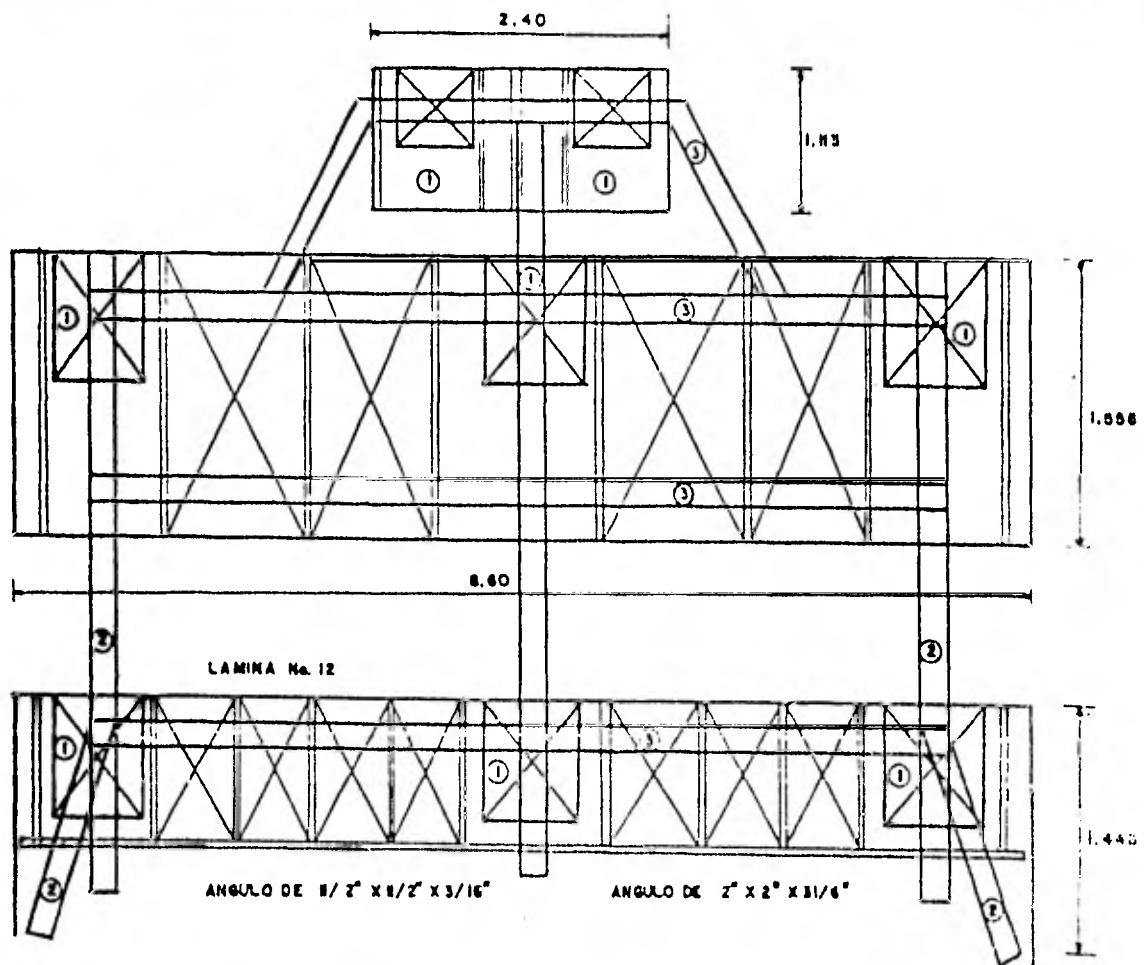


FIG. 6.2.2 DISTRIBUCION DE VIGUETAS DE APOYO Y GATOS HIDRAULICOS



GATO HIDRAULICO



① BUIAS METALICAS DE 0.80 X 40 MTS
FORMADAS DE:

② CABEZA DE CAHAL DE 4"

③ CABEZA DE CAHAL DE 6"

PLANTA

FIG.6.2.3 CIMBRA METALICA DESLIZANTE PARA DUCTOS Y GUIAS DE COMPUERTAS

tio de colocación.

El procedimiento visto se empleó en 7 unidades y para la unidad 5 se emplearon tableros de madera.

La parte restante que era solamente del ducto de ventilación de la elev. 391.90 a 408.50 se conformó con cimbra convencional y se coló con canalón hasta la elev. 405.00 y con bacha izada con grúa para terminar el colado.

6.3 Piso de operación de las zonas de compuertas, fig. 6.1.1 (elev. 394.10 a 405.00).

6.3.1 Muros laterales

Se armaron verticalmente hasta el nivel 405.00, simultáneamente con el armado del ducto de ventilación.

La cimbra fue convencional a base de tableros de madera y polines, troquelados con yugos de varillas soldadas a los tensores del acero de refuerzo. El concreto se suministro por canalones desde el nivel 405.00 y hasta llegar a él.

6.3.2 Losa o piso de operación, elev. 394.10.

Se desplantó una vez terminado el colado de los muros laterales. Se utilizó una cimbra convencional formando una tarima de apoyo a la elev. 393.00, para armar el acero de refuerzo y finalmente en canalón suministrar el concreto.

6.3.3 Trabe carril aguas abajo.

Se inicia su desplante de la elev. 401.15 a la elev. 405.85 y - en su parte inferior se forma el piso y apoyo para el servomo--
tor.

La trabe propiamente dicha se localiza entre los niveles 405.85 y 405.00. Se inició una vez colados los apoyos y trabes paralelas a las unidades.

La cimbra empleada es a base de tableros de triplay y la colocación de concreto fue por ramaleo de canalones.

6.3.4 Caseta para equipo de operación u oleodinámica, fig. 6.3.1.

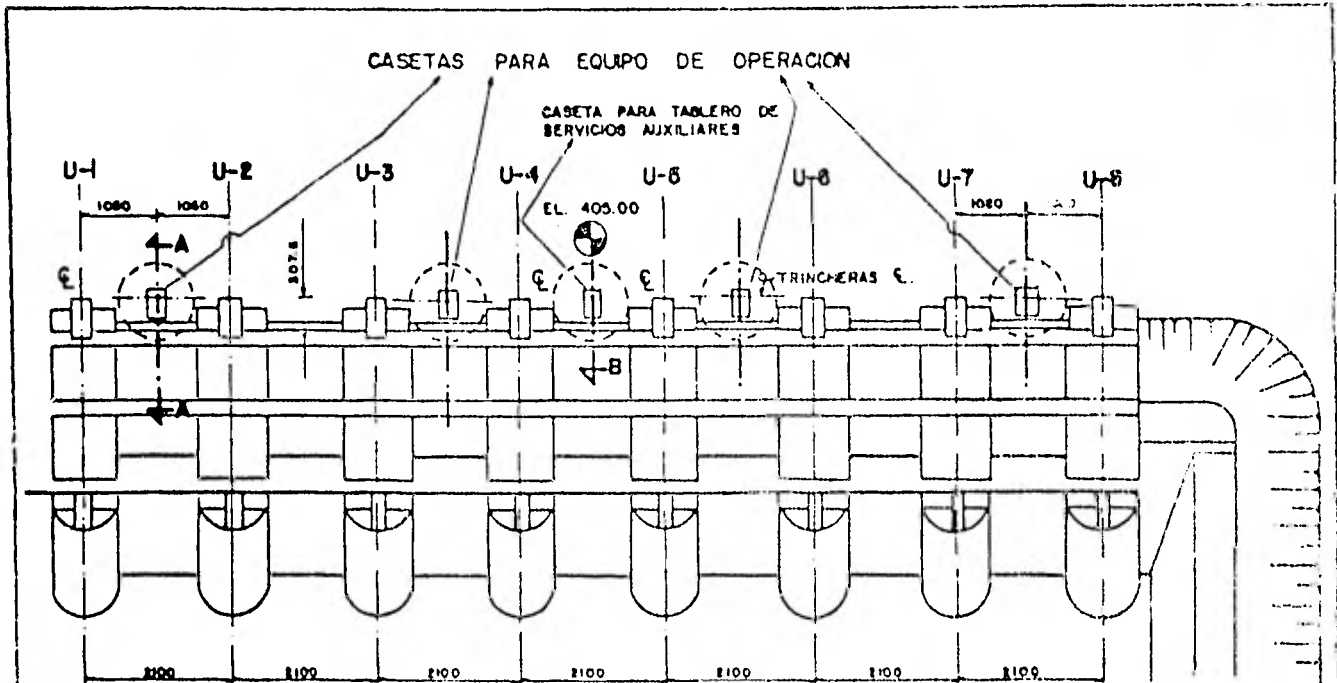
Están localizadas en el nivel 405.00, en la losa del piso de maniobras y entre las unidades 1-2, 3-4, 5-6 y 7-8.

Se construyeron en dos etapas:

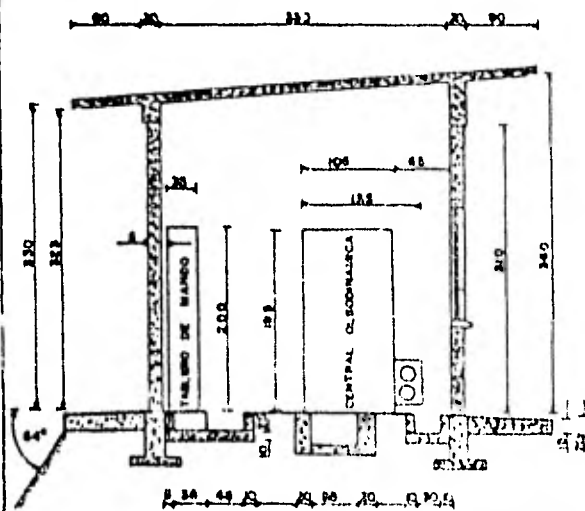
La primera de la elev. 404.50 a la losa que comprende las trincheras de cables en el interior de la caseta, se utilizó cimbra convencional y se colocó el concreto a mano.

