

33
2ef



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

***FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO DEL ACUEDUCTO
RIO YAQUI - GUAYMAS, SONORA***

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE INGENIERO CIVIL
PRESENTAN :**

ARTURO GARCIA SANCHEZ

ASCENCION PEREZ MENDEZ



DIRECTOR : Dr. RAFAEL CARMONA PAREDES

MARZO DE 1998

257033

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-112/97

Señores
ARTURO GARCIA SANCHEZ
ASCENCION PEREZ MENDEZ
Presentes

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **DR. RAFAEL CARMONA PAREDES**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrollen ustedes como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

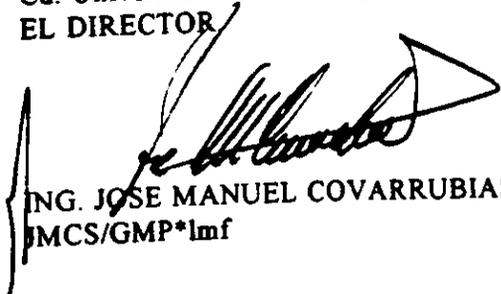
"FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO DEL ACUEDUCTO RIO YAQUI-GUAYMAS, SONORA"

- I INTRODUCCION
- II TRANSITORIOS HIDRAULICOS EN CONDUCTOS A PRESION
- III DESCRIPCION GENERAL DEL ACUEDUCTO RIO YAQUI-GUAYMAS
- IV ANALISIS HIDRAULICO SIN DISPOSITIVOS DE CONTROL DEL ACUEDUCTO RIO YAQUI-GUAYMAS
- V ANALISIS HIDRAULICO CON DISPOSITIVOS DE CONTROL DEL ACUEDUCTO RIO YAQUI-GUAYMAS
- VI CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS DISPOSITIVOS DE CONTROL
- VII ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS
- VIII ANALISIS DE COSTOS
- IX CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 19 de septiembre de 1997.
EL DIRECTOR


ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS
IMCS/GMP*lmf

Dedicatoria de Arturo Garcia Sánchez

Este trabajo, al igual que todos mis triunfos están dedicados a mis padres, quienes me han dado la vida y la oportunidad de llegar a dar este pequeño paso en la vida y me han apoyado en todo momento depositando en mi toda su confianza.

A mi esposa, que me ha brindado su hombro y corazón cuando lo he necesitado y me ha dado aliento para continuar en este largo camino que apenas comienza.

A mis hijos Karla y Arturo, que con sus sonrisas han llenado mi vida de felicidad e inspiración para llegar hasta esta meta y posteriormente alcanzar unas más altas.

A mis hermanos, que siempre creyeron en mi y me ofrecieron su ayuda incondicionalmente.

Dedicatoria de Ascención Pérez Méndez

Quiero dedicar este trabajo a mi madre, a mis hermanos que siempre me apoyaron y animaron a seguir adelante sobre todo en aquellos momentos de desgano y desilusión, que con sus valiosos consejos contribuyeron a alcanzar una de mis metas en esta vida.

Es cierto ahora tengo un conocimiento imperfecto de las cosas pero también lo es que poseo tres virtudes por desarrollar : la fe, la esperanza y el amor, gracias de todo corazón.

AGRADECIMIENTOS

Nuestros más sinceros agradecimientos al Instituto de Ingeniería por darnos la oportunidad de pertenecer a su equipo de trabajo.

Agradecemos de todo corazón al Dr. Rafael Carmona Paredes y a la fis. Libia Carmona Paredes por sus valiosos consejos y observaciones y por la disponibilidad de material para la elaboración de éste trabajo, así como al M. I. Alejandro Sánchez Huerta por su paciencia y disposición.

A todos nuestros compañeros y amigos.

INDICE

Introducción	1
I. Transitorios hidráulicos en conductos a presión	5
1.1 Fenómeno transitorio	6
1.2 Problemas ocasionados por el fenómeno transitorio	7
1.2.1 Sobrepresión	7
1.2.2 Depresión	9
1.2.3 Sobrevelocidad en las máquinas	13
II. Descripción general del acueducto Río Yaqui - Guaymas	14
III. Análisis hidráulico sin dispositivos de control del acueducto Río Yaqui - Guaymas	18
3.1 Suspensión del bombeo en los pozos de Río Yaqui	19
3.2 Arranque de equipos de bombeo	21
3.2.1 Arranque en PB1	21
3.2.2 Arranque en PB2	25
3.3 Paro de emergencia de los equipos de bombeo	28
IV. Análisis hidráulico con dispositivos de control del acueducto Río Yaqui - Guaymas	31
4.1 Dispositivos de control de transitorios	32
4.2 Tramo PB1-PB2	32
4.2.1 Arranques en PB1	33
4.2.2 Paro de emergencia en PB1	44
4.2.3 Dispositivos de control de transitorios hidráulicos en el tramo PB1-PB2	47
4.3 Tramo PB2-Empalme	48
4.3.1 Arranques en PB2	49
4.3.2 Paro en dos equipos de 425 lt/s en PB2	55
4.3.3 Dispositivos de control de transitorios hidráulicos en el tramo PB2-Empalme	58
V. Consideraciones para el diseño estructural de los dispositivos de control	62
5.1 Cámara de aire	63
5.2 Tanque unidireccional	64
5.3 Torre de oscilación	67

VI. Estudios de mecánica de suelos	69
6.1 Geología regional	70
6.2 Trabajos de exploración	70
6.3 Trabajos de laboratorio	71
6.4 Estratigrafía del subsuelo	72
6.4.1 Cámara de aire en PB1	72
6.4.2 Tanque unidireccional en el km. 71+070	72
6.4.3 Torre de oscilación en el km. 30+040	73
6.4.4 Cámara de aire en PB2	73
6.4.5 Tanque unidireccional en el km. 15+000	74
6.4.6 Torre de oscilación en el km. 10+000	74
6.5 Análisis de mecánica de suelos	75
6.5.1 Cámara de aire en PB1	75
6.5.2 Tanque unidireccional en el km. 71+070	76
6.5.3 Torre de oscilación en el km. 30+000	78
6.5.4 Cámara de aire en PB2	79
6.5.5 Tanque unidireccional en el km. 15+000	81
6.5.6 Torre de oscilación en el km. 10+000	83
VII. Análisis de costos	85
Conclusiones y recomendaciones	92
Bibliografía	95

INTRODUCCION



Fisura longitudinal en tubería fallada por sobrepresión, Río Yaqui - Guaymas

En este trabajo se analiza el funcionamiento hidráulico del acueducto Río Yaqui - Guaymas, se abordan las consideraciones para el diseño estructural de los dispositivos de control, así como el análisis de mecánica de suelos, realizado para cada estructura de control que se construirá en el acueducto y finalmente se comentan estrategias para abatir los costos.

El acueducto Río Yaqui - Guaymas se localiza en el estado de Sonora, como se puede apreciar en la figura 1. Este acueducto fue diseñado para abastecer de agua potable a las ciudades de Guaymas y Empalme.

El funcionamiento del acueducto es el siguiente :

A 100 km aproximadamente, de la ciudad de Empalme existe una red de pozos localizada en la vecindad de Río Yaqui, estos pozos abastecen un tanque de cambio de régimen (TCR).

Del TCR fluye a gravedad un gasto máximo de $0.520 \text{ m}^3/\text{s}$ hasta la ciudad de Empalme.

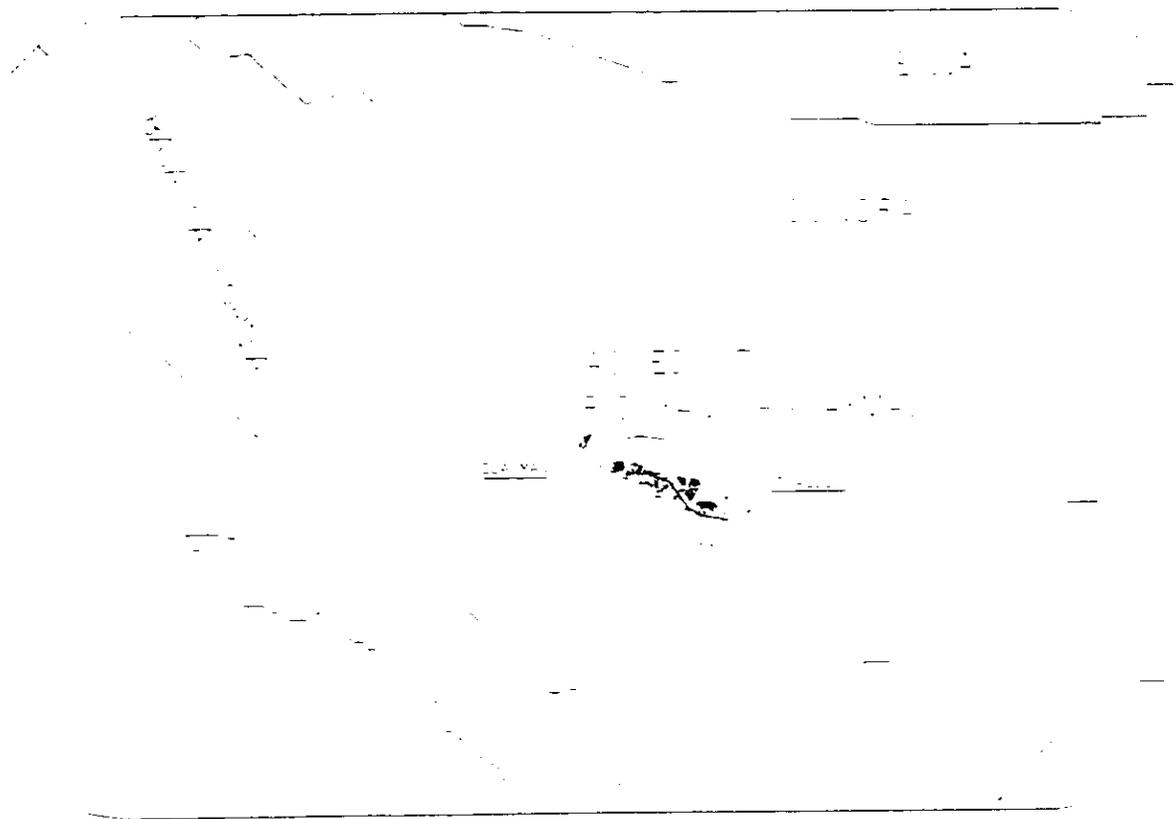


Figura 1



Con la finalidad de satisfacer la creciente demanda de agua potable es necesario incrementar el gasto de entrega a Empalme para lo cual se construyeron dos plantas de bombeo, una en el cadenamiento 72+912 y la otra en el 23+251.

Al intentar el funcionamiento de las plantas de bombeo se produjeron rupturas de la tubería, por lo que fue necesario realizar estudios de transitorios hidráulicos y llegar a determinar las estructuras necesarias para el control de presiones dañinas para el acueducto.

Se consideraron diferentes alternativas de funcionamiento hidráulico en el acueducto, se hizo el análisis sin dispositivos de control y se observó que en las condiciones actuales éste presenta fallas al llenar el acueducto, al arrancar las bombas en la planta de bombeo 1 (PB1), en la planta de bombeo 2 (PB2) así como en el paro de emergencia de dichos equipos de las plantas 1 y 2.

Se hizo el análisis hidráulico proponiendo dispositivos de control para aliviar las sobrepresiones y depresiones encontrando como resultado la necesidad de instalar 2 cámaras de aire en cada planta de bombeo, dos tanques unidireccionales colocados en las partes más elevadas del perfil del terreno, así como dos torres de oscilación.

Para estos análisis se consideraron las diferentes formas de operación en el acueducto, obteniendo resultados para el control adecuado de las presiones dañinas durante transitorios hidráulicos.

Se llegó al dimensionamiento de cada estructura y su ubicación sobre el perfil del acueducto, también se realizaron estudios complementarios para cada tipo de estructura como, análisis de mecánica de suelos obteniendo 5 estructuras con cimentación superficial y una con cimentación compensada.

En cuanto al análisis estructural de acuerdo al manual de diseño de obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE), se consideró el análisis de estabilidad para diferentes condiciones a las que estarán sometidas a lo largo de su vida útil.

Por último se presenta una metodología a seguir referente a los costos en las obras de ingeniería, se mencionan los componentes necesarios para abatir los costos para posteriormente compararlos con el proyecto de Guaymas.

Las conclusiones quedan asentadas al final de este trabajo.

CAPITULO I

TRANSITORIOS HIDRAULICOS EN CONDUCTOS A PRESION



Extracción de tubería fallada por sobrepresión, Río Yaqui - Guaymas.

1.1 Fenómeno transitorio.

El transitorio hidráulico es un fenómeno que se da en un intervalo de tiempo manifestándose con cambios de régimen en el sistema, de un estado de operación a otro.

Un ejemplo es el golpe de ariete produciéndose en los conductos al cerrar o abrir una válvula, al poner en marcha o parar una máquina hidráulica o también al reducir bruscamente el caudal en la conducción; este tipo de acciones da como resultado un incremento de presiones en la proximidad de la maniobra realizada, a esta sobrepresión se le conoce como golpe de ariete.

Otro fenómeno transitorio es el denominado cavitación, se produce cuando la presión en alguna zona de la conducción desciende por debajo de la presión de saturación de vapor de agua, referida a la presión absoluta.

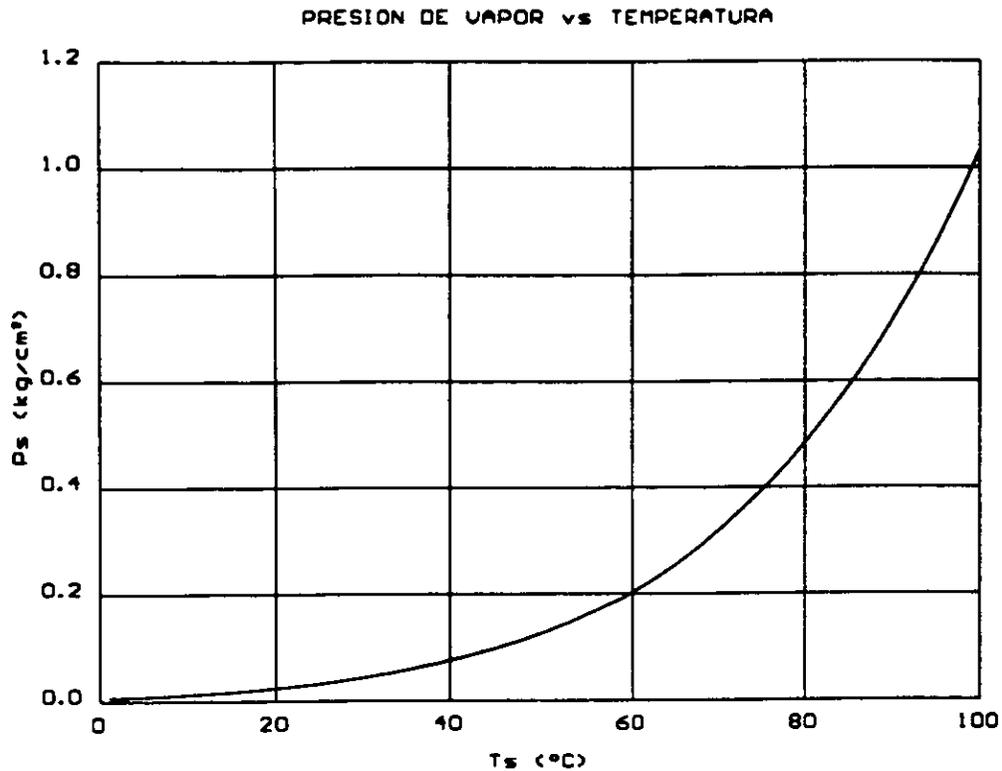
Como sabemos un líquido entra en ebullición a una presión determinada, llamada presión de saturación, P_s , que depende a la temperatura a la que esté el líquido. Así, por ejemplo, el agua a 100 °C entra en ebullición, si la presión es $P_s = 1.033 \text{ kg/cm}^2 = 760 \text{ mmHg}$, la cual corresponde a la presión atmosférica a 0 °C y a nivel del mar; y a 25 °C puede también hervir si la presión absoluta baja hasta el valor $P_s = 0.0323 \text{ kg/cm}^2$. Ver tabla 1.1.

Así el comienzo de la ebullición del agua es también el comienzo del fenómeno de la cavitación. Este fenómeno puede producirse tanto en estructuras hidráulicas estáticas (tuberías, venturís, etc.) como en máquinas hidráulicas (bombas, hélices, turbinas).

Ts (°C)	Ps (kg/cm ²)	mca
1	0.0067	0.0670
3	0.0077	0.0772
5	0.0089	0.0889
10	0.0125	0.1251
15	0.0174	0.1738
20	0.0238	0.2383
25	0.0323	0.3229
30	0.0458	0.4580
35	0.0573	0.5733
40	0.0752	0.7520
45	0.0977	0.9771

Ts (°C)	Ps (kg/cm ²)	mca
50	0.1258	1.2578
55	0.1605	1.6050
60	0.2031	2.0310
65	0.2550	2.5500
70	0.3178	3.1780
75	0.3931	3.9310
80	0.4829	4.8290
85	0.5894	5.8940
90	0.7149	7.1490
95	0.8619	8.6190
100	1.0332	10.3320

Tabla 1.1 Presión de saturación P_s del vapor de agua a diversas temperaturas, T_s .



Curva de saturación en el agua.

1.2 Problemas ocasionados por el fenómeno transitorio.

Una vez establecidos los gastos de operación del acueducto, se estará en posibilidad de efectuar el análisis de los fenómenos transitorios provocados por eventos que alteran súbitamente el flujo en alguna sección de la conducción. Los diversos problemas que surgen en conducciones de agua a presión debidos a fenómenos transitorios, son de tres tipos:

- sobrepresión
- depresión
- sobrevelocidad en las máquinas

1.2.1 Sobrepresión.

Se denomina sobrepresión a toda presión superior a la de trabajo en cualquier punto de una conducción a presión. Se considera que esto es un problema, pues una sobrepresión provoca un incremento de tensiones en el material de la tubería que se puede prever desde el proyecto, a fin de evitar que se produzcan deformaciones plásticas o roturas en la instalación.

Al realizar los cálculos deberá establecerse una cota de presiones máximas admisibles a todo lo largo de la tubería. La suma de la cota de elevación de cada uno de los puntos más la resistencia de la tubería dan como resultado la línea de resistencia.

Al determinar la clase, es decir, la presión manométrica que soporta la tubería, los fabricantes no establecen diferencias entre presiones estacionarias y transitorias: por lo tanto, es aconsejable que desde el diseño se señale la clase de cada tramo de tubería, por encima de la presión manométrica máxima (estacionaria o transitoria) que el tramo deberá soportar cuando forme parte de la conducción.

Al elegir la clase de tubería deberá tenerse en cuenta su costo: a mayor resistencia, mayor costo, pero habrá menos problemas de sobrepresiones transitorias, y en consecuencia, menor erogación en el sistema de control para transitorios hidráulicos; y a la inversa, una resistencia menor disminuirá los costos, pero los aumentará en dichos sistemas de control (véanse figuras 1.1 y 1.2).

INSTALACION SEGURA FRENTE A SOBREPRESIONES

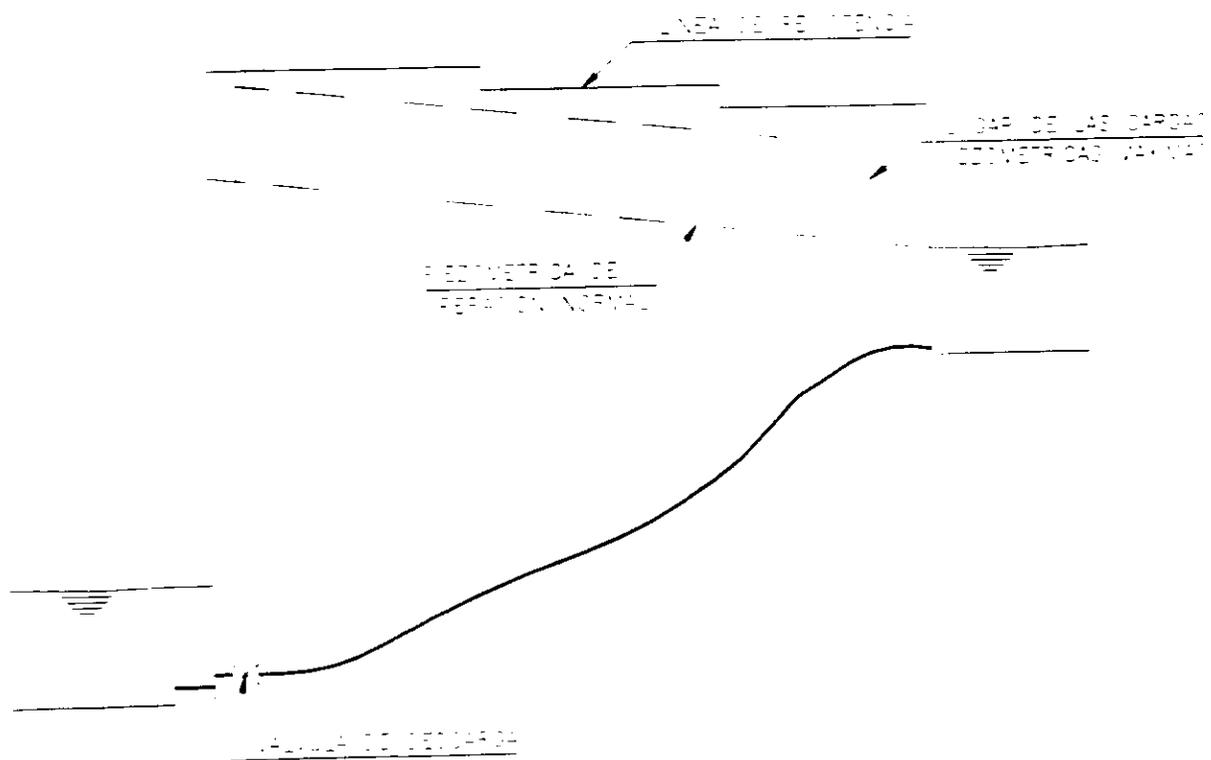


Figura 1.1

En este esquema se muestra una instalación segura frente a sobrepresiones, ya que tanto la piezométrica de operación normal como la de presiones máximas se localizan por debajo de la resistencia que tiene la tubería.

INSTALACION CON RIESGO DE FRACTURA FRENTE A SOBREPRESIONES

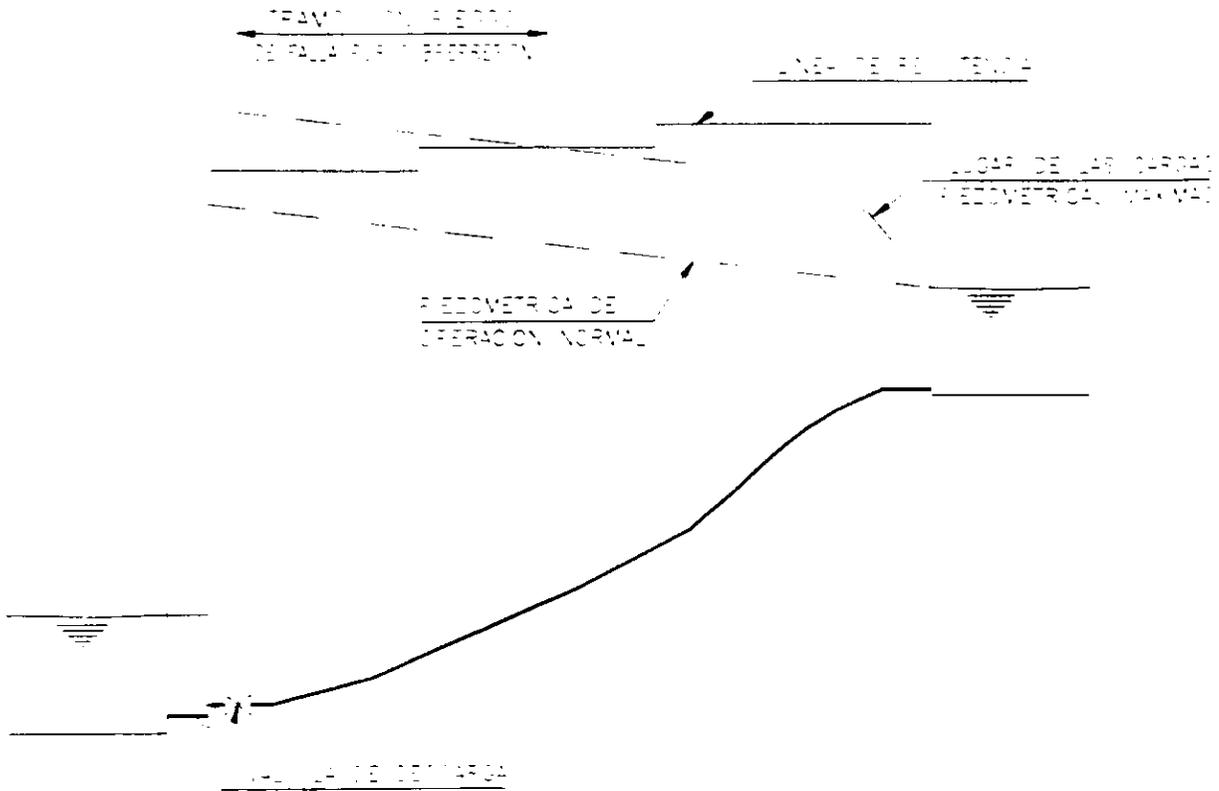


Figura 1.2

Este tipo de instalación muestra la posible falla de la tubería frente a sobrepresiones, debido a que la línea de resistencia de la tubería no es suficiente para contener el efecto de sobrepresiones.

1.2.2 Depresión.

Se considera depresión a toda presión absoluta menor que la atmosférica. Si la tubería está enterrada, la presión media exterior que tolera es mayor que la atmosférica, dependiendo del tipo de suelo y de la profundidad. En el diseño estructural de este tipo de instalaciones habrá que tomar en cuenta dichos factores para que cuando la tubería se encuentre vacía haya una resistencia a la presión exterior con la atmosférica que está en el interior.

Los problemas de depresión se presentan cuando ocurre un paro accidental en una planta de bombeo o por el cierre rápido de una válvula, aguas abajo de estos dispositivos se genera una onda de baja presión la cual puede ocasionar problemas en la conducción, estos problemas pueden clasificarse en tres tipos dependiendo de su importancia:

- Colapso de la tubería
- Separación de la columna líquida
- Entrada de aire en la tubería

Colapso de la tubería.

Al reducirse la presión interior y alcanzar valores por debajo de la presión media exterior, el tramo de tubería afectada trabajará a la compresión en el sentido de las tensiones según la circunferencia. Si éstas son suficientemente altas, se producirá un fenómeno de pandeo en la pared del tramo hasta llegar al colapso (véase figura 1.3).

FALLA DE LA TUBERIA POR DEPRESION

TUBERIA EN DEPRESION

TUBERIA COLAPSADA

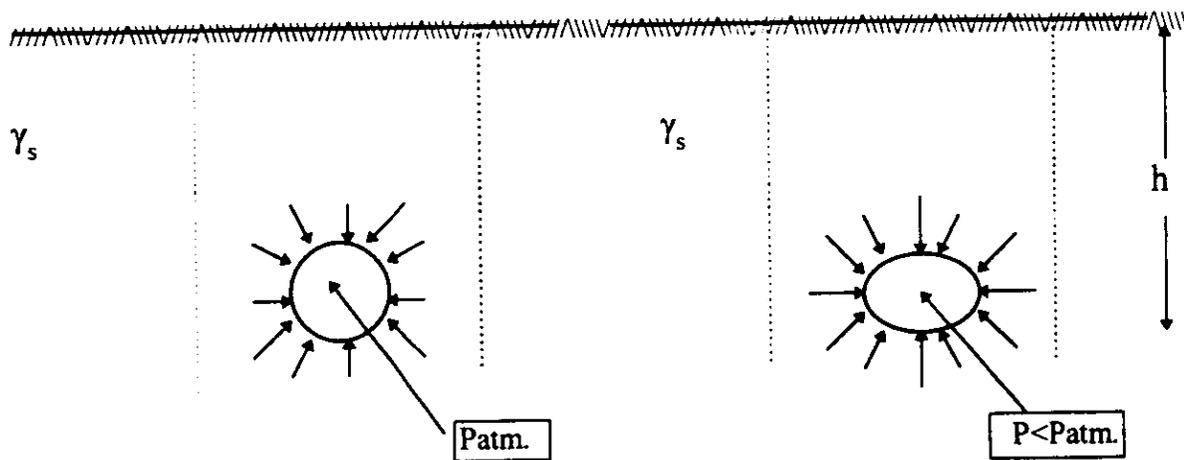


Figura 1.3

No es fácil establecer la presión mínima que pueda provocar esto último, ya que una vez colocada la tubería, la forma de su perímetro puede sufrir modificaciones, y de acuerdo con la forma resultante, será más o menos sensible el colapso.

Separación de la columna líquida.

Si la resistencia de la tubería a la compresión es suficiente para evitar un colapso, el descenso de la presión interior puede producir la vaporización del agua a la temperatura ambiente; cuando la presión absoluta se aproxima a 0.24 mca para una temperatura ambiente de 20°C, el líquido se transforma en gas y se crean burbujas de tamaños diversos en el agua (ver tabla 1.1).

La presión de la vaporización está en función de la altura sobre el nivel del mar y de la temperatura del líquido, y en sí no constituye un problema, pero sí puede serlo después, cuando la burbuja producida inicialmente por una onda de depresión sea sometida a una presión superior a la de vaporización, lo que reducirá con mucha rapidez su volumen, provocando que las columnas líquidas separadas por ella choquen violentamente. Para evaluar el incremento de presión que sobrevendría por el choque se emplea la relación de Joukowsky.

$$|\Delta h| = \frac{a}{gA} |\Delta Q|$$

Donde, para este caso, se tiene que $|\Delta Q|$ puede aproximarse como:

$$|\Delta Q| = \frac{Q_1 + Q_2}{2}$$

En la que Q_1 y Q_2 representan los gastos en los extremos, aguas arriba y aguas abajo de la burbuja, respectivamente.

Al observar que $a \approx 1000 \text{ m/s}$ y $g \approx 10 \text{ m/s}^2$, puede apreciarse que para $\frac{\Delta Q}{A} \approx 1 \text{ m/s}$, se tiene un Δh del orden de 100 mca. Por ello, en las conducciones que no estén diseñadas especialmente, debe evitarse el fenómeno de la reintegración de la columna líquida. (véase figura 1.4).

