

25



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

OBRA DE TOMA Y TRANSICION EN LA MARGEN
DERECHA DE LA PRESA DERIVADORA
EL JILEÑO ESTADO DE NAYARIT

T E S I S

Que para optar por el título de
INGENIERO CIVIL

presenta:

MANUEL OCTAVIO CARIAS CAMPUZANO

29/7/18

DIRECTOR DE TESIS: M. I. OSCAR VEGA ROLDAN



México, D.F.

2001



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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
AVENIDA 14
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/133/00

Señor
MANUEL OCTAVIO CARIAS CAMPUZANO
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. OSCAR VEGA ROLDAN que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"OBRA DE TOMA EN LA MARGEN DERECHA DE LA PRESA DERIVADORA EL JILEÑO
ESTADO DE NAYARIT"**

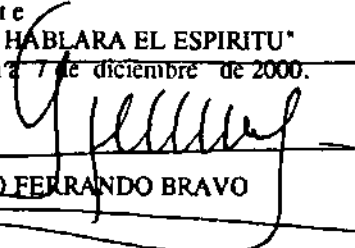
INTRODUCCION

- I. DESCRIPCION GEOGRAFICA Y ECONOMICA DEL ESTADO DE NAYARIT**
 - II. DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO DE LA MARGEN DERECHA DEL RIO SANTIAGO**
 - III. OBRA DE CAPTACION**
 - IV. ESTRUCTURA DE LIMPIA**
 - V. TRANSICION A LA SALIDA DE LA ESTRUCTURA DE COMPUERTAS**
 - VI. PLAN GENERAL DE CONSTRUCCION**
- 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 7 de diciembre de 2000.
EL DIRECTOR


M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/GMP/mvg

A ti mamá, por tu infinito amor y apoyo

A ti papá, por tu ejemplo y compañía

A ti hermana, por tu gran cariño y amistad

A ti Maru, por tu amor y paciencia

Con cariño a todos mis maestros y a mi Universidad

Gracias en especial al M.I. Oscar Vega Roldán por sus enseñanzas desde las aulas y por el invaluable apoyo que me brindó en la elaboración de esta tesis.

A todos mis amigos

Gracias a los Ings. Juventino López O., Alfredo Michel P. y Cesar Palma M, quienes contribuyeron y me apoyaron en la elaboración de este trabajo, y en especial al Ing. Odilón Aguilar M. por compartir conmigo su conocimiento.

**OBRA DE TOMA Y TRANSICIÓN EN LA MARGEN DERECHA
DE LA PRESA DERIVADORA EL JILEÑO, ESTADO DE NAYARIT**

INDICE

INTRODUCCION	3
CAPITULO 1. DESCRIPCION GEOGRAFICA Y ECONOMICA DEL ESTADO DE NAYARIT.	4
1.1. Localización	
1.2. Fisiografía	
1.3. Producción	
CAPITULO 2. DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO DE LA MARGEN DERECHA DEL RIO SANTIAGO.	7
2.1 La planicie costera	
2.2 Zona de riego	
2.3 Presa derivadora El Jileño	
2.4 Obra de captación	
CAPITULO 3. OBRA DE CAPTACION	18
3.1. Obras de toma para presas derivadoras	
3.2. Proyecto de la obra de toma de la margen derecha de la presa El Jileño.	
3.2.1 Introducción	
3.2.2 Cálculos hidráulicos	
3.2.3 Cálculos estructurales	
3.2.3.1 Lineamientos generales de diseño	
3.2.3.2 Diseño estructural de los elementos	
CAPITULO 4. ESTRUCTURA DE LIMPIA	52
4.1. Estructura de limpia	
4.1.1 Cálculos hidráulicos	
4.1.2 Cálculos estructurales	

CAPITULO 5. TRANSICION A LA SALIDA DE LA ESTRUCTURA DE COMPUERTAS	57
5.1. Características del canal principal	
5.1.1. Canal trapecial con taludes 0.5: 1	
5.1.2. Cálculo hidráulico	
5.2. Diseño de la transición	
5.2.1. Cálculo hidráulico	
5.2.2. Cálculo estructural	
CAPITULO 6. PLAN GENERAL DE CONSTRUCCION	79
CONCLUSIONES	93
ANEXO Planos.	94
BIBLIOGRAFIA	95

Los datos e información utilizados en esta tesis, fueron facilitados por la compañía CIEPS CONSULTORES S.A. de C.V. y la COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA, Gerencia Estatal en Nayarit, a quienes agradezco las facilidades brindadas para la elaboración de este trabajo.

INTRODUCCIÓN

Desde el principio de la civilización, los pueblos han dependido de la agricultura para la alimentación tanto de los seres humanos como del ganado. Hoy en día la agricultura es también de gran importancia para las naciones como medio para obtener ingresos y materias primas para la industria. A su vez, la agricultura depende en gran medida del agua, por lo que la mayoría de las culturas a lo largo de la historia, se han asentado cerca de las principales fuentes de abastecimiento de este líquido, como es el conocido caso de la antigua cultura egipcia, que cultivaba la tierra en las márgenes del río Nilo, cuando este descendía su nivel. En la actualidad alrededor del 50% de la población mundial se dedica a la agricultura.

El gran aumento de la población mundial, ha sido motivo para que la humanidad incremente la producción, buscando, además de ampliar las superficies, ampliar también los períodos de cultivo. En ambos casos, se ha tenido que recurrir a técnicas que permitan, no solo utilizar al agua que naturalmente llega a los sitios de cultivo, como la lluvia, sino también llevarla hasta sitios alejados de la fuente y disponer de este recurso en épocas en que normalmente escasea, para aplicar diversas formas de riego.

Para lo anterior, se han tenido que desarrollar técnicas de almacenamiento y derivación cuya máxima expresión en la actualidad son las presas, y formas de conducción como son canales y tuberías. Sin embargo, para que ambas obras se ligen, es necesaria la presencia de una tercera que sea la encargada de extraer la cantidad de agua necesaria en forma controlada para un fin específico, en este caso la agricultura.

En México, se han construido obras de este tipo, y son muchas más las que aún se requieren para poder dar al campo mexicano el impulso que requiere de cara al siglo XXI.

En esta tesis, se muestra el proyecto de la obra de toma en la margen derecha de la presa derivadora El Jileño, estado de Nayarit, con el fin de suministrar agua a una gran zona de riego, extrayendo el agua del río Santiago y distribuyéndola por medio de un canal principal llamado Santiago – San Pedro que tendrá una longitud de más de 60 kilómetros.

CAPITULO 1. DESCRIPCION GEOGRAFICA Y ECONOMICA DEL ESTADO DE NAYARIT

1.1 LOCALIZACION

El estado de Nayarit se localiza al occidente de la mesa central de la República Mexicana, entre los paralelos $20^{\circ}37'30''$ y $23^{\circ}00'30''$ de latitud norte y los meridianos $103^{\circ}58'40''$ y $105^{\circ}45'06''$ de longitud oeste del meridiano de Greenwich.

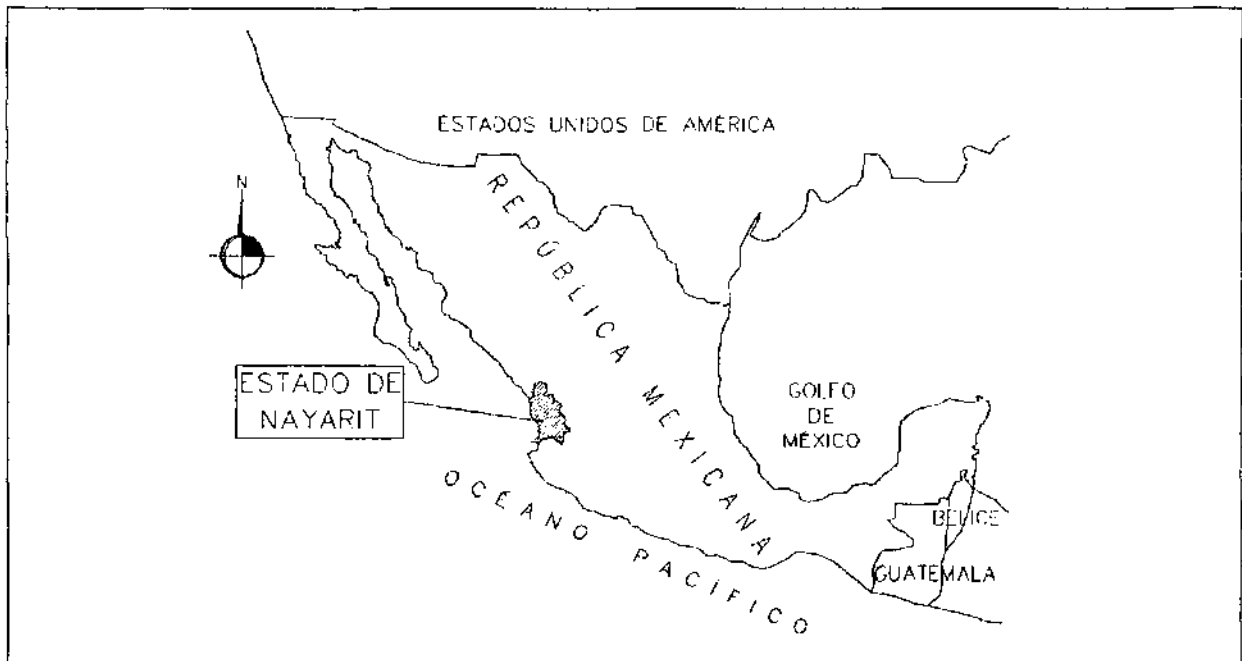


Figura 1

Limita al norte con los estados de Sinaloa y Durango, al oriente con el estado de Jalisco y en un espacio muy reducido con Zacatecas, al sur con el estado de Jalisco y al occidente con el Océano Pacífico.