La segunda etapa correspondió a la losa superior y la trabe perimetral de los muros de la elev. 408.30 a 408.70, también con cimbra común y colocación de concreto a mano, fig. 6.3.1 (corte A-A).

El mismo procedimiento fue empleado para la caseta para tableros de servicios auxiliares, entre las unidades 4 y 5, fig. 6.3.1 (corte B-B).

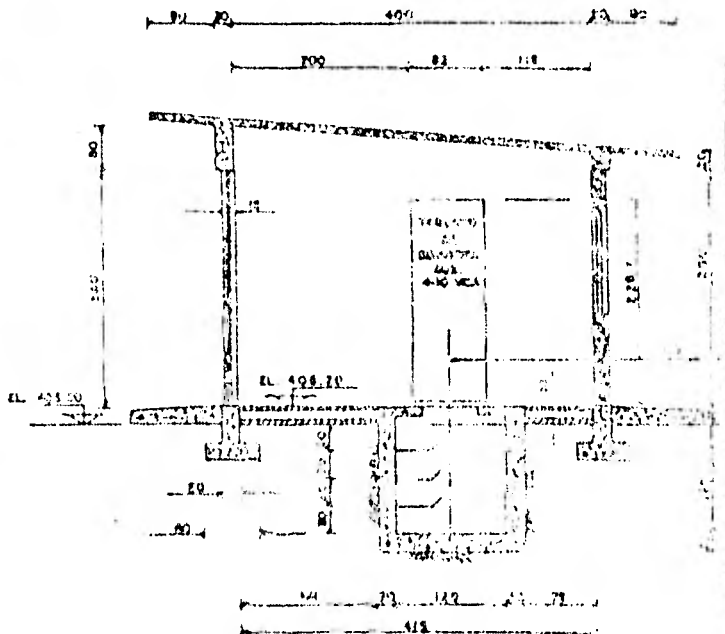


LOCALIZACION GENERAL



CORTE A - A

GEOMETRIA CASSETAS PARA EQUIPO DE OPERACION



CORTE B - B

GEOMETRIA CASSETA PARA TABLEROS DE SERVICIOS AUXILIARES

FIG. 1.3.1 LOCALIZACION Y GEOMETRIA DE CASSETAS PARA EQUIPO DE OPERACION Y DE TABLEROS

COMPARATIVOS DE VOLUMENES DE CONCRETO COLOCADOS EN BOCATOMAS

PILAS FRONTALES

Unidades	Fechas		Elevaciones		Volúmenes (m ³)		% Mayor al Proy.
	Inició	Terminó	De	A	Proyecto	Real	
12Q. U-1	29 - II - 80	18 - III - 80	353.35	370.30	151.41	289.21	91.0
1 y 2	3 - V - 79	9 - V - 79	"	"	303.88	371.98	22.4
2 y 3	20 - I - 79	26 - III - 79	"	"	"	340.67	12.1
3 y 4	6 - IV - 79	24 - IV - 79	"	"	"	387.10	27.3
4 y 5	18 - IV - 79	25 - V - 79	"	"	"	383.81	26.3
5 y 6	25 - V - 79	30 - V - 79	353.35	370.30	303.88	334.67	19.1
6 y 7	19 - IX - 79	17 - XI - 79	"	"	"	378.66	24.6
7 y 8	2 - VII - 79	21 - VII - 79	"	"	"	350.62	15.4
Der U-8	2 - XI - 79	1 - I - 80	353.35	370.30	66.58	69.30	1.1
TOTALES					2,345.10	2,906.02	23.9

Volumen Promedio por Unidad = $\frac{2,906.02 \text{ m}^3}{8} = 363.25 \text{ m}^3$

% Promedio que Superó al de Proyecto = 23.9 %

MUROS LATERALES

Unidades	Fechas		Elevaciones		Volúmenes (m ³)		% Mayor al Proy.
	Inició	Terminó	De	A	Proyecto	Real	
1	9 - VII-79	17 - VIII-79	353.35	363.69	206.48	281.18	81.6
2	11 - V -79	8 - VI -79	"	"	"	256.54	24.0
3	8 - III-79	21 - VI -79	"	"	"	345.85	62.6
4	17 - V -79	18 - VI -79	"	"	"	267.00	29.3
5	5 - VI -79	24 - VII -79	"	"	"	346.61	67.9
6	31 - VII-79	12 - IX -79	"	"	"	370.00	79.2
7	16 - X -79	30 - X -79	"	"	"	255.23	15.9
8	1 - XI -79	6 - XI -79	"	"	"	256.00	24.4
TOTALES					1,651.80	2,448.52	48.2

Volumen Promedio por Unidad = $\frac{2,448.52 \text{ m}^3}{8} = 306.05 \text{ m}^3$

% Promedio que Superó al de Proyecto = 48.2 %

TRABES ELIPTICAS

Unidades	Fechas		Elevaciones		Volumenes (m3)		% Mayor. al Proy.
	Inició	Terminó	De	A	Proyecto	Real	
1	14 - II - 80	18 - IV - 80	362.00	370.30	112.43	119.56	6.3
2	20 - IX - 79	22 - IV - 80	362.00	370.30	"	134.51	19.6
3	20 - XI - 79	14 - IV - 80	362.00	370.30	"	128.95	14.7
4	6 - X - 79	2 - IV - 80	362.00	370.30	"	124.53	10.8
5	30 - X - 79	10 - IV - 80	362.00	370.30	"	139.25	23.9
6	4 - XII - 79	14 - III - 80	362.00	370.30	"	137.08	21.9
7	1 - XII - 79	15 - II - 80	362.00	370.30	"	119.20	6.0
8	27 - XII - 79	26 - II - 80	362.00	370.30	112.43	135.28	20.3
TOTALES					899.44	1,038.36	15.4

$$\text{Volumen Promedio por Unidad} = \frac{1,038.36 \text{ m}^3}{8} = 129.79 \text{ m}^3$$

% Promedio que Superó al de Proyecto = 15.4%

CIMACIOS

Unidades	Fechas		Elevaciones		Volumenes (m3)		% Mayor. al Proy.
	Inició	Terminó	De	A	Proyecto	Real	
1	30 - VI - 79	17 - IV - 80	352.2	356.3	281.20	419.88	49.6
2	30 - IV - 79	11 - II - 80	"	"	"	442.29	57.3
3	6 - VI - 79	17 - XII - 79	"	"	"	327.87	16.6
4	4 - IV - 79	14 - I - 80	"	"	"	385.24	37.0
5	23 - II - 79	7 - XII - 79	352.2	356.3	281.20	491.79	74.9
6	28 - XI - 79	12 - IV - 80	"	"	"	328.70	16.9
7	7 - IX - 79	12 - III - 80	"	"	"	438.45	55.9
8	25 - X - 79	28 - III - 80	352.2	356.3	281.20	467.89	66.4
TOTALES					2,249.60	3,302.11	46.78

$$\text{Volumen Promedio Por Unidad} = \frac{3,302.11 \text{ m}^3}{8} = 412.76 \text{ m}^3$$

% Promedio que Superó al de Proyecto = 46.78 %

COMPARATIVO DE VOLUMENES DE CONCRETOS PROGRAMADOS Y REALES COLOCADOS
EN LAS GUITAS DE COMPUERTAS Y DUCTOS.

PROGRAMA ORIGINAL DE CONCURSO.

Unidades	Programa		Volúmenes (m ³)	
	Inició	Terminó	Proyecto	Mensual.
6, 7 y 8	Dic/77	May/78	4,256.91	709.48
3, 4 y 5	Mar/78	Ago/78	4,256.48	709.48
1 y 2	Jun/78	Nov/78	2,837.94	472.99

PROGRAMA REAL EJECUTADO.

Unidad	Programa		Volúmenes (m ³)		% Mayor al Proy.
	Inició	Terminó	Proyecto	Real	
1	Oct/79	Nov/80	1,420	1,468.2	3.4
2	Jun/79	Nov/80	1,420	1,785.6	25.7
3	Jul/79	Nov/80	1,420	1,538.9	8.3
4	Jul/79	Nov/80	1,420	1,569.7	10.5
5	Ago/79	Nov/80	1,420	1,519.5	7.0
6	Oct/79	Ago/80	1,420	1,541.6	8.5
7	Nov/79	Jul/80	1,420	1,646.6	15.9
8	Nov/79	Jun/80	1,420	1,553.4	9.4
Total			11,360	12,623.5	11.1

Concreto Promedio Colocado por Unidad = $\frac{12,623.5 \text{ m}^3}{8} = 1,577.9 \text{ m}^3/\text{Unidad}$

Sobreconcreto = $12,623.5 - 11,360 = 1,263.5 \text{ m}^3$.