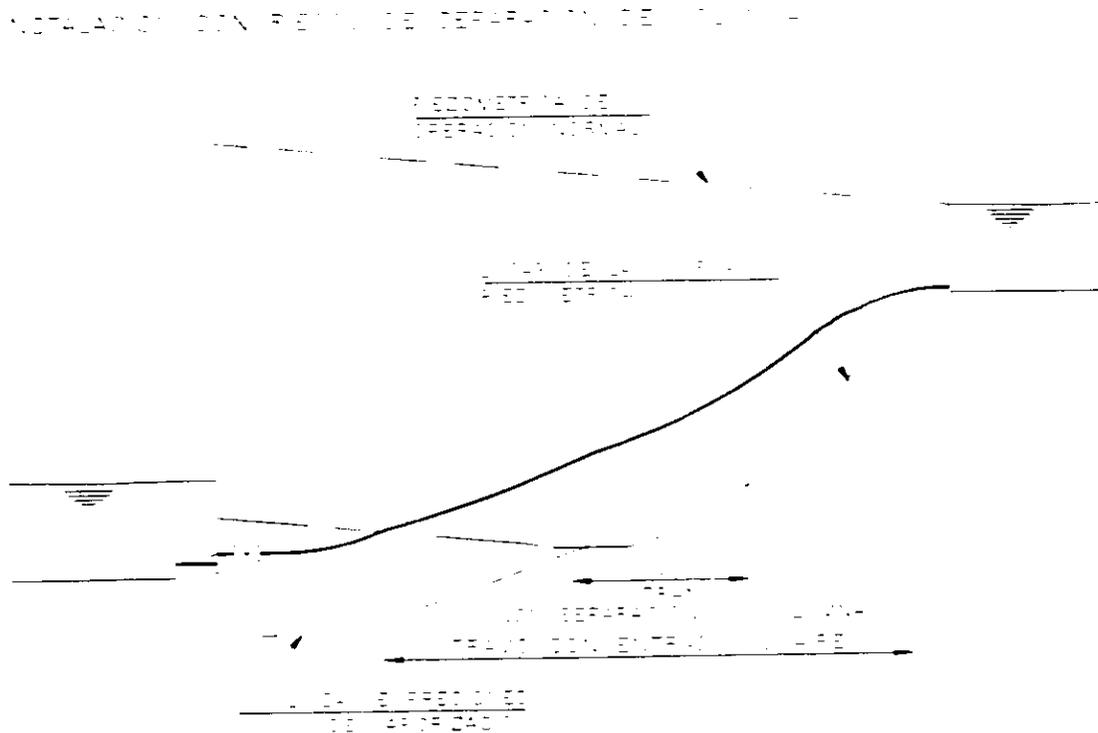


Figura 1.4

Entrada de aire en la tubería.

La entrada de aire en las tuberías puede realizarse a través de las válvulas de admisión y expulsión de aire cuando la presión en el interior de la tubería es menor que la exterior. En principio hay que impedir dicha entrada, ya que se pierde toda predicción sobre el comportamiento del agua en el interior de la tubería y puede generarse la implosión de burbujas.

En la figura 1.4 se ejemplifica una conducción con riesgo de separación de columna en un tramo determinado y con riesgo de entrada de aire en un tramo de mayor longitud.

De lo anterior se deduce que en un acueducto bien diseñado la línea de resistencia es superior en cada punto, a la presión máxima y la presión mínima debe ser mayor que la presión atmosférica (véase figura 1.5), es decir la línea de piezométricas mínimas debe quedar por encima del perfil de la conducción.

ACUEDUCTO BIEN DISEÑADO

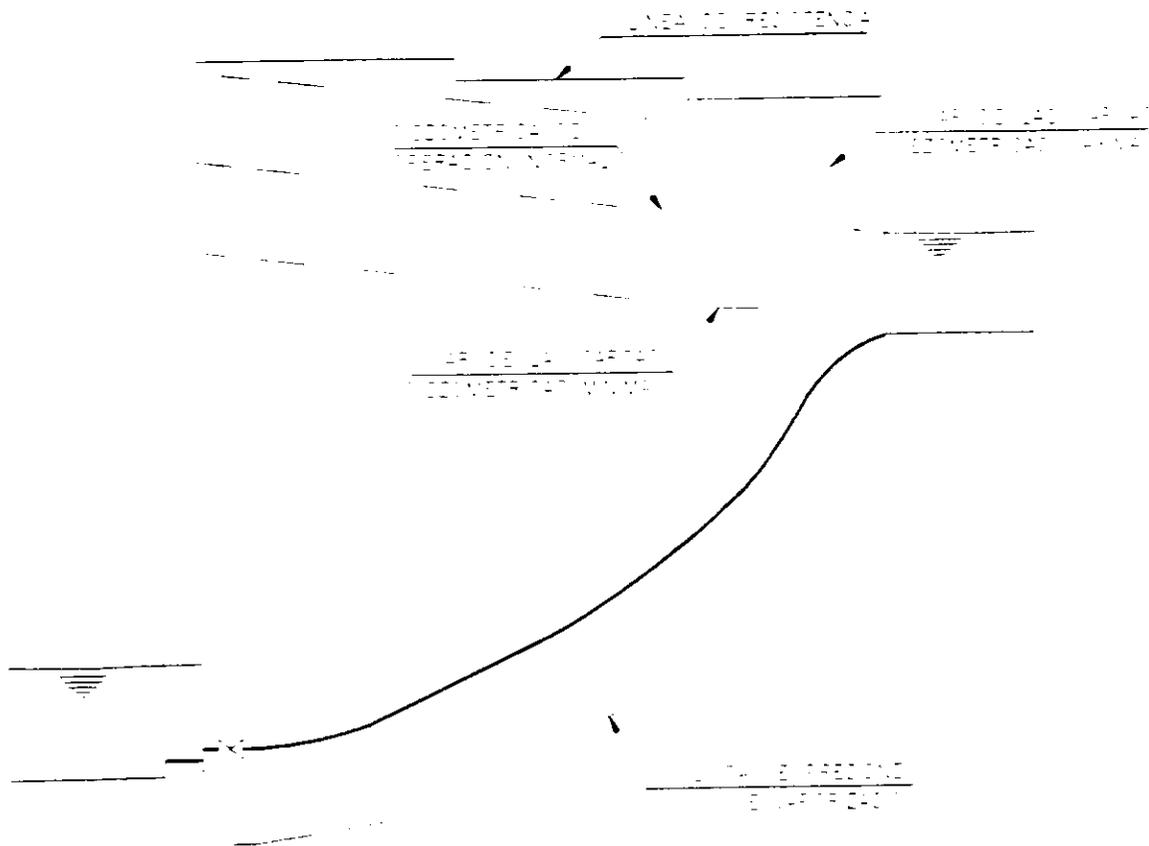


Figura 1.5

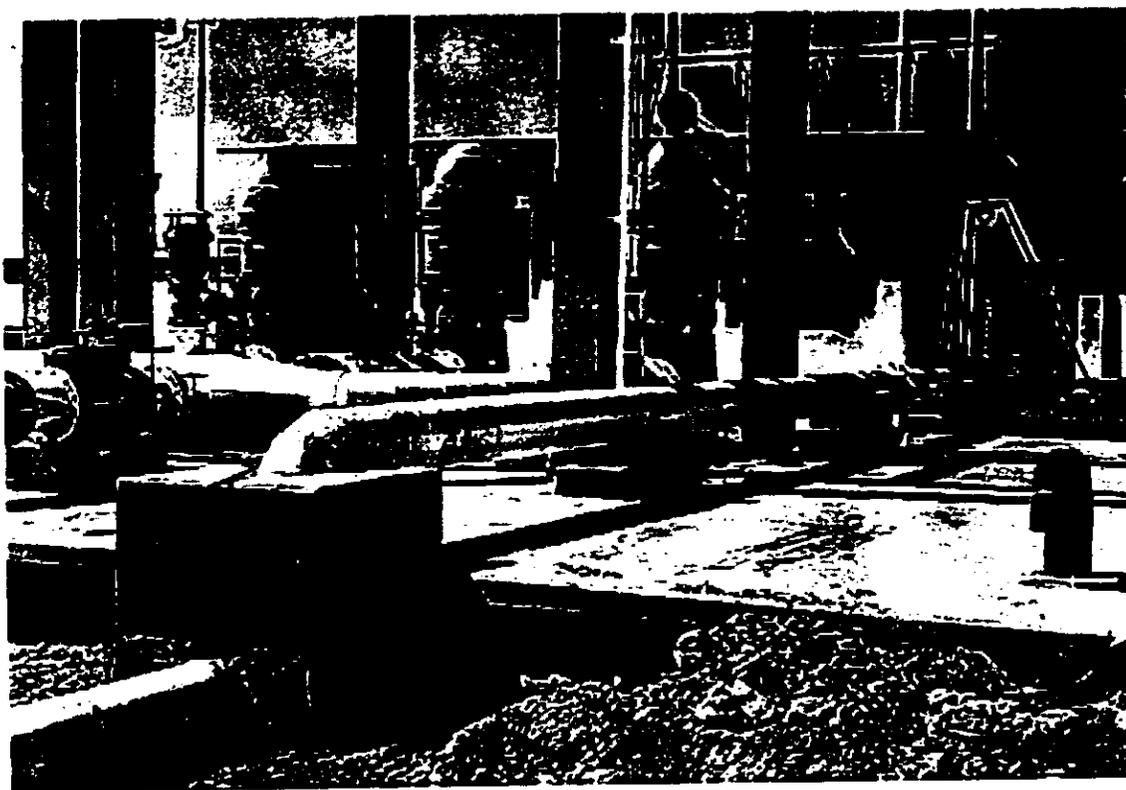
1.2.3 Sobrevelocidad en las máquinas.

Cuando hay un paro accidental debido al corte de la energía eléctrica, las bombas hidráulicas quedan condicionadas a la acción combinada del flujo (que en un acueducto ascendente tiende a invertirse) y de la inercia de las masas en rotación. De esta acción casi siempre se deriva una inversión de velocidad en la máquina, que comienza a girar al revés al cabo de unos cuantos segundos. Es obvio que si esta velocidad aumenta por encima de la de régimen, las partes que giran serán sometidas a esfuerzos proporcionales, debido a la fuerza centrífuga, como lo es la aceleración centrípeta a N^2 , donde N es la velocidad angular de rotación.

En consecuencia, si por ejemplo, $\frac{N}{N_R} = 1.4$, siendo N_R la velocidad angular de diseño, o de régimen, se tendrán en las partes rotantes esfuerzos duplicados en comparación con los de un funcionamiento normal. Si este fenómeno persiste mucho tiempo, las piezas sufrirán un mayor desgaste que el normal, como cuando una válvula de descarga queda abierta y el flujo se regresa de la línea de conducción al tanque de succión a través de la máquina, para evitar esto es necesario colocar una válvula en la descarga de la bomba y cuando ocurra el paro del equipo de bombeo cerrarla y así evitar que el flujo se regrese por la bomba.

CAPITULO II

DESCRIPCION GENERAL DEL ACUEDUCTO RIO YAQUI - GUAYMAS



Vista general del equipo de bombeo de la planta 1. Río Yaqui - Guaymas

Con la finalidad de satisfacer la creciente demanda de agua potable y mejorar su calidad en las ciudades de Guaymas y Empalme, Sonora, la Comisión Nacional del Agua construyó el Acueducto Río Yaqui - Guaymas.

El proyecto considera enviar agua desde una red de 7 pozos en el Río Yaqui (RY) localizada aproximadamente a 100 km. de la ciudad de Guaymas. El agua de los pozos es concentrada en un tanque superficial de 4.0 m. de altura en la Estación Corral, definido como tanque de cambio de régimen (TCR). Posteriormente mediante una línea de 36" de diámetro y 100 km. de longitud, aproximadamente, se lleva el agua hasta otro tanque ubicado en la ciudad de Empalme, para desde ahí hacer su distribución.

El diseño de la línea de 36" de diámetro considera el tránsito de 520 lts / s a gravedad, o bien 850 lts / s por bombeo utilizando dos plantas intermedias ubicadas a lo largo de la conducción : PB1 en el cadenamamiento 72+912 y PB2 en el 23+251, cabe mencionar que el inicio del acueducto está en el kilometro 100+900 ubicado en el TCR y concluye en el tanque de entrega Empalme en el cadenamamiento 2+436.

A la altura de la PB2, se interconecta la descarga de una red de pozos proveniente de la región conocida como Boca Abierta (BA) que aporta un gasto de 150 lts / s, por lo que el caudal entregado a la ciudad puede ser de hasta 1000 lts / s.

Durante los meses de enero a agosto de 1993 se inició el llenado de la conducción, detectándose durante las maniobras por lo menos 11 rupturas a todo lo largo de la tubería de conducción.

En agosto del mismo año entró en operación la primera etapa y el acueducto pudo entregar un gasto de 520 lts / s a gravedad desde el tanque de cambio de régimen hasta el tanque de entrega. Los problemas continuaron y hasta el mes de abril de 1995, se detectaron 5 rupturas adicionales de la tubería.

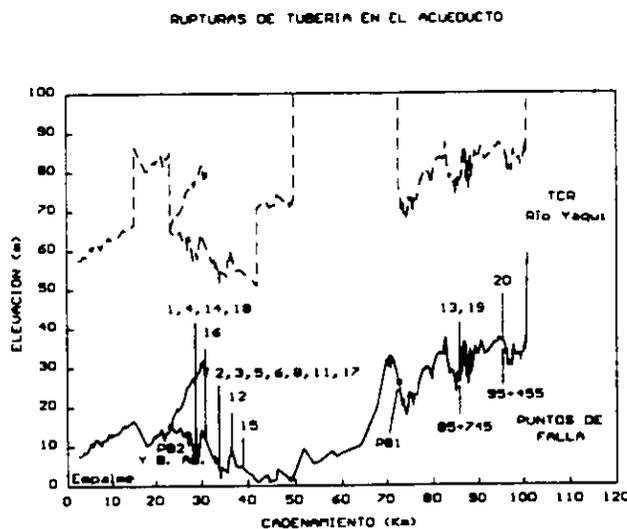
Con la finalidad de incrementar el gasto, en el mes de mayo de 1995, se inició la segunda etapa con la operación de la planta de bombeo 2. En los meses de Junio y Septiembre de ese año, se presentaron 2 rupturas más. Ver tabla 2.1

En marzo de 1996 se iniciaron las pruebas de aceptación de equipos en la planta de bombeo 1 y los días 12 y 27 de ese mes se presentaron nuevas rupturas de la tubería, fallas que se detectaron inmediatamente después de poner en operación un equipo en dicha planta, impidiendo con ello la terminación de los trabajos de aceptación de las bombas.

Numero de falla	Fecha (día/mes/año)	Cadenamiento	Forma de operación del acueducto
1	08/02/93	28+415	Llenado de tubería
2	24/03/93	34+060	
3	01/04/93	34+060	
4	09/04/93	28+400	
5	13/04/93	34+300	
6	17/04/93	35+090	
7	01/07/93	101+950	
8	07/07/93	34+940	
9	15/07/93	101+890	
10	15/08/93	101+500	
11	18/08/93	34+510	
12	24/10/93	36+350	Operación a gravedad
13	27/10/93	85+735	
14	01/05/94	28+405	
15	08/07/94	39+300	
16	14/04/95	31+030	Inicio de PB2
17	21/06/95	34+060	
18	13/09/95	28+395	Pruebas en PBI
19	12/03/96	85+745	
20	27/03/96	95+455	

Tabla 2.1

En la gráfica 2.1 se localizan, en un esquema del acueducto, las fallas indicadas en la tabla 2.1.



Gráfica 2.1

Los problemas de rupturas de tubos en el acueducto están asociados a deficiencias de diseño.

Al suspender el bombeo en los pozos de Río Yaqui, deja de fluir el agua hacia el tanque de cambio de régimen (TCR) y el acueducto no está equipado para evitar el flujo a gravedad hacia la ciudad de Guaymas, por lo que se produce un vaciado de muchos kilómetros de longitud de tubería.

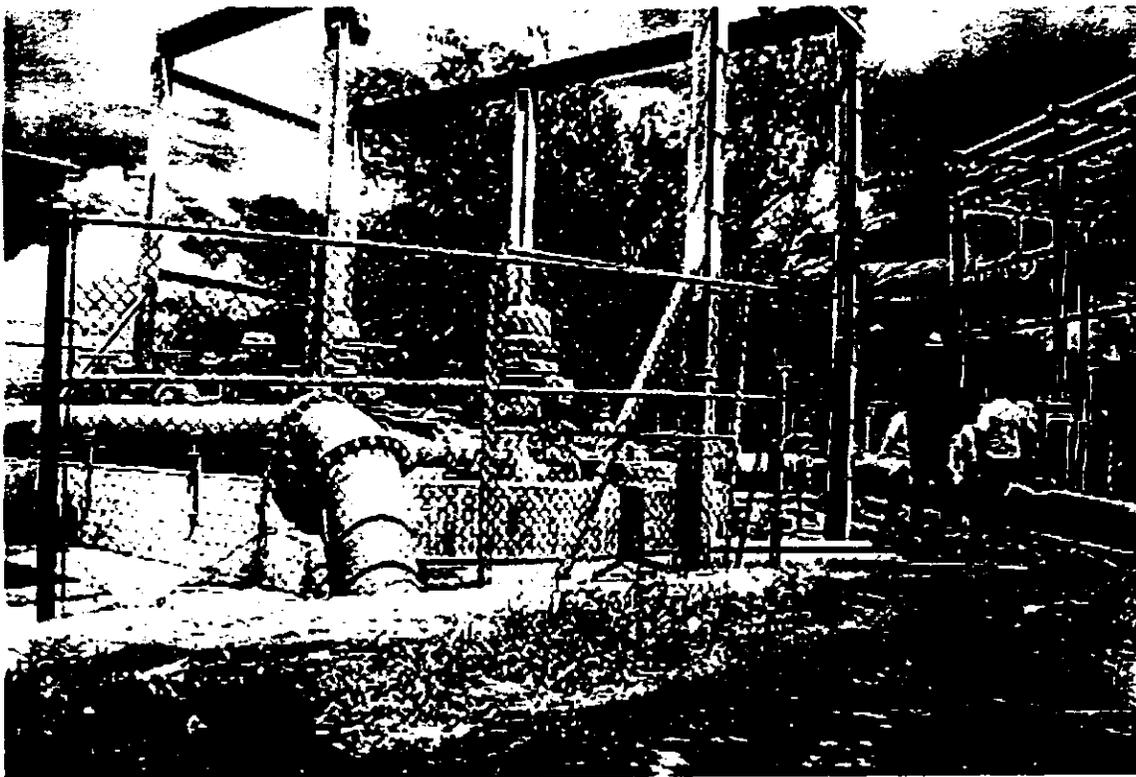
La restitución del servicio es una maniobra difícil que presenta muchos riesgos por el cierre brusco de las válvulas de expulsión de aire y por la compresión violenta de burbujas de aire atrapadas en el interior de los tubos. El cálculo de sobrepresiones por compresión de aire es muy difícil de realizar, pues depende mucho de la ubicación de las burbujas y el volumen de aire que queda atrapado. La mejor receta para evitar problemas es el llenado lento de la tubería, pero se contraponen con las necesidades de servicio del acueducto y pocas veces es respetado.

La puesta en operación de las bombas de la planta 1 (PB1) es una maniobra que no puede realizarse bajo el esquema actual del acueducto. Al arrancar una bomba en PB1, el flujo que escurre a gravedad desde el TCR es bruscamente frenado a la altura de PB1, lo cual genera un fuerte golpe de ariete que recorre la tubería a contraflujo y que impone presiones superiores a la resistencia en varios tramos de la conducción.

El arranque de una bomba en PB1, también produce variaciones importantes de presión en el tramo comprendido entre PB1 y PB2, con magnitudes suficientes para rebasar, en algunas secciones, la presión de trabajo de la tubería. Al llegar al cárcamo de PB2, la perturbación de presión positiva es reflejada en forma de perturbación de presión negativa con magnitud suficiente para inducir presiones negativas y, en el mejor de los casos, ingreso de aire. La falla de válvulas de admisión y expulsión de aire llevaría a la posibilidad de succión de sellos entre los tubos o a la formación de burbujas, que al ser comprimidas por la fluctuación de la presión podrían generar muy fuertes presiones transitorias con posibilidad de reventar tubos.

CAPITULO III

ANALISIS HIDRAULICO SIN DISPOSITIVOS DE CONTROL DEL ACUEDUCTO RIO YAQUI - GUAYMAS

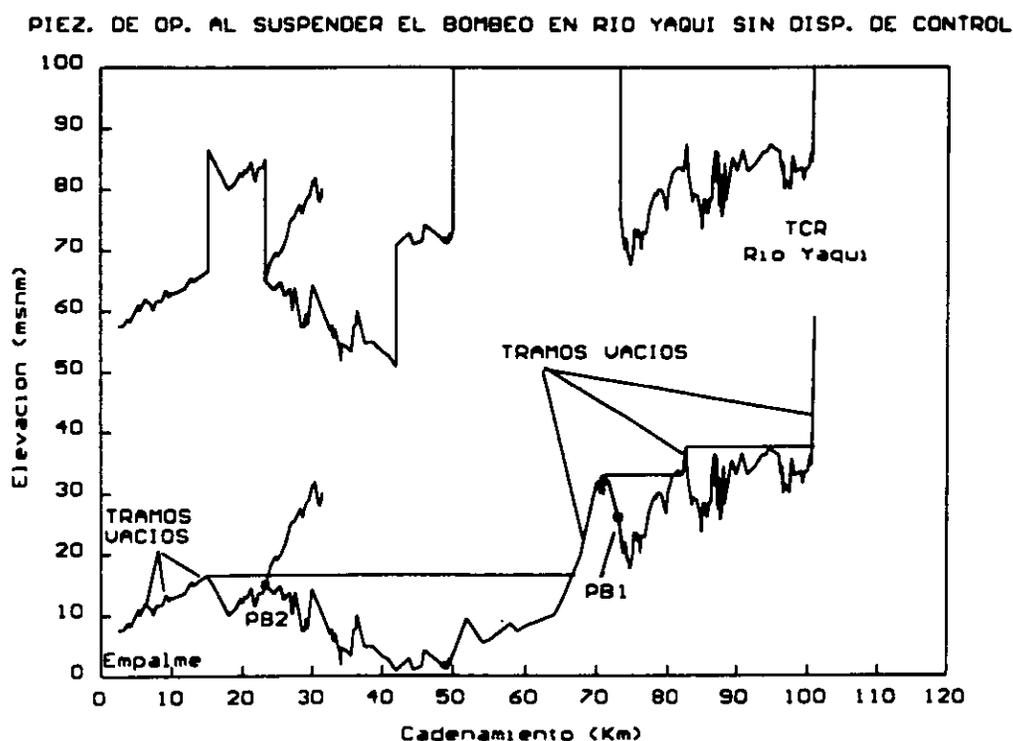


Esquema típico de rebombeo, Nogales Sonora

En este capítulo se mostrará cómo se vacían algunos tramos de tubería cuando los pozos de Río Yaqui dejan de operar, los transitorios que se producen cuando la operación del acueducto cambia de operación a gravedad a operación por bombeo y al dispararse los equipos. Y se verá por qué el sistema no está diseñado para soportar tales transitorios hidráulicos.

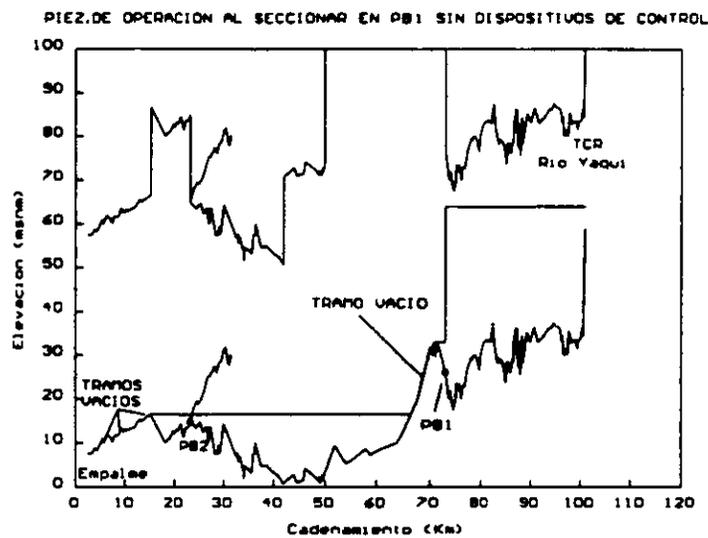
3.1 Suspensión del bombeo en los pozos de Río Yaqui.

Al suspender el bombeo en los pozos de Río Yaqui, el acueducto se vacía en tramos de longitud considerable, aguas abajo del TCR, como se muestra en la gráfica 3.1.



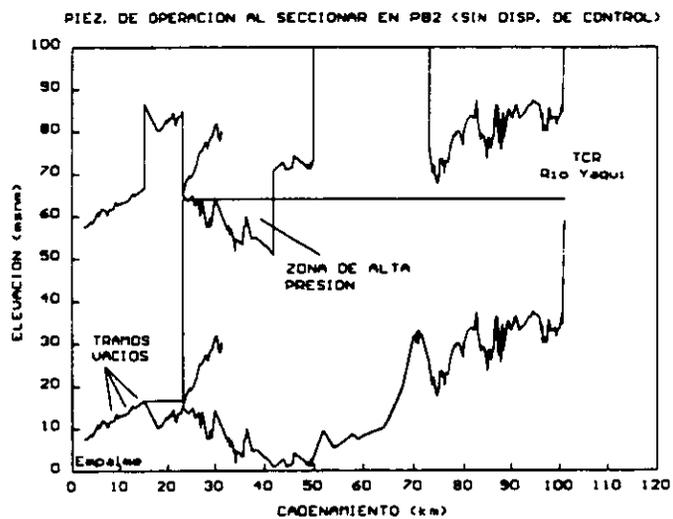
Gráfica 3.1

Tal como está diseñado actualmente el acueducto, el seccionamiento de la tubería no puede hacerse utilizando válvulas instaladas en las plantas de bombeo. Al cerrar los seccionamientos localizados en PB1 se vaciaría el tramo comprendido entre los cadenamientos 66+000 y 71+000 y algunos tramos en el tanque Empalme y el cadenamiento 20+000, ver gráfica 3.2.



Gráfica 3.2

Si se seccionara en PB2, se vaciarían tramos de la tubería comprendidos entre el tanque Empalme y el cadenamiento 15+000 y, peor aún, la piezométrica a gasto nulo impuesta por el TCR rebasaría la resistencia de la tubería entre los kilometrajes 26 a 41. tal como lo muestra la gráfica 3.3



Gráfica 3.3

En consecuencia sería necesario acondicionar el acueducto para evitar el vaciado de la tubería a través de seccionamientos y tanques de regulación que eviten la instalación de presiones superiores a la resistencia de la tubería.

3.2 Arranque de equipos de bombeo.

En la figura 3.1 se muestra el arreglo de PB1, donde se aprecia el circuito de recirculación.

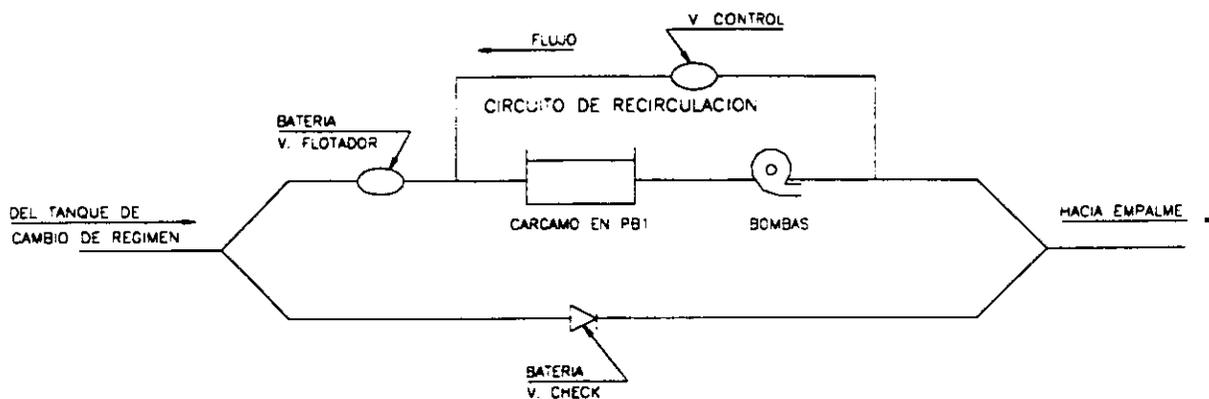
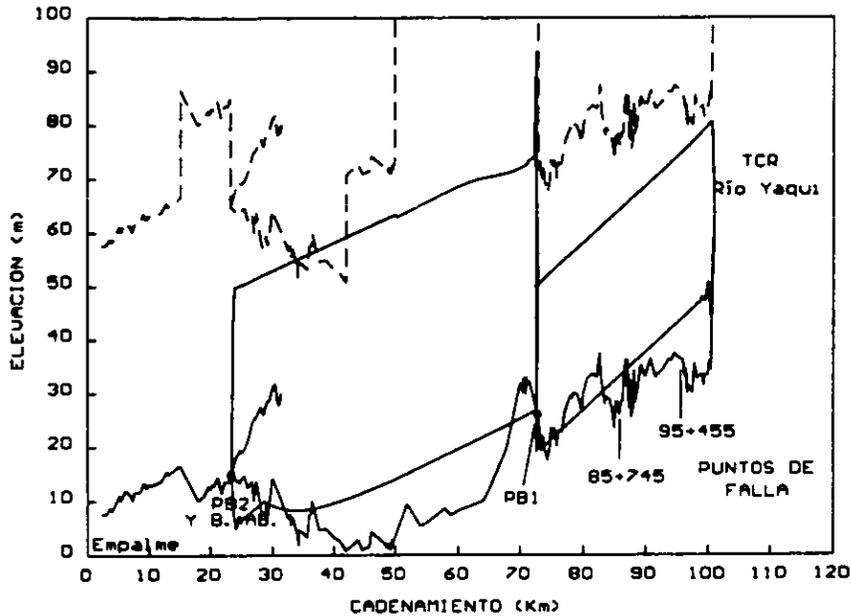


Figura 3.1

3.2.1 Arranque en PB1.

Las envolventes de presiones extremas generadas por el arranque de una bomba en PB1 con el cárcamo abierto, se muestran en la gráfica 3.4. Se observa cómo al abrir el cárcamo antes de arrancar la bomba, la presión aguas abajo de la planta cae por debajo de la cota de terreno y la onda de alta presión, que se genera al arrancar el equipo, viaja hacia PB2 con una magnitud mayor que la resistencia de la tubería rebotando, en su cárcamo, como onda de baja presión que regresa hacia PB1 con magnitud menor que la cota del terreno. Esta maniobra produciría entrada de aire en la tubería en los tramos comprendidos entre los cadenamientos 72+912 a 83+000 y 23+250 a 31+000 y posibles rupturas de la tubería alrededor del cadenamiento 40+000.