Tiene una superficie de $28,864.8 \text{ km}^2$ incluyendo el archipiélago de las Islas Marias. La superficie continental es de $27,864.8 \text{ km}^2$ que representa el 14% de la superficie total de la República Mexicana.

1.2 FISIOGRAFIA

El estado de Nayarit está comprendido entre las estribaciones de la Sierra Madre Occidental y el litoral del Pacífico. Se ubica en las provincias fisiográficas denominadas Sierra Madre Occidental, Llanura costera del Pacífico, Eje Neovolcánico y Sierra Madre del Sur.

En la provincia fisiográfica de la Llanura Costera se localiza una extensa zona de marismas, en donde la vegetación dominante es el mangle, formada por depósitos de acarreo de la serranía, que han elevado el terreno, por lo que sus corrientes son divagantes en el curso inferior, ocasionando que los cauces sean más altos que las áreas intermedias y relleno al propio tiempo las lagunas inmediatas al litoral.

Las partes más elevadas del sistema orográfico se encuentran, en la sierra norte, en los cerros La Bandera, El Zapote y Cañones, en la zona media, en los cerros El Vigía y Puerto Colorado, y en la sierra de Pinabete al oriente, en el municipio de La Yesca, en donde se encuentra el cerro Yesca, con una elevación de 2800 m.s.n.m., siendo este el mayor del estado. Al sur, cerca del poblado Jala, se encuentra el volcán Ceborúco, que alcanza una elevación de 2164 m.s.n.m. Se aprecia una subprovincia al pie de la Sierra que se extiende al oeste de la Sierra Madre, siendo una zona de transición entre la Sierra y la Llanura. Se caracteriza por cerros bajos, lomeríos y colinas de litología heterogénea, asociada con valles aluviales, cruzados por corrientes intermitentes.

1.3 PRODUCCION

El desarrollo urbano de la entidad muestra su principal característica en la desigual distribución geográfico - municipal de los asentamientos humanos, es decir, se incrementa la población urbana en unas cuantas ciudades y permanece la dispersión de los asentamientos rurales. La población del estado está localizada en 1,908 localidades de los 20 municipios del estado de Nayarit. Los principales centros de población son: Tepic, ciudad y capital del estado con 206,967 habitantes; Tuxpan, con 24,454 habitantes; Santiago Ixcuintla, con 19,645 habitantes; Tecuala, con 15,388 habitantes; Acaponeta, con 16,379 habitantes; Ixtlán del Río, con 19,645 habitantes y Compostela con 15,175 habitantes. Superficie total, 28,864.8 km²; población del estado (1990), 824,643 habitantes.

Los principales productos agrícolas y frutícolas de la entidad son: tabaco, frijol, maíz, azúcar, arroz, sorgo, melón, sandía, piña, aguacate, café plátano y mango. Las especies de ganado que se crían son bovino y porcino. La actividad pesquera se realiza en los municipios de San Blas, Rosamorada, Tecuala y Santiago Ixcuintla, donde se obtiene camarón, ostión y mojarra tilapia. La industria extractiva se encuentra en Acaponeta y Huajicori, donde se explotan yacimientos de plata y de cobre; la industria de transformación es de beneficiadoras de tabaco y elaboración de cigarros en Tepic, Acaponeta, Tuxpan y Compostela; maquinaria, guanos y fertilizantes en Tepic; ingenios azucareros El Molino en Tepic, Puga en Francisco I. Madero, y El Cora en Santiago Ixcuintla; aceites y jabones en Compostela, empacadora de mariscos en Santiago Ixcuintla, beneficiadoras de café en San Blas y Bellavista, así como alimentos, cuero, calzado y prendas de vestir en otros municipios. La actividad del sector terciario está muy ligada a la producción y comercialización del tabaco y la producción e industrialización de la caña de azúcar.

Nayarit cuenta con 59 plantas de generación eléctrica, unidas al sistema de interconexión nacional, para atender las necesidades de las industrias extractiva y de transformación. Por otra parte la producción de las salinas es también muy importante. Desde luego, la industria del turismo va en aumento en la medida en que son conocidas las bellezas del estado.

Entre las zonas turísticas destacan: Nuevo Vallarta y Bahía de Banderas, donde se encuentra infraestructura hotelera y de comunicación; sobresalen las playas de Novilleros, que es considerada la más grande del país; las del Rey, el Borrego, Islitas y la bahía de Maganchen; las lagunas de Santa María del Oro y San Pedro Lagunillas.

De Tepic salen carreteras a Yago en el mismo estado de Nayarit, Puerto Vallarta y Guadalajara en el estado de Jalisco y a Mazatlán en el estado de Sinaloa.

CAPITULO 2

DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO DE LA MARGEN DERECHA DEL RIO SANTIAGO

2.1 LA PLANICIE COSTERA

La planicie costera forma parte de la unidad geomorfológica denominada Llanura Costera del Pacífico, que es angosta y alargada, sensiblemente paralela a la costa, cubierta en su mayor parte por aluviones depositados por los ríos que bajan al mar desde la Sierra Madre Occidental.

En la llanura costera se distingue una zona inmediata al pie de monte, con relieve ligeramente inclinado con rumbo este - oeste y que tuvo su época de fuerte crecimiento en el Pleistoceno, durante la última glaciación, cuando el nivel del mar se encontraba al menos a 100 metros abajo del actual.

En los últimos milenios, un aporte suficiente de materiales ya sea por vía fluvial o por recolección de limos y arenas, ha originado una constante recuperación del suelo, que se manifiesta en forma de largos cordones litorales intercalados con multitud de pantanos y lagunas entre sus barras arenosas. Esta sucesión de cordones litorales indica la retirada paulatina del mar por levantamiento del terreno en un proceso de emersión.

El rasgo geológico más importante lo constituye la Sierra Madre Occidental, ya que es la que aporta el material de relleno de la llanura. Dicha Sierra inició su levantamiento en el periodo Cretácico, terminando de formarse en la Era Cenozoica debido a una fuerte actividad volcánica que arrojó material, principalmente del tipo andesítico y riolítico. Posteriormente tuvo otra actividad volcánica de material extrusivo, formado por andesitas, riolitas y basaltos, los cuales pertenecen a la era Cuaternaria.

2.2 ZONA DE RIEGO

En la parte central y norte de la llanura costera del Estado, se encuentra la zona de riego objeto de este estudio y se extiende desde la ribera de la margen derecha del río Santiago sobre las márgenes del río San Pedro hasta los arroyos El Bejuco y Rosamorada. El objeto de este proyecto es el desarrollo hidroagrícola de la región. La descripción de la zona de riego se presenta a continuación.

Geología superficial

La zona de riego se caracteriza por ser una cuenca de depósito de materiales provenientes de la Sierra Madre Occidental, que está constituida geológicamente por sedimentos no consolidados del periodo Reciente, derivados de rocas ígneas extrusivas e intrusivas de la era Cuaternaria, entre las que destacan la riolita, la andesita, el basalto y granito.

El origen de los suelos es considerado a partir de estos materiales que han sido acarreados por los ríos; así como de rocas sedimentarias, como aglomerados y areniscas, que han sufrido procesos de intemperización al ser depositados.

Clima.

Se consideran los registros climáticos reportados por siete estaciones climatológicas localizadas dentro de la planicie costera del estado; siendo estas: Capomal, Mexcaltitán, Rosamorada, San Pedro, Tecuala, Acaponeta y Santiago. Estas estaciones, además de ser las representativas dentro de la planicie costera, poseen un amplio número de años de registro lo que permite que los resultados de los análisis sean confiables.

Con los registros de precipitación y temperatura media mensual, se clasificó el clima de acuerdo con el segundo sistema de Thornthwaite, el cual presenta dos índices: 1) el régimen de humedad y 2) el régimen de temperatura. En cuanto al primero, los resultados obtenidos fueron los siguientes: a las estaciones de Capomal, Rosamorada, San Pedro, Acaponeta y Santiago les corresponde clima semihúmedo, mientras que para las de Mexcaltitán y Tecuala el tipo de clima fue semiseco. En cuanto a la categoría de temperatura el clima de todas las estaciones resultó ser cálido, con régimen normal de calor en el verano, observando así que para la zona de estudio no existe gran variación en cuanto a temperatura media.

La temperatura se ha considerado como la esencia del clima; es uno de los elementos climáticos que más han sido estudiados y que mejor se conocen en su relación con el desarrollo de las plantas. La mayoría de los procesos fisiológicos que se realizan para el crecimiento y desarrollo de las plantas están fuertemente influenciados por la temperatura, puesto que su influencia se ejerce sobre las reacciones químicas involucradas en los procesos del crecimiento

en las plantas. En la región no se detecta una variación significativa de este elemento climático, lo cual es debido a la poca diferencia de latitud y altitud en toda ella.

La temperatura media anual para la zona en estudio es de 25.8°C la cual varía desde 26.6°C (media anual correspondiente a la estación Santiago), a 24.7°C (media anual en Tecuala). La oscilación térmica anual es de 7.1°C, ya que el mes con mayor temperatura es junio con 29.0°C mientras que a enero le corresponde la inferior con 21.9°C en Santiago.

Los meses con mayor concentración de calor son de junio a octubre con 29.0 y 27.9 °C respectivamente, en tanto que la época de menor calor queda comprendida desde diciembre hasta febrero con 23.2 y 22.1°C respectivamente, según datos de la estación Santiago.

La precipitación es un fenómeno discontinuo, en el espacio y en el tiempo. La lluvia es el elemento climatológico mejor conocido y en la mayoría de los casos el que determina la producción agrícola; resulta difícil evaluar la cantidad de lluvia que puede ser realmente utilizada y que cabe esperar en un momento determinado. El análisis de la precipitación mensual y decenal permite una mayor precisión en el conocimiento del fenómeno, es decir, facilita definir su distribución, su variabilidad y su probabilidad de ocurrencia. También es importante conocer la cantidad de lluvia precipitada durante lapsos cortos de tiempo.