TEMA VII EVALUACION DE LOS COSTOS

- 7.1 COSTOS DIRECTOS
 - 7.1.1 Equipo
 - 7.1.1.1 Costos honorarios
 - 7.1.1.2 Mano de obra
 - 7.1.2.1 Factor de salario real
 - 7.1.2.2 Tabulador de salarios
 - 7.1.3 Lista de materiales
 - 7.2 COSTOS INDIRECTOS Y UTILIDAD
 - 7.3 ANALISIS DE LOS PRECIOS UNITARIOS
 - 7.4 IMPORTE TOTAL

7.1.1.1 Costos Horarios

Los costos horarios están calculados sin operación y a costo directo.

No.	DESCRIP. MAQUINA	CAPACIDAD	POTENCIA	COSTO/HORA
1	Bomba Moyno		20 HP	\$12.16
2	Bomba 2" Ø	250 l/min	5 HP	9.69
3	Bomba 4" Ø		20 HP	12.47
4	Cargador Terex 72-81	9 yd ³	465 HP	822.30
5	Cargador Cat. 988		325 HP	497.23
6	Cargador M. 175-B	4½ yd ³	280 HP	353.00
7	Cargador Cat. 377	3½ yd ³	190 HP	241.52
8	Cargador M. 85-A	3 yd ³	221 HP	271.99
9	Cargador Cat. 988	1 3/4 yd ³	130 HP	175.96
10	Grúa montacargas	20 ton.	130 HP	400.51
11	Tractor D8K		300 HP	502.60
12	Camión volteo ligero	4 m ³	200 HP	317.23
13	Camión volteo Dina	3 m ³	150 HP	233.67
14	Camión volteo pesado	12 m ³	139 HP	321.62
15	Camión revolveror	6 m ³	200 HP	304.12
16	Camión revolveror	3 yd ³	130 HP	205.07
17	Plant. asf. concreto	30 m ³ /hr	175 HP	407.50
18	Plant. concreto	1 m ³ /hr	65 HP	110.06
19	Clasif. agregados		130 HP	50.25
20	Soldadora	200 amp		24.83
21	Compresor	600 PCM	100 HP	22.31
22	Estructura Jumbo			197.57
23	Perforadora s/corugas		75 HP	220.42
24	Perforadora s/pierna			133.97
25	Perforadora Starwick			94.70

No.	DESCRIP. MAQUINA	CAPACIDAD	POTENCIA	COSTO/HORA
26	Perforadora piso			\$7.59
27	Pompedora			6.68
28	Bomba concreto	60 m ³ /hr	220 HP	191.29
29	Bomba concreto	45 m ³ /hr	145 HP	127.65
30	Lanzadora concreto	4 m ³ /hr		17.83
31	Vibrador		2 HP	4.40

7.1.2.1 Factor de Salario Real

Determinación del factor de acuerdo a las prestaciones del Contrato Colectivo de Trabajo y Convenio C.F.E. - SUTERM.

1.- Días no laborables

Domingos	52 días
Festivos por L.F.T.*	7.17 "
Festivos por C.C.T.**	5.00 "
Enfermedad	5.00 "
Vacaciones	<u>12.00</u> "
	81.17 días

2.- Días laborables al año

$$365.25 - 81.17 = 284.08 \text{ días}$$

3.- Días pagados al año

Días del año	365.25 días
Terminación de obra	30.00 "
Prima vacacional (25% de 12 días)	3.00 "
Aguinaldo	<u>15.00</u> "
	393.25 días

Factor de incremento por Ley Federal del Trabajo y Contrato Colectivo de Trabajo.

$$F_1: \frac{\text{días pagados anualmente}}{\text{días laborados al año}} = \frac{393.25}{284.08} = 1.4547$$

*1º enero, 5 febrero, 21 marzo, 1º mayo, 16 septiembre, 13 noviembre, 15 diciembre y 1º diciembre de cada 5 años.

**14 y 17 de septiembre, jueves y viernes 7 días de semana extra.

NOTA: Los días 5 de mayo, 16 de noviembre y 12 de diciembre no laboraron en el proyecto.

4.- Prestaciones

Días pagados al año	413.25 días
Costa EMSS (18.989% de 365.25)	69.36 "
IMAF 1% de 395.20	3.95 "
Infonavit 5% de 365.25	8.26 "
	<u>504.82 días</u>

Factor de incremento con prestaciones

$$F_2 = \frac{\text{días pagados anualmente con prestaciones}}{\text{días laborados al año}} = \frac{504.82}{284.08} = 1.7770$$

5.- Tiempo extra

Horas trabajadas:

$$\text{Ordinarias } 8 \text{ hr} \times 5 \text{ días} + 8 \text{ hr} \times 1 \text{ día} = 48 \text{ hr}$$

Horas remuneradas

$$\text{Ordinarias } 8 \text{ hr} \times 5 \text{ días} = 48 \text{ hr}$$

$$\text{Tiempo extra } 9.5 \text{ hr} \times 2 \text{ hr/hr doble} = 19 \text{ hr}$$

$$\text{Arrastre a la obra } 11.0 \text{ hr} \times 2 \text{ hr/hr doble} = 22 \text{ hr}$$

$$\text{Total } 69 \text{ hr}$$

Factor de tiempo extra sin prestaciones:

$$F_3 = \frac{(9 \times 2) + (11.0 \times 2)}{(8 \times 7)} = \frac{(284.08 - 52)}{306.08} = (0.4628) (0.6354)$$

$$F_3 = 0.2978$$

6.- Prestaciones de las horas extras

$$\text{Factor de tiempo extra} = 0.2978$$

$$\text{IMAF (1% de 0.2978)} = 0.002978$$

7.- Factor total

FSR = Factor de salario real con prestaciones + factor de tiempo extra con prestaciones.

$$FSR = 1.7770 + 0.3008 = 2.0778$$

$$\underline{FSR = 2.08}$$

SALARIO DIARIO	GRUPO E. y M.	I.V.C.M.	125% R.P.	TOTAL
\$ 80 - \$ 100	P 8%	5%	6.25%	19.25 %
100 - 130	P 7%	5%	6.25%	18.25 %
130 - 170	S 7%	5%	6.25%	18.25 %
170 - 220	T 8%	5%	6.25%	19.25 %
220 - 280	U 8%	5%	6.25%	19.25 %
280 -En adelante	W 7.87%	5.25%	6.56%	19.685%
T O T A L =				113.935%

$$FACTOR I.M.S.S. = \frac{113.935 \%}{6 \text{ categorias}} = 18.989 \%$$

4.1.2.2 Tabulador de salarios

No.	CLASE	S A L A R I O		
		BASE	COSTO EMPRESA	
<u>Talleres</u>				
1	Mecánico diesel	1a.	\$176.90	\$367.95
2		2a.	133.40	277.47
3		3a.	113.15	235.35
4	Mecánico gasolina	1a.	156.60	325.73
5		2a.	133.40	277.47
6		3a.	115.15	239.51
7	Ayte. mecánico	1a.	77.75	161.72
8		2a.	72.33	150.45
9	Electricista	1a.	132.41	275.41
10		2a.	113.15	235.35
11		3a.	77.73	161.68
<u>Transportes</u>				
1	Chofer	1a.	121.70	259.14
2		2a.	113.15	235.35
<u>Topografía</u>				
1	Topógrafo	1a.	156.60	325.73
2		2a.	133.40	277.47
3	Nivelador	1a.	98.60	205.09
4		2a.	77.73	161.68
5	Seccionador		98.60	205.09
6	Cadenero	1a.	77.73	161.68
7		2a.	72.33	150.45
8	Estadalero		72.33	150.45

No.	CATEGORIA	CLASE	S A L A R I O	
			BASE	COSTO EMPRESA
<u>Maquinaria</u>				
1	Operador tractor		\$156.60	\$325.73
2	motoconformadora		169.82	353.23
3	moto-grúa		156.60	325.73
4	traxcavo		150.80	313.66
5	revolvedora		150.80	313.66
6	grúa		150.80	313.66
7	camión		150.80	313.66
8	dragageo		156.60	325.73
9	pala		156.60	325.73
10	rezagadora		150.80	313.66
11	vagoneta		150.80	313.66
12	Ayte. operador		72.33	150.45
13	Operador bomba	1a.	87.00	180.96
14		2a.	77.73	161.68
<u>Concretos</u>				
1	Operador Bomba concreto	1a.	193.40	277.47
2		2a.	113.15	235.35
3	Vibradorista	1a.	92.80	193.32
4		2a.	87.00	180.96
5	Sobrestante	1a.	156.60	325.73
6		2a.	113.15	235.35
7	Maniobrista	1a.	193.40	277.47
8		2a.	113.15	235.35
9	Cabo cuadrilla		113.15	235.35
10	Ayte.		77.73	161.68
11	Fierrero	1a.	113.15	235.35

No.	CATEGORIA	CLASE	S A L A R I O	
			BASE	COSTO EMPRESA
<u>Concretos</u>				
12	Ferrero	2a.	95.12	\$197.85
13	Carpintero	1a.	110.20	229.22
14		2a.	95.12	197.85
15	Albañil	1a.	117.60	242.53
16		1a.	110.20	229.22
17	Lanzador gunite		104.40	217.18
18	Soldador	1a.	132.41	275.41
19		1a.	113.15	235.35
<u>Perforación</u>				
1	Poblador		97.98	197.72
2	Cargador explosivos		97.74	197.50
3	Anclador	1a.	112.16	235.33
4		2a.	87.00	180.00
5	Empresorista		97.99	197.96
6	Tripartista	1a.	113.15	235.35
7		1a.	98.09	205.09
8	Operador track drill		98.09	205.09
9	Junto		98.09	205.09
10	perf. tierra		98.09	205.09
11	perf. piso a cielo abierto		80.91	170.61
12	Ayde. perforista		98.10	205.10
13	Ayde. general		98.10	205.10