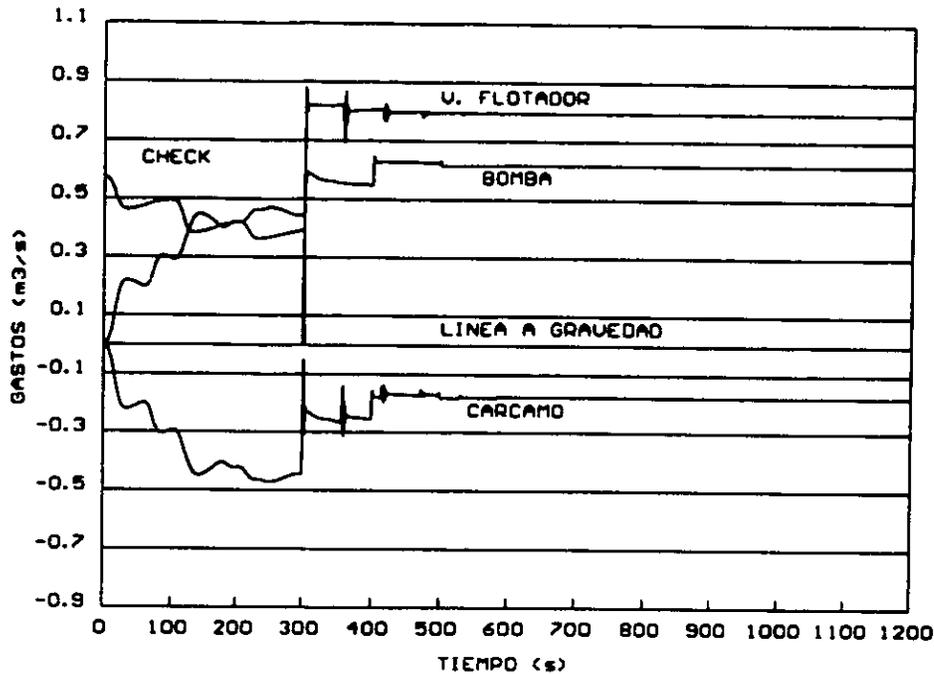
ARRANQUE DE UN EQUIPO SIN DISP. DE CONTROL DE TRANSITORIOS (CARCAMO ABIERTO)



Gráfica 3.4

En la gráfica 3.5 se puede observar la secuencia seguida en la simulación del arranque de este equipo. En el tiempo $t=0$ s. fluye un gasto de 520 lt/s a través de la válvula check. en ese instante se abre la válvula de flotador del cárcamo permitiendo la entrada de agua a éste y disminuyendo el flujo de la línea a gravedad, en el instante $t=300$ s, se arranca la bomba, se cierra la válvula check (flujo a través de la línea a gravedad se hace cero) y se instala un gasto de 0.62 lt/s, aproximadamente. en la línea.

ARRANQUE DE UN EQUIPO SIN DISP. DE CONTROL DE TRANSITORIOS (CARCAMO ABIERTO)



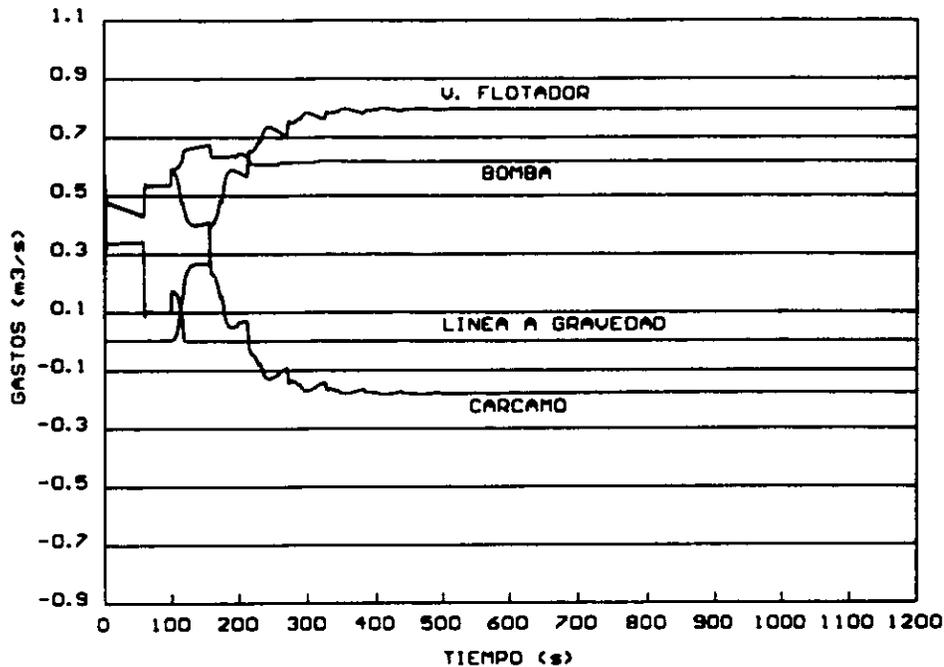
Gráfica 3.5

Durante el análisis del funcionamiento del acueducto, también se probó si es posible arrancar el primer equipo en PB1 con el cárcamo cerrado. Para esta prueba se simuló el arranque siguiendo la siguiente secuencia (ver gráfica 3.6).

En el tiempo $t=0$ s, se arranca la bomba y hasta $t=120$ s se abre la válvula de flotador del cárcamo. En la gráfica 3.6 se observa cómo el agua que pasa por la bomba se toma del cárcamo hasta el momento en que se abre la válvula de flotador (a los 120 s), el gasto que pasa a través de la válvula check (en la línea a gravedad) disminuye de 520 lt/s a 320 lt/s, luego vuelve a disminuir hasta 100 lt/s y en el momento en que comienza a abrir la válvula de flotador, se cierra la check.

Después de que cerró la válvula check y abrió totalmente la válvula de flotador, toda el agua que proviene del TCR pasa por la válvula de flotador, 190 lt/s se van hacia el cárcamo y 630 lt/s son bombeados.

ARRANQUE DE UN EQUIPO SIN DISP. DE CONTROL DE TRANSITORIOS (CARCAMO CERRADO)



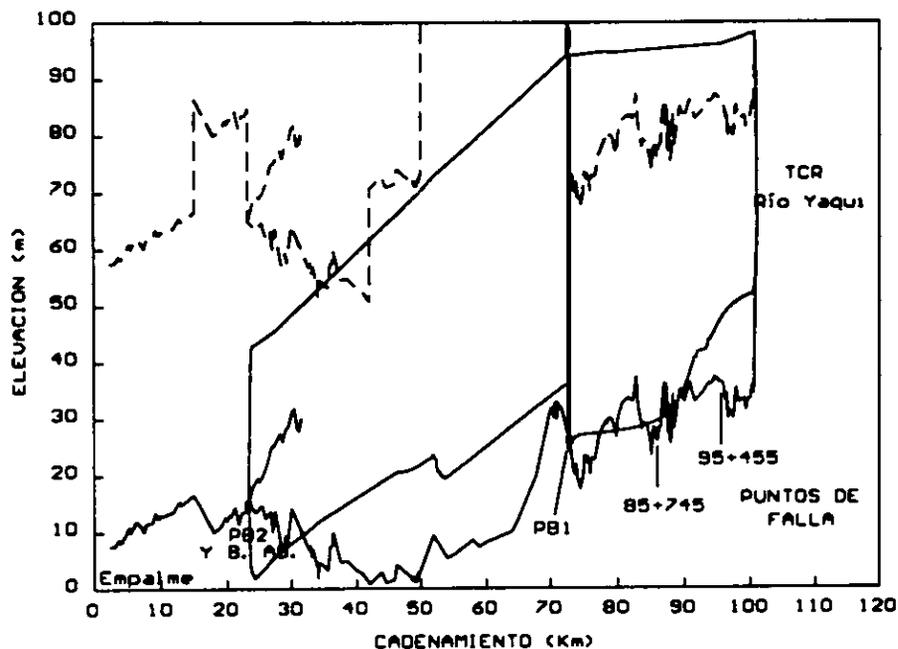
Gráfica 3.6

En la gráfica 3.7, se observan las piezométricas máximas y mínimas que se presentan durante el arranque del primer equipo en PB1 bajo las condiciones que se indicaron.

Ahí se aprecia que al arrancar el primer equipo con el cárcamo cerrado, la onda de alta presión generada por el arranque, produce el cierre de las válvulas check, colocadas en la línea a gravedad, frenando la columna de agua y produciendo un fuerte golpe de ariete que se traslada en sentido contrario al flujo imponiendo altas presiones en la tubería en el tramo TCR - PB1, el rebote de esta onda de baja presión que corta el perfil del terreno entre el cadenamiento 90+000 y PB1. En la figura 3.1 se muestra un esquema del arreglo en PB1.

Esta misma onda de alta presión, al viajar hacia PB2, tiene una magnitud mayor que la resistencia de la tubería a la altura del cadenamiento 40+000. Al rebotar en el cárcamo de PB2, regresa hacia PB1 como onda de baja presión cortando la cota del terreno entre los cadenamientos 23+000 y 30+000.

ARRANQUE DE UN EQUIPO SIN DISP. DE CONTROL DE TRANSITORIOS (CARCAMO CERRADO)



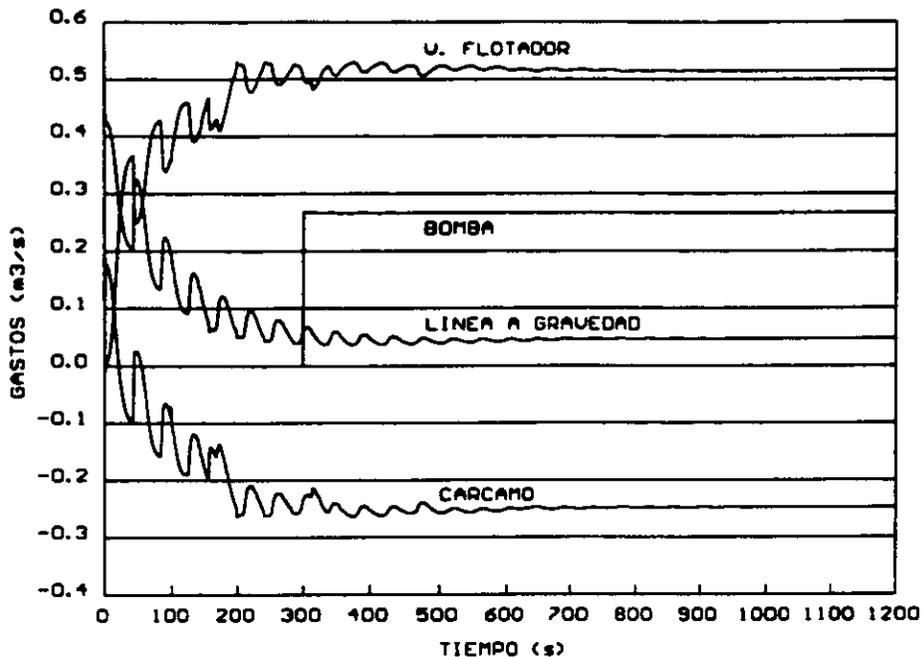
Gráfica 3.7

3.2.2 Arranques en PB2.

Al igual que PB1, se hizo un análisis de transitorios que se generan al arrancar un equipo en PB2 con el cárcamo abierto y con el cárcamo cerrado.

Arranque del primer equipo con el cárcamo abierto. Esta simulación se realizó siguiendo la siguiente secuencia. Ver la gráfica de gastos de la gráfica 3.8.

BOMBA DE 150 l/s ARRANCA CON EL CARCAMO ABIERTO, SIN DISPOSITIVOS DE CONTROL

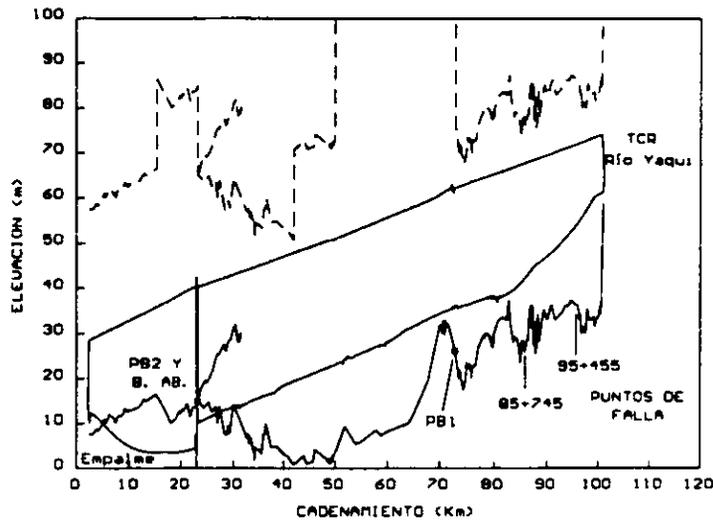


Gráfica 3.8

En el tiempo $t=0$ s, se abre la válvula de flotador a la entrada del cárcamo, el gasto que fluía por la línea a gravedad disminuye de 520 lt/s a 50 lt/s a medida que aumenta el gasto que atraviesa la válvula de flotador. En $t=300$ s se enciende la bomba y parte del agua que pasa por la válvula de flotador se dirige hacia el cárcamo y el resto es bombeada.

Al abrir una válvula de flotador en el acceso al cárcamo de PB2, antes de arrancar un primer equipo, se logra un alivio significativo en las presiones extremas generadas por el golpe de ariete en el tramo aguas arriba de PB2, como se ilustra en la gráfica 3.9. Sin embargo, en el tramo aguas abajo, desde PB2 hasta el tanque de rebombeo en Empalme, pueden generarse presiones negativas que propicien el ingreso de aire a la conducción.

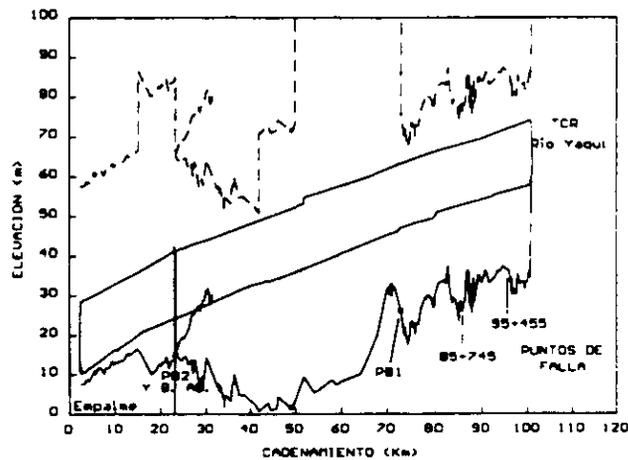
BOMBA DE 150 lt/s ARRANCA CON EL CARCAMO ABIERTO, SIN DISPOSITIVOS DE CONTROL



Gráfica 3.9

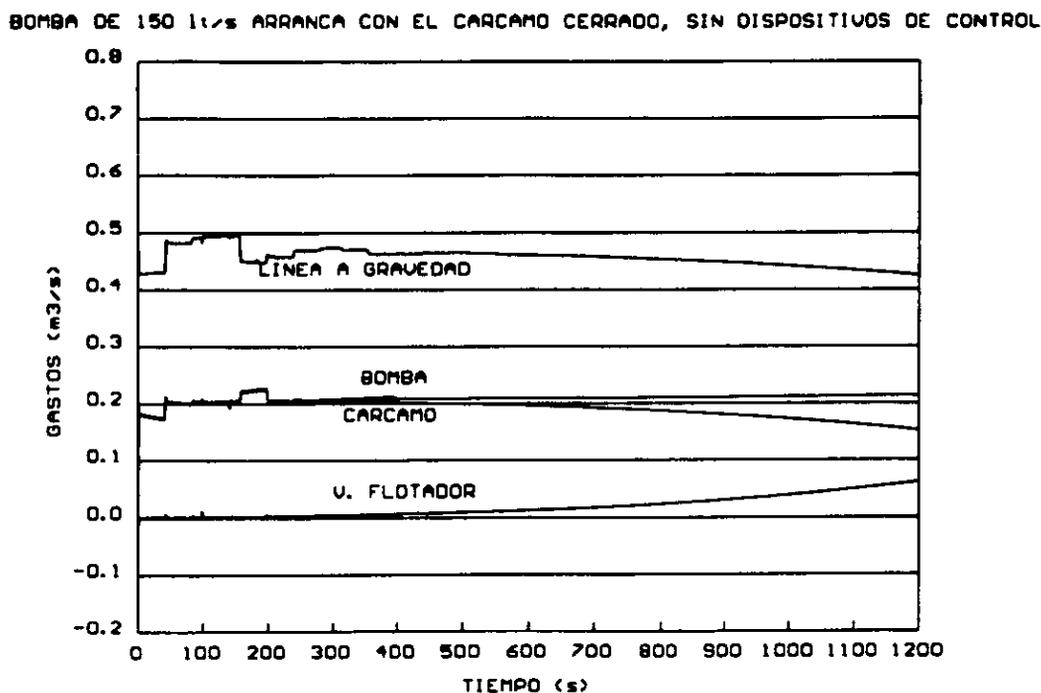
Sin embargo, el arranque de un primer equipo de 150 lt/s en PB2 se puede realizar si se arranca la bomba con el cárcamo cerrado, como se observa en la gráfica 3.10.

BOMBA DE 150 lt/s ARRANCA CON EL CARCAMO CERRADO, SIN DISPOSITIVOS DE CONTROL



Gráfica 3.10

La simulación del arranque de la bomba se realizó suponiendo que la válvula de flotador a la entrada del cárcamo estaba cerrada en el momento del arranque. En el instante del arranque comienza a abrir esta válvula muy lentamente. Como puede observarse en la gráfica de gastos, gráfica 3.11.

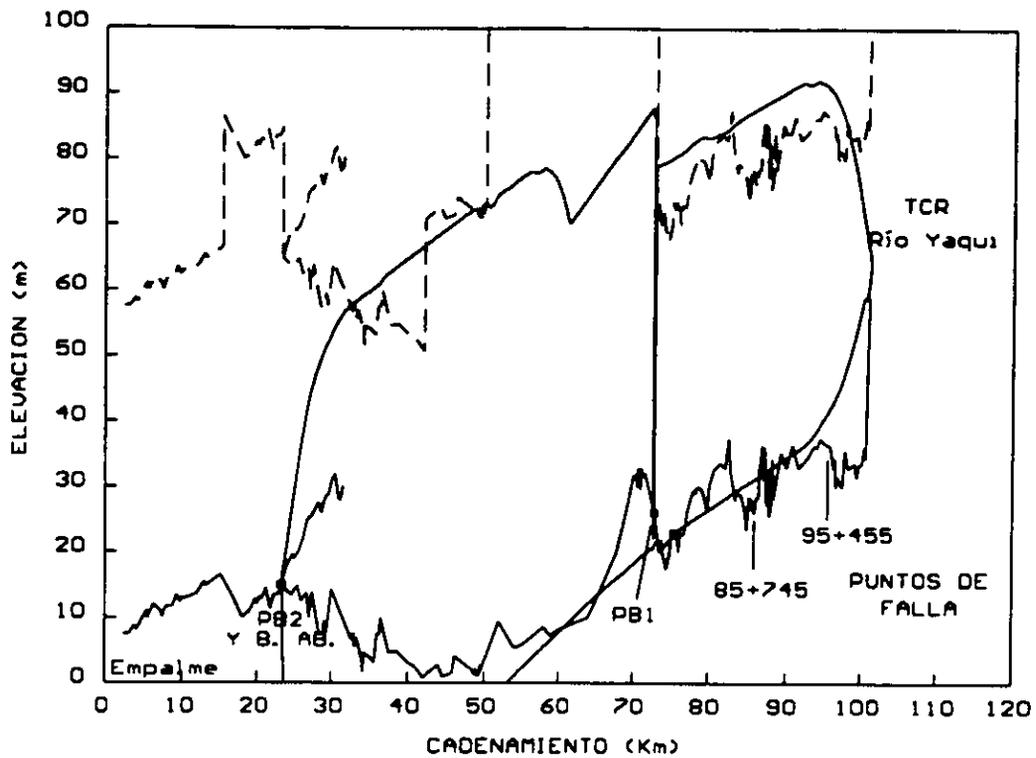


Gráfica 3.11

3.3 Paro de emergencia en los equipos de bombeo.

La gráfica 3.12, muestra el transitorio generado por el paro de emergencia de los equipos de bombeo en PB1. Ahí puede observarse que se presentan depresiones prácticamente desde el cadenamiento 85+000 hasta PB2 y en algunos puntos sobrepasa la resistencia de la tubería.

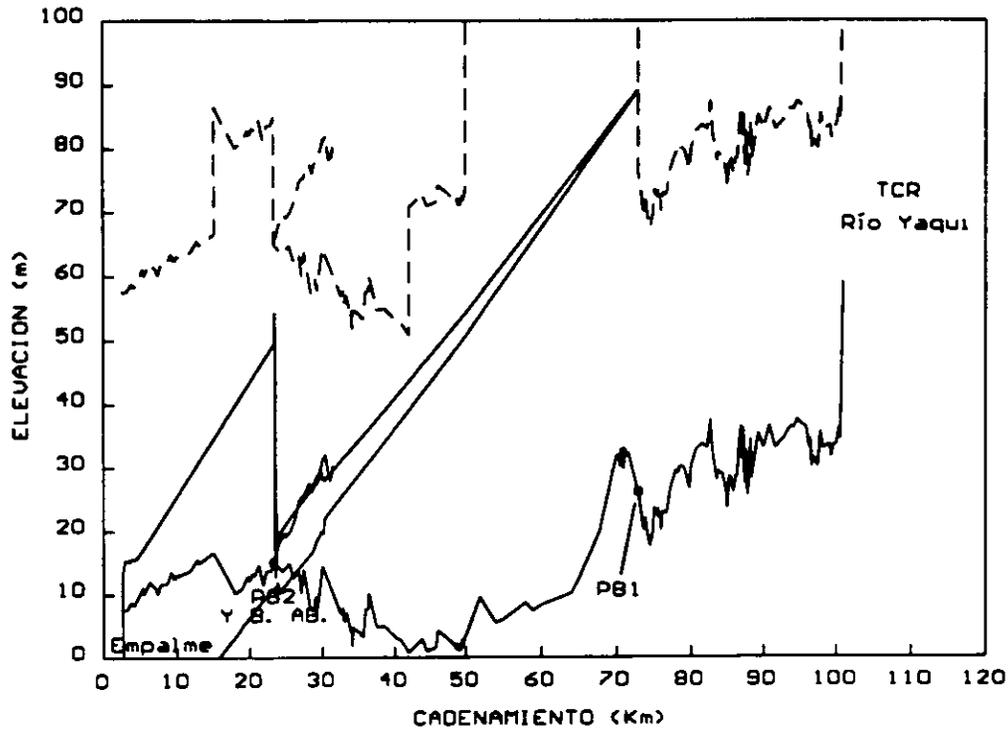
PARO DE 2 EQUIPOS EN PB1 SIN DISPOSITIVOS DE CONTROL



Gráfica 3.12

En la gráfica 3.13, se pueden observar las piezométricas resultantes del transitorio generado por el paro de los dos equipos de bombeo de 425 lt/s en PB2. Como puede apreciarse, la línea de presiones mínimas corta el perfil del terreno desde PB2 hasta Empalme.

PARO DE 2 EQUIPOS SIN DISPOSITIVOS DE CONTROL DE TRANSITORIOS



Gráfica 3.13

De las gráficas que muestran las piezométricas resultantes de arranque de bombas y paros de emergencia, se ve la necesidad de instalar dispositivos de control hidráulico que brinden la seguridad de la operación del acueducto.

CAPITULO IV

ANALISIS HIDRAULICO CON DISPOSITIVOS DE CONTROL DEL ACUEDUCTO RIO YAQUI - GUAYMAS



Cámaras de aire acueducto Vicente Guerrero - Ciudad Victoria, Tamaulipas

4.1 Dispositivos de control de transitorios.

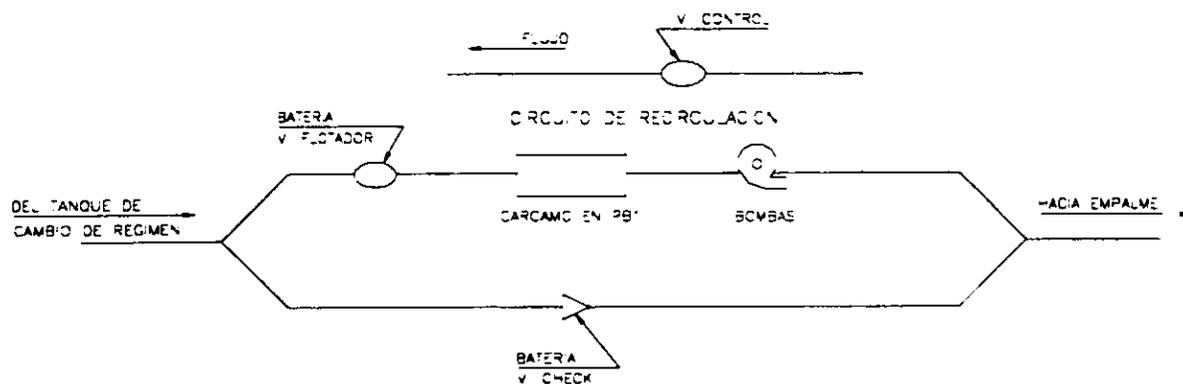
El acueducto Río Yaqui - Guaymas requiere, para operar a bombeo y sin riesgos de presiones extremas dañinas, un sistema de control de transitorios hidráulicos formados por dos tanques unidireccionales, dos sistemas de cámaras de aire, dos tanques de oscilación y un circuito de recirculación en PB1 que permite incorporar lentamente el gasto de la primera bomba en operación. Adicionalmente, será necesario cambiar en la entrada del cárcamo de PB1 las dos válvulas de flotador (de 20") más cercanas a su coronamiento por válvulas de 12", construir un vertedor en el cárcamo de PB2 e instalar válvulas de seccionamiento a la altura de las plantas de bombeo.

Los tanques unidireccionales permitirán también evitar el vaciado de grandes longitudes de tubería, pues acumularán agua suficiente para cerrar lentamente válvulas de seccionamiento que eviten el flujo a gravedad desde el tanque de cambio de régimen cuando se suspenda el bombeo de los pozos del Río Yaqui.

4.2 Tramo PB1 - PB2.

En el tramo PB1 - PB2, deberán instalarse un sistema de cámaras de aire, un tanque unidireccional, un pozo de oscilación y un circuito de recirculación en PB1.

El circuito de recirculación en PB1, gráfica 4.1, permitirá incorporar lentamente el gasto de la primera bomba en operación a la línea de conducción.



Gráfica 4.1

El sistema de cámaras de aire deberá instalarse en el predio donde se ubica la PB1, estará formado por dos tanques a presión de 2.67 m. de diámetro y 6.5 m. de altura. Los tanques deberán ser capaces de soportar una presión máxima de 7 kg/cm².

Estas cámaras, trabajarán durante el arranque de la primera y segunda bombas y durante el paro de los equipos de bombeo de PB1. Su operación más exigida será inmediatamente después del disparo de 2 bombas en operación en PB1.

El tanque unidireccional (TU1) deberá tener un volumen de almacenamiento de 1130 m³. Deberá construirse en el cadenamiento 71+070, su nivel de operación deberá estar en la elevación 43 msnm. Este tendrá una altura de 10.70 m..

El TU1 ayuda a controlar el transitorio producido por el disparo de 2 bombas en operación en PB1, sus dimensiones son tales que evita el vaciado de la tubería mientras se suspende el bombeo en PB2.

La torre de oscilación se construirá en el cadenamiento 30+000 (TO1), su diámetro será de 1.37 m (54") y el coronamiento no deberá ser menor que la elevación de 29.5 msnm.

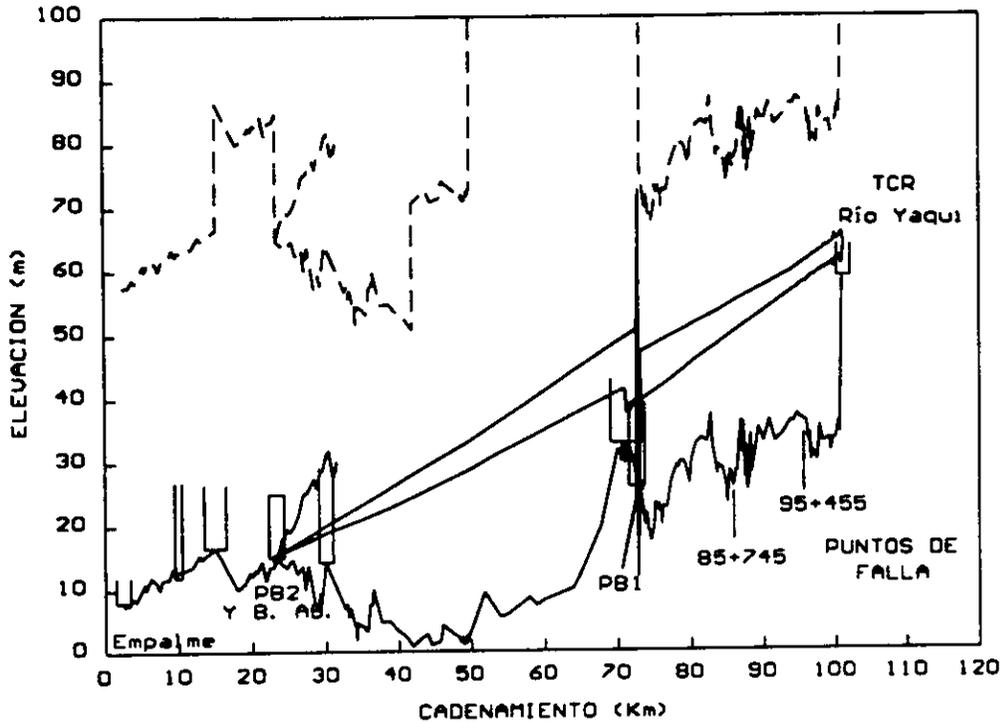
La TO1 trabaja durante el arranque de PB1. Pues la onda de alta presión que se genera al arrancar un equipo en PB1 viaja hacia PB2 rebotando en el cárcamo de PB2 como onda de baja presión de magnitud menor que el perfil del terreno a la altura del cadenamiento 30+000.

A continuación se muestran las gráficas de las presiones extremas que se presentan durante los arranques y paros de los equipos de bombeo en ambas plantas, con dispositivos de control.