La precipitación media anual en la zona de estudio es de 1314.7 mm; su ocurrencia se concentra en los meses de junio a octubre, en los cuales llueve 1219.5 mm que representan el 92.76% del total anual, considerándose a estos meses como período húmedo. En los meses de noviembre a enero se precipitan 74.9 mm del total anual, correspondiendo al 5.70%, considerándose como período semihúmedo, en tanto que el período seco es en los meses de febrero a mayo, en los que se precipitan 20.3 mm del total anual o sea el 1.54%.

La distribución espacial de la precipitación sobre la zona en estudio no es equitativa, lo cual es propiciado por la propia configuración orográfica (costa y pie de la sierra) de la zona, provocando la ocurrencia de lluvias de tipo orográfico, mismas que son de mayor abundancia hacia las partes más elevadas. Como ya se señaló anteriormente, la precipitación media anual de la zona en estudio es de 1314.7 mm, con una variación desde 996.2 mm anuales, dada por la estación Tecuala, hasta 1547.5 mm, en la estación Capomal, lo cual da una diferencia de poco mas de 550 mm entre las partes más secas y las más húmedas.

Suelos

Los suelos del área se encuentran en la región fisiográfica de la Llanura Costera del Pacífico y en la Subprovincia del Pie de la Sierra.

En la primera región fisiográfica el relieve de los suelos es casi plano a ligeramente ondulado, y están sujetos a inundaciones y encharcamientos prolongados en época de lluvias. Presentan texturas medias y finas en la porción central de esta llanura, donde los colores son café a café rojizo; más hacia la costa las texturas son gruesas con colores claros. Los factores de demérito principales son: falta de drenaje superficial, impermeabilidad e inundación. En lo referente a la subprovincia del Pie de la Sierra los suelos tienen un modo de formación "insitu", insitu-coluvial, coluvial y aluvial, en donde la profundidad varía desde profundos y semiprofundos hasta someros, siendo el material parental las rocas ígneas extrusivas de tipo riolítico, las cuales han originado suelos ligeramente ondulados, hasta muy ondulados y planos; el drenaje interno es moderado y en ocasiones lento. Los factores de demérito son: pendiente, relieve, profundidad somera y pedregosidad.

Vegetación

Sobre estos suelos y teniendo un clima cálido subhúmedo, la vegetación predominante es la halófito; sus elementos más frecuentes en el estrato superior son: *Rhizophora mangle* (candelón mangle), *Conocarpus erecta* (botoncahui), *Eleusine sp*, *Bromus sp*, *Panicum guayule* (guacuyul), *Dactyloctenium sp*; y en el estrato inferior: *Batis maritima* (vidrillo) y *Sporobolus sp* (zacate molín).

Además, están presentes en la subprovincia: la selva mediana subcaducifolia, el pastizal inducido y el palmar, También por las condiciones especiales de los suelos inundados se da un tipo de vegetación muy característica de ellos: el manglar y el popal.

Hidrografía

La hidrografía de la zona del proyecto está representada por las siguientes corrientes principales, anotadas de norte a sur: Río Rosamorada, Río Bejuco, Río San Pedro y Río

Río Grande de Santiago

La cuenca del Río Grande de Santiago, de acuerdo con la regionalización de cuencas hidrográficas de la C.N.A. ocupa el N° 12 y tiene su vertiente hacia el Océano Pacífico.

El Río Santiago nace en la laguna de Chapala en el estado de Jalisco, tiene una longitud total del orden de 524 km. y desciende de la elevación 1,521 m.s.n.m. hasta la 25 m.s.n.m. en Yago Nayarit, lugar situado a 40. km tierra adentro, antes de desembocar en el Océano Pacífico. Después de la confluencia del Río Huaynamota, entra el Río Santiago a la zona costera donde se van uniendo pequeñas corrientes de cuencas de reducida extensión, pero con aportes considerables como son las de los ríos El Chilte, Santa Rosa y Mololoa, todos por la margen izquierda. Cruza la Carretera Internacional México - Nogales y el Ferrocarril del Pacífico entre las poblaciones Capommal y Yago. El rumbo general de este último tramo es suroeste hasta su descarga al Océano Pacífico.

El área drenada de su cuenca desde la laguna de Chapala hasta la estación hidrométrica Capommal, que es la estación hidrométrica más cercana a la desembocadura del río Santiago al Océano Pacífico, es de 76,640 km². El escurrimiento medio anual durante el periodo de 1942 - 1988 fue de 8,444 millones de metros cúbicos. El gasto máximo observado es de 6,890 m³/s ocurrido el 16 de agosto de 1973. El gasto mínimo observado es de 1.92 m³/s con fecha del 6 de mayo de 1964. Cabe señalar que en la estación Capommal se afora prácticamente la totalidad de los escurrimientos de la cuenca del río Santiago, ya que no existen afluentes de importancia en el tramo comprendido desde ella hasta la desembocadura del río al mar.

Río San Pedro

La cuenca del río San Pedro se encuentra localizada entre las latitudes 21° 45' y 24° 35' norte y las longitudes 104° 00' y 105° 10' oeste. Limitada al norte con las cuencas cerradas de las Lagunas de Santiaguillo y la cuenca del Río San Juan, al sur y al oriente con la cuenca del Río Grande de Santiago y al poniente con la cuenca del Río Acaponeta y el Océano Pacífico.

El río nace en el estado de Durango, con el nombre de Río La Saucedá, a 75 km al NW de la Cd. de Durango y a 30 km., al poniente de la población de Canatlán, Durango.

Dentro del Estado de Nayarit cambia el nombre al de río Mezquital, conserva una dirección sur, recibiendo por su margen derecha en el poblado de San Blasito, al Río San Pedro, después de un recorrido de 30 km, desde su entrada al Estado de Nayarit; A partir de esta confluencia toma el nombre de Río San Pedro, pasa por el poblado de San Juan Corapan, y cambia bruscamente su dirección sur a una dirección poniente al llegar a la planicie costera, siendo cruzado por el Ferrocarril del Pacífico en la población de Ruiz, Nayarit.

Aguas abajo del poblado de Ruiz, pasa por la población de Tuxpan, para desembocar finalmente en la laguna Grande de Mexcaltitán; habiendo sido su desarrollo total del orden de 225 km, y drenando una área de cuenca hasta su desembocadura en las marismas de 26,480 km²

El escurrimiento medio anual del Río San Pedro, medido en la Estación San Pedro de 1944 a 1994, es de 2,804 millones de metros cúbicos. El gasto máximo observado es de 6,302, y en los años de 1976 a 1979 y 1982 se presentaron meses en los que no circuló ningún gasto

Río Bejuco.

La cuenca del Río Bejuco se encuentra localizada entre las latitudes 21° 39' y 28° 18' Norte y las longitudes 105° 00' y 105°20' oeste. Limita al norte, oriente y sur con la cuenca del Río San Pedro, al poniente con la cuenca del Río Rosamorada y zona de marismas; es una cuenca en forma de "U" encajonada por el Río San Pedro.

Tiene su origen en la falda poniente de la Sierra Teponahuaxtla, cerca de la población de El Rosario, Mpio. de Rosamorada, Nayarit. Se inicia en la elevación 1,400.m.s.n.m. siguiendo la dirección NE - SW durante 40. km., hasta su cruce con el Ferrocarril del Pacífico, cerca de la población de Paso Real del Bejuco, de donde toma su nombre.

En el puente del Ferrocarril del Pacífico la C.N.A. opera desde 1958 la estación hidrométrica El Bejuco, la cual tiene un área de cuenca de 334 km².

Siete kilómetros aguas abajo del Ferrocarril el río cruza la carretera México - Nogales y 22. km. más adelante se une al río Rosamorada, para juntos descargar en la Laguna del Pescadero, después de un recorrido total de 69. km. La cuenca total de este río desde su nacimiento hasta su desembocadura es de unos 460 km².

El escurrimiento medio anual de esta corriente, observado durante el periodo de 1958 - 1994 en la estación hidrométrica El Bejuco, asciende a 155.5 millones de metros cúbicos. El gasto máximo observado es de 403 m³/s ocurrido el 3 de Septiembre de 1961. El río permanece seco durante los meses de estiaje.

Río Rosamorada.

La cuenca del Río Rosamorada está localizada entre las latitudes 22° 05' y 22° 18' norte y las longitudes 105° 06' y 105° 20' oeste., es una cuenca pequeña de forma casi rectangular con una longitud de aproximadamente 25 km., y un ancho de 14 km.

Limita al norte con la cuenca del Río Acaponeta, al sur con la cuenca del Río Bejuco, al oriente con la cuenca alta del Río Bejuco y con la del Río San Pedro y al poniente con la zona de marismas de Laguna Brava.

El Río Rosamorada nace en las faldas de la Sierra Teponahuaxtla, una de las estribaciones de la Sierra Madre Occidental en el Estado de Nayarit; se inicia a partir de la elevación 1,000 m.s.n.m. siguiendo la dirección NE-SW, pasa por los poblados de Teponahuaxtla y Rosamorada de donde toma su nombre; aguas abajo de dicha población y después de un recorrido de 20 km, es cruzado por el Ferrocarril del Pacífico y la Carretera internacional México – Guadalajara - Nogales. En el puente de dicha carretera, la C.N.A. opera desde 1963, la estación hidrométrica Rosamorada, con un área de cuenca de 215 km², aforándose hasta 1970 únicamente en época de estiaje y de 1971 a la fecha los aforos se realizan todo el año.

Veinte kilómetros aguas abajo de dicha estación, se une con el Río Bejuco, para juntos desembocar en la albufera de Mexcaltitán, en una pequeña laguneta conocida como Laguna de Pescadero, con un recorrido total de 55 km. El área total de la cuenca de este río es de unos 250 km².