7.1.3 Lista de Materiales

CONCEPTO	UNIDAD	PRECIO ADQUISICION
Gelamex 1	caja 25 kgs	\$ 365.87
Gelamex 2	caja 25 kgs	365.87
Gelatina 60%	caja 25 kgs	403.08
Gelatina 40%	caja 25 kgs	385.71
Duramex G	caja 25 kgs	364.90
Super Mexamón	kg	4.87
Toval 2"	caja 25 kgs	364.24
Estopines MS	pza	11.02
Estopines Mark V	pza	11.88
Estopines instantáneos	pza	11.02
Primacord	rollo 500 m	2,346.09
Alambre	rollo 100 m	89.60
Cable No. 7	m	15.46
Bastidor 4 carretes	pza	52.00
Aislador	pza	5.70
Focos de 250 watts (200 X 220)	pza	14.50
Focos de 500 watts X 125 V.	pza	32.25
Soquets intemperie	pza	4.60
Fulminante No. 6	pza	0.77
Lámparas de 1500 W	pza	674.60
Pantalla para lamp. 14"	pza	13.60
Porta Lámpara	pza	13.00
Cable de uso rudo 2 X 10	m	15.60
Explosor	pza	8,372.50
Galvanómetro	pza	1,046.8
Mangueras de aire de 4" Ø	tramo 15 m	4,277.85
Manguera de aire de 3/4" Ø	tramo 15.74 m	1,376.24

CONCEPTO	UNIDAD	PRECIO ADQUISICION
Vástagos de uña de 3/4"	pza	\$ 45.76
Manguera para gua de 1/2"	tramo 15.24 m	934.77
Manguera para agua de 2"	m	175.44
Repartidor de aire y agua		
Madera	P.T.	4.75
Tubería de ventilación	tramo 6 m	325.00
Conexión	pza	75.00
Tubería galvanizada 2 1/2"	m	60.00
Tubería 6"	m	274.63
Tubería 2"	m	44.15
Diesel	lt	0.60
Gasolina	lt	2.42
Aceite	lt	6.42
Grasa	kg	12.00
Alambre recocido	kg	9.60
Triplay 5/8" X 4' X 8'	pza	280.80
Casco	pza	89.00
Botas de hule Galgo	par	109.00
Guantes	par	21.00
Mascarillas	pza	85.00
Clavo (diferentes medidas)	kg	15.00
Malla 44-88	m ²	22.88
Acero integral de 7/8" X 1.6 m	pza	937.00
Acero integral de 7/8" X 2.4 m	pza	922.40
Acero integral de 7/8" X 3.1 m	pza	1,113.84
Acero integral de 7/8" X 4.0 m	pza	1,433.11
Brocas 2"	pza	2,340.00
Coples	pza	477.36

CONCEPTO	UNIDAD	PRECIO ADQUISICION
Zancos	pza	\$ 1,335.36
Barras 1½ X 10'	pza	2,529.28
Barras 1¼ X 10'	pza	2,908.88
Broca 1/2" Ø para acero	pza	37.80
Broca de cruz 2¼"	pza	1,375.46
Broca de diamante B X impregnada	pza	2,327.00
Manometro 7 a 42 kg/cm	pza	121.99
Barra stenwick 2 X 70 doble	pza	2,409.66
Barra stenwick 2 X 70 convertible	pza	1,856.83
Martillo stenwick ASS	pza	18,080.40
Martillo stenwick KS	pza	21,229.52
Broca stenwick	pza	3,453.84
Aditivo gunite SIKA	kg	19.50
Anclas BBRV 100 ton X 25 m	pza	3,144.24

7.2 Análisis de Costo Indirecto y Utilidad

1.- Administración de la obra

1.1	Personal técnico	4.00 %
1.2	Personal administrativo	3.00 %
1.3	Personal en tránsito	1.00 %
1.4	Cuota patronal del Seguro Social e Impuesto sobre remuneraciones pagadas para el personal anterior.	0.50 %
1.5	Pasajes y viáticos	0.50 %
1.6	Depreciación, mantenimiento y rentas de campamento, oficinas de campo, talleres, almacén, instalaciones para los mismos, mobiliario, etc.	0.50 %
1.7	Vehículos para el personal técnico y administrativo, transporte del personal, vehículos para almacén, vehículos para maniobras, etc.	0.50 %
1.8	Fletes de maquinaria, equipo, mobiliario, - etc.	1.00 %
1.9	Gastos de oficina de campo.	0.50 %
1.10	Construcción y conservación de caminos de acceso, montaje y desmantelamiento de equipo.	<u>0.50 %</u>
	SUMA ADMINISTRACION DE LA OBRA	12.00 %

2.- Administración Central

2.1	Personal directivo	1.50 %
2.2	Personal técnico	0.75 %
2.3	Personal administrativo	1.00 %
2.4	Cuota patronal del Seguro Social e Impuesto adicional sobre remuneraciones pagadas para el personal anterior.	0.25 %
2.5	Pasajes y viáticos	1.00 %
2.6	Consultores y asesores	1.00 %
2.7	Material e Investigaciones	0.50 %

2.8 Depreciación mantenimiento y rentas de oficina central, mobiliario, etc.	0.25 %
2.9 Vehículos para el personal directivo, técnicos y administrativo.	0.25 %
2.10 Gastos de oficinas centrales	1.00 %
2.11 Financiamiento, seguros y fianzas	<u>2.00 %</u>
Suma Administración Central	<u>9.50 %</u>

TOTAL DE CARGOS INDIRECTOS 21.50 %

3.- Utilidad e impuestos sobre costo directo e indirecto.	12.50 %
4.- Cargos adicionales	<u>1.00 %</u>
FACTOR UNICO GENERAL	35.00 %

(TREINTA Y CINCO PORCIENTO)

7.4 ANALISIS DE FUNCIONES UNITARIAS

CONCEPTO 1: EXCAVACION A CIELO ABIERTO EN CANAL DE LLAMADA

Excavación a cielo abierto en cualquier clase de material, para el canal de llamada, incluyendo carga, descarga y acarreo libre de 1 (un) km, cubicación en banco.

Actividades que incluye la excavación a cielo abierto.

a).- Precorte

b).- Extracción de roca, capa vegetal y material arcilloso

c).- Remoción

d).- Carga y acarreo a 1 (un) km

a).- Precorte

27,274 m² a \$123.48/m² = \$3'367,793.52

Costo = $\frac{\$3'367,793.52}{1'766,272.14 \text{ m}^3}$ = \$1.91/m³

b).- Extracción de roca, capa vegetal y material arcilloso.

b.1).- Extracción de capa vegetal y material arcilloso.

b.1.a).- Equipo

2 tractor con ripper \$402.60/hr

Rendimiento = 81 m³/hr

Cargo = $\frac{\$805.20/\text{hr}}{81 \text{ m}^3/\text{hr}}$ = \$9.94/m³

b.1.b).- Mano de obra

2 operador de tractor D-8 = \$651.46/tno

Turno = 10 hr

Cargo = $\frac{\$651.46/\text{tno}}{81 \text{ m}^3/\text{hr} \times 10 \text{ hr/tno}}$ = \$0.80/m³

Cargo por equipo y mano de obra \$10.74/m³

b.2).- Extracción de roca

b.2.a).- Equipo

3 compresores de 600 PCM \$249.93/hr

3 perforadoras s/orugas 373.29
\$623.22/hr

Rendimiento: 93 m³/hr

$$\text{Cargo} = \frac{3673.22}{93 \text{ m}^3/\text{hr}} = \$6.70/\text{m}^3$$

b.2.b).- Herramienta

	PRECIO PZA	DURACION	COSTO/M.
Barra de ext. 1½"	\$2,529.28	300 m	8.43
Coples de 1½"	477.36	300 m	1.59
Zancos de 1½"	1,335.36	2,500 m	0.53
Brocas de 3"	2,340.00	450 m	5.20
			<u>15.75/m</u>

$$\text{Coeficiente de barrenación} = \frac{353,130 \text{ m}}{1,629,516.14 \text{ m}^3} = 0.155 \text{ m/m}^3$$

$$\text{Cargo por herramienta} = 15.75 \text{ m} \times 0.155 \text{ m/m}^3 = \$2.44/\text{m}^3$$

b.2.c).- Materiales

1.- Explosivos

Consumo = 0.340 kg/m³

	PRECIO	FLETE A LA OBRA	COSTO
Gelanex 1	$\frac{365.87}{25 \text{ kg}}$	1.05	\$15.37/kg
Super Mexamón	4.87/kg	1.05	5.11/kg
Estopines instantáneos	11.02/pza	1.05	11.57/pza
Primacord	2.69/m	1.05	2.82/m

$$\text{Dinamita} = 0.40 \times 0.340 \text{ kg/m}^3 \times \$15.37/\text{kg} = \$2.09/\text{m}^3$$

$$\text{Super Mexamón} = 0.60 \times 0.340 \text{ kg/m}^3 \times \$5.11/\text{kg} = \$1.04 \quad \$3.13/\text{m}^3$$

2.- Artificios

Para un barreno de 12 m de longitud se requieren 15 m de cordón detonante (primacord).