4.2.1 Arranques en PB1.

La gráfica 4.2, muestra el transitorio generado por el arranque de la primera bomba en PB1.

BOMBA ARRANCA CON EL CARCAMO ABIERTO. VALVULA DE FLOTADOR DE 12



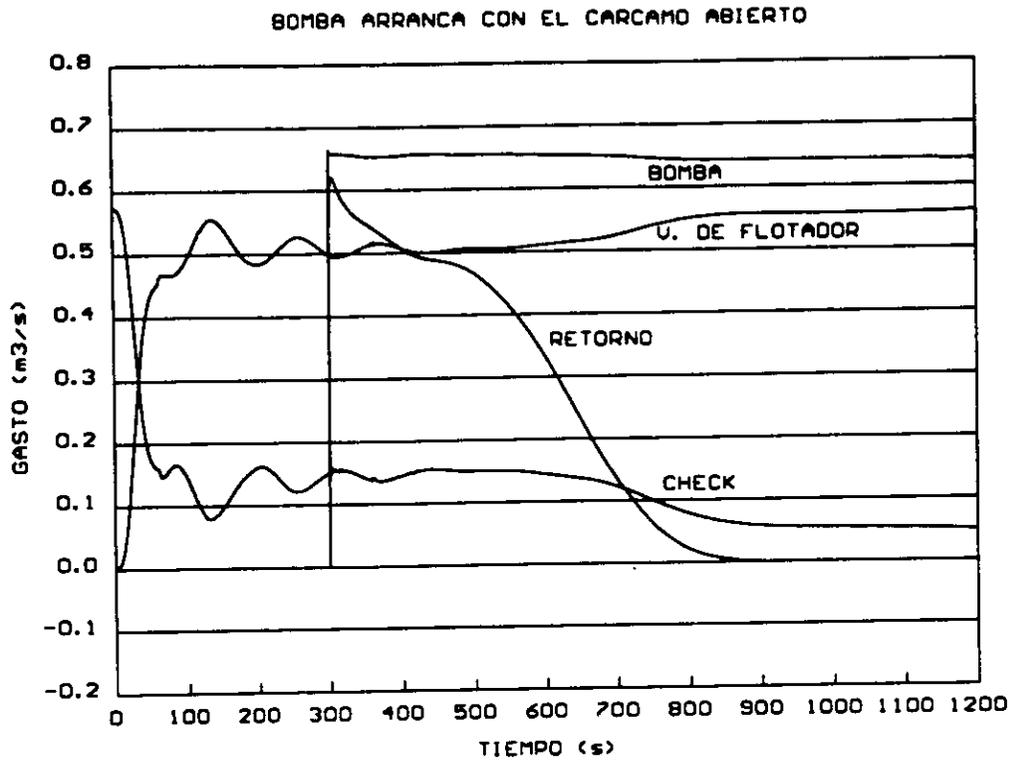
Gráfica 4.2

La simulación se realizó suponiendo que en el momento de arranque de la bomba, la válvula de control del circuito de recirculación estaba completamente abierta y una válvula de flotador de 12" a la entrada al cárcamo también estaba abierta. Se puede observar cómo siguiendo esta secuencia en el arranque de la bomba más los dispositivos de control propuestos, queda completamente controlado el transitorio hidráulico generado por el arranque de la bomba.

Con la ayuda de la gráfica 4.3 se puede seguir fácilmente la secuencia de arranque de la bomba.

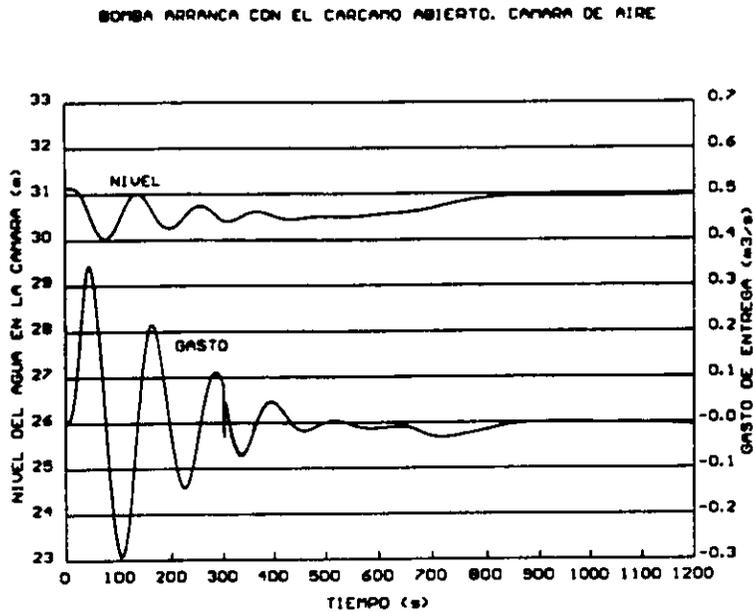
En el tiempo $t=0$, se abre la válvula de flotador permitiendo la entrada de agua hacia el cárcamo, el gasto que fluía por la línea a gravedad disminuye considerablemente. A los 300 s se arranca la bomba con el circuito de recirculación abierto, permitiendo que parte del gasto bombeado se regrese al cárcamo. Al cerrar la válvula del retorno (que cierra en 600 s), el gasto en la línea de conducción aumentará lentamente, evitando un fuerte golpe de ariete. Se observa de la gráfica que una vez que cerró la válvula del retorno, el gasto a través de la válvula check

disminuye muy lentamente. También se observa que el gasto bombeado es mayor al gasto que pasa por la válvula de flotador de 12", por lo que no habrá derrame en el cárcamo, una vez que haya bajado el nivel en el cárcamo se abrirán las demás válvulas de flotador (operación que no está simulada) para permitir que el nivel en el cárcamo suba.



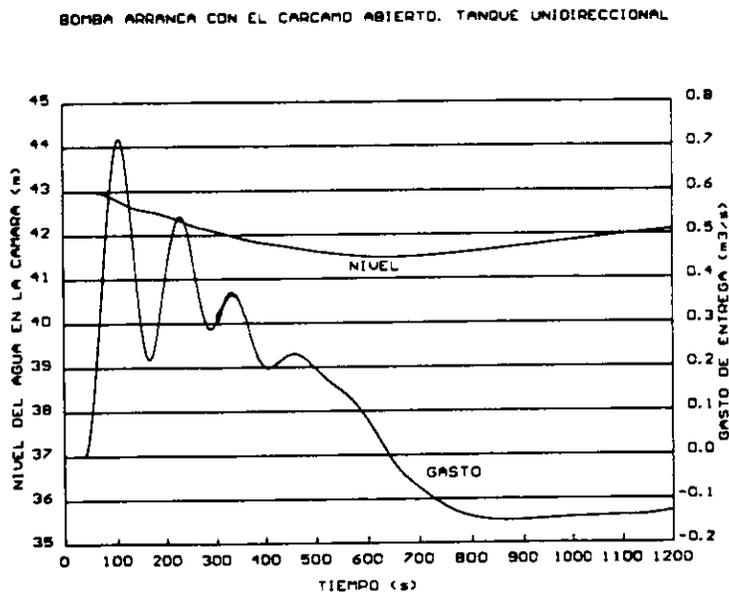
Gráfica 4.3

En la gráfica 4.4, se muestran la variación del nivel del agua en una cámara de aire y el gasto que entrega. Durante los primeros 300 s, el transitorio que se observa se debe únicamente a la apertura de la válvula de flotador.



Gráfica 4.4

Después del arranque de la bomba (a los 300 s) se observa un ligero ascenso del nivel del agua en la cámara estableciéndose en la cota 30 y una pequeña variación en el gasto que finalmente se hace cero.

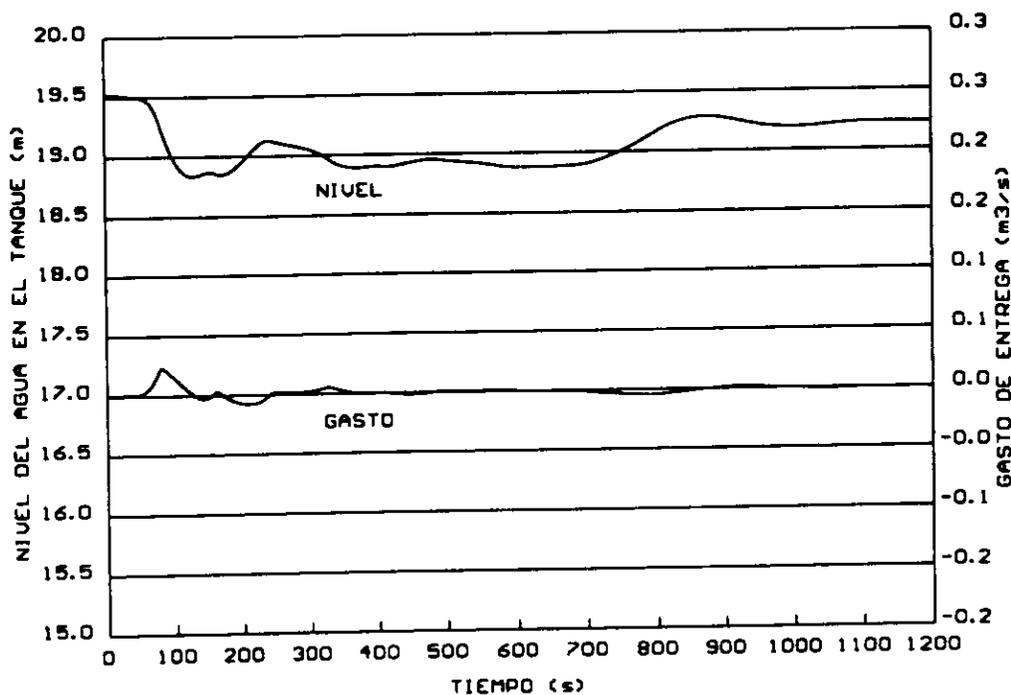


Gráfica 4.5

En la gráfica 4.5 se observa que durante el transitorio generado al abrir la válvula de flotador del cárcamo, el tanque unidireccional entrega agua a la línea con un gasto máximo de 0.720 m³/s. las amplitudes de las oscilaciones disminuyen y después del arranque del equipo (a los 300 s), disminuye el gasto que sale del tanque unidireccional hasta volverse cero y en t=640 s comienza a entrar agua al tanque.

La función del tanque de oscilación durante el arranque del primer equipo en PB1 es primordialmente la de un piezómetro. En la gráfica 4.6 se observa que el nivel del agua en el tanque disminuye menos de un metro durante la apertura de la primera válvula de flotador del cárcamo y después del arranque y del cierre de la válvula del retorno su nivel llega a 19.25 m.

BOMBA ARRANCA CON EL CARCAMO ABIERTO. TANQUE DE OSCILACION

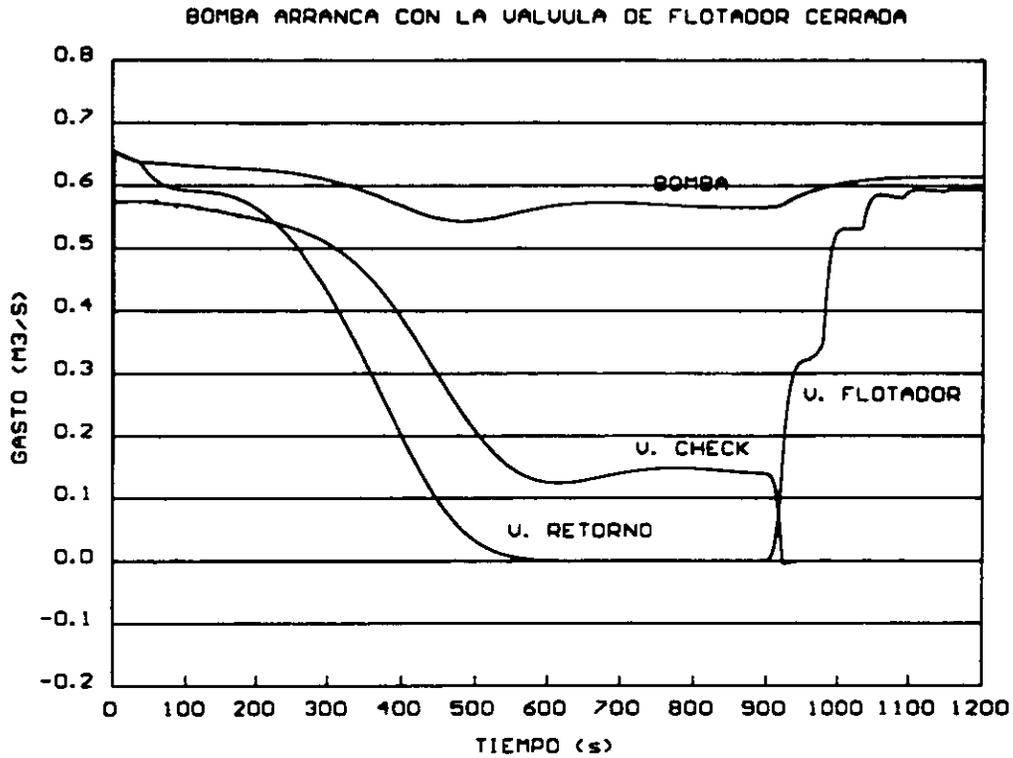


Gráfica 4.6

También se simuló el arranque del primer equipo en PB1 con el cárcamo cerrado. La secuencia de las maniobras que siguió para la simulación fue la siguiente. Ver gráfica 4.7.

En el instante t=0, se arranca la bomba con la válvula del retorno abierta, el gasto que se bombea se toma del cárcamo de PB1. Cuando el gasto que atraviesa la válvula del retorno

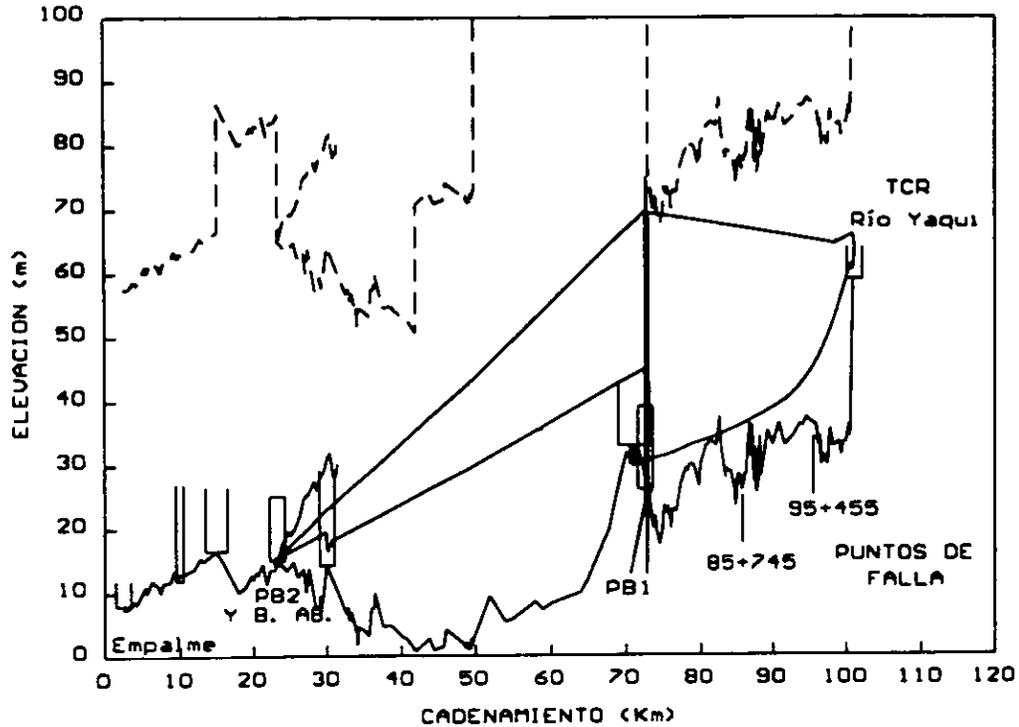
disminuye (al cerrar la válvula), la presión aguas abajo de la bomba aumenta y el gasto que atraviesa la válvula check disminuye. En el momento ($t=900$ s) en que abre la válvula de 12" del cárcamo de bombeo, la válvula del retorno ya está completamente cerrada, y el gasto que circulaba por la línea a gravedad se hace cero.



Gráfica 4.7

En la gráfica 4.8. se observan las envolventes de presión máximas y mínimas generadas al arrancar un equipo en PB1. Esta simulación se realizó con el circuito de recirculación en PB1 abierto pero, a diferencia de la gráfica 4.1, con el cárcamo cerrado.

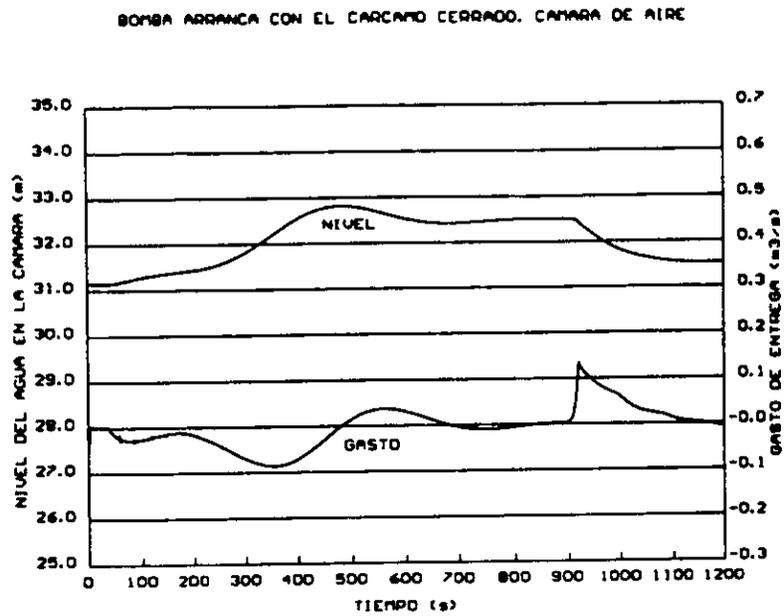
BOMBA ARRANCA CON LA VALVULA DE FLOTADOR CERRADA



Gráfica 4.8

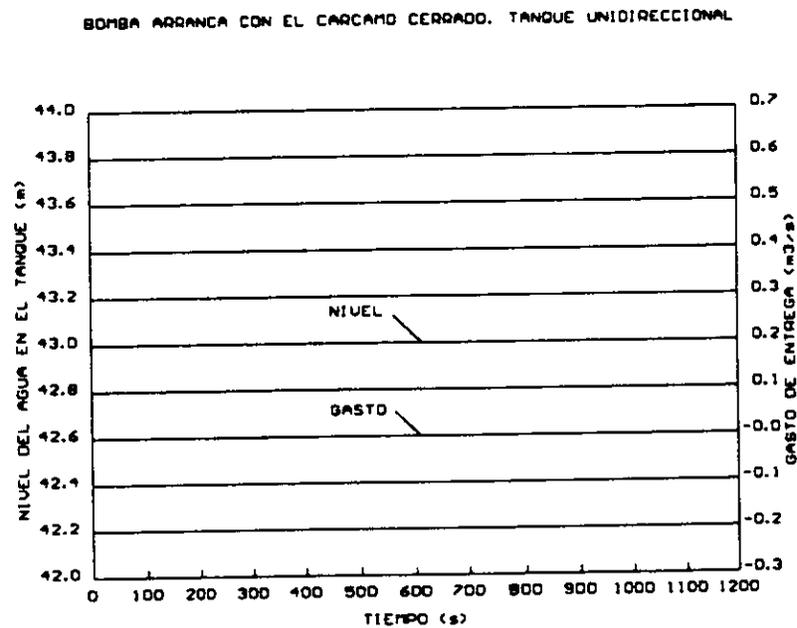
Se puede observar que si se llegara a arrancar un equipo con el cárcamo cerrado, la presión mínima cortarían el terreno a la altura del cadenamiento 83+000 y la presión subiría más que la resistencia de la tubería en la cota 73+000 aproximadamente.

En la gráfica 4.9, se observa que en el momento en que el gasto que atraviesa la válvula del retorno disminuye rápidamente, a partir de 200 s, aumenta el gasto que entra a las cámaras y el nivel del agua en ellas aumenta poco más de un metro. En el instante en que abre la primera válvula de flotador (a los 900 s), se genera un ligero transitorio.



Gráfica 4.9

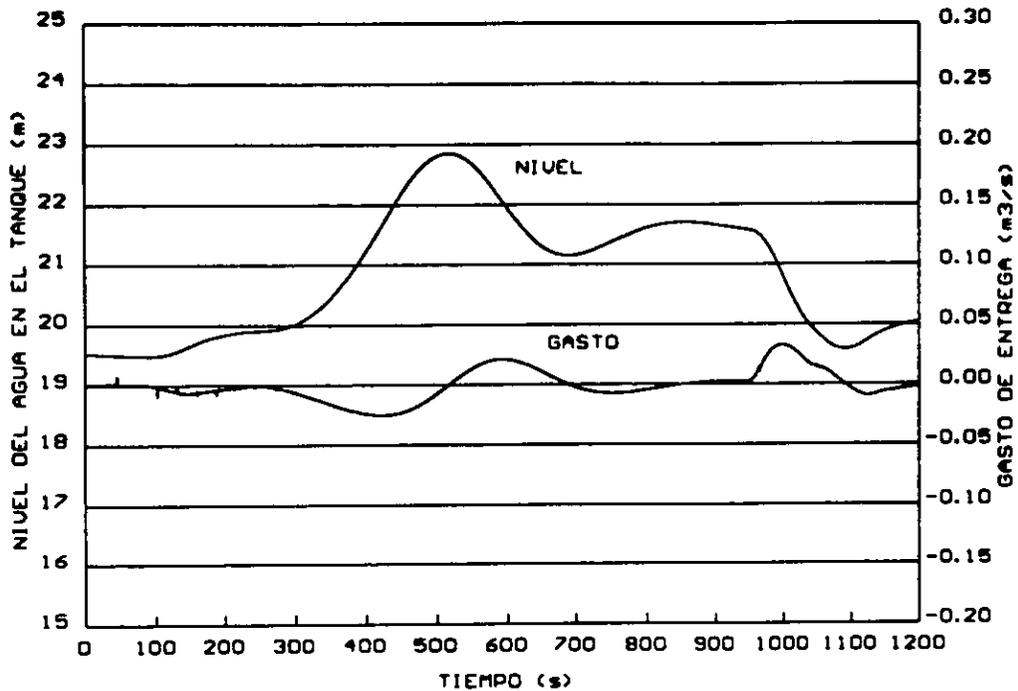
La gráfica 4.10 muestra que en esta maniobra el tanque unidireccional no trabaja. El flujo a través de él es cero y por lo tanto su tirante permanece constante.



Gráfica 4.10

En la gráfica 4.11 se puede observar la operación del tanque de oscilación. Después de que disminuye el gasto que atraviesa la válvula del retorno (casi 400 s después de haber arrancado la bomba), ingresa agua al tanque y su tirante aumenta aproximadamente 3 m..

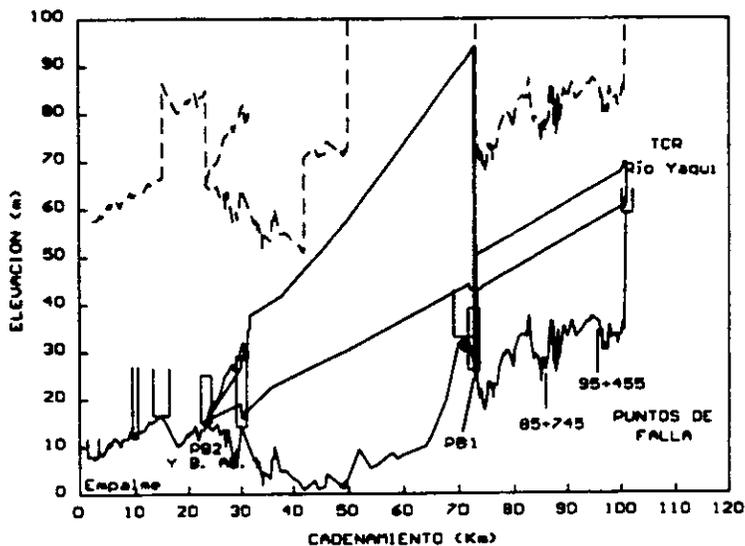
BOMBA ARRANCA CON EL CARCAMO CERRADO. TANQUE DE OSCILACION



Gráfica 4.11

En la gráfica 4.12, se muestran las piezométricas máximas y mínimas generadas al arrancar el segundo equipo en PB1. Se observa que el transitorio generado está controlado con los dispositivos de control propuestos.

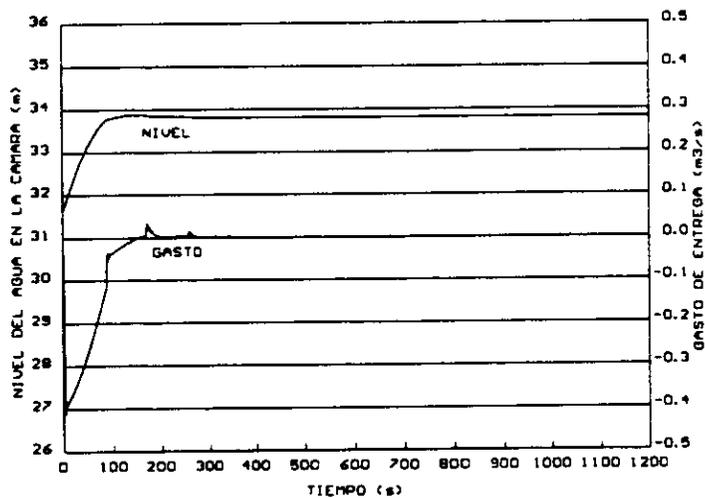
ARRANQUE DEL SEGUNDO EQUIPO EN PB1



Gráfica 4.12

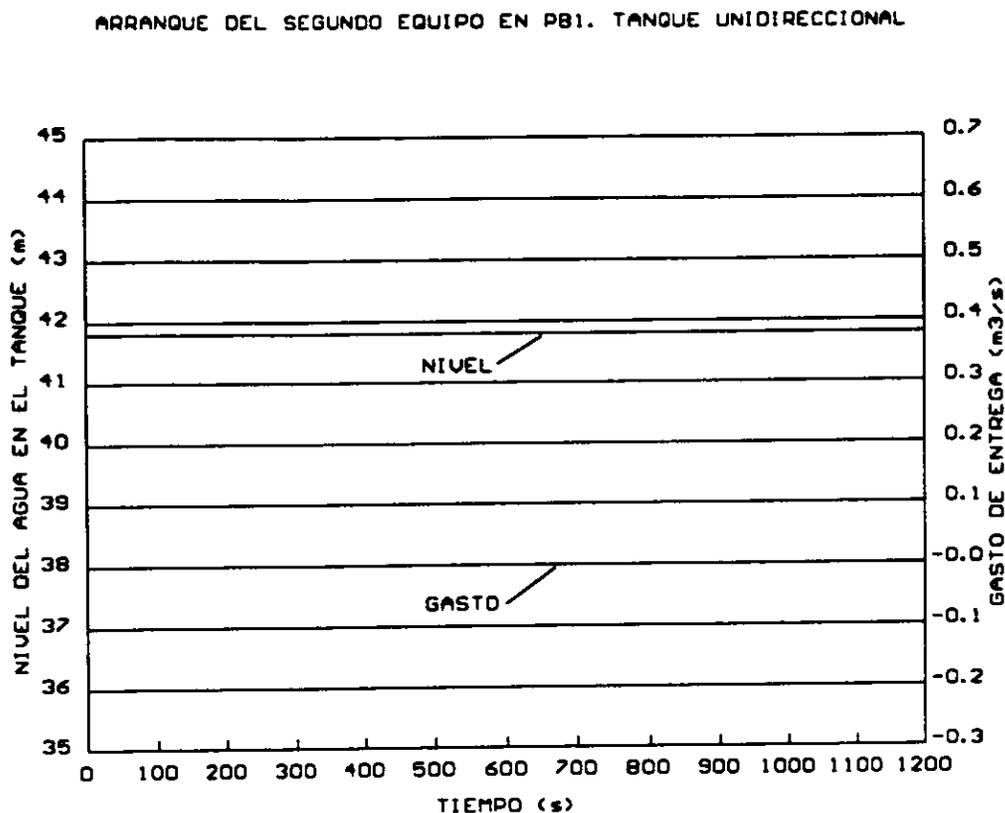
En la gráfica 4.13, se muestra la operación de las cámaras de aire durante el arranque del segundo equipo en PB1. En $t=0$ se arranca el segundo equipo, en ese momento ingresa agua a las cámaras y su tirante sube aproximadamente 3 m..

ARRANQUE DEL SEGUNDO EQUIPO EN PB1. CAMARA DE AIRE



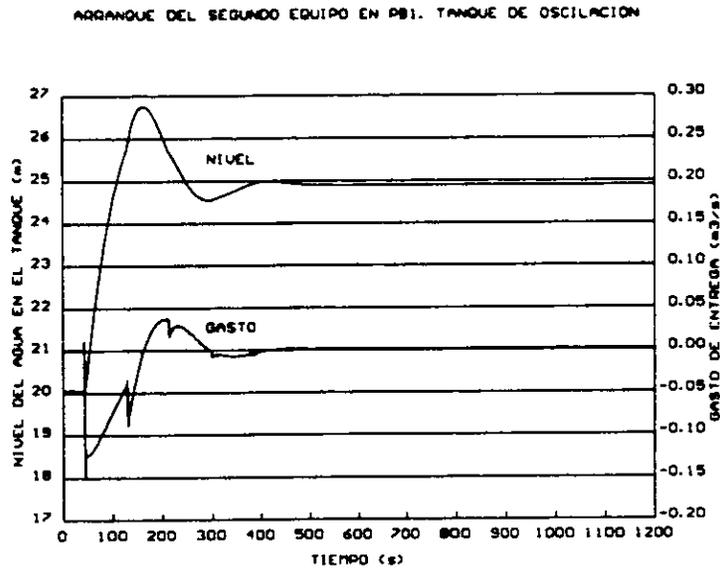
Gráfica 4.13

La gráfica 4.14 muestra que el tanque unidireccional no trabaja durante el arranque del segundo equipo en PB1.