El escurrimiento medio anual de este río observado durante el período de 1963 a 1994, es de 74.3 millones de metros cúbicos y dado su carácter errático y torrencial no es posible aprovecharlo en su estado natural; el gasto máximo registrado es de 226.9 m³/s, ocurrido en el año de 1971.

En la figura 3 se muestra la zona de riego así como las principales corrientes y poblaciones.

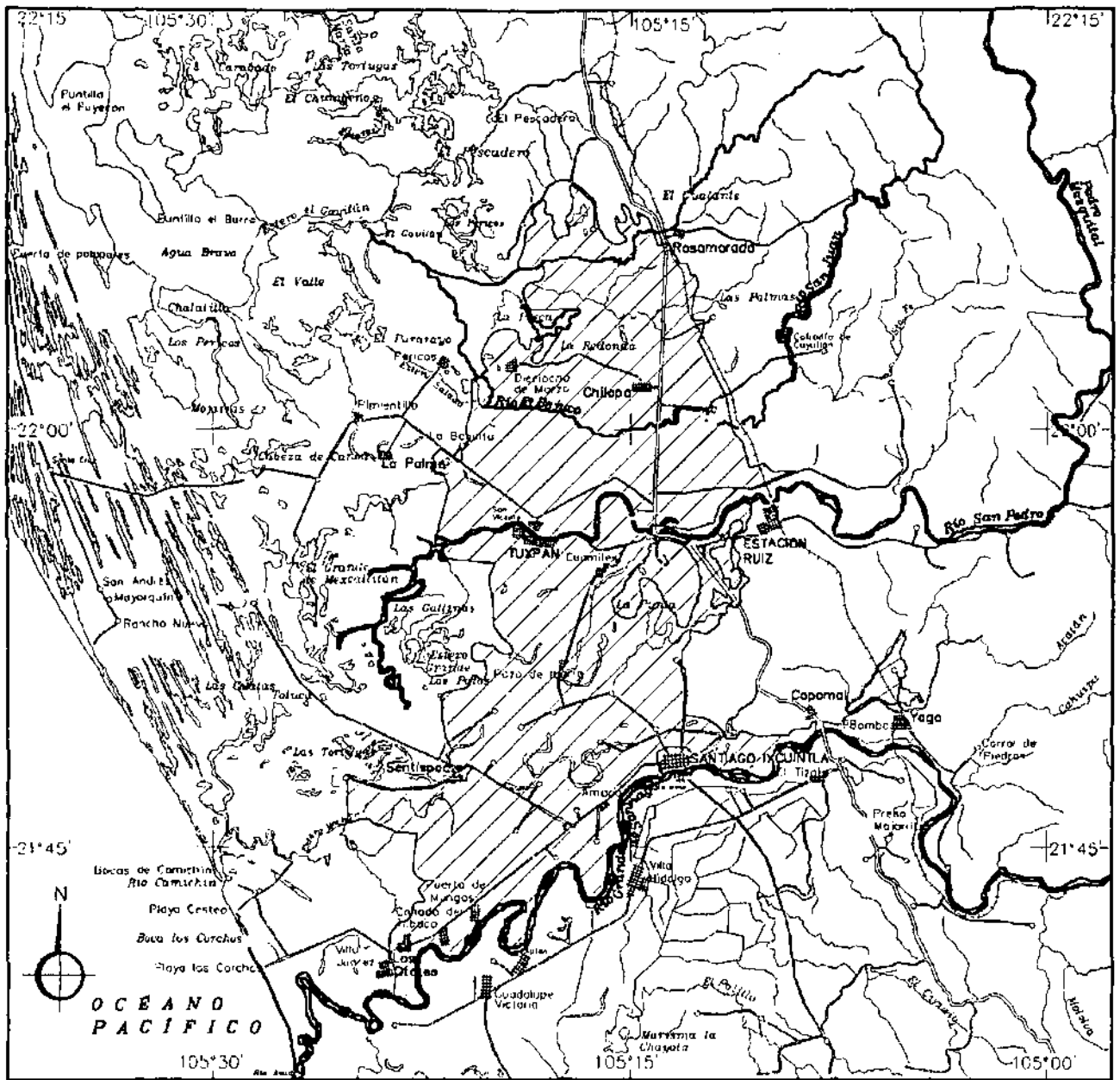


Figura 3

Irrigación

El método empleado para dar riego en esta zona es el de aspersión y se aplica en los cultivos de tabaco y frijol principalmente y en menor escala, en las hortalizas como chile, melón y sandía entre otros. Las fuentes de abastecimiento principales son el río Santiago y el río San Pedro. Con frecuencia se utiliza agua del sistema de drenaje existente, de los esteros, de pozos artesianos así como depósitos que construyen los agricultores para rebombar el líquido.

Actualmente se cuenta con infraestructura para dar riego a 14 151 ha por bombeo, de las cuales 5 250 ha son en la margen derecha del río Santiago y 8 901 ha en la margen derecha del río San Pedro. En los equipos de bombeo utilizados, la fuente de energía más común, son los sistemas de combustión interna, indistintamente de la fuente de abastecimiento.

Para mejorar este sistema de riego y ampliar el área beneficiada, se han propuesto nuevas obras de infraestructura, con las cuales el riego se efectuará por medio de una red de canales, que parten de un canal principal llamado Santiago – San Pedro, que será el encargado de llevar el agua a cada región de la zona con las características siguientes:

- a) Mediante derivaciones del canal Santiago - San Pedro, hacia la margen derecha del río Santiago y hacia ambas márgenes del río San Pedro, se regará también la zona de Yago y se sustituirá el agua de bombeo en todas las superficies por agua rodada, desmantelando las plantas de Capomal y de Ruiz. Esto permitirá eliminar los altos costos de energía eléctrica y consumo de combustibles.
- b) Dando una capacidad adecuada al canal Santiago - San Pedro, se podrán derivar caudales suficientes para proporcionar riego a las tierras que actualmente no tienen posibilidad de ser abastecidas. Cruzando el río San Pedro en un lugar apropiado también se podrán abastecer terrenos de cultivo en zonas aledañas a los arroyos El Bejuco y Rosamorada.

Considerando la ampliación del área, esta zona contará con una superficie regable de 44,650ha, para las cuales se determinó un plan de cultivos que sirvió de base para calcular el gasto de 60m³/s necesarios para su riego, mismos que se extraerán de la presa El Jileño en el río Santiago.

2.3 PRESA DERIVADORA EL JILEÑO

Las obras para el aprovechamiento de las aguas del río Santiago en su margen derecha, constan de una presa derivadora existente y nuevas obras como son: la obra de toma y su estructura de limpia, el canal principal y las estructuras que se requieran a lo largo del desarrollo

de éste para control, operación y cruce de arroyos y vías, así como canales de distribución y redes de drenaje y caminos en cada zona de riego.

La estructura existente para derivar las aguas del río Santiago hacia la zona de riego de la margen derecha, es una presa tipo indio que se localiza en el sitio llamado El Jileño, situada a unos 3km al Este de la carretera federal No. 15 y a unos 40km aguas abajo de la presa Aguamilpa.

La corona vertedora de la presa, tiene una longitud de 480m y se encuentra a la elevación 32.50m sobre el nivel del mar; fue diseñada para la avenida máxima considerada de 6,800 m³/s. Es aquí, en la margen derecha de la presa derivadora El Jileño, donde se localizará la obra de toma para el proyecto del canal principal Santiago - San Pedro.

Se presenta el plano geométrico y de localización de las obras en la margen derecha de la presa El Jileño con número RS-1.

2.4 OBRA DE CAPTACION

Para la extracción de los 60 m³/s necesarios para la zona de riego, es necesaria una estructura que controle la derivación del caudal del río hacia el canal Santiago – San Pedro descrito en el tema de irrigación. Dicha estructura, además de controlar el gasto que entra al canal, debe contar con un sistema de compuertas, que según las necesidades impida o permita el paso del agua con el gasto requerido. Las dimensiones de la obra de captación deberán ser específicas para el gasto que habrá de extraerse del río. En el siguiente capítulo se detalla lo referente al dimensionamiento de dicha estructura.

CAPITULO 3 OBRA DE CAPTACION

3.1 OBRAS DE TOMA PARA PRESAS DERIVADORAS

Se denomina obra de toma al conjunto de obras que se construyen con el objeto de extraer el agua en forma controlada y poder utilizarla con el fin para el cual ha sido proyectado su aprovechamiento.

De acuerdo con el aprovechamiento se proyectan obras de toma para: presas de almacenamiento como en el caso de plantas hidroeléctricas, presas derivadoras las cuales derivan los volúmenes recibidos a canales o tuberías, presas reguladoras que dejan salir las aportaciones en forma gradual, plantas de bombeo y tomas directas, en corrientes permanentes.

Las obras de toma se pueden describir según descarguen al río, a un canal abierto o a un conducto cerrado, ya sea que trabaje éste a presión totalmente o en parte, o en flujo a superficie libre en toda su longitud, y también se pueden clasificar de acuerdo con su operación hidráulica, con respecto a que tengan o no compuertas o válvulas.

3.2 PROYECTO DE LA OBRA DE TOMA DE LA MARGEN DERECHA DE LA PRESA EL JILEÑO

3.2.1 Introducción

La obra de toma en la margen derecha de la presa derivadora El Jileño será de flujo a superficie libre con compuertas radiales cuyas dimensiones y número resultan del cálculo hidráulico que se mencionará en el siguiente inciso. Deberá contar con un puente de operación para la colocación de mecanismos elevadores así como para la operación de éstos. La elevación de la superficie libre del agua en el NAMO es la 32.50 m.s.n.m., dato indispensable para el cálculo del funcionamiento de la obra de toma.