$$\text{Primacord} = \frac{15 \text{ m} \times \$2.82/\text{m}}{2.50 \text{ m} \times 3 \text{ m} \times 12 \text{ m}} = \$0.47/\text{m}^3$$

$$\text{Estopín} = \frac{\$11.57/\text{pza}}{2.5 \text{ m} \times 3 \text{ m} \times 12 \text{ m}} = \$0.13/\text{m}^3$$

$$\text{Costo materiales} = \$3.73/\text{m}^3$$

b.2.d).- Mano de obra

Categoría	Cant.	Costo Empresa	Importe
Cabo	1	\$235.35/tno	\$235.35/tno
Compres.	3	180.96	542.88
Op. track	3	205.09	615.27
Ayte. de op.	1	135.41	<u>135.41</u>
			\$1,528.91/tno

$$\text{Cargo por mano de obra} = \frac{\$1,528.91/\text{tno}}{93 \text{ m}^3/\text{hr} \times 10 \text{ hr}} = \$1.64/\text{m}^3$$

RESUMEN

b.2.a	Equipo	\$6.70/m ³
b.2.b	Herramienta	\$2.44/m ³
b.2.c	Materiales	\$3.73/m ³
b.2.d	Mano de obra	\$1.64/m ³

$$\text{Cargo por extracción de roca} = \$14.51/\text{m}^3$$

Se tuvo un 7.74% de extracción de capa vegetal y material arcilloso y un 92.26% de extracción de roca.

$$0.0774 \times \$10.74/\text{m}^3 = \$ 0.83/\text{m}^3$$

$$0.9226 \times \$14.51/\text{m}^3 = \underline{\$13.39/\text{m}^3}$$

$$\$14.22/\text{m}^3$$

$$\text{Cargo por extracción de roca, capa vegetal y material arcilloso} = \$14.22/\text{m}^3$$

c).- Remoción

c.1).- Equipo

Un tractor E-8, costo horario = \$402.60/hr

Rendimiento = 237 m³/hr

$$\text{Costo} = \frac{\$402.60/\text{hr}}{237 \text{ m}^3/\text{hr}} = \$1.70/\text{m}^3$$

c.2).- Mano de obra

Operador de tractor = \$325.73/tno

$$\text{Costo} = \frac{\$325.73/\text{tno}}{237 \text{ m}^3/\text{hr} \times 10 \text{ hr}/\text{tno}} = \$0.14/\text{m}^3$$

$$\text{Cargo por remoción} = \$1.70/\text{m}^3 + \$0.14/\text{m}^3 = \$1.84/\text{m}^3$$

d).- Carga y acarreo a 1 (un) km

d.1).- Equipo

Maquinaria	Costo/hr	Total
1 Cargador Cat. 988	\$497.08/hr	\$497.08/hr
1 Cargador Mich. 175B	353.00	353.00
4 Camiones Terex R-22	322.02	1,288.08
2 Camiones Dina de 10 m ³	133.67	<u>267.34</u>
		\$2,405.50/hr

$$\text{Cargo} = \frac{\$2,405.50/\text{hr}}{208 \text{ m}^3/\text{hr}} = \$11.56/\text{m}^3$$

d.2).- Mano de obra

Categoría	Cant.	Costo Empresa	Total
Op. cargador	2	\$313.66/tno	\$627.32/tno
Chofer	6	253.14	1,518.84
Ayte.	2	135.41	<u>270.82</u>
			\$2,416.98/tno

$$\text{Costo} = \frac{\$2,416.98/\text{tno}}{208 \text{ m}^3/\text{hr} \times 10 \text{ hr}/\text{tno}} = \$1.16/\text{m}^3$$

$$\text{Cargo por carga y acarreo un km} = \$12.72/\text{m}^3$$

RESUMEN

a) Precorte	\$1.91/m ³
b) Extracción de roca, capa vegetal y material arcilloso	\$14.22/m ³
c) Remoción	\$1.84/m ³
d) Carga y acarreo a 1 km	<u>\$12.72/m³</u>
COSTO DIRECTO	\$30.69/m³
INDIRECTOS Y UTILIDAD 35%	<u>10.74</u>
PRECIO UNITARIO	\$41.43/m³

CONCEPTO 3: BARRENACION 3" DE Ø a 25 m, PARA ANCLAS EN TALUD
CANAL DE LLAMADA.

a).- Equipo

1 perforadora s/orugas	\$124.43/hr
2 perforadoras Stenuick	95.80
1.5 compresor 600 PCM	<u>124.97</u>
	\$345.20/hr

Rendimiento incluyendo maniobras 1.90 m/hr

$$\text{CARGO} = \frac{\$345.20/\text{hr}}{1.90 \text{ m/hr}} = \$181.68/\text{m}$$

b).- Operación

2 perforistas	\$410.18/tno
2 ayudantes	270.52
1.5 compresorista	<u>271.44</u>
	\$952.44/tno

$$\text{CARGO} = \frac{\$952.44/\text{tno}}{1.90 \text{ m/hr} \times 10 \text{ hr}} = \$50.13/\text{m}$$

c).- Equipo auxiliar

Concepto	Cant.	U.	Costo	Importe	V.U.	CARGO
Barra Stenuick	13	mts	\$2,459.08	\$31,925.84	2000	\$15.66/m
Manguera presión	2	tramo	2,849.50	5,699.20	1250	4.56
Tubería inst.	1	lote		155,000.00	60000	2.50
Llaves Stenison	1	lote	1,500.00	1,500.00	1000	<u>1.50</u>
CARGO por equipo auxiliar -						\$24.22/m

d).- Broca Stenuick

Costo adquisición \$3,453.34

Vida útil 100 m

$$\text{CARGO/m} = \frac{\$3,453.34}{100 \text{ m}} = \$34.54/\text{m}$$

COSTO DIRECTO \$290.57/m

IMPUESTOS Y UTILIDAD 35% 101.70

PRECIO UNITARIO \$392.27/m

CONCEPTO 4: SUMINISTRO Y COLOCACION DE ANCLAS TIPO BBRV CON CAPACIDAD DE 100 TON Y 25 m DE LONGITUD

a).- Materiales

1).- Costo de adquisición	\$8,144.24/pza	
Fletes 5%	<u>407.21</u>	
Cargo	\$8,551.45/pza	\$8,551.45/pza

2).- Funda de PVC y separadores (adquisición y habilitado) \$800.00/pza

b).- Obra de mano

1).- Colocación

1 maniobrista	\$277.47/tno
2 ancladores	361.92
2 cabos	470.70
5 ayudantes	808.40
2 soldadores	<u>470.70</u>
	\$2,389.19/tno

Rendimiento = 15 anclas/tno

$$\text{Cargo} = \frac{\$2,389.19/\text{tno}}{15 \text{ anclas/tno}} = \$159.28/\text{pza}$$

2).- Inyección

1 cabo	\$235.35/tno
1 compresorista	180.96
1 inyectorista	235.55
3 aytes. generales	<u>406.23</u>
	\$1,057.89/tno

Rendimiento = 15 anclas/tno

$$\text{Cargo} = \frac{\$1,057.89/\text{tno}}{15 \text{ anclas/tno}} = 70.53/\text{pza}$$

3).- Dado de apoyo

Volumen 0.3 m³

Cargo por cimbra, fierro y colado \$725.00/m³

$$\text{Cargo } \$725.00/\text{m}^3 \times 0.3 \text{ m}^3 = \$217.50/\text{pza}$$

4).- Tensado

1 maniobrista	\$235.35/tno
1 cabo maniobras	277.47
4 ayudantes	<u>646.72</u>
	\$1,159.54/tno

Rendimiento 3 anclas/tno

$$\text{CARGO} = \frac{\$1,159.54/\text{tno}}{15 \text{ anclas/tno}} = \$77.30/\text{pza}$$

c).- Estructura de andamio

Para la perforación, colocación, inyección y tensado de anclas se requirió una estructura de andamio construida en cada sitio anclaje.

Area 3 X 4 = 12 m²

Tubería 8 m/m² X 12 m² X 3.6 kg/m = 346 kg

Abrazaderas 48 pza X 2 kg/pza = 96
441 kg

Penta=0.441 Kg X \$800/mes= 352.80 X 3 meses \$1,058.40

Fletes=0.441 X \$400/tno X 3 = 528.00

Carga y descarga=0.441 X 4 X \$40.00/tno 70.56

Montajes= \$100/m² X 12 m² 1,200.00

Desmontajes= \$70/m² X 12 m² 840.00

Anclajes en laderna 3 X \$179.76 539.28

\$4,958.24

CARGO por estructura = \$4,958.24/pza

d).- Equipo

1).- Tensado

Gato bases y bomba Hidráulica \$20,000.00

Vida útil = 1000 pzas

$$\text{CARGO} = \frac{\$20,000}{1000 \text{ pzas}} = 20.00/\text{pza}$$

2).- Inyección

Bomba Motora 10 hr X \$12.16/hr = \$121.60/tno
Abitador 10 hr X 8.05 = 80.50
Compresor 10 hr X 83.51 = 833.10
\$1,035.20/tno

Rendimiento 15 anclas/tno

Cargo = $\frac{11,035.20/tno}{15 \text{ anclas/tno}} =$

\$59.01/pza

COSTO DIRECTO

\$14,923.31/pza

INDIRECTOS Y UTILIDAD 35%

5,223.16

PRECIO UNITARIO

\$20,146.47/pza

CONCEPTO 5: CONCRETO LANZADO (SHOT CRETE) EN CAPAS DE 5 CM DE ESPESOR.