Gráfica 4.14

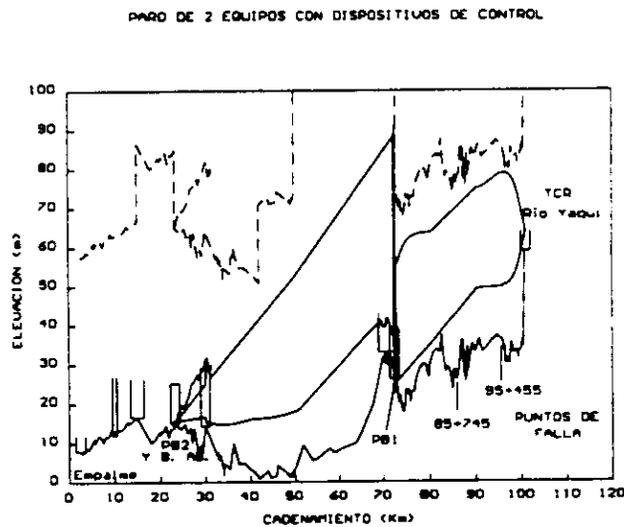
La forma de operar del tanque de oscilación durante el arranque del segundo equipo se muestra en la gráfica 4.15. Se observa que al llegar la onda de alta presión se genera un ligero transitorio aumentando el tirante del agua para establecerse alrededor de la cota 25 msnm.



Gráfica 4.15

4.2.2 Paro de emergencia en PB1.

El transitorio producido por el paro de 2 equipos en PB1 está mostrado en la gráfica 4.16. Se observa que el transitorio generado por el paro de emergencia está controlado por los dispositivos de control propuestos, pues las presiones máximas y mínimas quedan entre la resistencia de la tubería y el perfil del terreno.

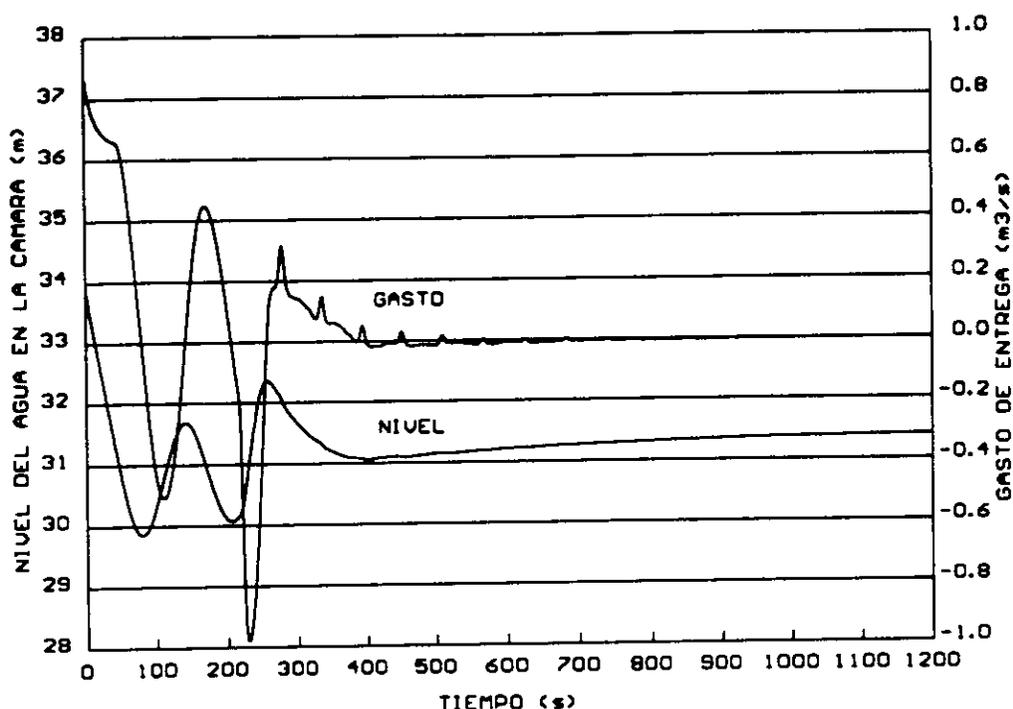


Gráfica 4.16

La gráfica 4.17 muestra la operación de las cámaras de aire durante el paro de emergencia de los equipos de bombeo en PB1.

Inmediatamente después del paro, las cámaras mandan un gasto de agua a la línea de $0.9 \text{ m}^3/\text{s}$, el tirante de agua en las cámaras baja hasta la cota 29.8 msnm. Siguiendo una serie de oscilaciones en el gasto y tirante del agua de menor importancia y a partir de 400 s después del paro, el gasto se va a cero y el nivel del agua en las cámaras queda arriba de la cota 30 msnm.

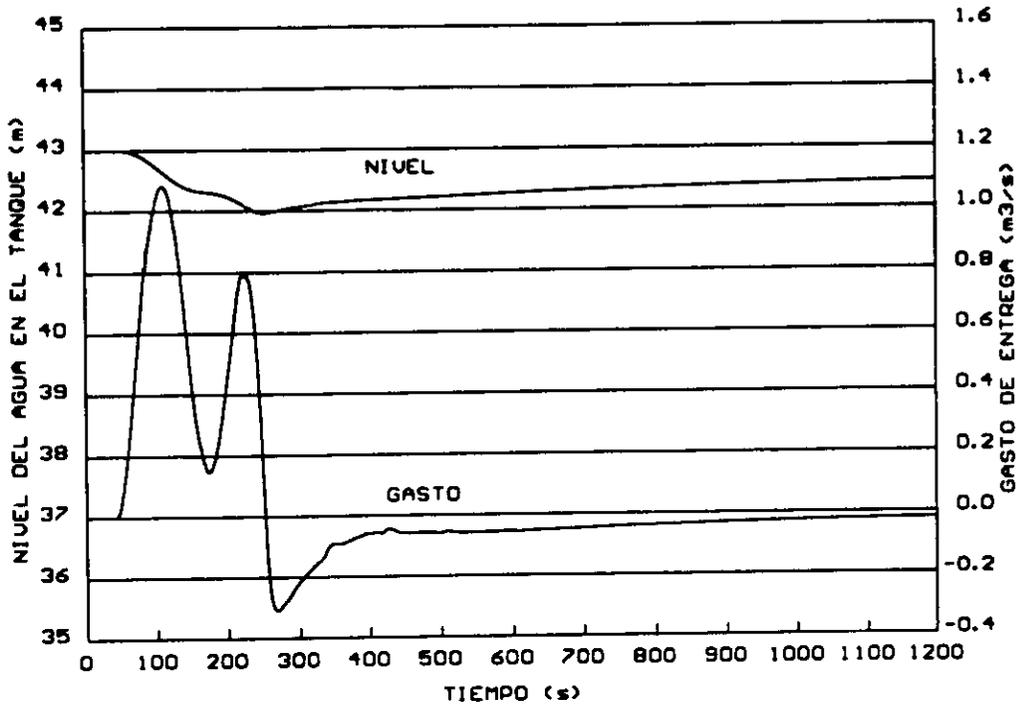
PARO DE DOS EQUIPOS EN PB1. CAMARA DE AIRE



Gráfica 4.17

Durante el paro de emergencia de los equipos en PB1 el tanque unidireccional 1 funciona como se muestra en la gráfica 4.18.

PARO DE DOS EQUIPOS EN PB1. TANQUE UNIDIRECCIONAL

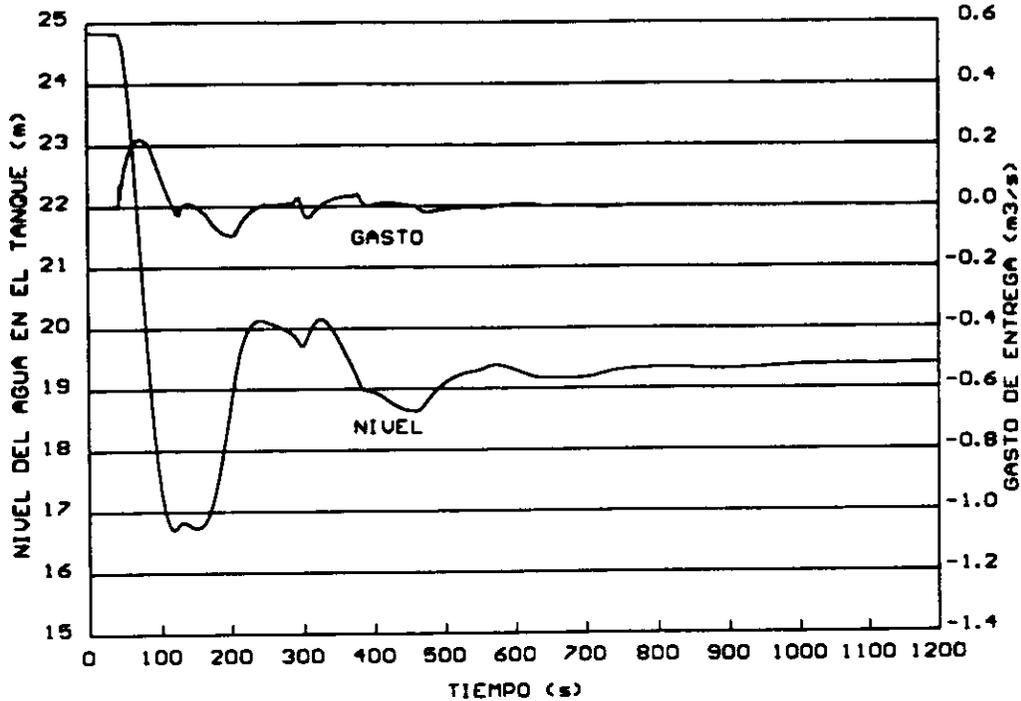


Gráfica 4.18

El tanque unidireccional comienza a trabajar a los 50 s de haberse producido el paro, el gasto máximo que entrega es aproximadamente de $1.10 \text{ m}^3/\text{s}$. El tanque entrega agua a la línea durante unos 200 s, su tirante disminuye un metro. Después de 250 s de haberse producido el paro, entra el agua al tanque, comienza a recuperar su nivel y el gasto a través del tanque se va hacia cero.

En el momento en que la onda de presión generada por el paro de los equipos en PB1 alcanza el tanque de oscilación, éste manda agua a la línea, ver gráfica 4.19, con un gasto máximo de $0.2 \text{ m}^3/\text{s}$ y su tirante baja 8 m.. Después de algunas oscilaciones se establece el nivel del agua en el tanque alrededor de la cota 19.5 msnm y el gasto a través del tanque se hace cero.

PARO DE DOS EQUIPOS EN PB1. TANQUE DE OSCILACION



Gráfica 4.19

4.2.3 Dispositivos de control de transitorios hidráulicos en el tramo PB1 - PB2.

En la tabla 4.1, se resumen las características de los dispositivos hidráulicos que se proponen el tramo PB1-PB2 para controlar los transitorios hidráulicos.

DISPOSITIVOS	CADENAMIENTO	DESPLANTE (ms/m)	DIAMETRO (m)	
2 cámaras de aire	72+500	26.13	2.67	6.50
Tanque unidireccional	71+070	33.00	12.00	10.00
Tanque de oscilación	30+000	14.30	1.30	15.00

Tabla 4.1

Adicionalmente a los dispositivos indicados en esa tabla, deberá construirse una línea de retorno del múltiple de descarga de BP1 hacia su cárcamo con válvula de cierre controlado.

Durante el arranque del primer equipo en PB1, esta válvula debe permanecer completamente abierta y cerrar en 600 seg., aproximadamente, después del arranque del primer equipo.

En el cárcamo de bombeo de PB1, será necesario cambiar las dos válvulas de flotador (actualmente de 20") más cercanas a su coronamiento por válvulas de 12".

Deberá instalarse una válvula de seccionamiento en la línea que opera a gravedad, a la altura de la planta 1, que deberá cerrarse cuando pare el bombeo en la zona de pozos de Río Yaqui.

4.3 Tramo PB2 - Empalme.

En el tramo PB2-Empalme, deberán instalarse un sistema de cámaras de aire, un tanque unidireccional y un pozo de oscilación.

El sistema de cámaras de aire deberá instalarse en el predio donde se ubica la PB2, estará formado por dos tanques a presión de 2.34 m de diámetro y 6.5 m de altura.

Este sistema de cámaras de aire trabajará únicamente durante el paro de emergencia de los equipos de PB2. Su función es modificar la forma de la onda de depresión generada durante el paro y evitar que la pendiente de la onda original de baja presión sea tal que corte el perfil del terreno.

El segundo tanque unidireccional (TU2) se instalará entre PB2 y el tanque Empalme, en el cadenamiento 15+000 y su nivel de operación será la cota 26.50 msnm. El tanque tendrá una altura aproximada de 11.20 m. Su volumen de almacenamiento será de 1130 m³.

El TU2 trabaja durante el disparo de equipos de PB2, limitando el valor mínimo de las cargas que se presentan durante el transitorio. Sus dimensiones son tales que evita el vaciado de la tubería mientras se cierran las válvulas de seccionamiento en la entrada al tanque Empalme.

La segunda torre de oscilación (TO2) se instalará en el cadenamiento 10+000, en la cota 13 msnm, su diámetro será de 1.37 m (54") y la altura de 15 m.

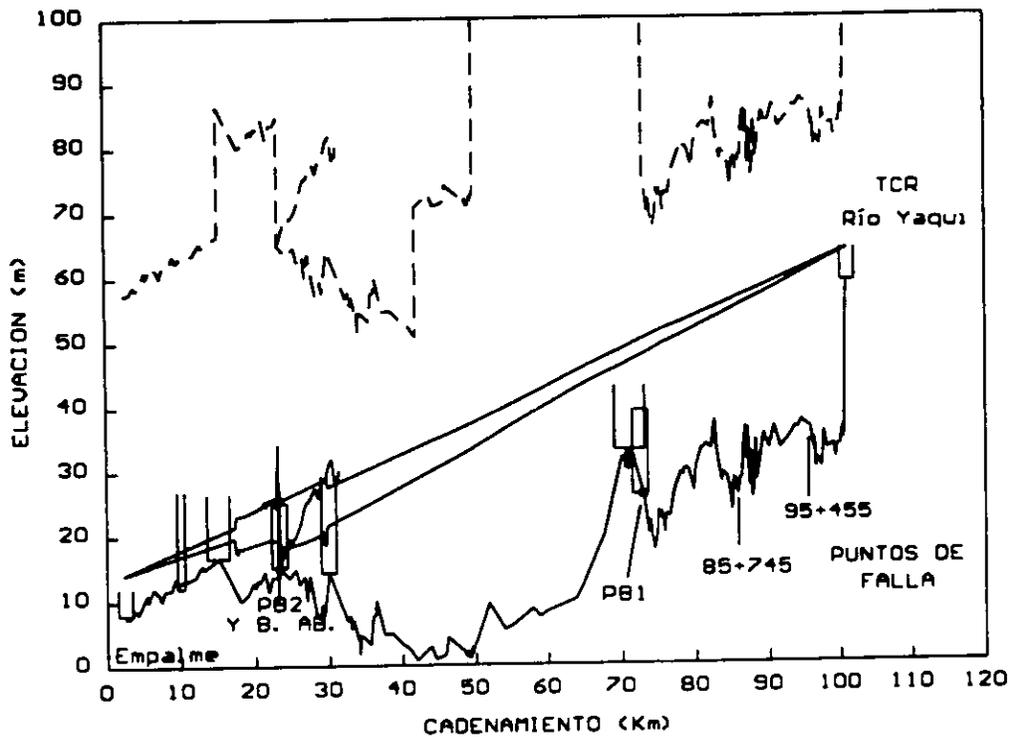
La TO2 ayuda a controlar el disparo de bombas en PB2, pues la pendiente de la onda de depresión generada es tal que las cámaras de aire y el TU2 no son suficientes para evitar cortes con el perfil del terreno.

A continuación se muestran las gráficas de las piezométricas máximas y mínimas que se presentan durante los arranques y paros de los equipos de bombeo en PB2.

4.3.1 Arranque en PB2.

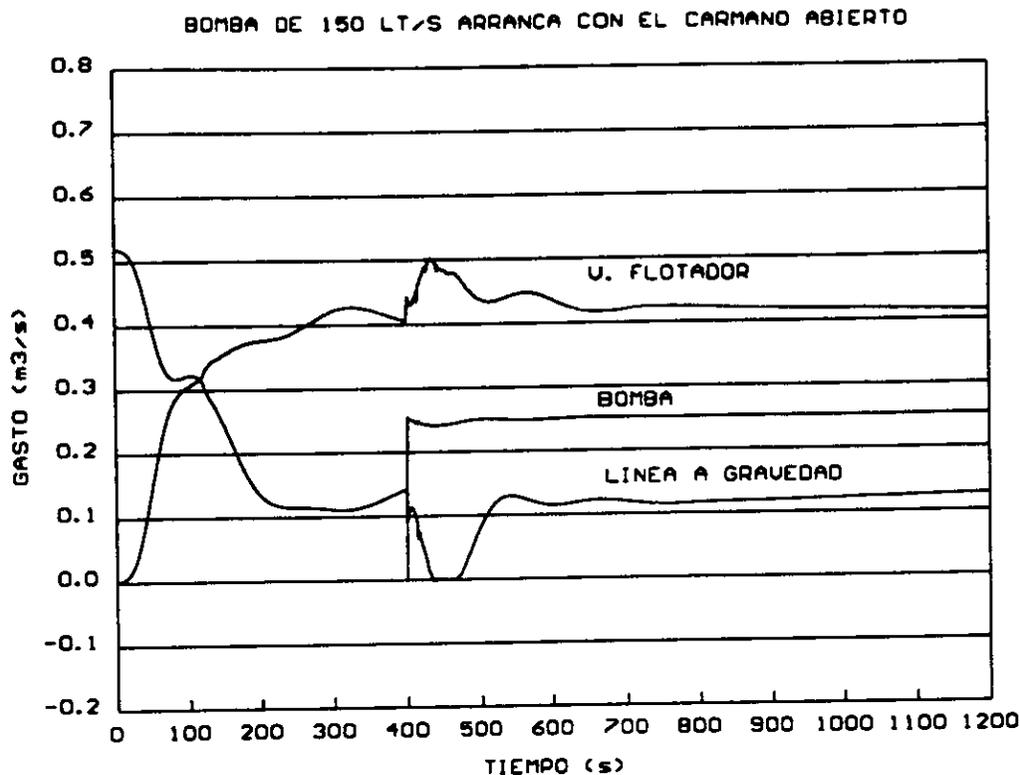
La gráfica 4.20, muestra el transitorio generado por el arranque de una bomba de 150 lt/s en PB2. La simulación se realizó suponiendo el cárcamo abierto en el momento de arranque de la bomba. Se puede observar como queda completamente controlado el transitorio hidráulico con los dispositivos de control propuestos.

BOMBA DE 150 LT/S. ARRANCA CON EL CARCAMO ABIERTO



Gráfica 4.20

En la gráfica 4.21 se muestra la secuencia seguida para simular el arranque del primer equipo con el cárcamo abierto.

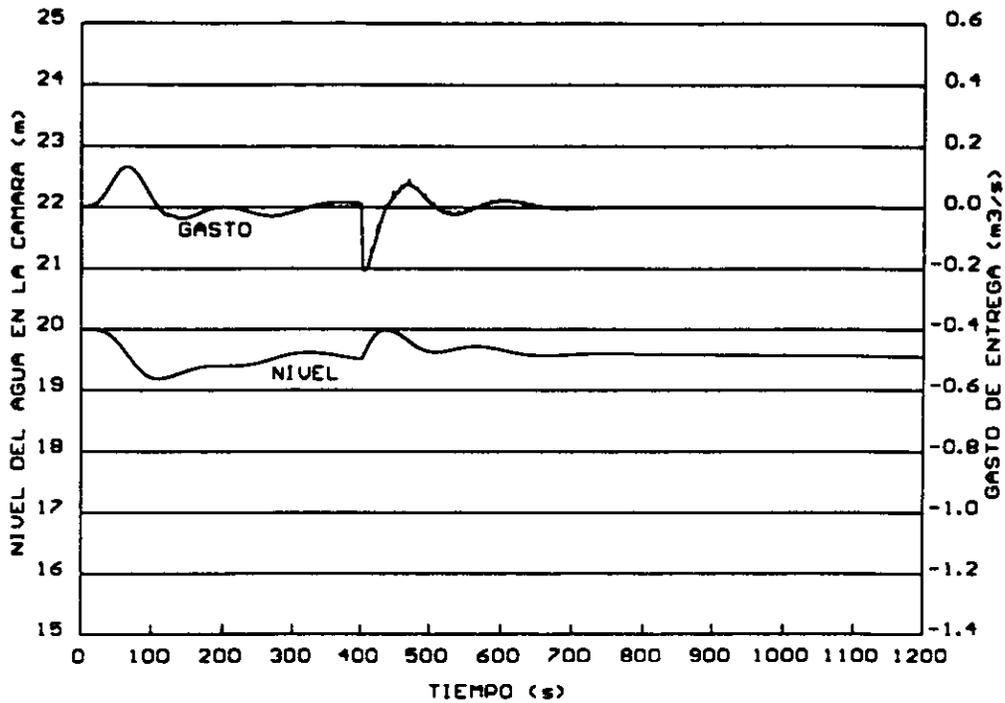


Gráfica 4.21

En el instante $t=0$, se abre la válvula de flotador del cárcamo de bombeo. el gasto a través de la línea a gravedad disminuye de $0.52 \text{ m}^3/\text{s}$ a $0.15 \text{ m}^3/\text{s}$. En el instante $t=400 \text{ s}$, se arranca la bomba generando que cierren momentáneamente las válvulas check de la línea que opera a gravedad y un aumento en el gasto a través de la válvula de flotador. Después de 130 s de haber arrancado la bomba, termina el transitorio estableciéndose un gasto bombeado de 250 lt/s. un gasto a través de la línea a gravedad de 110 lt/s y las válvulas de flotador en el cárcamo estarán abriendo y cerrando pues el nivel del cárcamo irá subiendo mientras se bombea con un sólo equipo, ya que el gasto bombeado es menor que el gasto que entra al cárcamo.

La gráfica 4.22 muestra la operación de las cámaras de aire durante el arranque de un equipo de 150 lt en PB2. En ella se observa que durante el arranque del equipo, las cámaras entregan un gasto máximo de $0.1 \text{ m}^3/\text{s}$ y el nivel del agua tiene una variación máxima de un metro.

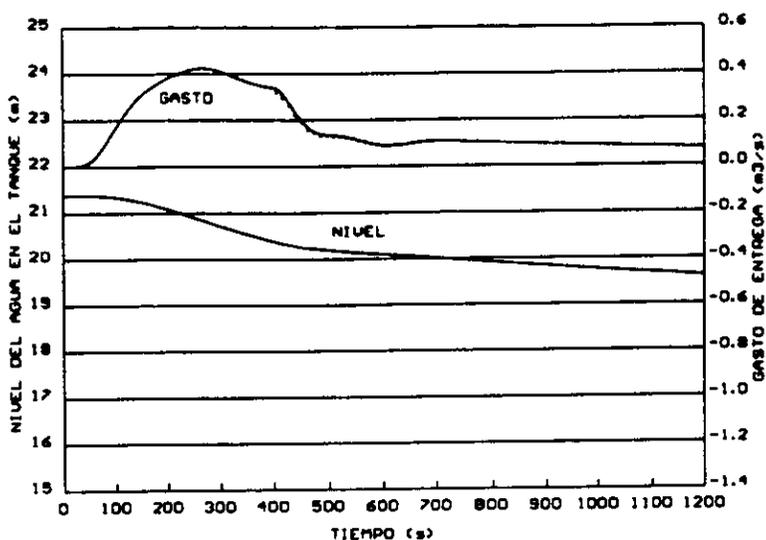
BOMBA DE 150 L/s ARRANCA CON EL CARCAMO ABIERTO. CAMARA DE AIRE



Gráfica 4.22

La operación del tanque unidireccional 2 durante el arranque del primer equipo en PB2 se muestra la gráfica 4.23. Ahí se observa que el tanque entrega agua a la línea durante más de 20 min. evitando depresiones en la misma.

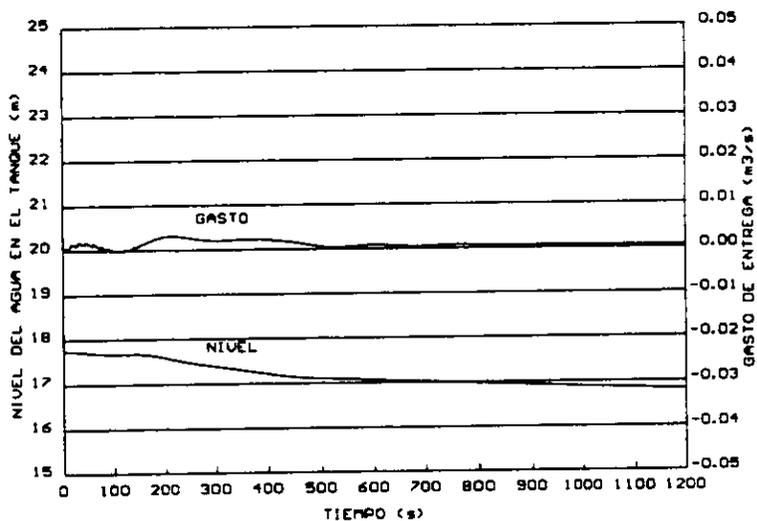
BOMBA DE 150 L/S ARRANCA CON EL CARGAHO ABIERTO. TANQUE UNIDIRECCIONAL



Gráfica 4.23

En la gráfica 4.24 se muestra la operación del tanque de oscilación 2 durante el arranque de una bomba de 150 lt en PB2.

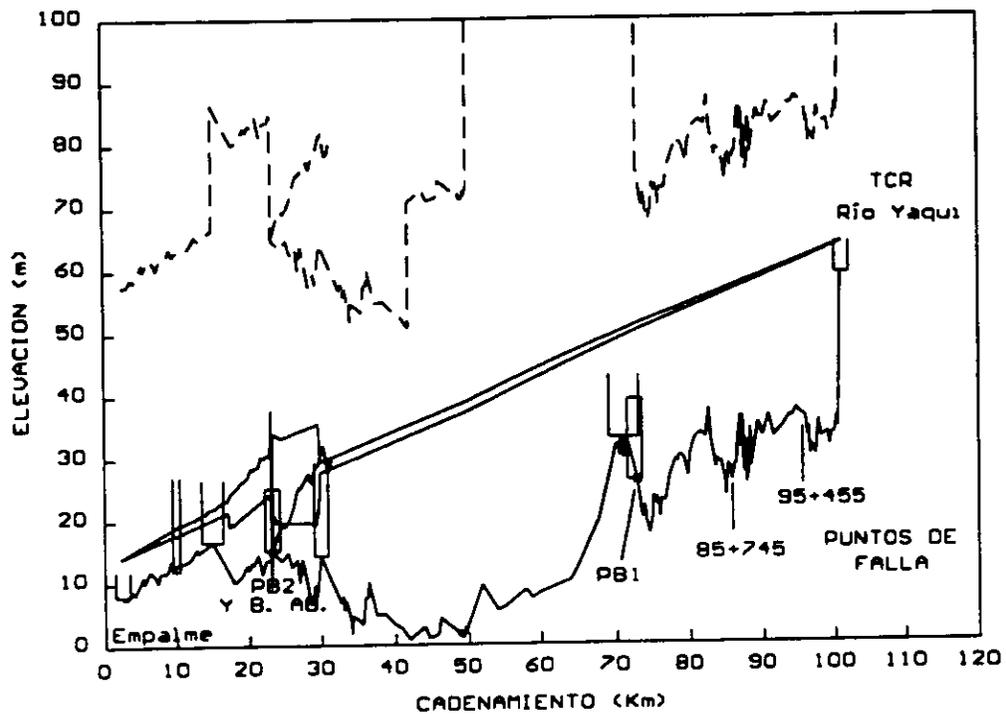
BOMBA DE 150 L/S ARRANCA CON EL CARGAHO ABIERTO. TANQUE DE OSCILACION



Gráfica 4.24

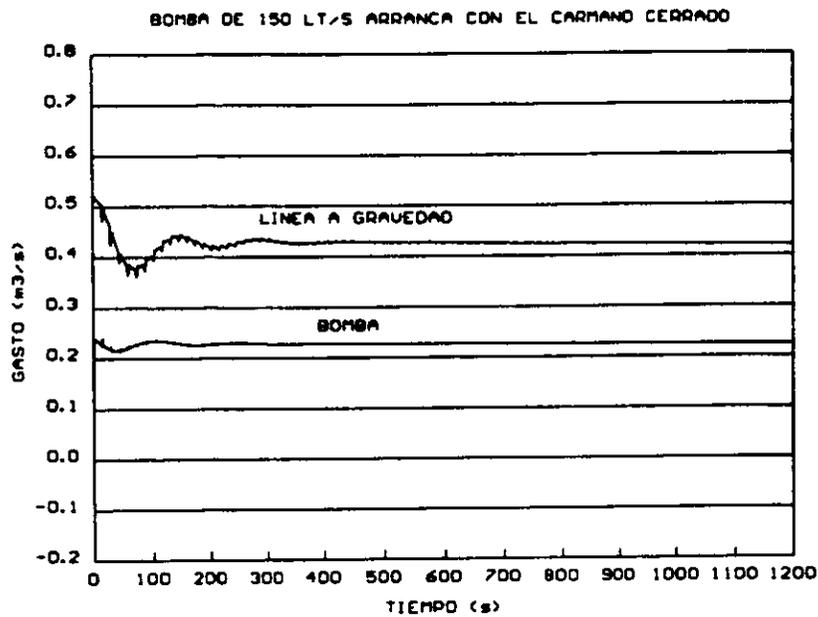
En la gráfica 4.25, se ilustra el transitorio generado por el arranque de una bomba de 150 lt/s en PB2 con el cárcamo cerrado en el momento del arranque. Se puede observar que las piezométricas máximas y mínimas quedan entre la resistencia de la tubería y el perfil del terreno.

BOMBA DE 150 LT/S. ARRANCA CON EL CARCAMO CERRADO



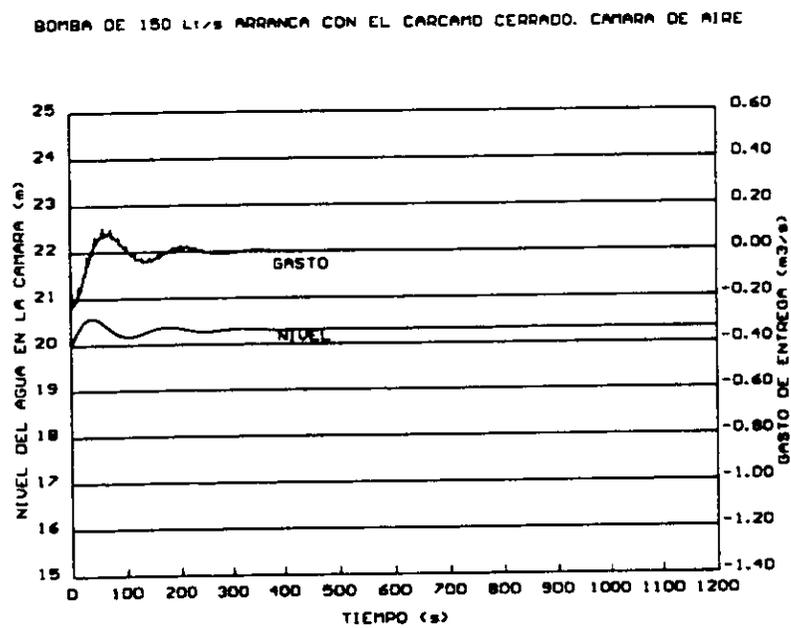
Gráfica 4.25

La gráfica 4.26 muestra los gastos que se establecen al arrancar un equipo de 150 lt/s en PB2. Por la línea a gravedad quedan fluyendo 410 lt/s y el gasto bombeado es de 220 lt/s. aproximadamente.