Se colocarán rejillas a la entrada de la estructura, para evitar el paso de sólidos de gran tamaño que son indeseables en la conducción. Deberá contar también con la posibilidad de colocar agujas, para obstruir el flujo en caso de que sea necesario dar mantenimiento a las compuertas o por alguna otra razón.

3.2.2 Cálculos hidráulicos

Circulación a superficie libre en la obra de toma.

Para la obra de toma en la presa derivadora El Jileño margen derecha del río Santiago, se escogió el funcionamiento a superficie libre, en régimen subcrítico, por medio de una estructura de compuertas radiales sin sumergir, que conecta con el canal principal por medio de una transición.

Se propuso que la obra de toma consistiera en tres conductos, para poder extraer gastos parciales de 20 m³/s por cada uno de ellos en caso necesario; por ejemplo en la primera etapa de la zona de riego, 20 m³/s es el gasto requerido.

Después se propuso establecer la plantilla de la obra de toma a la elevación 28.85 m, y con esto se llevó a cabo la revisión de la estructura.

El NAMO de la presa se encuentra a la elevación 32.50 m, pero se decidió hacer el cálculo a partir de la elevación 32.35, con el fin de que la estructura opere con su gasto de diseño con niveles ligeramente menores en la presa.

A la entrada de un canal con pendiente pequeña (subcrítica), la condición de flujo uniforme empieza muy cerca de la entrada. Una caída en la superficie del agua ocurre a la entrada por efecto de la conversión de energía potencial a cinética y de las pérdidas de energía producidas.

Por lo anterior se efectuó el análisis por medio de la ecuación de la energía entre los diferentes sitios que constituyen la obra de toma como se muestra en la figura 4.

Ecuación de la energía de 1 a 2

$E_1 = 32.35 - 28.85 = 3.50 \text{ m}$. (La carga de velocidad en este punto es despreciable)

$$E_2 = 3.50 = y_2 + \frac{v_2^2}{2g} \dots\dots\dots(1)$$

En la sección 2 se desconoce el tirante del agua por lo que se realizó lo siguiente:

$$b_2 = 9.0 \text{ m}$$

$$A_2 = 9.0 \times y_2$$

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{60}{9 \times y_2} = \frac{6.667}{y_2}$$

$$\frac{v_2^2}{2g} = \frac{\left(\frac{6.667}{y_2}\right)^2}{9.62} = \frac{2.265}{y_2^2} \quad (2)$$

Sustituyendo (2) en (1) multiplicando toda la ecuación por y_2^2 y despejando se obtiene la siguiente ecuación:

$$y_2^3 - 3.50y_2^2 + 2.265 = 0$$

De donde obtenemos el tirante en la sección 2 que es de:

$$y_2 = 3.291 \text{ m}$$

Por lo tanto las características hidráulicas en esta sección son las siguientes:

$$\text{Area hidráulica, } A = 9 \times 3.291 = 29.619 \text{ m}^2$$

$$\text{Velocidad, } v = 60/29.619 = 2.026 \text{ m/s.}$$

$$\text{Carga de velocidad, } hv = 2.026^2/19.62 = 0.21 \text{ m}$$

$$\text{Perímetro mojado, } P = 9 + 6 \times 3.291 = 28.746 \text{ m}$$

$$\text{Radio hidráulico, } R = 29.619/28.746 = 0.996 \text{ m}$$

Rejillas

Con objeto de impedir la entrada de cuerpos sólidos a la obra de toma se colocarán rejillas formadas por un sistema de soleras verticales, regularmente espaciadas. Dichas rejillas obstaculizan el flujo y producen pérdidas de energía. Como las rejillas estarán parcialmente sumergidas y sobresaldrán del nivel de la superficie libre del agua, el coeficiente K de pérdida, se calculó con la fórmula de Kirschmer como se describe a continuación.

$$K = C_f (s/b)^{4/3} \text{sen } \theta$$

En donde:

K = Coeficiente de pérdida de energía

C_f = Coeficiente que depende de la forma de la reja, 2.42 para soleras sin redondear.

s = Ancho de la barra de la reja. (En este caso supondremos soleras de $\frac{1}{2}$ " , 1.27cm)

b = Separación entre barras.(En este caso utilizaremos 0.20 m)

θ = Angulo de inclinación de la rejilla con respecto a la horizontal. (en este caso 80°).

Sutituyendo en la fórmula de Kirschmer obtenemos:

$$K=2.42(1.27/20)^{4/3}\text{sen}(80^\circ)=0.0604$$

Y la pérdida local de energía por la rejilla resulta de:

$$hr=K \times hv= 0.21 \times 0.0604=0.013 \text{ m}$$

Las pérdidas de energía por fricción en el tramo de 2 a 3 se obtuvieron como se describe a continuación.

De la fórmula de Manning se tiene:

$$Sf = \left(\frac{Qn}{AR^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{60 \times 0.015}{29.619 \times 0.998} \right)^2 = 0.0009$$

Suponiendo 18 m, para considerar la longitud necesaria para la instalación de compuertas, puentes de operación etc.

$$hf=18 \times 0.0009= 0.016 \text{ m}$$

Por lo tanto las pérdidas de energía de en el tramo de 2 a 3 son:

$$Ht-hr+hf=0.013+0.016=0.029 \text{ m.}$$

Energía en la sección 3

$$E_3=E_2-Ht=3.50 - 0.029= 3.471 \text{ m.}$$

Energía de 3 a 4

Como se puede ver en la figura 4, la sección 4 es la sección inmediata después de terminar las pilas y antes de entrar a la transición que conecta con el canal principal. Esta transición será la encargada de mantener el régimen del flujo y entregarlo al canal principal en sus condiciones normalizadas. Estos cálculos se muestran en el capítulo 5.

Para obtener las condiciones del flujo en la sección 4, antes de entrar a la transición mencionada, se planteó la ecuación de la energía de la sección 3 a la 4 de la siguiente forma:

$$E_3 = E_4 = 3.471 = y_4 + \frac{v_4^2}{2g}$$

Una vez más no se conoce el tirante en la sección 4, solamente el ancho de plantilla que es de 10.4 m, por lo que se realiza un procedimiento análogo al empleado en el caso de 1 a 2. De dicho procedimiento se obtuvo un tirante en esta sección de:

$$Y_4 = 3.317 \text{ m}$$

Este valor se disminuyó en 0.02 m para absorber las pérdidas de entrada y salida a la zona de pilas. Por lo anterior, el valor del tirante del agua en el inicio de la transición al canal principal es de:

$$Y_4 = 3.297 \text{ m}$$

Como dato de proyecto la elevación de la plantilla de la estructura de limpia es la 27.50m.s.n.m. Las elevaciones se presentan en la figura 4 y se resumen en la tabla No 4.

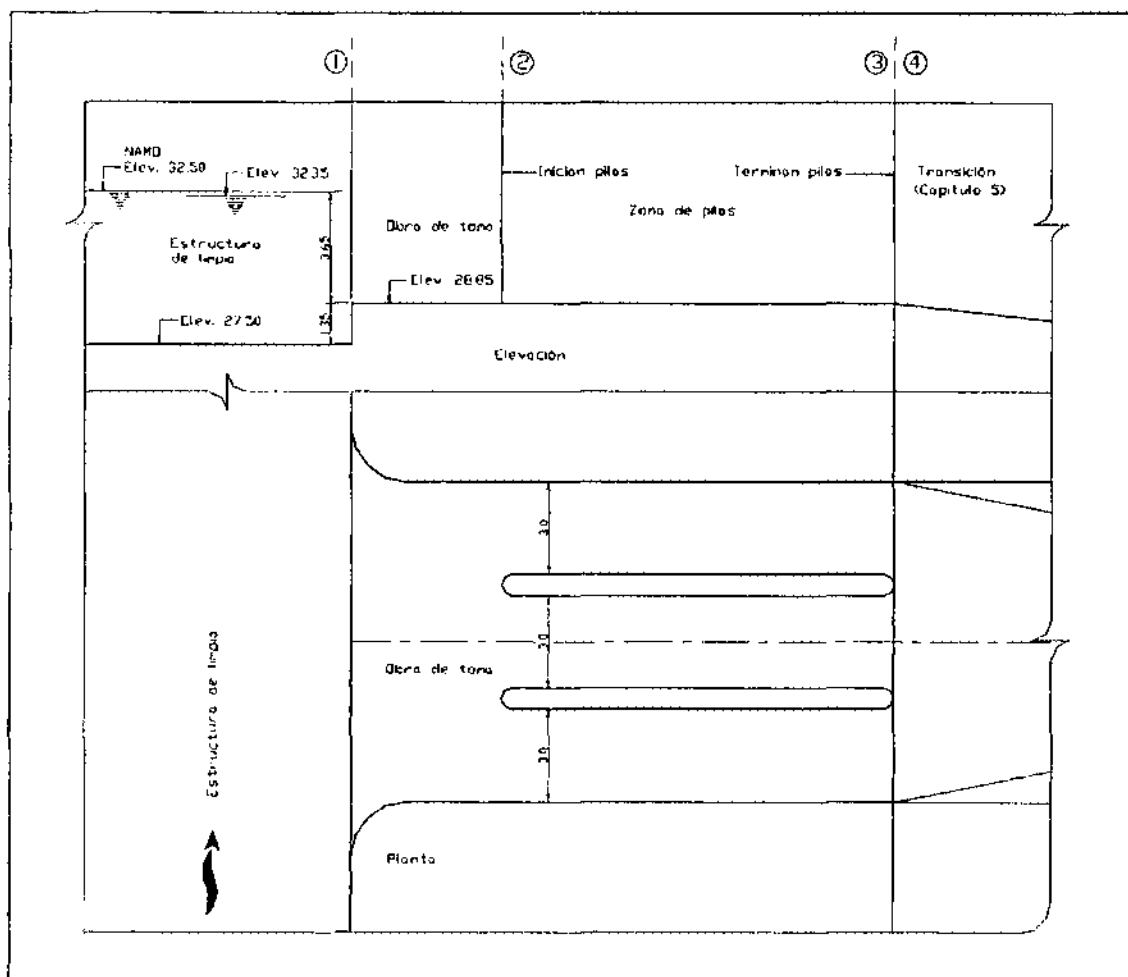


Figura 4

Elevaciones en la obra de toma de la presa El Jileño

Descripción	Elevación (m.s.n.m.)
Plantilla de la estructura de limpia	27.50
NAMO	32.50
Nivel de operación	32.35
Plantilla de la obra de toma	28.85

Tabla 4

3.2.3. Cálculos estructurales

Una vez definida la geometría de la obra de toma por medio del cálculo hidráulico resultaron necesarios los siguientes elementos estructurales:

- 1) Sección UUU para formar los tres conductos de la obra de toma
- 2) Muros de entrada a la obra de toma

Ya definidas las estructuras, se procedió a realizar los cálculos estructurales necesarios. Sin embargo antes de analizarlos en detalle, debemos presentar los lineamientos generales de diseño para elementos de retención ya que gran parte de las estructuras cumplen con esta función. Asimismo se presentan los lineamientos generales para estructuras de concreto.