La Comisión proporcionó el cemento y aditivo para la producción del concreto.

a).- Materiales

Tratamiento y acarreos locales \$180.00/m³

Cargo = $0.05 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} \times 2 \text{ capas} \times \$180.00/\text{m}^3$ \$18.00/m²

Materiales de consumo

Mangueras de lanzado, discos, boquillas, conexiones, mangueras de aire y agua. \$5.00/m²

Instalaciones hidráulicas \$1.00/m²

b).- Mano de obra

1 cabo de lanzado	3235.35/tno
1 operador lanzadora	205.09
1 lanzador	217.15
4 aytes. lanzado	541.64
4 aytes.	541.64
1 mecánico aire	277.47
2 compresoristas	361.92
2 choferes	506.28
	<hr/>
	\$2,886.54/tno

Rendimiento = 30.80 m²/hr

Cargo = $\frac{\$2,886.54/\text{tno}}{30.80 \text{ m}^2/\text{hr} \times 10 \text{ hr/tno}}$ = \$9.37/m²

c).- Equipo

1 lanzadora	\$17.83/hr
1 carro agregados	76.83
2 compresores 500 PCM	83.31
1 camión 4 m ³	125.23

1 bomba agua	<u>\$13.47/hr</u>	
	\$314.21/hr	
Cargo por equipo :	$\frac{\$314.21/hr}{30.80 \text{ m}^3/hr}$	<u>\$10.20/m2</u>
COSTO DIRECTO		\$43.57/m2
INDIRECTOS Y UTILIDAD 35%		<u>15.25</u>
PRECIO UNITARIO		\$58.82/m2

CONCEPTO 8: CONCRETO REFORZADO, $f'c=200$ kg/cm², EN LA ZONA DE ESTRUCTURAS.

a).- Fabricación	
Del costo básico 1	\$61.62/m ³
b).- Transporte	
Del costo básico 2	\$20.15/m ³
c).- Preparación para el colado	
Por la dificultad de limpieza al costo básico 3 se le incrementó un 15%.	
1.15 X \$16.40/m ³	\$18.86/m ³
d).- Curado, limpieza final, resanes	
Del costo básico 4	\$13.97/m ³
e).- Colocación de concreto	
Del costo básico 5	\$110.54/m ³
f).- Cimbra	
Del costo básico 6 (30%) $0.3 \times \$130.88/m^2 = \$39.26/m^2$	
Del costo básico 8 (40%) $0.4 \times \$234.56/m^2 = 93.82$	
Del costo básico 9 (30%) $0.3 \times \$166.66/m^2 = 50.00$	
	<u>\$183.08/m²</u>
Relación cimbra concreto = 1.85	
\$183.08/m ² X 1.85 m ² /m ³	<u>\$338.70/m³</u>
COSTO DIRECTO	\$563.84/m ³
INDIRECTOS Y UTILIDAD 35%	<u>197.34</u>
PRECIO UNITARIO	\$761.18/m ³

CONCEPTO 12: SOBRECARRERO EN EXCESO AL ACARREO LIBRE DE
1 (UN) KM, DEL MATERIAL PRODUCTO DE LA EXCAVACION

a).- Equipo

Camión Dina de 10 m³ de capacidad

Costo horario - \$133.67/hr

Coefficiente de abundamiento = 1.20

Capacidad del camión = $\frac{10 \text{ m}^3}{1.20} = 8.33 \text{ m}^3$

Velocidad promedio cargado = 25 km/hr

Velocidad promedio vacio = 30 km/hr

Distancia de recorrido (ida y vuelta) = 2 km

Ciclo

Cargado = $\frac{1 \text{ km}}{25 \text{ km/hr}} = 0.040 \text{ hr} = 2.40 \text{ min}$

Vacio = $\frac{1 \text{ km}}{30 \text{ km/hr}} = \frac{0.033 \text{ hr}}{0.073 \text{ hr/km}} = 1.98 \text{ min}$

Cargo por equipo = $\frac{\$133.67/\text{hr} \times 0.073 \text{ hr/km}}{8.33 \text{ m}^3} = 1.17/\text{m}^3\text{-km}$

b).- Mano de obra

Chofer \$235.35/tno

Cargo mano de obra = $\frac{\$235.35/\text{tno}}{42 \text{ m}^3/\text{hr} \times 10 \text{ hr/tno}} = 0.56/\text{m}^3\text{-km}$

COSTO BASICO \$1.73/m³-km

INDIRECTOS Y UTILIDAD 0.61

PRECIO UNITARIO \$2.34/m³-km

Costo Básico No. 1

Fabricación de concreto

La Comisión suministró los agregados y el cemento. El análisis incluye:

- a).- Construcción de patios de almacenamiento de agregados.
- b).- Instalación de la planta incluyendo bodega de cemento y abastecimiento de agua.
- c).- Descarga cemento en bodega.
- d).- Acarreo de agregados de patios a dosificadora.
- e).- Maquila (operación de la planta).
- f).- Recibado.

a).- Patio de almacenamiento

Se requirió una capacidad para 750 m³/mes, con una altura promedio de estiba de 2 m, se conformaron 375 m² y con 1000 m² el resto de las instalaciones.

Acondicionamiento: 750 m³ X \$20.00/m³ = \$15,000.00

Revestimiento: 375 m² X 0.20 X \$20.00/m³ = 1,500.00

Muros divisorios mampostería = 10,000.00

Acondicionamiento: 750 m³ X \$20.00/m³ = \$26,500.00

Cargo patios almacenamiento = $\frac{\$26,500}{22,500 \text{ m}^3} = \$1.18/\text{m}^3$

b).- Instalación de planta incluyendo bodega de cemento y abastecimiento de agua.

Se necesitan 0.83 m³ de espacio por tonelada de cemento y un incremento del 25% del área para pasillos.

El área de la bodega para 133 ton/mes fue de 70 m²

Cargo: 70 m² X \$600/m² = \$42,000.00

Instalación de agua

Instalación de tubería 10,000.00

Instalación bomba 4,000.00

Tubería 4": 300 m con una carga de 135 m	
y 10 lts/seg: 300 X \$100/m	\$30,000.00
Tanque almacenamiento	70,000.00
Instalación de la planta	<u>90,000.00</u>
	\$246,000.00

$$\text{Cargo por instalación de planta} = \frac{\$246,000}{22,500 \text{ m}^3} = \$10.93/\text{m}^3$$

c).- Descarga cemento en bodega

Descarga a mano:	\$20.00/ton
Estibado	20.00/ton
Acarreo	<u>20.00/ton</u>
	\$60.00/ton

$$\text{Cargo por descarga cemento} = 0.30 \text{ ton/m}^3 \times \$60.00/\text{ton} = \$18.00/\text{m}^3$$

d).- Acarreos de agregados de almacén a dosificadora.

Se utilizo un traxcavo M 175-E

Equipo

Costo horario = \$353.00

Rendimiento = 150 m³/hr

$$\text{Cargo} = \frac{\$353.00/\text{hr}}{150 \text{ m}^3/\text{hr}} = 2.35/\text{m}^3$$

$$2.35/\text{m}^3 \times 1.3 \text{ m}^3/\text{m}^3 = \$3.06/\text{m}^3$$

Mano de obra:

$$\text{Operador de traxcavo} = \frac{\$313.66/\text{hr}}{150 \text{ m}^3/\text{hr}} = \$2.09/\text{m}^3$$

$$\text{Cargo por acarreo de agregados} = \$3.06 + \$2.09 = 5.15/\text{m}^3$$

e).- Maquila en planta

Equipo:

$$\text{Planta concreto} = \frac{\$156.06/\text{hr} \times 2}{50 \text{ m}^3/\text{hr} \times 0.8} = \$7.80/\text{m}^3$$

Mano de obra:

1 cabo	\$235.35/tno
5 peones planta	677.05
2 ayudantes	323.36
10 peones cemento	<u>1,354.10</u>
	\$2,589.86/tno

$$\text{Cargo} = \frac{\$2,589.86/\text{tno} \times 2}{50 \text{ m}^3/\text{hr} \times 10 \text{ hr} \times 0.8} = \$12.95/\text{m}^3$$

$$\text{Cargo por maquila en planta} = \$7.80 + \$12.95 = \$20.75/\text{m}^3$$

f).- Recribado

Equipo:

$$\text{Clasificadora de agregados} = \frac{\$50.23}{50 \text{ m}^3/\text{hr}} = \$1.00/\text{m}^3$$

Mano de obra:

1 cabo	\$235.35/tno
1 mecánico	277.47
1 ayudante	150.45
1 operador	235.35
1 ayudante	150.45
1 soldador	275.41
1 ayudante	150.45
1 electricista	275.41
1 ayudante	150.45
3 peones	<u>406.23</u>
	\$2,307.02/tno

$$\text{Cargo} = \frac{\$2,307.02/\text{tno}}{10 \text{ hr} \times 50 \text{ m}^3/\text{hr}} = \$4.61/\text{m}^3$$

$$\text{Cargo por recribado} = \$1.00 + \$4.61 = \underline{\$5.61/\text{m}^3}$$

$$\text{Costo básico directo} = \underline{\$61.62/\text{m}^3}$$

Costo Básico No. 5

Colocación de concreto

Volumen total \$22,500 m³

La mano de obra fue la misma para todos los concreto

a).- Mano de obra

1 operador bomba	X \$277.47	=	\$277.47/tno
1 cabo concreto	235.35		235.35
3 vibradoristas	180.96		542.88
2 albañiles	242.53		435.06
2 carpinteros	197.85		395.70
1 ayte. carpintero	161.68		161.68
6 peones	135.41		812.46
			<u>\$2,910.60/tno</u>