Gráfica 4.26

La operación de las cámaras de aire en PB2 durante el arranque del primer equipo de 150 lt/s se muestra en la gráfica 4.27.

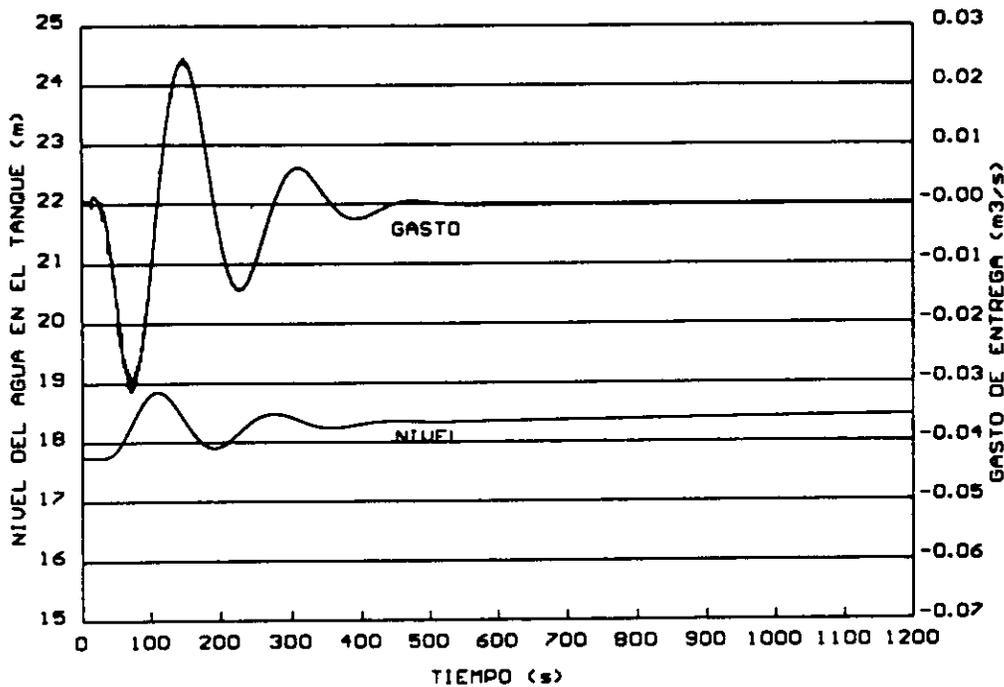


Gráfica 4.27

Se puede decir que durante esta operación las cámaras de aire no operan. Después del arranque de la bomba hay un ligero transitorio, entra agua a las cámaras y el nivel de agua en ellas sube aproximadamente 30 cm.

Al llegar la onda de alta presión generada por el arranque de la bomba al tanque de oscilación 2, ingresa agua a éste elevando su tirante 80 cm, aproximadamente. Ver gráfica 4.28.

BOMBA DE 150 L/s ARRANCA CON EL CARCAMO CERRADO. TANQUE DE OSCILACION

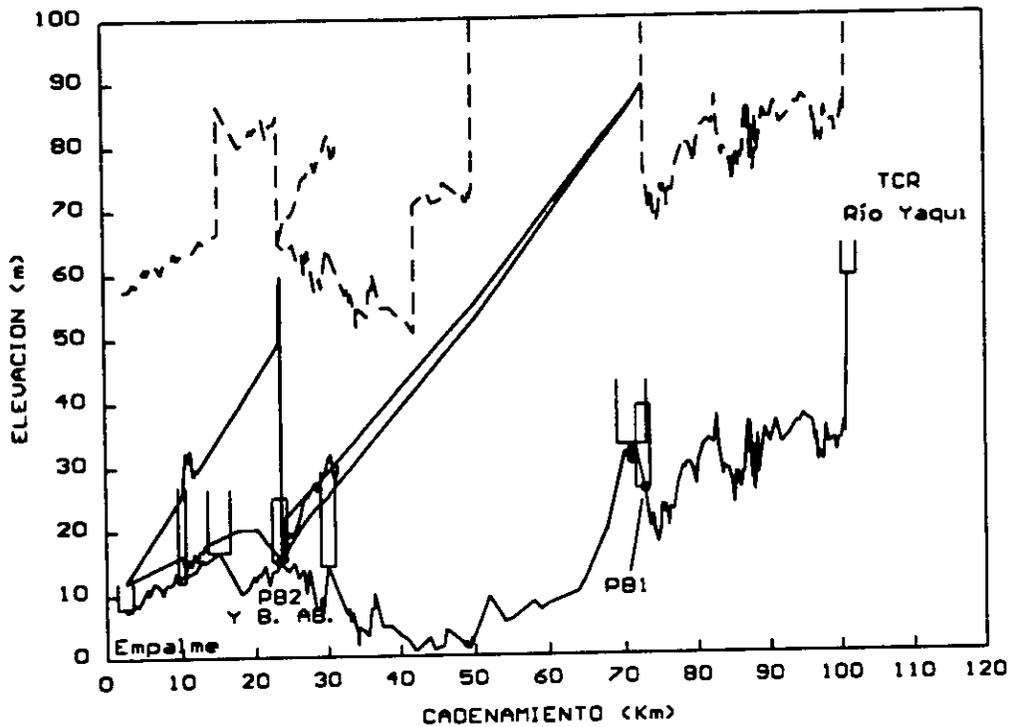


Gráfica 4.28

4.3.2 Paro en dos equipos de 425 l/s en PB2.

Las piezometricas máximas y mínimas que se presentan durante el transitorio producido por el paro de emergencia de dos equipos de 425 lt/s en PB2, está mostrado en la gráfica 4.29. En esta gráfica se observa que el transitorio queda controlado con las estructuras que se proponen para tal efecto.

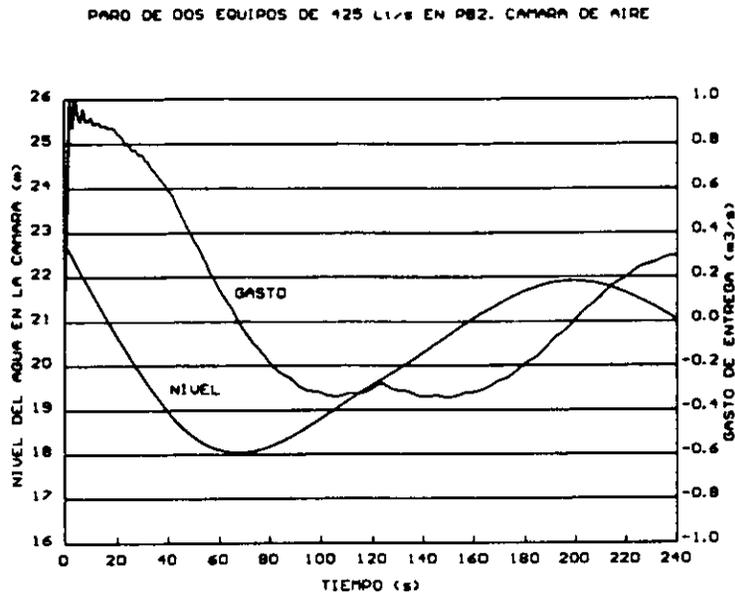
PARO DE 2 EQUIPOS DE 425 LT/S



Gráfica 4.29

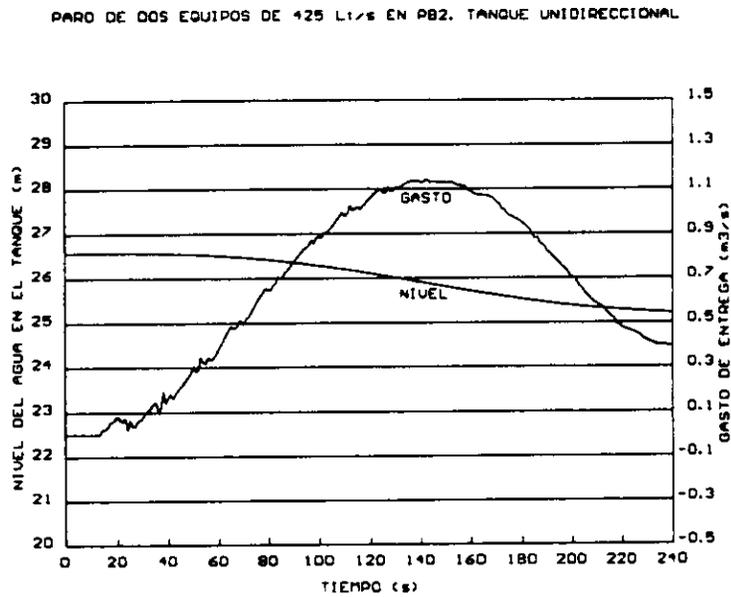
Las siguientes gráficas muestran las formas de operación de los dispositivos de control ubicados en el tramo PB2 a Empalme.

En la gráfica 4.30 se observa la operación de las cámaras de aire. Inmediatamente después del paro, baja la presión aguas abajo de las cámaras y éstas dejan salir agua hacia la líneas durante los 65 segundos siguientes al paro. El nivel del agua en las cámaras desciende hasta la cota 18.00 msnm.



Gráfica 4.30

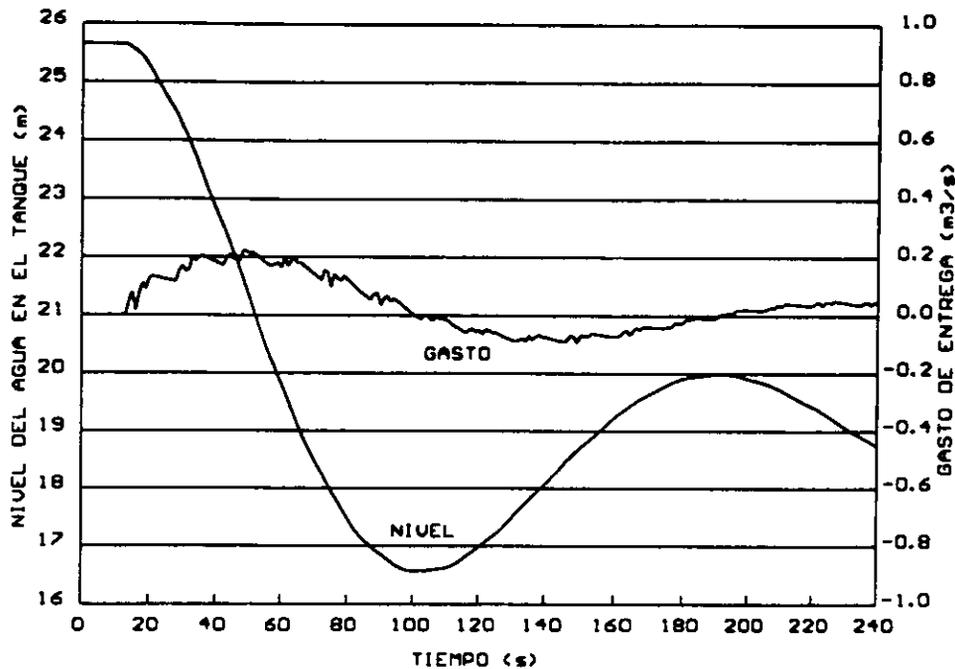
Al llegar la onda de depresión, generada por el paro de emergencia de las bombas, al tanque unidireccional 2, éste deja salir agua hacia la línea evitando depresiones fuertes aguas abajo de él. Entrega un gasto máximo de 1.15 m³/s. Ver gráfica 4.31.



Gráfica 4.31

En la gráfica 4.32, se observan las variaciones máximas del gasto que entrega el tanque de oscilación 2 y de su tirante durante el paro de emergencia de los dos equipos de bombeo de 425 lt/s en PB2. El gasto máximo que entrega este tanque es de 0.2 m³/s, el tirante mínimo que se alcanza durante este transitorio es de 3.5 m (el tanque esta desplantado a la cota de 13 msnm).

PARO DE DOS EQUIPOS DE 425 LITROS EN PB2. TANQUE DE OSCILACION



Gráfica 4.32

4.3.3 Dispositivos de control de transitorios hidráulicos en el tramo PB2-Empalme

En la tabla 4.2 se resumen las características de los dispositivos hidráulicos que se proponen en el tramo PB2.Empalme para controlar los transitorios hidráulicos.

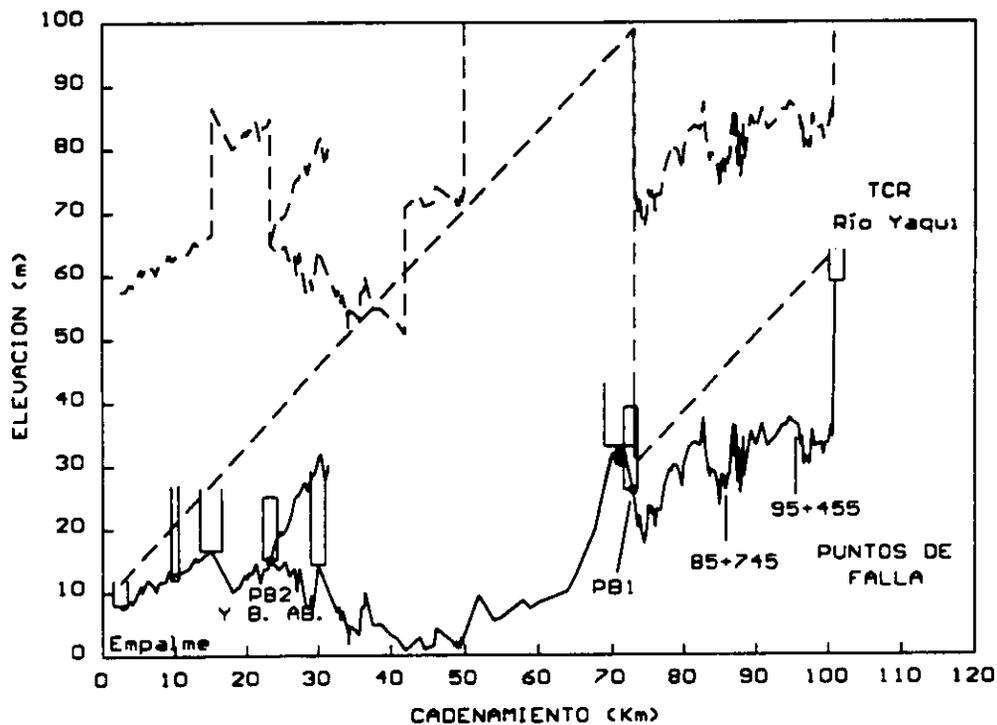
DISPOSITIVOS	CADENAMIENTO	DESPLANTE (mms)	DIAMETRO (m)	
2 cámaras de aire	23+190	15.00	2.34	6.50
Tanque unidireccional	15+000	16.50	12.00	11.20
Torre de oscilación	10+000	13.00	1.37	15.00

Tabla 4.2

Adicionalmente, deberá construirse un vertedor en el cárcamo de PB2 e instalar una válvula de seccionamiento en la línea que opera a gravedad a al altura de la planta 2.

Según se muestra en la gráfica 4.33, PB1 no podrá bombear directamente al tanque Empalme, pues la presión de trabajo a la altura del cadenamiento 40+000 sería mayor que la resistencia de la tubería. Esta forma de operación podría presentarse cuando pararan las bombas de PB2 sin parar PB1, para evitar esta situación, es necesario construir un vertedor en el cárcamo de PB2, de tal forma que la piezométrica baje a la altura del cárcamo evitando el corte con la resistencia de la tubería en el cadenamiento 40+000.

PIEZOMETRICA DE OPERACION PB1 EMPALME



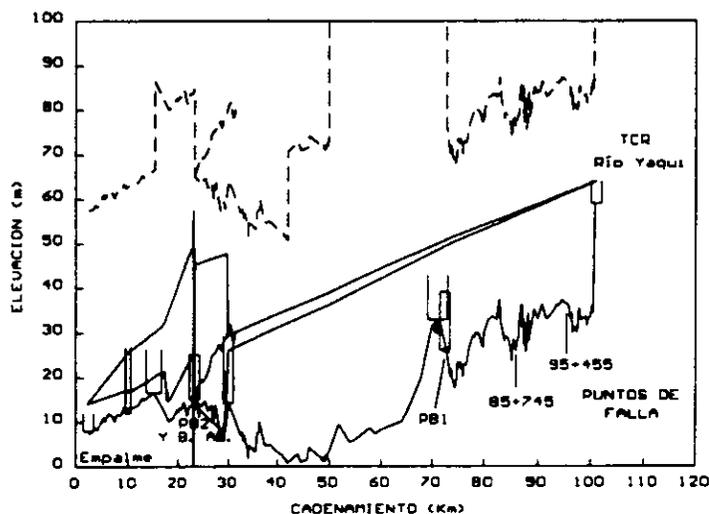
Gráfica 4.33

Cabe señalar que aún con los dispositivos de control propuestos, el primer equipo que se debe arrancar en PB2 debe ser uno de 150 lt/s, pues si se arranca uno de 425 lt/s, las piezométricas que se presentarían serían como las mostradas en la gráficas 4.34 y 4.35, las cuales

corresponden a los casos de arranque con el cárcamo abierto y cárcamo cerrado, respectivamente.

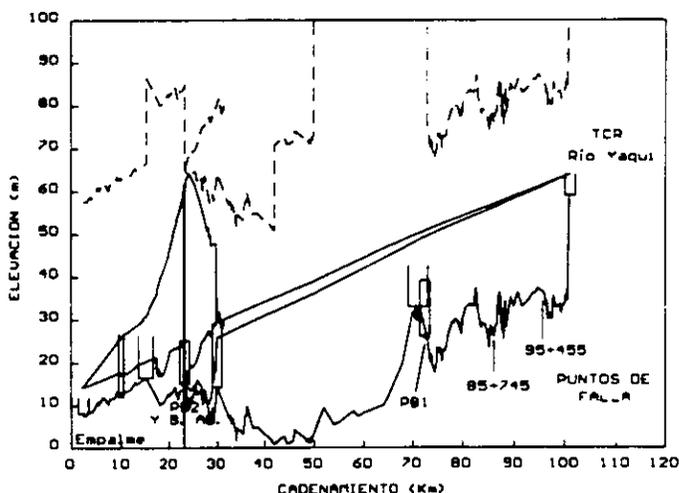
En ambas gráficas se observan depresiones en el tramo comprendido entre el TO1 y PB2. Además, al arrancar con el cárcamo cerrado (gráfica 4.35) se produciría una sobrepresión inmediatamente aguas arriba de PB2.

CAMBIO DE OP. DE GRAVEDAD A BOMBEO. ARRANQUE DE UN EQUIPO DE 425 LT/S. C ABIERTO



Gráfica 4.34

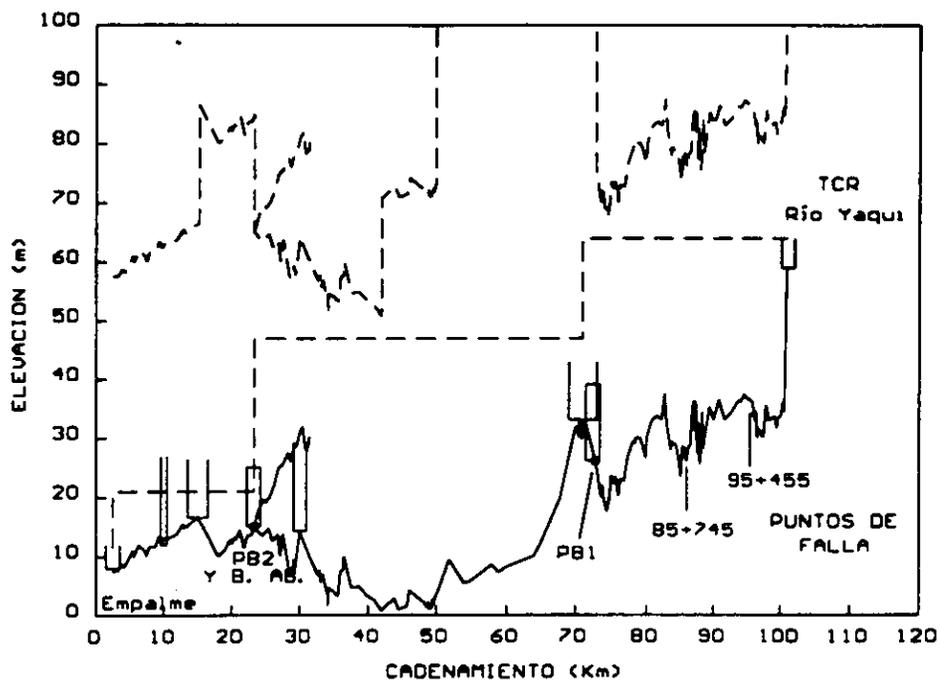
CAMBIO DE OP. DE GRAVEDAD A BOMBEO. ARRANQUE DE UN EQUIPO DE 425 LT/S. C.CERRADO



Gráfica 4.35

Los dispositivos de control de transitorios propuestos, más la secuencia de arranque de bombas en PB1, permitirá la operación del acueducto. Y, para evitar el vaciado de la tubería ante la suspensión del bombeo de los pozos del Río Yaqui, deberá seccionarse la conducción, a la altura de las plantas de bombeo. Las piezométricas que se establecen están mostradas en la gráfica 4.36.

PIEZ. DE OPERACION AL SECCIONAR EN PB1 Y PB2 CON DISPOSITIVOS DE CONTROL



Gráfica 4.36

Si tampoco hubiera suministro de los pozos de Boca Abierta, sería necesario seccionar también en la llegada al tanque Empalme.

CAPITULO V

CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS DISPOSITIVOS DE CONTROL



Detalle de ingreso a cámaras de aire, acueducto Vicente Guerrero - Ciudad Victoria, Tamaulipas

Para el diseño estructural de los dispositivos de control en el acueducto Río Yaqui - Guaymas deben tenerse en cuenta las condiciones de operación más adversas a las que van a estar sometidos y que den las máximas solicitaciones a la instalación. Este diseño debe incluir tanto condiciones de operación estacionarias como transitorias en la línea de conducción.

El propósito de los dispositivos de control para los transitorios hidráulicos es evitar el daño en tuberías o en equipos de bombeo, que puede producir una depresión ó un golpe de ariete generados por el arranque o paro accidental de la planta de bombeo principalmente.

5.1 Cámara de aire

El diseño estructural de las cámaras de aire en la PB1 y PB2, comprende el cálculo del espesor de la placa cilíndrica así como de la placa semiesférica, el cálculo del espesor de la tubería de conexión entre la cámara y acueducto; la revisión por presiones máxima y mínima de trabajo dadas por el análisis transitorio; así mismo debe tenerse en cuenta el análisis y diseño de la estructura de cimentación de las cámaras de aire y el empotramiento de las mismas.

El proyecto de las cámaras de aire fue realizado tomando en cuenta los requerimientos del estudio de transitorios hidráulicos vistos en los capítulos anteriores; por lo que las dimensiones obtenidas tienen su origen en tales cálculos, las presiones a las que van a estar sometidas son, para el caso de PB1 una presión máxima de 86.47 mca (33.8 msnm), la cual corresponde a la operación de dos equipos de bombeo y en PB2 de 49.29 mca (22.67 msnm), para el caso de dos equipos de bombeo operando.

Las cámaras de aire, para cada planta de bombeo, consisten en dos cuerpos cilíndricos con tapas semiesféricas de acero estructural, de 2.67 m de diámetro en la PB1 y de 2.34 m para la PB2. De acuerdo a los esfuerzos en la placa del cilindro debidos a la presión interna de trabajo en PB1 se eligió un espesor comercial de 1.91 cm (3/4") y en la placa semiesférica de 0.95 cm (3/8") ; en tanto que para la PB2 se tienen presiones de trabajo menores, pero por facilidad de construcción se optó por implantar cámaras de aire con igual espesor comercial que en PB1, obteniendo así un mayor margen de seguridad.

Las cámaras de aire actuarán cuando en el acueducto se presentan depresiones; éstas se generan después del rebote de la onda de sobrepresión ocasionada por el corte de energía eléctrica en las plantas de bombeo.

Los niveles en los que estarán trabajando las cámaras de aire para las diferentes condiciones de operación del acueducto se aprecian en la fig. 5.1.

La cimentación de las cámaras de aire se resolvió mediante una losa rectangular, rigidizada por una cruz formada por contratraveses y que sirven de descanso a los dados donde se anclan los soportes de las cámaras.

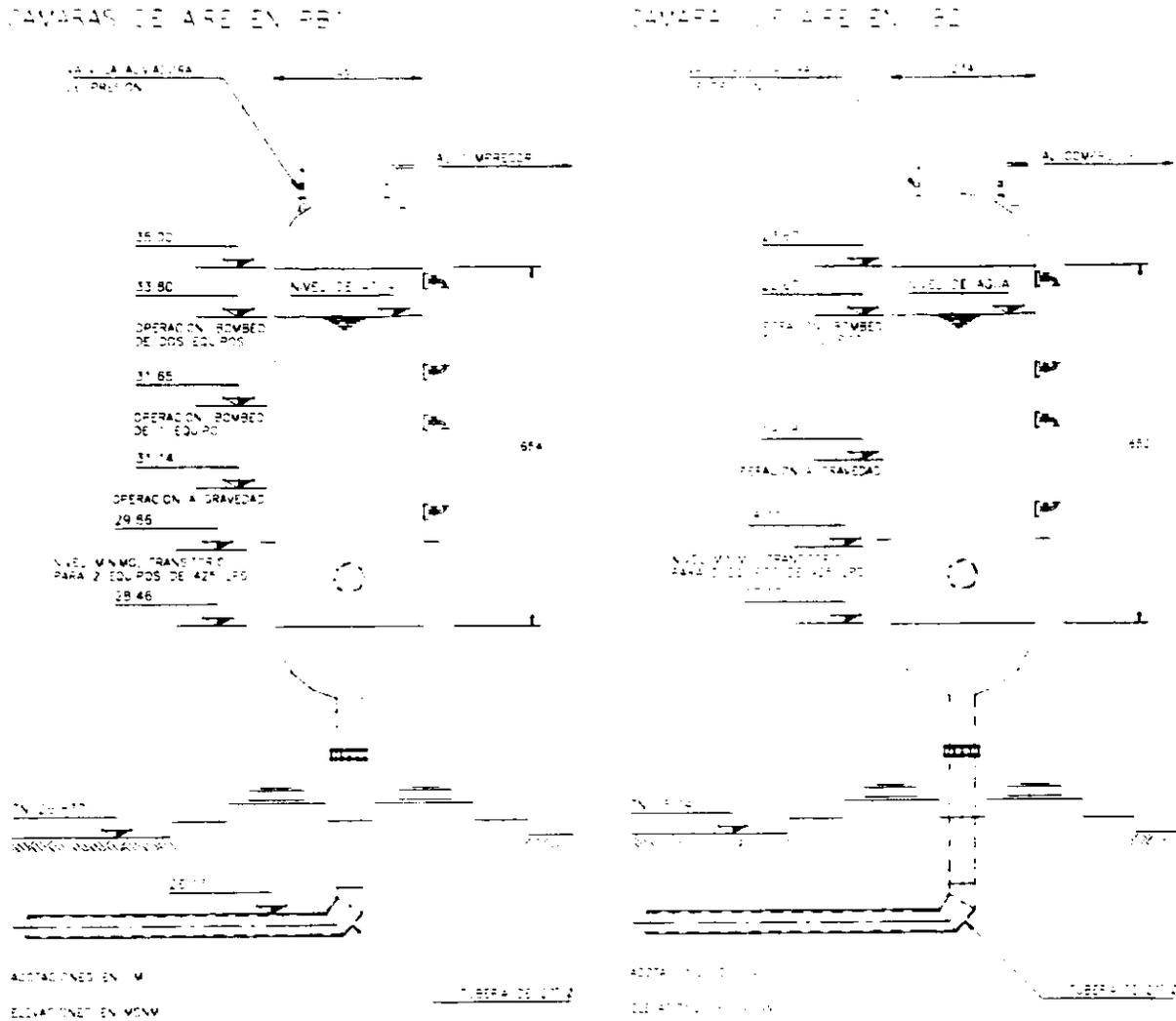


Figura 5.1

5.2 Tanque unidireccional

El tanque unidireccional trabaja cuando se presentan depresiones en el acueducto, producidas por el paro accidental de la planta de bombeo, cuando la línea de cargas piezométricas cae por debajo del nivel de la superficie libre del agua en el tanque.

Un factor importante a tomar en cuenta es la capacidad del tanque unidireccional, para que el comportamiento real del tanque sea el adecuado y óptimo en el funcionamiento hidráulico del acueducto, de tal forma que éstas estructuras evitarán el vaciado de grandes longitudes de tubería ya que el agua que acumulan es suficiente como para poder realizar el cerrado de las válvulas de seccionamiento en lapsos suficientemente largos. Para evitar el riesgo del vaciado del tanque unidireccional, debe tomarse en cuenta varios aspectos:

1. Considerar para el tanque una sección exageradamente grande, por ejemplo 100 veces el área de la tubería de conducción; con lo que prácticamente el nivel del tanque del agua no descenderá en cuanto éste comience a operar [3].
2. El volumen del tanque deberá ser substancialmente mayor que el volumen que se entrega en la línea de conducción. Un criterio preliminar del volumen total del tanque V_T puede ser como mínimo [3]:

$$V_T = 10 V_{\text{extraído}}$$

Dado que el área de la sección transversal del tanque unidireccional es mayor que 100 veces el área de la tubería de conducción, entonces puede decirse que las aceleraciones en el interior del tanque son tan pequeñas como para suponer que la distribución de presiones es hidrostática, como se muestra en la figura 5.2 [3].