3.2.3.1 Lineamientos generales de diseño

- Cálculo de empujes sobre elementos de retención.

El cálculo del empuje que deberá resistir el muro de acuerdo con lo que indica la mecánica de suelos según la fórmula de Rankine, está dado por:

$$E_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2$$

Donde : E_A = empuje activo ejercido por el relleno

K_A = coeficiente activo de empuje de suelos

γ = peso volumétrico del material de relleno

H = Altura a la que se calculará el empuje.

De acuerdo con la teoría de Rankine, si el material es friccionante, el coeficiente K_A está en función del ángulo de fricción interna del material y está dado por:

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^3 \theta \left(1 + \frac{\sin \phi}{\cos \theta}\right)^2}$$

Donde: ϕ = ángulo de fricción interna del material.

θ = ángulo que forma con la vertical la cara del muro en contacto con el relleno.

En el caso en que el muro sea vertical, es decir $\theta = 0^\circ$, la expresión se reduce como sigue:

$$K_A = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

Con el fin de evitar un aumento del empuje ocasionado por la presencia de agua, se recomienda que los rellenos se realicen con material granular para facilitar el flujo del agua a través de estos y así poder drenarla y evitar dichos empujes.

Atendiendo a lo anterior, el material de relleno será grava limpia bien graduada, compactada con un ángulo de fricción interna $\phi = 45^\circ$, $\gamma = 1.8 \text{ ton/m}^3$.

- Diseño de estructuras de concreto reforzado

El concreto será de $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$ y el acero será corrugado de grado estructural con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Como lineamientos generales se tomaron las recomendaciones del ACI (American Concrete Institute) para estructuras de concreto.

Revisión por flexión

Se empleó el criterio de esfuerzos de fatiga de trabajo de los materiales, suponiendo que tienen comportamiento elástico. De acuerdo con el Reglamento ACI 318 - 89, los esfuerzos de trabajo de fatiga de los materiales se definen como:

Concreto: $f_c = 0.45 f_c$ $f_c = 108 \text{ kg/cm}^2$
 Acero: $f_s = 1680 \text{ kg/cm}^2$ (acero grado 42 o mayor);

A partir de estos esfuerzos de fatiga, y de acuerdo con el criterio de diseño, se obtienen ciertas constantes de cálculo, que dependen también de las propiedades elásticas de los materiales:

k: profundidad del eje neutro como porcentaje del peralte efectivo.

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}}; \quad n = \frac{E_s}{E_c}$$

j: brazo de palanca (como porcentaje del peralte efectivo) para cálculo del momento resistente

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

R: constante para obtener el momento resistente como una función de d y b

$$R = \frac{1}{2} f_c k j$$

Para las propiedades de los materiales que se están manejando, según el ACI, los módulos de elasticidad del concreto E_c y del acero E_s se pueden considerar como:

Para concreto de peso normal, $E_c = 15100 \sqrt{f_c}$, para $f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$; $E_c = 233\,928 \text{ kg/cm}^2$

Para acero de refuerzo no preesforzado; $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

Entonces las constantes de cálculo resultan:

$$n = 8.98$$

$$k = 0.37$$

$$j = 0.88$$

$$R = 17.58 \text{ kg/cm}^2$$

Ya con estas constantes calculadas se procede en primer lugar a hacer la revisión de la resistencia por compresión de la sección mediante la expresión:

$$M_R = R b d^2 > M_{U_i}$$

con lo que se asegura que la sección no se aplaste.

Área de acero de refuerzo por flexión

El cálculo del área de acero de refuerzo por flexión se obtiene mediante la expresión que resulta del análisis elástico, con base en el momento actuante y a la fatiga del acero:

$$A_s = \frac{M_U}{f_s j d}$$

Revisión por cortante

Para el cálculo del esfuerzo cortante resistente del concreto, de acuerdo con el Reglamento ACI:

$$v_R = 0.29 \sqrt{f'c}$$

siendo para $f'c=240 \text{ kg/cm}^2$:

$$v_R = 4.49 \text{ kg/cm}^2$$

Acero por temperatura

En losas estructurales en donde el acero de refuerzo por flexión sea en un solo sentido, se debe proporcionar refuerzo normal a este para resistir los esfuerzos por contracción y temperatura.

Según el ACI, el área del acero de refuerzo por contracción y temperatura debe proporcionar por lo menos, la siguiente relación de área de acero de refuerzo al área de la sección total de concreto:

En losas donde se emplee varilla corrugada grado 42, $\rho_{temp}=0.0018$

Considerando que el armado es en dos caras, se toma la mitad del área de la sección como se indica a continuación.

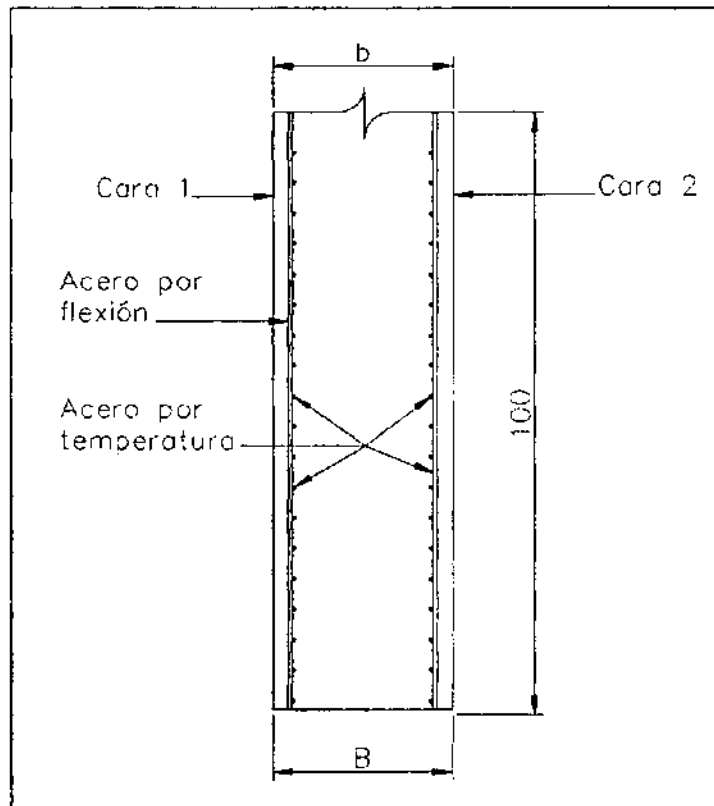


Figura 5

Por ejemplo en el muro de la figura 5, el área de acero por contracción y temperatura en cada cara sería:

$$As_t = \frac{Ac}{2} \times 0.0018 = \left(\frac{B \times 100}{2} \right) \times 0.0018$$

3.2.5.2 Diseño estructural de los elementos.

Cálculo estructural de la sección UUU de la obra de toma de la margen derecha

Se trata de revisar los espesores de concreto y calcular el acero de refuerzo de la sección UUU que forma la estructura de compuertas de la obra de toma y que consta de una losa, dos muros de retención exteriores y dos pilas, que dejan los conductos para las tres compuertas radiales, de 3.00 m de ancho, que regulan el funcionamiento de la obra de toma (ver figura 6).

Diseño de los muros de retención

Se proponen muros de espesor variable de 0.85 m en su base y 0.30 m en su parte más alta, con una altura de 9.35m medida a partir de su intersección con la losa de plantilla del canal como se muestra en la figura 6. Además de estar soportando el empuje lateral del material de relleno, los muros, así como las pilas, estarán soportando el peso de los puentes de operación y de paso vehicular que se apoyan libremente sobre ellos, por lo que transmiten cargas axiales pero no momentos ni a muros ni a pilas. Se considera como condición más desfavorable para el diseño del muro cuando el canal está totalmente vacío, de modo que el empuje del relleno no se ve contrarrestado por el empuje del agua en el canal. El cálculo se hará "por metro". En la figura 7 se presentan los elementos actuantes sobre el muro.