Cargo por mano de obra = $\frac{\$2,910.60/\text{tno}}{28 \text{ m}^3/\text{tno}}$ \$103.95/m³

b).- Equipo

b.1).- Vibrado

3 vibradores para 5.2 m³/hr

Cargo = $\frac{\$4.40/\text{hr}}{1.7 \text{ m}^3/\text{hr}}$ \$2.54/m³

b.2).- Colocación

Bomba = \$127.65/hr

Rendimiento = 45 m³/hr

Cargo = $\frac{\$127.65/\text{hr}}{45 \text{ m}^3/\text{hr}}$ \$4.05/m³

Costo básico directo \$110.54/m³

Costo Básico No. 6

Cimbra en tapones (muros)

a).- Materiales

Madera = 1" X 4" X 3.28' X 10' por m²

$$\frac{1 \times 4 \times 3.28 \times 10}{12} = 11 \text{ P.T./m}^2$$

$$11 \text{ P.T.} \times \$4.75/\text{P.T.} = \$52.25/\text{m}^2$$

Clavo = 0.30 kg/m² X \$15.00/kg = 4.50/m²

Varilla, alambre, soldadura, etc. = 8.00/m²

$$\underline{\$64.25/\text{m}^2}$$

Cargo materiales

$$= \$64.25/\text{m}^2$$

b).- Mano de obra

1 carpintero = \$229.22/tno

1 soldador = 275.41

1 ayudante = 161.68

$$\$666.31/\text{tno}$$

Rendimiento = 10 m²/tno

Cargo por mano de obra = $\frac{\$666.31/\text{tno}}{10 \text{ m}^2/\text{tno}}$

$$= \underline{66.63/\text{m}^2}$$

Costo básico directo = \$130.88/m²

Costo Básico No. 8

Cimbra en transiciones

a).- Materiales

Madera

Duela machimbra de 1",	14 P.T./m2
Cerchas de 2" X 10 X 50 cm,	11 P.T./m2
Cochetes de 2" X 6"	<u>3 P.T./m2</u>
	28 P.T./m2

$$28 \text{ P.T./m2} \times \$4.75 = \$133.00/\text{m2}$$
$$\text{Clavo} = 0.30 \text{ kg/m2} \times \$15.00/\text{kg} = 4.50$$

b).- Mano de obra

1 carpintero	\$229.22/tno
1 ayudante	<u>161.68</u>
	\$390.90/tno

Este personal habilita 2 m2 por turno

$$\frac{\$390.90/\text{tno}}{2 \text{ m2/tno}} = \frac{\$195.45}{\$332.95/\text{m2}}$$

Considerando 4 usos

$$\text{Cargo materiales} = \frac{\$332.95/\text{m2}}{4 \text{ usos}} = \$83.24/\text{m2}$$

c) obra falsa

Cargadores 4" X 6" X 10'

$$30 \text{ P.T./m2} \times \$4.75/\text{P.T.} = \frac{\$95.00/\text{m2}}{8 \text{ usos}} = \$11.88/\text{m2}$$

Habilitado 1 carpintero \$229.22/tno

1 ayudante	<u>161.68</u>
	\$390.90/tno

Este personal habilita 10 m2/tno y se consideran 8 usos

	$\frac{\$390.90/\text{tno}}{10 \text{ m}^2/\text{tno} \times 8 \text{ usos}} =$	$\$4.89/\text{m}^2$	
Clavo: 3.15 kg/m ² X \$15.00/kg		$\frac{2.25}{\text{m}^2}$	
		$\$19.02/\text{m}^2$	
Cargo obra falsa			= \$19.02/m ²
d).- Cimbrado y descimbrado			
1 carpintero	\$229.22/tno		
1 ayudante	<u>161.68</u>		
	\$390.90/tno		
Rendimiento: 3 m ² /tno			
Cargo cimbrado y descimbrado =	$\frac{\$390.90/\text{tno}}{3 \text{ m}^2/\text{tno}}$		= \$130.30/m ²
e).- Molducreto			= \$ <u>2.00/m²</u>
Costo básico directo			= \$234.56/m ²

Costo Básico No. 10

Pre-corte (presplitting)

a).- Barrenación

Se utilizaron brocas de 3" de Ø y barrenos a cada 65 cm.

a.1).- Equipo

2 compresores 60 PCM	\$166.62/hr
2 track drill	<u>248.86</u>
	\$415.48/hr

Rendimiento:

Velocidad de barrenación = 11.85/hr

Coefficiente de barrenación = $\frac{1}{0.65} = 1.54 \text{ m/m}^2$

Cargo por equipo = $\frac{\$415.48/\text{hr} \times 1.54 \text{ m/m}^2}{11.85 \text{ m/hr}} = \$53.99/\text{m}^2$

a.2).- Mano de obra

1 cabe barrenación	X 2235.35	=	2235.35
2 pobladores	X 191.32	=	382.64
2 op. track drill	X 205.10	=	410.18
2 ayte. perforista	135.42	=	270.82
2 compresoristas	190.70	=	<u>361.92</u>
		=	\$1,660.91/tnc

Cargo por mano de obra = $\frac{\$1,660.91/\text{tnc}}{0.65 \text{ m}^2/\text{hr} \times 10 \text{ hr/tnc}} = \$29.34/\text{m}^2$

b).- Herramienta y materiales

b.1).- Herramienta (accesorios)

	Vida Util	Costo/m
Barra extras. 1 1/2"	300 m	8.47
Coples de 1 1/2"	200 m	1.10
Barras golpeo 1 1/2"	2500 m	2.00
Brocas 3" de Ø	450 m	<u>21.30</u>
		\$24.87

Cargo por herramienta = $\frac{\$24.87/\text{m} \times 1.54 \text{ m/m}^2}{11.85 \text{ m/hr}} = \$24.32/\text{m}^2$

b.2).- Explosivos

Consumo: 0.34 kg/m

Costo = 0.34 kg/m X \$17.35/kg X 1.54 m/m² = \$9.08/m²

Primacord = 1.1 X 1.54 m/m² X \$3.44/m = 5.83

Estopines = $\frac{\$14.10/pza}{1.54 \text{ m/m}^2 \times 10 \text{ m}}$ = $\frac{0.92}{\$15.83/m^2}$

Cargo por explosivos = \$15.83/m²

Costo básico directo = \$123.48/m²

7.4 IMPORTE TOTAL.

No.	CONCEPTO	UNIDAD	VOL. 1976	P.U. 1976	IMPORTE 1976
1.-	Excavación a cielo abierto en canal de llamada.	M3	405,818.95	\$41.43	\$16'813,079.10
2.-	Excavación a cielo abierto en zona de estructuras.	M3		41.43	
3.-	Barrenación 3" Ø a 25 m, para anclas del talud del canal de llamada.	M		392.27	
4.-	Suministro y colocación de anclas tipo BBRV de 100 ton y 25 m de long.	Pza.		20,146.47	
5.-	Concreto lanzado en capas de 5 cm de espesor.	M2		58.82	
6.-	Suministro y colocación de malla de alambre.	M2		86.24	
7.-	Barrenación de drenaje en los taludes del canal de llamada.	M		275.33	
8.-	Concreto reforzado, f'c=200 Kg/m ² , en la zona de estructuras.	M3		761.18	
9.-	Habilitación y colocación de fierro de refuerzo de cualquier diámetro.	Ton.		2,967.02	
10.-	Bombeo con bomba de 2" de Ø.	Hr.	600	43.62	26,172.00
11.-	Bombeo con bomba de 4" de Ø.	Hr.	600	48.72	29,232.00
12.-	Sobreacarreo en exceso al acarreo libre de un km, del material producto de la excavación.	M3-Km	405,818.95	2.34	<u>949,616.84</u>
	I M P O R T E				\$17'318,099.44

7.4 IMPORTE TOTAL

No.	CONCEPTO	UNIDAD	VOL. 1977	P.U. 1977	IMPORTE 1977
1.-	Excavación a cielo abierto en canal de llamada.	M3	1'261,512.90	\$45.02	\$56'793,312.56
2.-	Excavación a cielo abierto en zona de estructuras.	M3	65,850.00	45.02	2'964,567.00
3.-	Barrenación 3" Ø a 25 m, para anclas del talud del canal de llamada.	M	7,856.50	426.24	3'308,751.56
4.-	Suministro y colocación de anclas tipo BBRV de 100 toneladas y 25 m de long.	UNDA.	1,431.00	21,891.15	31'326,235.65
5.-	Concreto lanzado en capas de 5 cm de espesor.	M ³	3,698.00	63.91	233,143.68
6.-	Suministro y colocación de malla de alambre.	M ²	1,521.00	93.71	151,903.91
7.-	Barrenación de drenaje en los taludes del canal de llamada.	M	2,590.00	299.17	774,850.30
8.-	Concreto resacaado, 1'0x2'00x3'00, en la zona de colmatación.	M ³			
9.-	Habilitación y colocación de fierro de estuerzo de 2" para diámetro.	TON.			
10.-	Bombeo con bomba de 2" de Ø.	HR.	1,400.00	47.40	66,360.00
11.-	Bombeo con bomba de 4" de Ø.	HR.	600.00	57.90	34,764.00
12.-	Sobrecantón en exceso de 10 toneladas libras de un km, del material producto de la excavación.	M3-HR	1'377,562.90	2.34	3'371,501.87
	IMPORTE				\$99'062,393.53