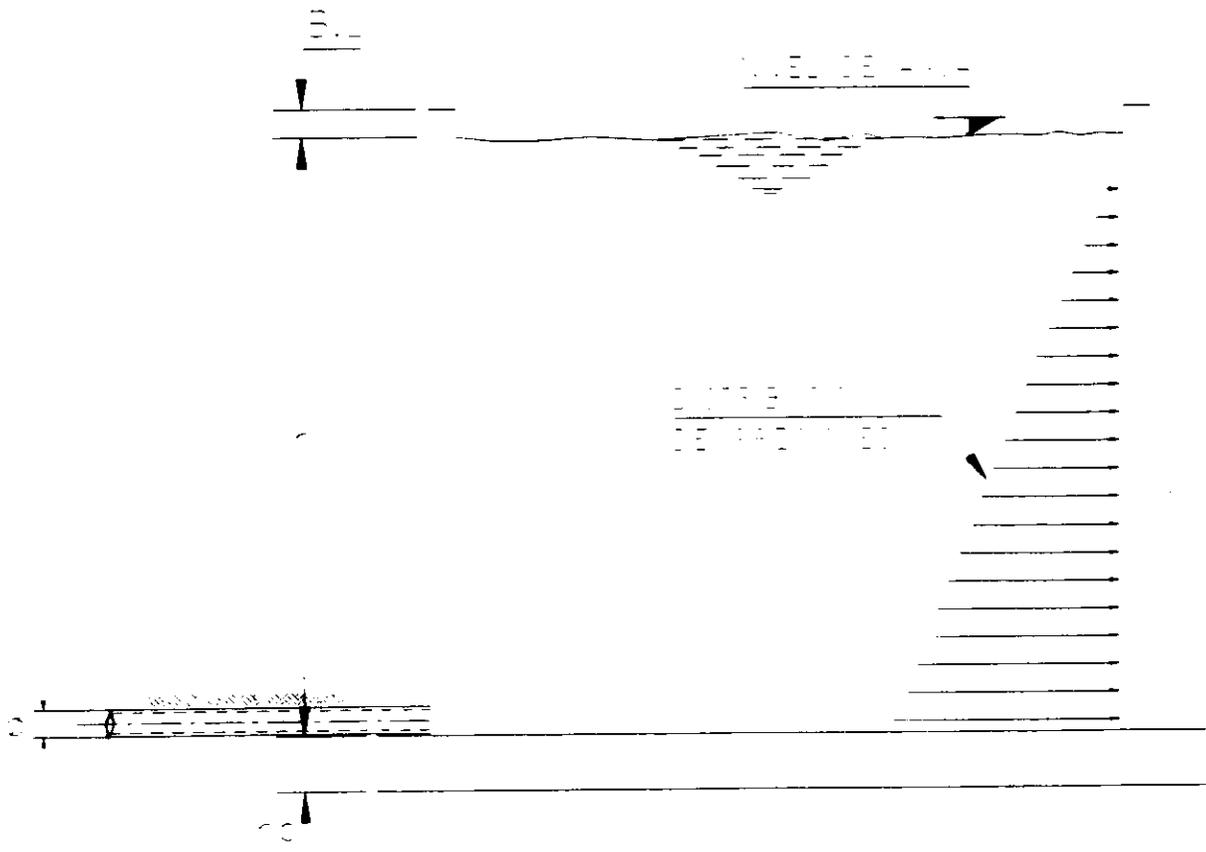


Figura 5.2

El diseño estructural de los tanques unidireccionales TU1 y TU2, de acuerdo al manual de diseño de obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad comprende el análisis de estabilidad de la estructura por sismo y viento así como la revisión de esfuerzos en el acero y concreto de acuerdo a las dimensiones propuestas.

Los niveles y arreglo de los tanques unidireccionales fueron definidos tomando en cuenta los requerimientos del estudio de transitorios.

El cálculo del espesor mínimo para evitar agrietamiento es :

$$h_{\min} = \frac{CEs + fs - n\text{fct}}{100 \text{fsfct}} * Tm$$

donde :

[C] = deformación unitaria del concreto por contracción (0.0003)

[Es] = módulo de elasticidad del acero, en kg/cm²

[Ec] = módulo de elasticidad del concreto, en kg/cm²

[fs] = esfuerzo admisible en el acero, en kg/cm²

[fct] = esfuerzo admisible de tensión en el concreto, en kg/cm²

[n] = Es/Ec, relación modular

[Tm] = tensión máxima por metro de alto en kg

De acuerdo al manual de diseño de obras civiles de la CFE, tabla I.1 se tienen los siguientes valores. fs = 950 kg/cm², fct = 20 kg/cm², la resistencia del concreto utilizado en estas estructuras de control es de 250 kg/cm², y en el acero fy= 4200 kg/cm².

$$Tm = 0.9 * p * r ; Tm = 0.9 * 10.7 * 6.0 = 57.78 \text{ ton}$$

[r] = radio del tanque unidireccional

[p] = presión en t/m²

$$h_{\min} = \frac{0.0003 * 2.1 * 10^6 + 950 - 10 * 20}{100 * 950 * 20} * 57780 = 41.97 \text{ cm} \Rightarrow h = 50 \text{ cm}$$

Del análisis transitorio tenemos que el tanque unidireccional TU1 deberá tener un volumen de almacenamiento de 1130 m³ ubicado en el cadenamiento 71+070 y su nivel de operación deberá estar en la elevación 43 msnm, con una altura de 10.70 m. En tanto que el tanque unidireccional TU2 se instalará en el cadenamiento 15+000, el cual deberá tener un volumen de almacenamiento de 1130 m³ y su nivel de operación estará en la elevación 26.5 msnm con una altura de 10.70 m., como se puede apreciar en la figura 5.3.

Estas estructuras consisten en un tanque circular de concreto reforzado con espesor de pared de 50 cm, de 12 m de diámetro y una altura de 11.20 m desde la plantilla del acueducto.

En el análisis de la estructura para todas aquellas condiciones a las que estará sometida a lo largo de su vida útil como son: análisis por viento, por sismo, por presión hidrostática ; dada la geometría de los dos tanques unidireccionales con relaciones de tirante de agua entre el radio

del tanque $\frac{H}{r} > 1.5$, $\frac{10.7}{6.0} = 1.8 > 1.5$ se tiene una estructura robusta, la cual presenta menos tendencia al volteo.



Figura 5.3

6.3 Torre de oscilación.

Las torres de oscilación TO1 y TO2, actuarán cuando en el acueducto se arrancan las bombas y en el paro accidental de la planta de bombeo. El diseño estructural de las torres de acuerdo al manual de diseño de obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad comprende el análisis de estabilidad de la estructura por sismo y viento así como la revisión de esfuerzos en el acero.

Un factor importante a tomar en cuenta es la capacidad de la torre de oscilación para que el comportamiento real del tanque sea el adecuado y óptimo en el funcionamiento hidráulico del acueducto.

Una vez designadas las constantes de cálculo y dimensiones propuestas de la torre, se analiza la estructura para todas aquellas condiciones a las que estará sometida a lo largo de su vida útil; como son: análisis por viento, por sismo y finalmente, se deduce la estabilidad de la estructura para las condiciones de torre llena y vacía.

Analizando la TO2 ubicada en el cadenamiento 10+000, el peso total de la estructura (peso del agua + peso tubo + peso dado + peso zapata) resulta ser de 65.19 ton, el momento que se opone al volteo resulta ser de $2.25 * 65.19 = 146.68 \text{ t*m}$; en tanto que la fuerza por sismo es de 5.91 ton ubicada a 10.5 m del nivel del desplante por lo que el momento debido a el sismo resulta de 62.12 t*m ; el factor de seguridad es de $146.68/62.1 = 2.36$, por lo que la estructura es estable.

Estas estructuras consisten en un tubo vertical unido a la línea del acueducto mediante una tee de acero, dos reducciones para llegar al diámetro del acueducto, dos coples de ajuste y dos juntas universales para unir tubería de acero a tubería de asbesto-cemento.

La torre de oscilación TO1 se construirá en el cadenamiento 30+000, su diámetro será de 1.3m y su coronamiento estará en la elevación 29.5 msnm. dada por el análisis de transitorios.

La torre de oscilación TO2 estará ubicada en el cadenamiento 10+000, su diámetro será de 1.3m y su coronamiento, al igual que en las estructuras anteriores regidas por el análisis transitorio, estará en la elevación 28.5 msnm

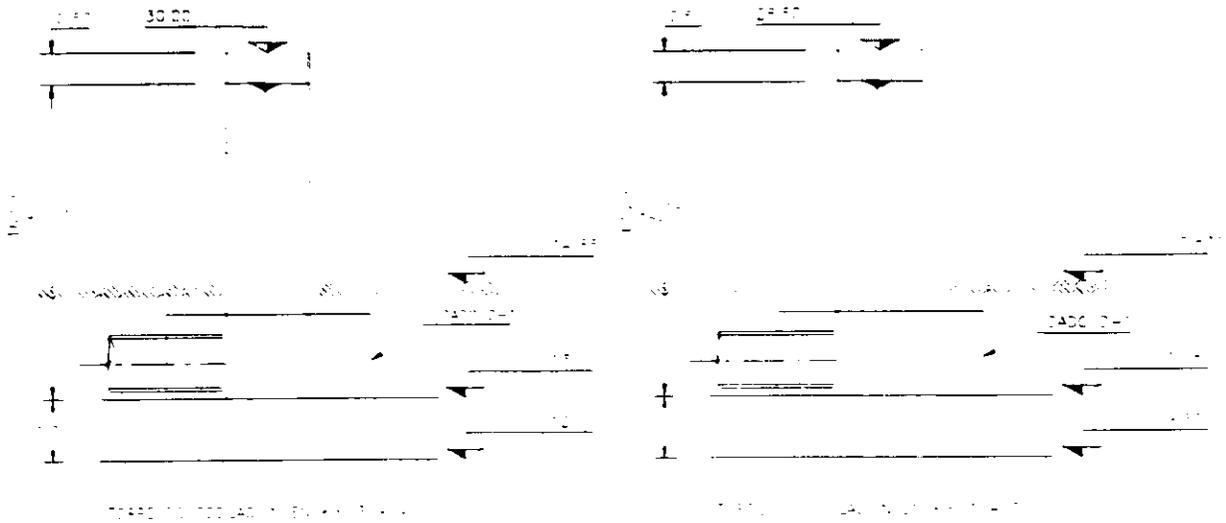
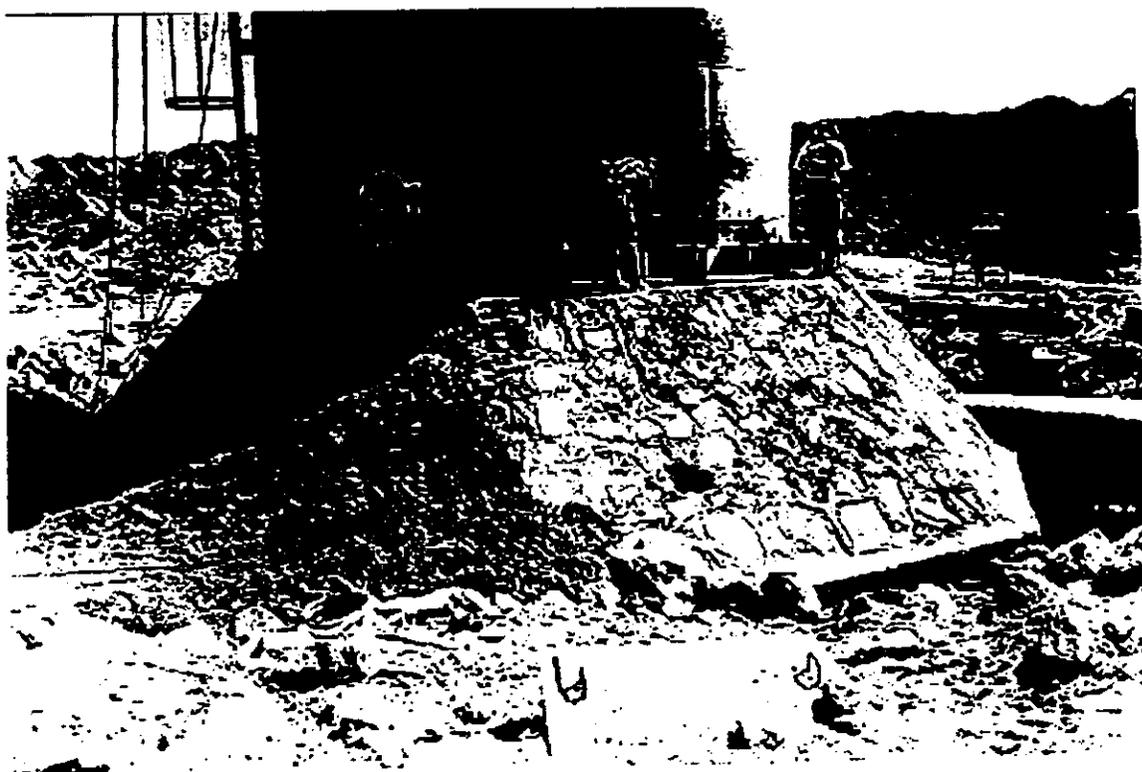


Figura 5.4

CAPITULO VI

ESTUDIOS DE MACANICA DE SUELOS



Cimentación de torre de oscilación del acueducto Río Colorado - Tijuana

6.1 Geología regional

La geología de la región se puede considerar dividida en tres zonas, la de planicie, montañosa y de transición. De acuerdo al desarrollo que sigue la línea de conducción, las dos estructuras localizadas en los kilómetros 72+500 y 71+070 (cámaras de aire en PBI y tanque unidireccional 1 respectivamente), se localizan en la zona de transición; en tanto que las cuatro restantes en zona plana.

Descripción en zona plana.

Al acercarnos a la costa en dirección del Valle de Guaymas, se tiene una fértil llanura constituida por arcillas de baja a mediana compresibilidad (CL); siendo común que aumente su contenido de arena conforme nos alejamos de la costa y nos acercamos a la sierra, también es común, que conforme nos localicemos más cerca de la costa, los estratos superficiales producto de sedimentaciones recientes exhiban grados de acomodo que se pueden calificar como bajos.

Descripción en zona de transición.

Esta zona se caracteriza por abanicos aluviales, constituidos por depósitos de gravas mal graduadas con cementantes arcillosos y diferentes contenidos de fragmentos chicos y medianos redondeados (GP-GC), presentando diversos grados de acomodo, llegando incluso a encontrarse parcialmente cementados.

Descripción en zona montañosa.

Se caracteriza principalmente por rocas ígneas extrusivas, clasificándose como andesitas y riolitas, así como tobas del mismo origen que las rocas madres; presentando diferentes grados de intemperización manifestándose en el fracturamiento de las rocas.

6.2 Trabajos de exploración.

Atendiendo a la magnitud de las descargas que se transmitirán al subsuelo por parte de las estructuras por construir, y muy especialmente en cuanto a su ubicación dentro de la zona estratigráfica; los trabajos de exploración y muestreo son como los muestra la tabla 6.1 para cada estructura de protección:

ESTRUCTURA DE PROTECCIÓN	EXPLORACIÓN Y MUESTREO
Dos cámaras de aire en PB1	Un pozo a cielo abierto con obtención de muestreo alterado representativo.
Tanque unidireccional en Km. 71+070	Dos pozo a cielo abierto con obtención de muestreo alterado representativo.
Torre de Oscilación en Km. 30+040	Sondeo de tipo mixto alternando la prueba de Penetración Estándar con muestreo inalterado usando Tubo Shelby de 4" (10 cm) de diámetro.
Dos cámaras de aire en PB2	Un pozo a cielo abierto con obtención de muestreo inalterado a base de muestras cúbicas.
Tanque unidireccional en Km. 15+000	Sondeo de tipo mixto alternando la prueba de Penetración Estándar con muestreo inalterado usando Tubo Shelby de 4" (10 cm) de diámetro.
Torre de Oscilación en Km. 10+000	Sondeo de tipo mixto alternando la prueba de Penetración Estándar con muestreo inalterado usando Tubo Shelby de 4" (10 cm) de diámetro.

Tabla 6.1

En el caso de las cámaras de aire en PB1 y el tanque unidireccional en el Km. 71+070, además de los trabajos de exploración, se complementaron con un levantamiento geotécnico del sitio, explorando algunos frentes y deslaves existentes.

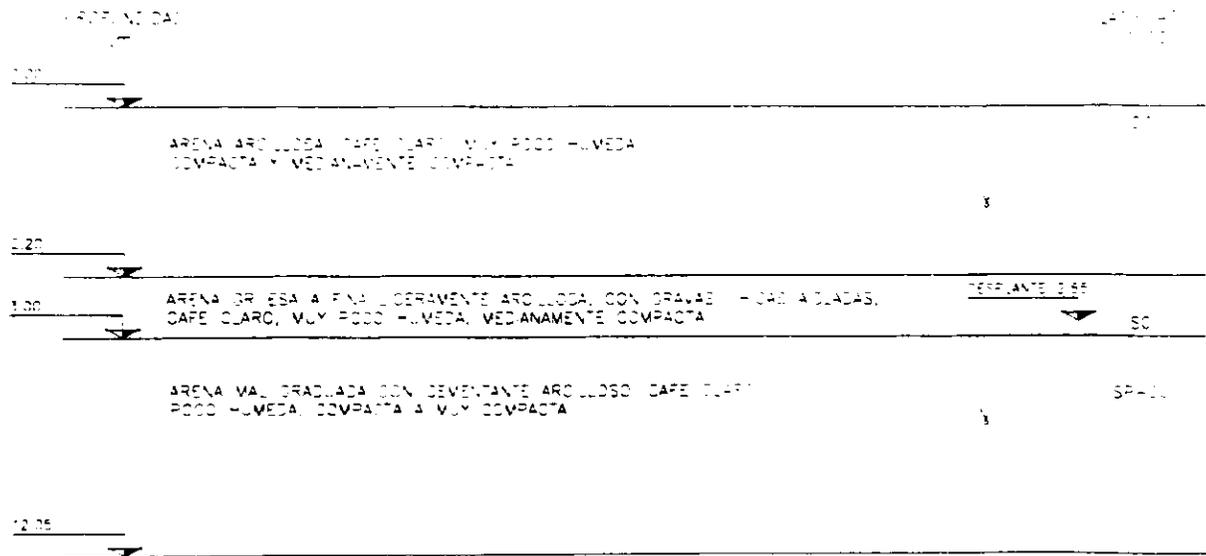
6.3 Trabajos de laboratorio

Los trabajos de laboratorio para las estructuras de protección de la torre de oscilación en el Km. 30+040, cámaras de aire en PB2, tanque unidireccional en el Km. 15+000 y torre de oscilación en el Km. 10+000 consistieron en:

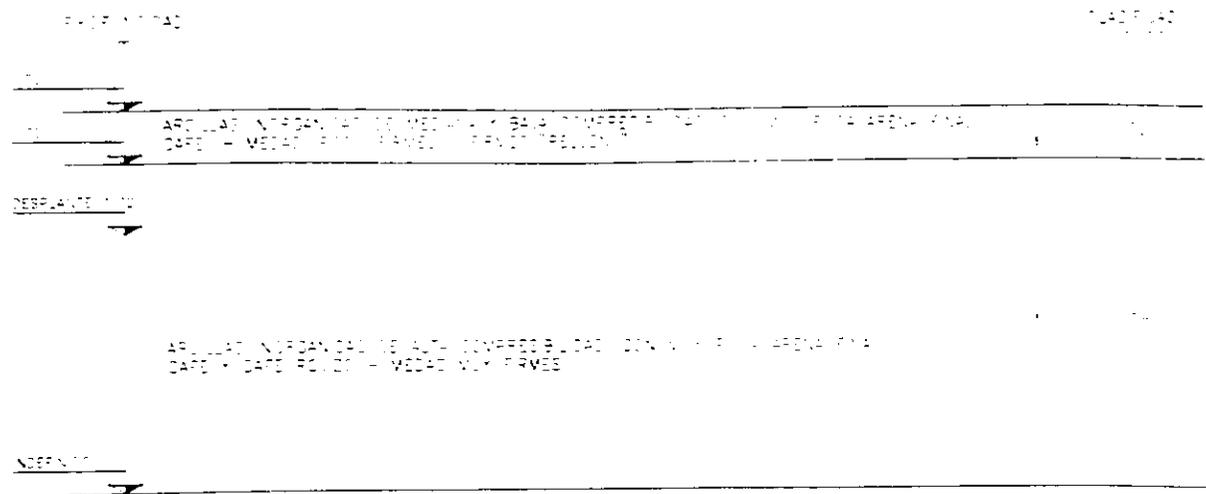
Las muestras alteradas obtenidas mediante el penetrómetro estándar al aplicar la prueba, se sujetaron a ensayos de clasificación del suelo, obteniendo contenido natural de agua, límites de consistencia y granulometría; las muestras inalteradas extraídas usando tubo Shelby, así como la muestra cúbica de la planta de bombeo 2, se sometieron además de las pruebas de clasificación ya señaladas a pruebas de esfuerzo - deformación, como la de compresión axial no confinada, triaxial rápida y de consolidación, además de determinaciones de peso volumétrico y densidad de sólidos.

Es conveniente mencionar que salvo en el km. 15+000, en los otros dos sitios donde se realizó exploración con máquina perforadora, la firmeza y/o compacidad de los suelos permitieron un bajo porcentaje de muestreo inalterado usando tubo Shelby.

6.4.3 Torre de oscilación en Km. 30+040.



6.4.4 Cámaras de aire en PB2.



6.4.5 Tanque unidireccional en Km. 15+000.

PROFUNDIDAD	DESCRIPCION	CLASIFICACION	PERCENTAJE
0.00			
0.20	ARENA FINA ARC LLETA, CAPE CLARO, BOTAS Y MEDA MEDIANAMENTE COMPACTA	3	70
0.40	ARC LLETA NOROCCIDENTAL DE BAJA DENSIDAD COMPRESIBILIDAD CON INTERESTRATIFICACIONES DE ARENA FINA, CAPE Y CAPE OSCURO, BOTAS Y MEDA BLANCA Y OSCURA	3	70
0.60	ARENA GRUESA A FINA, GERAVEMENTE ARC LLETA CON BOTAS Y CAPE OSCURO, CAPE CLARO, MUY POCO Y MEDA MEDIANAMENTE COMPACTA	3	70
0.80			
1.00	ARC LLETA NOROCCIDENTAL DE BAJA DENSIDAD COMPRESIBILIDAD CON INTERESTRATIFICACIONES DE ARENA FINA, CAPE Y CAPE OSCURO, BOTAS Y MEDA BLANCA Y OSCURA	3	70
1.20			
1.40	ARENA FINA ARC LLETA, CAPE CLARO, BOTAS Y MEDA MEDIANAMENTE COMPACTA	3	70
1.60			
1.80	ARC LLETA NOROCCIDENTAL DE BAJA DENSIDAD COMPRESIBILIDAD CON INTERESTRATIFICACIONES DE ARENA FINA, CAPE, POCO Y MEDA Y BOTAS	3	70
2.00			

6.4.6 Torre de oscilación en Km. 9+691.

PROFUNDIDAD	DESCRIPCION	CLASIFICACION	PERCENTAJE
0.00			
0.20	ARENA FINA ARC LLETA, CAPE CLARO, BOTAS Y MEDA MEDIANAMENTE COMPACTA	3	70
0.40	ARC LLETA NOROCCIDENTAL DE BAJA DENSIDAD COMPRESIBILIDAD CON INTERESTRATIFICACIONES DE ARENA FINA, CAPE Y CAPE OSCURO, BOTAS Y MEDA BLANCA Y OSCURA	3	70
0.60	ARC LLETA NOROCCIDENTAL DE ALTA COMPRESIBILIDAD, CAPE CLARO, POCO Y MEDA CLARA	3	70
0.80			
1.00	ARC LLETA NOROCCIDENTAL DE BAJA DENSIDAD COMPRESIBILIDAD CON INTERESTRATIFICACIONES DE ARENA FINA, CAPE CLARO, MUY POCO Y MEDA OSCURA	3	70
1.20			
1.40	ARENA FINA, BOTAS, CAPE CLARO, MUY POCO Y MEDA MEDIANAMENTE COMPACTA	3	70
1.60			
1.80			
2.00			

6.5 Análisis de mecánica de suelos.

6.5.1 Cámaras de aire en PB1

En atención a las características estratigráficas y mecánicas del subsuelo, así como a la geometría y descargas de las estructuras por construir, se considera conveniente resolver la cimentación mediante el empleo de zapata aislada rectangular, desplantada a una profundidad mínima de 1.75 m, es decir dentro del estrato constituido por gravas mal graduadas con cementante limoso y fragmentos chicos (ligeramente mayores de 3") y fragmentos medianos muy aislados, muy compacta (GP-GM), como se indica en la figura 6.4.1.

Capacidad admisible.

Para determinar la capacidad de carga admisible, se utilizó la teoría de Terzaghi para falla general y local para las combinaciones de carga establecidas, considerando que el suelo tiene un comportamiento predominantemente friccionante, tomando un ángulo de fricción interna conservador de 36°.

$$\text{Falla general } q_{adm} = 51 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Falla local } q_{adm} = 21 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Revisión de estados límite de falla.

Al revisar la cimentación ante los estados límite de falla, para las combinaciones de carga, se observa que en todos los casos se cumple la desigualdad:

$$q_{cu} < q_{adm}$$

donde

[q_{cu}] = Presión neta de descarga de la estructura

[q_{adm}] = Capacidad de carga admisible en el suelo

$$q_{cu} = 5.23 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Por lo que la cimentación propuesta es adecuada.

Revisión de estados límites de servicio.

El asentamiento instantáneo al centro de la cimentación, se calculó con la Teoría Elástica, obteniendo un valor de 0.003 m, valor que resulta inferior que el permisible; en tanto que el giro de la cimentación resultó de 0.025 %, inferior al permisible.

Los asentamientos a largo plazo serán prácticamente nulos ya que el subsuelo de cimentación no es susceptible al fenómeno de la consolidación.

En tanto que los parámetros de deformabilidad obtenidos y necesarios para el análisis estructural son:

$$\text{Módulo de deformabilidad ó Elasticidad: } E = 500 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Módulo de Poisson: } \nu = 0.15$$

$$\text{Módulo de reacción: } K_v = 0.72 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^3}$$

Estabilidad de la excavación.

La naturaleza friccionante de los suelos así como la cercanía de las estructuras existentes en la planta, condicionan realizar las excavaciones con paredes verticales, debiendo mantenerlas abiertas el menor tiempo posible, de otra manera, se tendrán que asignar taludes $1/4 : 1$, debiendo tener cuidado de no invadir las cimentaciones de las estructuras existentes.

6.5.2 Tanque Unidireccional en el Km. 71+070

Atendiendo a las características estratigráficas y mecánicas del subsuelo, así como la geometría y descarga de la estructura, se considera conveniente resolver la cimentación de esta estructura, al igual que el caso anterior con cimentación superficial, mediante el empleo de una zapata aislada de forma octagonal, desplanta por requerimientos de proyecto a una profundidad de 3.25 m, es decir, dentro del estrato constituido por fragmentos chicos y medianos muy bien empacados en grava arcillosa, café, poco húmeda (GC).

Capacidad admisible.

La determinación de capacidad admisible se realizó considerando falla general y local para las combinaciones de carga establecidas, y tomando en cuenta que el suelo tiene un comportamiento predominantemente friccionante.

$$\text{Falla general } q_{adm} = 173 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Falla local } q_{adm} = 43 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Revisión de estados límite de falla.

Al revisar la cimentación ante los límites de falla, para las dos combinaciones de carga, se observa que en todos los casos se cumple la desigualdad:

$$q_{cu} < q_{adm}$$

donde

$[q_{cu}]$ = Presión neta de descarga de la estructura

$[q_{adm}]$ = Capacidad de carga admisible en el suelo

$$q_{cu} = 17.47 \frac{ton}{m^2}$$

Revisión de estados límites de servicio.

El asentamiento instantáneo al centro de la cimentación, se calculó con la Teoría Elástica, obteniendo un valor de 0.04 m, valor que resulta inferior que el permisible; en tanto que el giro de la cimentación resultó de 0.05 %, inferior al permisible.

Por lo que toca al asentamiento a largo plazo serán prácticamente nulos ya que el subsuelo de cimentación no es susceptible al fenómeno de la consolidación debido a la naturaleza del suelo.

En tanto que los parámetros de deformabilidad obtenidos y necesarios para el análisis estructural son:

Módulo de deformabilidad ó Elasticidad: $E = 500 \frac{Kg}{cm^2}$

Módulo de Poisson: $\nu = 0.15$

Módulo de reacción: $K_v = 0.67 \frac{Kg}{cm^3}$

Estabilidad de la excavación.

Tomando en cuenta la naturaleza del suelo, las excavaciones para alojar la cimentación se realizarán con taludes $1/4 : 1$, debiendo permanecer abiertas el menor tiempo posible para la construcción de la cimentación.

6.5.3 Torre de Oscilación en el Km. 30+040

En atención a las características estratigráficas y mecánicas del subsuelo, así como a las características geométricas y descarga de la estructura, la cimentación se podrá resolver por superficie, mediante el empleo de una zapata aislada de forma octagonal, desplantada por requerimientos de proyecto a una profundidad de 2.85 m por debajo del nivel del terreno natural (elevación 12.00 m), es decir, dentro del estrato constituido por una arena gruesa a fina ligeramente arcillosa, con gravas chicas aisladas, medianamente compacta (SC).

Capacidad admisible.

La determinación de capacidad admisible se realizó considerando falla general y local para las combinaciones de carga, obteniendo los siguientes resultados.

$$\text{Falla general } q_{adm} = 70.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Falla local } q_{adm} = 30.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Revisión de estados límite de falla.

De la revisión de la cimentación ante los estados límite de falla, para las combinaciones de carga establecidas, se observa que en todos los casos se cumple la desigualdad:

$$q_{cu} < q_{adm}$$

donde

$[q_{cu}]$ = Presión neta de descarga de la estructura

$[q_{adm}]$ = Capacidad de carga admisible en el suelo

$$q_{cu} = 5.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Revisión de estados límites de servicio.

Para este caso los resultados obtenidos resultaron de 0.009 m, valor que resulta inferior que el permisible; en tanto que el giro de la cimentación resultó de 0.1 %, inferior al permisible.

Por lo que toca al asentamiento a largo plazo serán prácticamente nulos ya que el subsuelo de cimentación no es susceptible al fenómeno de la consolidación debido a la naturaleza del suelo.

En tanto que los parámetros de deformabilidad obtenidos y necesarios para el análisis estructural son:

$$\text{Módulo de deformabilidad ó Elasticidad: } E = 200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Módulo de Poisson: } \nu = 0.25$$

$$\text{Módulo de reacción: } K_v = 0.72 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^3}$$

Estabilidad de la excavación.