De acuerdo con lo expuesto en los lineamientos de diseño para el cálculo de empujes sobre elementos de retención, para la altura de los muros en este caso, el empuje del relleno tomando como referencia la base del muro se calculó de la siguiente forma:

$$K_A = \tan^2(45 - \phi/2) = 0.172$$
$$E_A = \frac{1}{2} (0.172) \times 1.8 \times 9.35^2 = 13.53 \text{ t}$$

el cual se multiplica por un factor de 1.1 para tomar en cuenta la acción de un posible sismo ("Mecánica de Suelos", Tomo II, por Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez, pág. 122), teniendo entonces un empuje total de:

$$E_T = 14.89 \text{ t}$$

con un brazo de palanca d igual a un tercio de la altura H a la que se calcula el empuje:

$$d = \frac{9.35}{3} = 3.12 \text{ m}$$

Con los datos anteriores se obtiene el momento flexionante crítico actuante en la base del muro

$$M_E = 14.89 \times 3.12 = 46.46 \text{ t-m.}$$

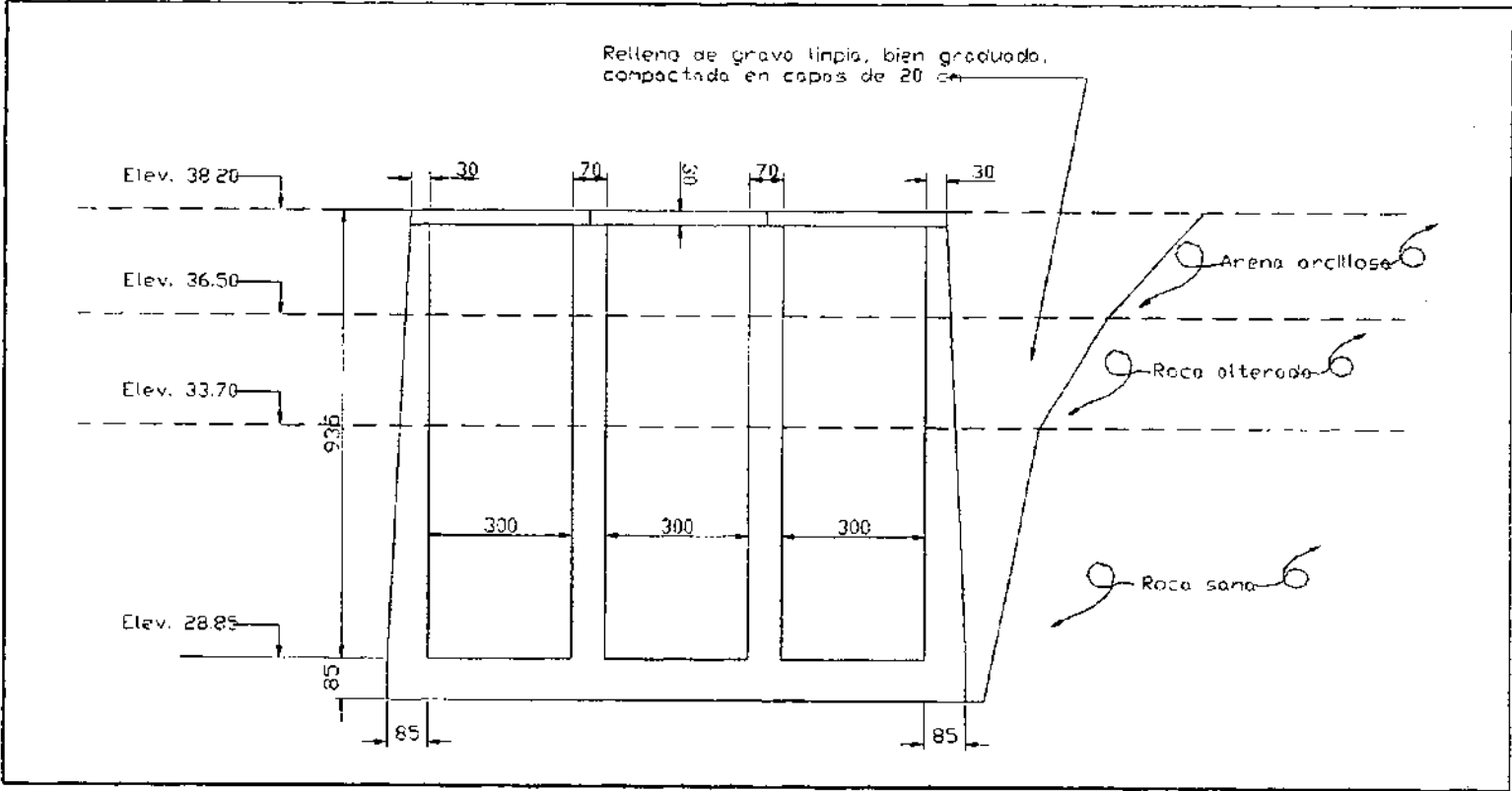


Figura 6
Sección transversal de la zona de compuertas de la obra de toma

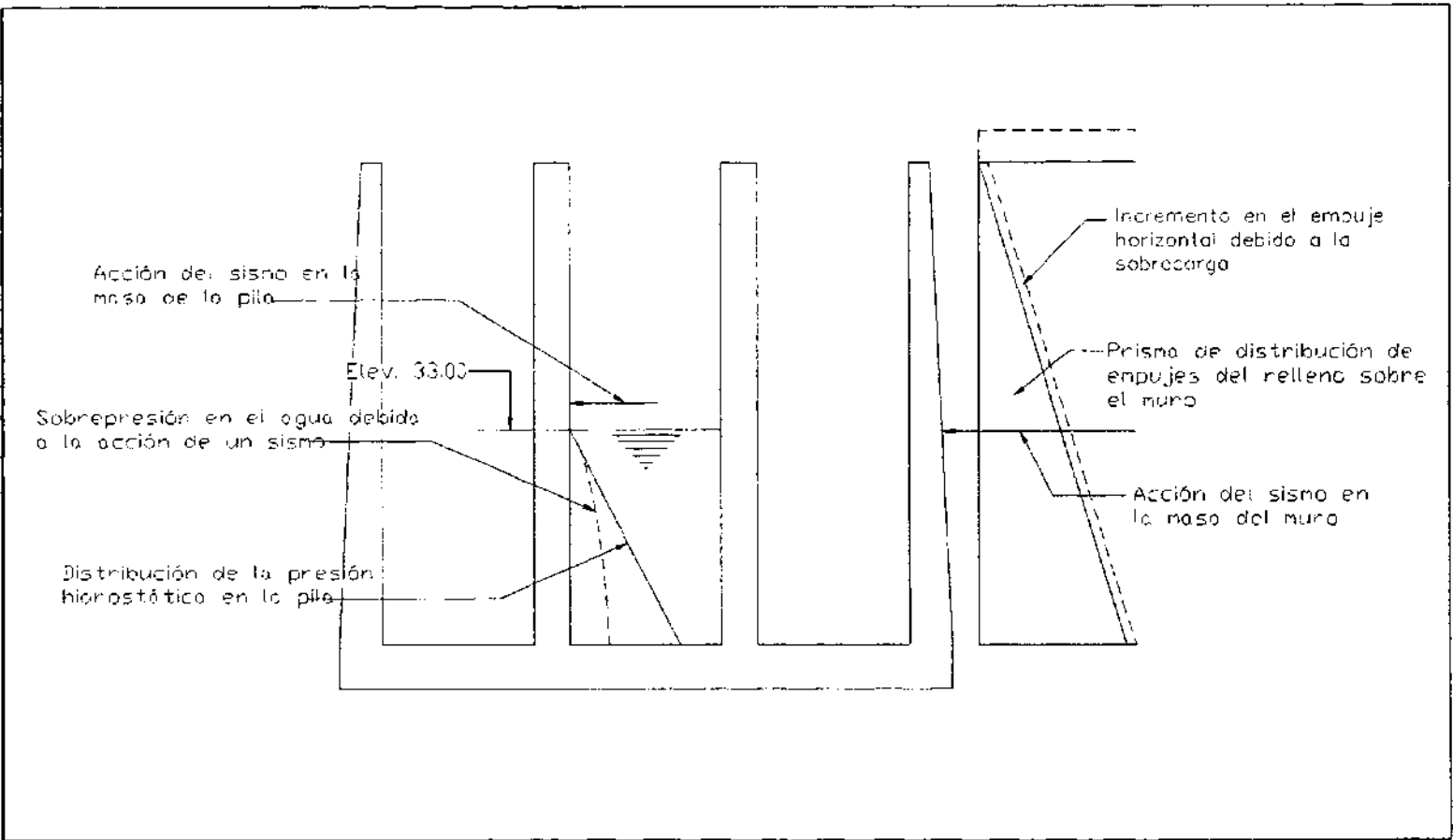


Figura 7
Acciones para el diseño
De los muros y las pilas

Además, para el cálculo del momento flexionante se debe considerar también el efecto del sismo sobre el muro, que se supone actúa en el centro de gravedad de éste. Este efecto se calcula multiplicando el peso del muro por un coeficiente sísmico λ de 0.1 debido a que la región en la que se construirá la estructura es de baja sismicidad, y por el brazo de palanca, que coincide con la distancia vertical de la base del muro a su centro de gravedad.

$$Vol. = \frac{0.85 + 0.30}{2} \times 9.35 \times 1.0 = 5.376m^3$$

$$W = 5.376m^3 \times 2.4ton/m^3 = 12.90ton$$

$$P = W \times \lambda = 12.90 \times 0.1 = 1.29ton$$

$$d = 9.35 - \left(\frac{9.35}{3} \right) \left(\frac{2(0.85) + 0.30}{0.85 + 0.30} \right) = 3.93m$$

$$M_s = 5.07t - m$$

Por otra parte, para el diseño se debe considerar el efecto de una sobrecarga debida al tráfico en la plataforma de acceso. Para tal efecto se considera la acción de una capa adicional del mismo relleno, de 0.60 m, sobre el nivel de la corona del muro, como se puede ver en la figura 7; esta sobrecarga produce un empuje adicional de:

$$E_{sc} = \frac{1}{2} (0.1716)(1.8)(9.35 + 0.60)^2 - 13.53 = 1.76t$$

con un brazo de palanca "d" igual a la mitad de la altura del muro:

$$d = 4.68 m$$

con lo que se obtiene un momento adicional por sobrecarga de

$$M_{sc} = 8.24 t-m$$

De este modo, sumando los momentos anteriores tenemos el momento flexionante total actuante en la base del muro:

$$M_T = 46.46 + 5.07 + 8.24 = 59.77 t-m$$

Como momento de diseño se utiliza el Momento total actuante, M_T , multiplicado por un factor de carga F.C. = 1.4; entonces, el momento último es:

$$M_U = 83.68 t-m$$

Una vez calculado el momento de diseño se procede a la revisión de los elementos y al cálculo del acero necesario con base en los lineamientos generales de diseño para estructuras de concreto antes expuestos.