7.4 IMPORTE TOTAL

No.	CONCEPTO	UNIDAD	VOL. 1978	P.U. 1978	IMPORTE 1978
1.-	Excavación a cielo abierto en canal de llamada.	H3	98,940.25	549.58	\$4'905,457.60
2.-	Excavación a cielo abierto en zona de estructuras.	H3			
3.-	Barrenación 3" Ø a 25 m, para anclas del talud del canal de llamada.	M	29,355.00	469.42	13'779,824.10
4.-	Suministro y colocación de anclas tipo BRFV de 100 ton y - 25 m de long.	UNDA	5,748.00	26,108.73	128'933,488.00
5.-	Concreto lanzado en capa de 5 cm de espesor.	M ²	18,397.00	70.39	1'337,198.83
6.-	Suministro y colocación de malla de alambre.	M ²	8,403.00	103.26	871,317.60
7.-	Barrenación de drenaje en los taludes del canal de llamada.	M	12,568.00	329.48	4'107,956.64
8.-	Concreto reforzado, 15' x 15' x 15', en la zona de estructuras.	M ³			
9.-	Habilitación y colocación de hierro de refuerzo de cualquier diámetro.	KG			
10.-	Bombeo con bomba de 2" de Ø.	H3			
11.-	Bombeo con bomba de 4" de Ø.	H3			
12.-	Sobrecemento en excavación libre de un km, del material producto de la excavación.	M ³ -FT	98,940.25	2.80	277,032.70
IMPORTE					\$154'212,275.40

7.4 IMPORTE TOTAL

No.	CONCEPTO	UNIDAD	VOL. 1979	P.U. 1979	IMPORTE 1979
1.-	Excavación a cielo abierto en canal de llamada.	M3			
2.-	Excavación a cielo abierto en zona de estructuras.	M3			
3.-	Barrenación 3" Ø a 25 m, para anclas del talud del canal de llamada.	M	1,337.40	\$546.87	\$728,430.84
4.-	Suministro y colocación de anclas tipo BBRV de 100 ton y - 25 m de long.	UNDA.	273.56	28,086.67	6'825,060.81
5.-	Concreto lanzado en obra de 5 cm de espesor.	M ²	7,156.10	82.00	586,800.20
6.-	Suministro y colocación de malla de alambre.	M ²	3,180.06	129.27	382,331.40
7.-	Barrenación de drenaje en los taludes del canal de llamada.	M	1,949.00	283.80	556,184.16
8.-	Concreto reforzado, f'c=210 Kg/cm ² , en la zona de estructuras.	M ³	17,966.70	1,001.18	19'065,372.16
9.-	Habilitación y colocación de fierro de refuerzo de cualquier diámetro.	M ⁴	1,976.28	4,136.34	8'179,564.83
10.-	Bombeo con bomba de 2" de Ø.	Hr.			
11.-	Bombeo con bomba de 4" de Ø.	Hr.			
12.-	Sobreacarreo en exceso al acarreo libre de un km, del material producto de la excavación.	M3-KM			
I M P O R T E					\$36'318,844.40

7.4 IMPORTE TOTAL

No.	UNIDAD	VOL. 1980	P.U. 1980	IMPORTE 1980
1.-	Excavación a cielo abierto en canal de llamada.	M3		
2.-	Excavación a cielo abierto en zona de estructuras.	M3		
3.-	Barricación 3" Ø a 25 m, para anclas del talud del canal de llamada.	M	100.00	\$642.58
4.-	Suministro y colocación de anclas tipo BBV de 100 ton y - 25 m de long.	PZA.	18.00	33,061.84
5.-	Concreto lanzado en capa de 5 cm de espesor.	M ²	15,198.00	96,351.39
6.-	Suministro y colocación de un kilo de alambre.	M	6,258.00	101,771.85
7.-	Barricación de drenaje en los taludes del canal de llamada.	M	10.00	451.32
8.-	Concreto reforzado, 1'x2'00" Pz/m ² , en la zona de estructura.	M ²	4,242.00	1,201,210.63
9.-	Habilitación y colocación de fierro de refuerzo de varillas diámetro.	TON.	687.0	4,863.74
10.-	Bombas con bomba de 1" Ø.	HE.		
11.-	Bombas con bomba de 3" Ø.	HE.		
12.-	Sobrecemento en el fondo de los erosivos libre de un km, del material producto de la excavación.	M3-M		
I M P O R T E				\$10'977,121.82

IMPORTE TOTAL = \$318'888,730.50
=====

TEMA VIII. CONCLUSIONES

Los planteamientos fijados para el año 2000 nos hacen reapreciar respecto a una buena programación del proceso de construcción de una planta hidroeléctrica.

Se puede obtener una buena experiencia de la realización de este proyecto, pues aún cuando se tuvo un desarrollo satisfactorio, existió un desfase del programa de obra por una planeación incompleta, además de la serie de contratiempos que no pudieron haber sido detectados con anterioridad.

La planeación cuidadosa, completa y detallada de las obras, permite reducir el tiempo de construcción, por lo que no es conveniente iniciar una obra antes de que se cuente con un proyecto lo suficientemente desarrollado como para programar y presupuestar su construcción completa, para que las obras que se realicen sean consecuentes con los presupuestos asignados y para que rindan los beneficios esperados, ya que obras de este tipo son un esfuerzo de toda la sociedad.

Una de las características de una mala programación de un proyecto es que se tiene un retraso en tiempo de ejecución, aumento en los costos y una serie de relaciones muy precipitadas para terminar en los plazos convenidos, por lo que se interrumpe toda actividad técnica.

El atraso de esta obra no se debió tanto a una mala planeación, sino que en los volúmenes de excavación no se tenía contemplada la pobre calidad de la roca, las dificultades e interferencias que se presentaron en el transcurso de esta actividad.

Al quedar fuera de programa la excavación, hizo una retroacción directa en el resto de las obras, por lo que se está sufriendo -

recuperarse al final con las otras actividades.

Otra observación que se puede hacer es que las características propias de la energía hidráulica hacen de ella una fuente atractiva de explotación, ya que es un recurso de permanente uso múltiple, por lo cual se pueden hacer unos programas de desarrollo integral que nos permitan aprovechar el agua, no solamente en la generación de energía eléctrica, sino también para reutilizarla para la irrigación, para contenerla y encausarla, evitando los funestos daños que provocan las inundaciones y también - se podría utilizar después de un tratamiento para fines municipales.

Lo económico de la generación de energía hidráulica permitiría suministrarla confiablemente y económicamente en el medio rural, esto modificaría la producción agropecuaria. Al ampliarse la capacidad de bombeo para irrigación, promovería el surgimiento de pequeñas industrias rurales, dando empleo y bienestar mínimo a la gente más necesitada, evitando en su medida a que no - busque en otros lugares lo que puede explotarse en el lugar de origen.

Debemos superar la dependencia tecnológica extranjera para disminuir el costo de la tecnología extranjera y la inversión de - un proyecto.

Lo anterior se puede lograr a través de la investigación, en - focándola a la solución de problemas reales de nuestro país.

También es importante impulsar los esfuerzos del diseño de la ma- - quina, así como la construcción, para evitar las patentes y licen- - cias de firma extranjera.

Se podría hacer el diseño y la construcción de un tractor - -

agrícola con patentes nacionales, para que así no se pagaran -
montos por regalías.

La inquietud y la conciencia de un ingeniero es investigar, en-
contrar y definir las mejores soluciones a los problemas en la
realización de una obra, procurando los mayores beneficios a -
los menores costos, sabiendo que en la elección de un proyecto,
la construcción de una obra o en la ejecución de un programa, -
se verá que la tarea ingenieril es complicada y que la decisión
y evaluación de alternativas deben ser razonadas, para elegir -
la mejor de ellas, pues esto es lo que da sentido humano al in-
geniero para beneficio de la sociedad a la que sirve.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Comisión Federal de Electricidad.
" Evolución del Sector Eléctrico en México ", 1976.
" Construcción Obras Civiles Margen Derecha, P.H. Chicoasén, Chis."
Cto. GC-76/583 (ICA).
- 2.- U.S.D.I., Bureau of Reclamation.
" Diseño de Presas Pequeñas "
Compañía Editorial Continental, S.A., 1980.
- 3.- Secretaría de Recursos Hidráulicos
" Manual sobre cálculo de Precios Unitarios de Trabajos de Construcción ", Tomo IV, Primera Edición, 1963.
- 4.- Rune Gustafson
" Técnica Sueca de Voladuras "
SPI, Nora, Suecia.
- 5.- Langefors U.
" Técnica Moderna de voladura de rocas "
Ediciones Urmo, S.A., Bilbao, España, 1976.
- 6.- Du Pont, S.A. de C.V.
" Técnicos en el uso de explosivos ". Depto. explosivos.
- 7.- Instituto de Investigaciones Eléctricas.
Publicaciones varias.
- 8.- Facultad de Ingeniería de la UNAM
" Movimiento de Tierras ", anexo.
Revista de la Facultad, Sept. 1976
- 9.- CONACYT
" Información Científica y Tecnológica ", Junio 1980
- 10.- Du Pont, S.A. de C.V.
Folleto de explosivos y accesorios.