Al revisar la estabilidad de las excavaciones sin soporte lateral, se puede observar que resultan estables para las profundidades contempladas en el proyecto (2.85 m). por lo que se podrán realizar con paredes verticales, siempre y cuando permanezcan abiertas el tiempo necesario para realizar los colados de la cimentación.

6.5.4 Cámaras de aire en PB2

Para este caso y atendiendo a las características estratigráficas y mecánicas del subsuelo, así como a la geometría y descargas de la estructura por construir, se considera conveniente resolver la cimentación de esta estructura mediante el empleo de cimentación superficial colocando una zapata aislada rectangular, desplantada a una profundidad mínima de 1.0 m, es decir dentro del estrato constituido por arcillas inorgánicas de alta plasticidad, con muy poca arena fina, café y café rojiza, muy firme (CH).

Capacidad admisible.

Para determinar la capacidad de carga admisible, se utilizó la teoría de Terzaghi para el caso de suelos cohesivos, considerando falla general y local para las combinaciones de carga establecidas, obteniendo los siguientes resultados:

$$\text{Falla general } q_{adm} = 10.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Falla local } q_{adm} = 6.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Revisión de estados límite de falla.

Al revisar la cimentación ante los estados límite de falla, para las combinaciones de carga, se observa que en todos los casos se cumple la desigualdad:

$$q_{cu} < q_{adm}$$

donde

$[q_{cu}]$ = Presión neta de descarga de la estructura

$[q_{adm}]$ = Capacidad de carga admisible en el suelo

$$q_{cu} = 5.2 \frac{ton}{m^2}$$

Revisión de estados límites de servicio.

El asentamiento instantáneo al centro de la cimentación, se calculó con la Teoría Elástica, obteniendo un valor de 0.016 m, valor que resulta inferior que el permisible; en tanto que el giro de la cimentación resultó de 0.10 %, inferior al permisible.

Los asentamientos diferidos a largo plazo de los estratos arcillosos localizados por debajo del desplante de la cimentación, se calculó con la teoría de Terzaghi, utilizando gráficas de consolidación de pruebas realizadas con las muestras obtenidas del subsuelo; obteniendo un valor de 0.04 m. Valor que resulta ser inferior al permisible.

En tanto que los parámetros de deformabilidad obtenidos y necesarios para el análisis estructural son:

Módulo de deformabilidad ó Elasticidad: $E = 90 \frac{Kg}{cm^2}$

Módulo de Poisson: $\nu = 0.30$

Módulo de reacción: $K_v = 0.06 \frac{Kg}{cm^3}$

Estabilidad de la excavación.

Al revisar la estabilidad de las excavaciones necesarias para alojar la cimentación, se observa que estas resultan estables con paredes verticales y sin soporte lateral para la profundidad de proyecto establecida.

6.5.5 Tanque Unidireccional en el Km. 15+000

Atendiendo a las características estratigráficas y mecánicas del subsuelo, así como la geometría y descarga de la estructura, se observa que no es conveniente resolver la cimentación de esta estructura por superficie desplantada a 2.23 m; pues los suelos en el desplante poseen baja resistencia y alta compresibilidad; en virtud de lo anterior se analizó la posibilidad de desplantarse en los estratos resistentes localizados a una profundidad de 5 m, dentro del material constituido por una arena arcillosa, café claro, poco húmeda, medianamente compacta (SC), resultando factible desde el punto de vista de resistencia y deformabilidad, sin embargo, las excavaciones necesarias para alcanzar esta profundidad de desplante resultan inestables, requiriéndose el empleo de elementos de soporte como tablaestacas, lo cual complica considerablemente el proceso constructivo.

En razón de lo anterior, se estudió la alternativa de resolver la cimentación mediante el empleo de pilotes o pilas desplantadas en los estratos resistentes, sin embargo, se observa que el número de elementos resulta tan elevado que no se cumplen los requerimientos de separación de los mismos, aunado a que el proceso constructivo implica el empleo de equipo especializado.

Por lo anterior, se propone como alternativa más conveniente desde el punto de vista constructivo, utilizar el procedimiento de hincado de las estructura mediante el método del "pozo indio", el cual se emplea con regularidad en este tipo de estructuras cilíndricas, ya que se facilita el proceso constructivo y redunda en economía de la obra.

En las condiciones anteriores la estructura estará trabajando como una cimentación parcialmente compensada, es decir, se estará compensando parte del peso de la estructura con el peso de la excavación hasta la profundidad establecida.

Capacidad admisible.

La capacidad de carga admisible al nivel del desplante de la cimentación, se calculó con los lineamientos de la teoría de Terzaghi, para el caso de suelos cohesivos - friccionantes, a los cuales se les consideró como parámetros de resistencia, una cohesión media de 1 ton/m² y un ángulo de fricción interna de 28°. los cuales resultan razonablemente conservadores ; en estas condiciones, se calcularon las capacidades de carga admisibles tanto para falla general como para falla local para las combinaciones de carga establecidas.

$$\text{Falla general } q_{adm} = 94 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Falla local } q_{adm} = 30.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Revisión de estados límite de falla.

Al revisar la cimentación ante los límites de falla, para las combinaciones de carga, se observa que en todos los casos se cumple la desigualdad:

$$q_{cu} < q_{adm}$$

donde

$[q_{cu}]$ = Presión neta de descarga de la estructura

$[q_{adm}]$ = Capacidad de carga admisible en el suelo

$$q_{cu} = 18 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Revisión de estados límites de servicio.

El asentamiento instantáneo al centro de la cimentación, se calculó con la Teoría Elástica, obteniendo un valor de 0.04 m. en tanto que el giro de la cimentación resultó de 0.09 %, en ambos casos, estos valores se encuentran por debajo de los permisibles que señalan los reglamentos de construcción para este tipo de estructuras.

En cuanto a los asentamientos diferidos a largo plazo, es de observar que estos serán despreciables, debido a la naturaleza de los materiales, los cuales no son susceptibles al fenómeno de consolidación.

En tanto que los parámetros de deformabilidad obtenidos y necesarios para el análisis estructural son:

Módulo de deformabilidad ó Elasticidad: $E = 300 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$

Módulo de Poisson: $\nu = 0.25$

Módulo de reacción: $K_v = 0.67 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^3}$

Empujes laterales en muros de la estructura.

Los empujes laterales activos y pasivos que estarán actuando en los muros de la estructura, se determinaron utilizando la teoría de Rankine, considerando la rigidez y restricción del movimiento de la misma, de lo cual se deduce que la cimentación es adecuada.

Estabilidad de la excavación.

Se efectuaron los análisis de estabilidad de las excavaciones durante el proceso constructivo de la estructura, determinando la necesidad de realizar una excavación de alivio perimetral, con un diámetro mínimo de 20 m. hasta una profundidad de un metro y posteriormente realizar las excavaciones por etapas.

6.5.6 Torre de Oscilación en el Km. 10+000

En atención a las características estratigráficas y mecánicas del subsuelo, así como a las características geométricas y descarga de la estructura, la cimentación se podrá resolver por superficie, mediante el empleo de una zapata aislada de forma octagonal, desplanta por requerimientos de proyecto a una profundidad de 4.03 m (elevación 9.80 m), con respecto al terreno natural, es decir, dentro del estrato constituido por arcillas inorgánicas de baja a mediana plasticidad, con abundante arena fina, café claro, poco húmeda, muy firmes (CL).

Capacidad admisible.

Para la determinación de capacidad de carga admisible, se utilizó la teoría de Terzaghi para falla local y general, en el caso de suelos con comportamiento cohesivo y para las combinaciones de carga establecidas, obteniendo los siguientes resultados:

$$\text{Falla general } q_{adm} = 26.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Falla local } q_{adm} = 19.7 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Revisión de estados límite de falla.

De la revisión de la cimentación ante los estados límite de falla, para las combinaciones de carga establecidas, se observa que en todos los casos se cumple la desigualdad:

$$q_{cu} < q_{adm}$$

donde

$[q_{cu}]$ = Presión neta de descarga de la estructura

$[q_{adm}]$ = Capacidad de carga admisible en el suelo

$$q_{cu} = 5.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Revisión de estados límites de servicio.

El asentamiento instantáneo al centro de la zapata, se calculó con los lineamientos de la teoría Elástica obteniendo un valor de 0.038 m. El giro de la cimentación resulto de 0.45%. En ambos casos, estos valores se encuentran por debajo de los permisibles.

El asentamiento diferido a largo plazo resulta de orden despreciable, ya que los suelos por debajo de la cimentación exhiben consistencias relativamente altas.

En tanto que los parámetros de deformabilidad obtenidos y necesarios para el análisis estructural son:

Módulo de deformabilidad ó Elasticidad: $E = 45 \frac{Kg}{cm^2}$

Módulo de Poisson: $\nu = 0.30$

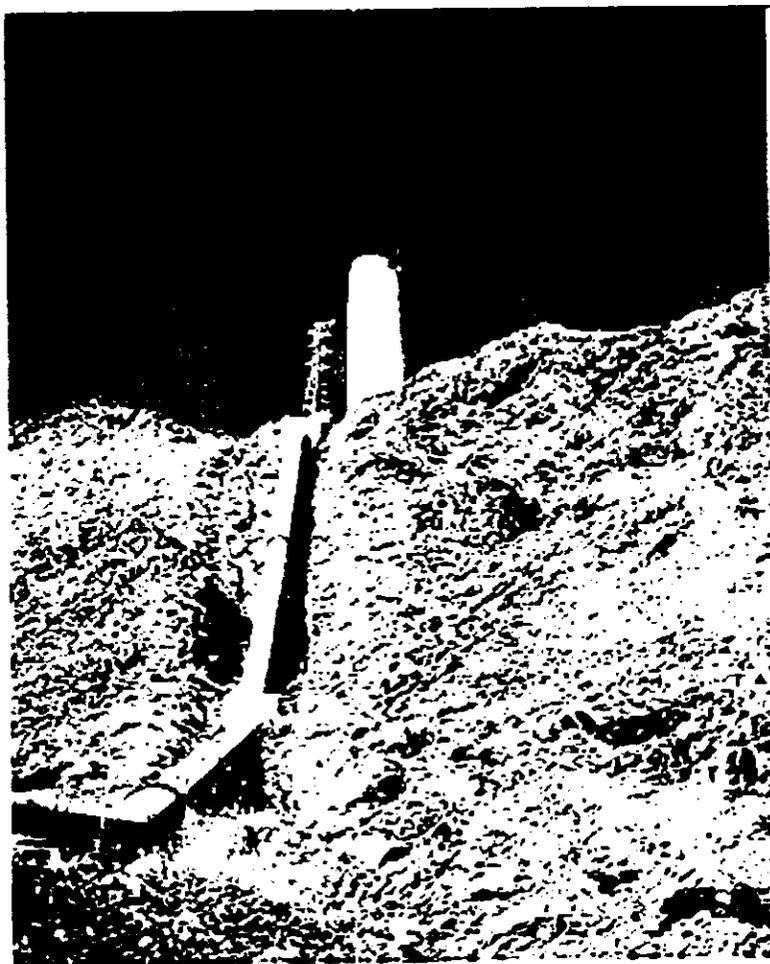
Módulo de reacción: $K_v = 0.12 \frac{Kg}{cm^3}$

Estabilidad de la excavación.

Se revisó la estabilidad de excavaciones verticales sin soporte lateral para la profundidad de desplante de la cimentación, se puede observar que resultan estables para las profundidades contempladas en el proyecto por lo que se podrán realizar con paredes verticales, siempre y cuando permanezcan abiertas el tiempo necesario para realizar los colados de la cimentación.

CAPITULO VII

ANALISIS DE COSTOS



Ascenso a torre de oscilación del acueducto Río Colorado - Tijuana

En una obra de ingeniería civil existen cuatro componentes esenciales, que intervienen en el costo de la obra.

Costo inicial de operación, de la energía y mantenimiento (este último incluye costos de modificaciones y remodelación), el no considerar o subestimar alguno de ellos puede llevar a que se incremente considerablemente el valor final de la obra.

Los costos que deben considerarse cuando se llevan a cabo análisis de los costos del ciclo de vida, son los siguientes:

Costos iniciales.

Estos son costos de capital en los que se incurren en el "primer costo" que se obtienen de los valores materiales o físicos, los cuales en la construcción incluyen compromisos tales como:

1. Investigación y desarrollo.
2. Adquisiciones, incluyendo terrenos.
3. Diseños de los servicios.
4. Construcción de los servicios de instalación de todo el equipo, mobiliario y accesorios para su ocupación final.
5. Control de calidad, prueba y supervisión del rendimiento.
6. Comisiones o contrataciones y arranque.
7. Contratación y capacitación del personal de mantenimiento y de operación.
8. Cualquier equipo auxiliar que permita que la obra funcione a su capacidad proyectada.

La mayoría de los costos se capitalizarán.

Los costos de capital se consideran como gastos que se hacen una sola vez y al comienzo de la vida operativa de proyecto.

Costos de operación.

Los costos de operación se contraen al hacer funcionar el acueducto durante su vida e implica costos tales como:

1. Supervisión.
2. Mano de obra para los servicios comunes.
3. Materiales indirectos, herramientas y accesorios.
4. Gastos generales de administración
5. Costo de reserva del espacio asociado y de servicios de apoyo.
6. Limpieza.
7. Costos de uso funcional.

Los costos de operación del acueducto se pueden considerar como un costo variable directo o indirecto.

Costos de la energía.

Los costos de la energía se relacionan con los componentes de consumo de energía que son necesarios para la operación del acueducto tales como:

1. Costo del combustible.
2. Costo de la electricidad.
3. Costo de la mano de obra relacionada con las operaciones y con los servicios de energía.

Los gastos de energía del acueducto se consideran como un costo variable directo o indirecto.

Costos de mantenimiento y de modificaciones.

Se incurre en costos de mantenimiento y modificaciones para conservar el acueducto en su nivel de rendimiento (o actualización) con un grado aceptable de fiabilidad e incluye lo siguiente:

1. Programación de las reparaciones y reemplazos.
2. Costo de tiempo ocioso de producción, pérdida durante el mantenimiento preventivo.
3. Costos de la baja de tuberías por deterioro.
4. Inventarios de parte de repuesto.
5. Depreciación.
6. Impuestos.

Los costos de mantenimiento pueden tratarse como costos variables o como fijos.

Costos de recuperación.

En muchos casos de costeo del ciclo de vida, deben considerarse los costos de reinstalación y disposición. Los costos de disposición se relacionan con los costos terminales de la propiedad del activo e implican:

1. Costos del retiro de material.
2. Reinstalación del lugar.
3. Disposición del activo físico y de los desechos terminales.

Estos costos se compensan en contra de la venta de componentes redundantes lo que resulta de un valor de recuperación positivo o negativo. Para propósito práctico, el valor de recuperación sólo se da como valor en libros para propósitos de depreciación.

La figura 7.1 muestra la magnitud de los costos cuando se comparan los costos iniciales con los no previstos respecto al costo total del propietario.

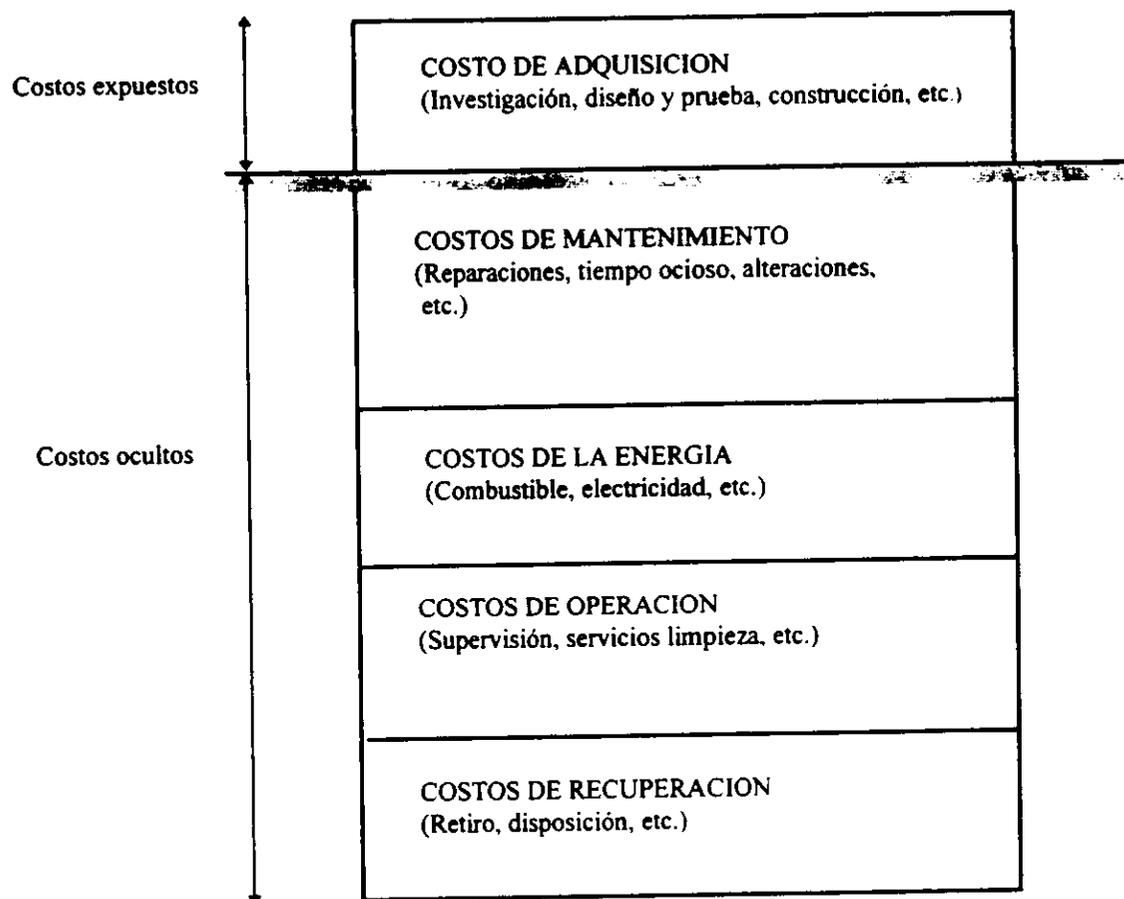


Figura 7.1 Costos expuestos y ocultos del propietario.

El costo total del proyecto se transforma entonces en:

$$\text{costo total} = \text{costo inicial} + \text{costo de operación} + \text{costo de mantenimiento y modificaciones} + \text{costo de la energía} \pm \text{costo de recuperación.}$$

Al evaluar las virtudes económicas de un proyecto, invariablemente sólo se han estudiado los costos iniciales de proporcionar el servicio. Todos los otros costos han sido menospreciados en su mayoría, lo que conduce a equivocación. El primero es que los costos de operación y mantenimiento en instalaciones grandes de construcción son significativos y pueden llegar hasta niveles del 30% al 40% del costo del capital inicial. Segundo, las decisiones tomadas en la fase de diseño, construcción y contratación o subcontratación afectan severamente los costos a los que se incurre durante las fases de operación, mantenimiento y disposición.

Estos olvidos existen principalmente debido a un interés dividido. Esto es, las partes interesadas en el diseño y las instalaciones de construcción no están relacionadas con las preocupaciones de aquellos que son responsables de operar la instalación.

Conforme los costos de operación se vuelven desproporcionadamente altos, resulta aparente que las categorías atribuidas al costo inicial de un proyecto tienen un gran efecto sobre dichos costos. Por tanto la administración del ciclo de vida tiene como objetivo el intercambio y compensación entre los costos iniciales y los costos de operación. Cuando se analiza un sistema o proyecto, el objetivo de los estudios del ciclo de vida consiste en optimizar el costo total de poseer y utilizar activos físicos. En muchos casos se toma una decisión con respecto a reducir el costo inicial a riesgo de aumentar los gastos futuros o aumentar los costos iniciales con el fin de reducir los gastos futuros. Esta opción de intercambio se muestra en las figuras 7.2 y 7.3 en donde la opción A muestra los flujos de efectivo de un proyecto típico y la opción B muestra los flujos de efectivo o flujos de caja del proyecto siguiendo ajustes debido a consideraciones del costo del ciclo de vida.

El si es o no prudente incurrir en altos costos de instalación en favor de bajos costos de operación, o en bajos costos de instalación en favor de altos costos de operación, depende de varios factores, tales como presupuestos disponibles, las restricciones de ingeniería, las concesiones de capital, las tasas de interés, y las utilidades anticipadas. Cualquier beneficio (o falta de ellos) que se obtengan tanto impuestos como de las concesiones de capital se deben considerar en los cálculos del costeo del ciclo de vida.

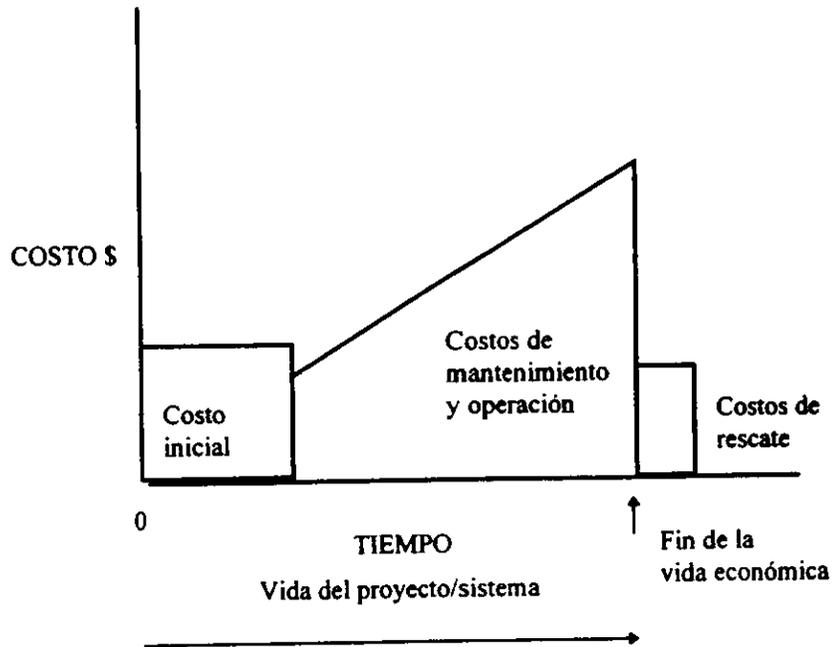


Figura 7.2 Opción de intercambio A.

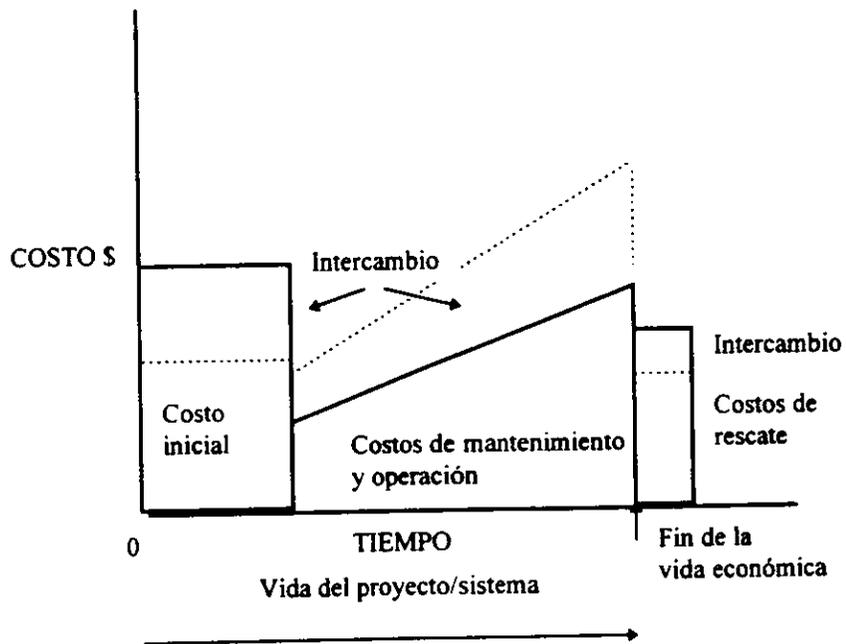


Figura 7.3 Opción de intercambio B.

En general, mientras más larga es la vida de una instalación, se justifica más un gasto inicial debido a que el costo de instalación se amortizará durante un periodo más largo, y por lo tanto se tiene más tiempo para que se pague a sí mismo. Cuando un proyecto tiene una vida corta generalmente resulta valioso tener gastos iniciales bajos y aceptar costos de operación más altos.

Sin embargo, las decisiones de esta naturaleza habrán de basarse en cálculos firmes con respecto a las capacidades de ingeniería, pronósticos, estimaciones, análisis de costo - beneficio, teoría de la probabilidad, y análisis de sensibilidad. Tales métodos muestran las relación entre los costos iniciales y de operación de un proyecto, estableciendo así los beneficios. Equilibrando los dos, se pueden determinar los costos óptimos.

Hablando concretamente de la situación que prevalece en Guaymas, es un claro ejemplo de que no se siguieron los pasos establecidos para tener un equilibrio en los costos, ya que en un principio el acueducto fue diseñado para operar un tiempo a gravedad y cuando la población demandará más agua se construirían las plantas de bombeo, pero en ningún momento se hicieron análisis transitorios.

Al construir y poner en funcionamiento las plantas de bombeo las presiones que se presentaron provocando que se colapsara la tubería ocasionando un paro en el suministro de agua e incrementándose los costos en lo referente a reparación, además no se tenía conocimiento del por qué de las rupturas y seguían operando el acueducto presentándose nuevas fallas, posteriormente se le encomendó al Instituto de Ingeniería la revisión completa del acueducto encontrando como primeros resultados que ese acueducto no podía funcionar a bombeo en su esquema actual ya que al entrar en funcionamiento los equipos de bombeo la piezométrica de operación rebasaba la resistencia de la tubería o se presentaban depresiones que cortaban el perfil del terreno, de ahí que se colapsara la tubería.

Ahora existe el diseño de las estructuras que permiten el funcionamiento del acueducto en sus diferentes formas de operación y lo único que resta es que las autoridades correspondientes (CNA) lleven a cabo la construcción de dichas estructuras y de esta manera disminuir al máximo los trabajos de reparación por rupturas y por consiguiente disminuir los costos, aunque aumentarían los costos de mantenimiento y supervisión pero no se pueden prescindir de ellos.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES



Tanque de sumergencia de la planta de bombeo 2, acueducto Río Colorado - Tijuana

Desde la puesta en operación del acueducto Río Yaqui - Guaymas, en el mes de febrero de 1993, éste presentó problemas de roturas de tubería en la etapa de llenado, los cuales continuaron en la operación a gravedad y en el inicio de bombeo de PB2 así como en las pruebas de aceptación de los equipos de PB1; por lo cual podemos concluir que el acueducto no debió operar sin dispositivos de control, ya que desde el momento de ser diseñado para que funcionara a gravedad existía el problema de sobrepresiones en el llenado de la tubería, ocasionando con esto que el acueducto dejará de funcionar para poder realizar las reparaciones necesarias y posteriormente volver a llenarlo.

Cuando se vio la necesidad de operar el acueducto con dos plantas de bombeo, tampoco se podía operar así el acueducto y al entrar en operación se volvieron a presentar rupturas en la tubería, hasta el grado de no poder hacer las pruebas de aceptación del equipo de bombeo.

Si desde un principio se hubieran hecho los análisis transitorios no se hubiera aceptado el funcionamiento del acueducto sin dispositivos de control.

Por consiguiente el acueducto Río Yaqui - Guaymas no puede operar a bombeo en las condiciones antes mencionadas, de tal manera que se ve la necesidad de instalar dispositivos de control hidráulico que brinden la seguridad de la operación del acueducto.

Con los dispositivos de control más las modificaciones hechas al acueducto (circuito de recirculación, cambio de válvulas de flotador y vertedor en el cárcamo de PB2), se logra obtener un funcionamiento hidráulico óptimo ya que la línea de cargas piezométricas máximas para todas las formas de operación del acueducto no rebasan la línea de resistencia de la tubería, en tanto que la línea de cargas piezométricas mínimas no corta el perfil del terreno.

Con el uso de las plantas de bombeo en el acueducto se logra entregar un gasto de 1000 lt/s a la ciudades de Empalme y Guaymas, garantizando así el abastecimiento de agua a dichas ciudades.

Sólo queda mencionar que para que el acueducto funcione en forma adecuada, se debe realizar un manual de operación, esto con el fin de fijar las maniobras necesarias para cuando entren en operación los equipos de bombeo.

Hablando en general, al diseñar cualquier obra de ingeniería civil hay que considerar todas las variantes que puedan afectar nuestra obra, concretamente en el acueducto ; ya existen los análisis transitorios y los dispositivos de control. solo queda que las autoridades correspondientes (CNA) lleven a cabo la construcción de dichas estructuras y en conjunto con el Instituto de Ingeniería se revise el funcionamiento del acueducto y se lleve seguimiento para corroborar los estudios antes mencionados y verificar los resultados obtenidos en gabinete.

Existen varias formas de operar el acueducto, es necesario escoger la más viable y hacer un manual de operación, esto con el fin de capacitar a la gente encargada del funcionamiento del acueducto.

También hay que fijar fechas para darle mantenimiento a las estructuras de protección, esto con el fin de garantizar que van ha estar disponibles para cuando se presente un problema que genere transitorios en el acueducto o cuando sea necesario el funcionamiento de estas estructuras.

Y por último, se pueden minimizar los costos haciendo un buen diseño, este problema de transitorios hidráulicos no es particular de este acueducto ya que diferentes sistemas de abastecimiento lo presentan, así que es un punto a tomar en cuenta y hay que aprender de los errores cometidos para no volver a caer en ellos ya que como ingenieros debemos minimizar los costos totales de cualquier obra y no sólo los iniciales.

- [1] R. Carmona P., L. Carmona P. y E. Rodal C.
Acueducto Rio Yaqui-Guaymas Dimensionamiento de dispositivos de control, elaborado para la CNA en octubre de 1996, Instituto de Ingeniería UNAM.
- [2] Instituto de ingeniería.
Proyecto ejecutivo de estructuras de protección contra fenómenos transitorios para el acueducto Rio Yaqui-Guaymas, elaborado para la CNA en diciembre de 1996, Instituto de Ingeniería UNAM.
- [3] R. Carmona P., L. Aguilar M.
Transitorios hidráulicos en conductos a presión, Ingeniería hidráulica en México enero-abril de 1987, Instituto de Ingeniería UNAM.
- [4] N. Ahuja H. y A. Walsh M.
Ingeniería de costos y administración de proyectos (1989), Ediciones Alfaomega pag. 219-225.
- [5] C. Mataix
Mecánica de fluidos y máquinas hidráulicas Ediciones Harla, 1982.
- [6] G. Sotelo A.
Hidráulica general (1991), Ediciones Limusa.