El cálculo se hace "por metro" y se considera un recubrimiento de 7.5 cm, considerando que el espesor total del muro es de 85cm, las dimensiones de diseño resultan.

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 77.5 \text{ cm}$$

el momento resistente de la sección queda:

$$M_R = 17.58 \times 100 \times 77.5^2 = 105.59 \text{ t-m} > M_U = 83.68 \text{ t-m},$$

Aunque ligeramente sobrado, el espesor del muro es adecuado y se acepta ya que de este modo el acero de refuerzo requerido será menor. A continuación, se hace el cálculo del acero de refuerzo por flexión requiriéndose entonces un área de acero de:

$$A_s = \frac{8,368,000}{1680 \times 0.88 \times 77.5} = 73.03 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Si se colocan varillas del no. 8 (1" ϕ) a cada 6.5 cm, se tiene un área de acero de refuerzo por flexión de:

$$A_s = 77.95 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Según el ACI, el mínimo espaciamiento entre varillas es de un diámetro, pero no menor de 2.5 cm, condiciones que se cumplen en este caso.

Fácilmente se calcula la altura a la que se puede cortar la mitad del refuerzo para que la sección no resulte sobrerreforzada en la zona donde el empuje es menor. Esto se hace dejando el cálculo del empuje y el efecto sísmico en el muro en función de una cierta altura h e igualándolo a la mitad del momento total M_T . Haciendo estas operaciones, la altura a la que se puede cortar la mitad del refuerzo resulta de 4 m, que incluye ya la longitud necesaria para que el acero desarrolle su resistencia.

Una vez que se tiene calculada el área del refuerzo por flexión, se hace la revisión de la resistencia al esfuerzo cortante en la sección. De acuerdo con el Reglamento ACI, la sección

crítica por cortante se localiza a una distancia d del paño interior del elemento contiguo, de modo que las acciones para el cálculo del esfuerzo cortante actuante se determinan a una profundidad

$$h = 9.35 - 0.775 = 8.58 \text{ m}$$

Con esta dimensión se calculan el empuje del relleno sobre el muro, el efecto del sismo actuando en el muro y el efecto de la sobrecarga, como se hizo para el cálculo del momento flexionante. Entonces:

$$E_{\text{Relleno}} = 11.4 \text{ t}$$

$$E_{\text{Sismo}} = 1.25 \text{ t}$$

$$E_{\text{Sobrecarga}} = 1.60 \text{ t}$$

Sumando las fuerzas actuantes hasta la sección crítica, multiplicándolas por el factor de carga de 1.4 y dividiéndolas entre el área de la sección, se tiene un esfuerzo cortante actuante de:

$$v = \frac{19950}{80.5 \times 100} = 2.47 \text{ km} / \text{c}^2 < v_r = 4.49 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

v_r , esfuerzo cortante resistente del concreto, de acuerdo con el Reglamento ACI:

Haciendo la comparación entre el esfuerzo cortante actuante y el resistente se puede ver que el resistente es casi dos veces mayor que el actuante, por lo que la sección en estudio no necesita refuerzo por cortante.

El refuerzo por temperatura, considerando el armado para cada cara, según se especificó en los lineamientos de diseño resulta de:

$$A_{s_{\text{temp}}} = \frac{85 \times 100}{2} \times 0.0018 = 7.65 \text{ cm}^2$$

si se colocan varillas del no. 5 (5/8" ϕ) a cada 25 cm, en el sentido perpendicular al acero principal, en cada cara del muro, se tiene un refuerzo por temperatura de:

$$A_{s_{\text{temp.}}} = 7.92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Este acero por temperatura, también se colocará verticalmente en la cara del muro que está sujeta a esfuerzos de compresión y no tiene acero por flexión.

Diseño de las pilas

Como se puede ver también en la figura 6, las pilas tienen la misma altura que los muros, esto es, 9.35 m, pero ahora su espesor es constante de 0.70 m. Para el cálculo del acero de refuerzo de las pilas, se considera la condición más desfavorable es decir cuando dos compuertas están totalmente cerradas y la otra abierta, permitiendo el paso del agua por un sólo vano alcanzando un nivel máximo a la elevación 33.00, esto es, con un tirante de 4.15 m. Además, se considera también el efecto de un sismo actuando horizontalmente en la misma dirección que el empuje hidrostático sobre la pila. En la figura 7 se esquematizan las acciones para el diseño de la pila.

Como primer paso se obtiene el empuje hidrostático sobre la pila empleando, la expresión

$$E_H = \frac{1}{2} \gamma_a h^2$$

en la que h es la profundidad a la que se quiere calcular el empuje, tomado éste "por metro" de pila pues es un elemento largo. Substituyendo el valor del tirante en la expresión anterior, el empuje hidráulico es:

$$E_H = 8.61 t,$$

con un brazo de palanca d igual a un tercio del tirante

$$d = 1.38 m$$

Por lo que el momento resultante es de:

$$M_H = 11.88 t-m$$

Ahora se procede con el cálculo de las fuerzas producidas por un sismo, tanto en el agua como en la pila, con un coeficiente sísmico $\lambda = 0.1$. En la pila, la fuerza sísmica se obtiene multiplicando el peso de la pila por el coeficiente sísmico, teniendo entonces:

$$E_{SP} = 9.35 \times 0.70 \times 1.0 \times 2.4 \times 0.1 = 1.57 t$$

con un brazo de palanca igual a la mitad de la altura de la pila, pues coincide con la posición del centro de gravedad de ésta:

$$d = 4.68 m$$

Por lo tanto el momento producido por el sismo en la pila es de:

$$M_{sp} = 7.35 \text{ t-m}$$

En el agua, el sismo produce un incremento de presión en la pila; este incremento de presión, a diferencia de la hidrostática, tiene distribución parabólica y se puede calcular fácilmente mediante las fórmulas de Zangar ("Diseño de Presas Pequeñas", del U. S. B. R., p. 269 y 270), que dicen:

$$Pe = C \gamma_a \lambda h$$

$$C = \frac{Cm}{2} \left[\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right) + \sqrt{\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right)} \right]$$

en donde:

Pe = sobrepresión generada por el sismo en el agua

C, Cm = coeficientes que dependen del ángulo del paramento con la vertical.

γ_a = peso volumétrico del agua

λ = coeficiente sísmico

h = altura total del agua

y = altura del agua entre el nivel máximo y la sección en la que se analiza

En este caso, como $y=h$, entonces de la fórmula anterior $C=Cm$, y para paramentos verticales:

$$C = 0.73$$

Con este valor y con los datos anteriores se obtiene la sobrepresión en la base de la pila:

$$Pe = 0.73 \times 1.0 \times 0.1 \times 4.15 = 0.303 \text{ t/m}^2$$

Con esta sobrepresión se pueden calcular los valores de la fuerza total debida al sismo en la sección considerada así como el momento originado por ella, mediante las expresiones:

$$Es = 0.726 Pe y$$

$$Ms = 0.299 Pe y^2$$

de donde:

$$Es = 0.726 \times 0.30 \times 4.15 = 0.91 \text{ t}$$

$$Ms = 0.299 \times 0.303 \times 4.15^2 = 1.56 \text{ t-m}$$

Sumando este último momento con los producidos por el empuje hidráulico y por el sismo en la pila, multiplicados por el factor de carga de 1.4, se obtiene el momento flexionante para diseño en su base:

$$M_U = 1.4(11.88+7.35+1.56)=29.11 \text{ t-m}$$

Con este resultado se revisa la sección por compresión con los criterios antes mencionados, considerando 7.5 cm de recubrimiento, el peralte "d" resulta de 62.5 cm con lo que el M_R resulta de:

$$M_R = 68.67 \text{ t-m} > M_U = 29.11 \text{ t-m}$$

Como puede verse en la comparación de la sección resultó "sobrada", sin embargo se acepta ya que esto significará ahorro en acero de refuerzo y además este espesor de pilas fue el considerado en el cálculo hidráulico.

Revisada la resistencia por compresión, se calculó el acero de refuerzo por flexión como se ha descrito anteriormente y se obtuvo lo siguiente:

$$A_s = 31.50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Colocando varillas del no. 8 (1" ϕ) a cada 16 cm, se tiene un área de refuerzo de:

$$A_s = 31.69 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como en el caso de los muros, se puede calcular la altura a la que se puede cortar el acero de refuerzo, resultando ser de 3.70 m, a partir de la cual se puede dejar el armado con varillas del no. 8 (1" ϕ) a cada 32 cm.

El refuerzo por temperatura con el mismo criterio que en el caso de los muros, resulta con varillas del no. 5 (5/8" ϕ) a cada 25 cm para un refuerzo en cada cara de

$$A_{s_{\text{temp.}}} = 7.92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Ahora, haciendo la revisión por cortante y recordando que la sección crítica se encuentra a una distancia igual al peralte efectivo de la sección desde el paño interior del elemento contiguo, y calculando las fuerzas actuantes hasta ese nivel, se tiene:

$$E_H = \frac{1}{2} \times 1.0 \times (4.15-0.625)^2 = 6.21 \text{ t}$$

$$E_{SP} = 8.725 \times 0.70 \times 1.0 \times 2.4 \times 0.1 = 1.47 \text{ t}$$

$$E_S = 0.726 \times 0.303 \times 3.525 = 0.77 \text{ t}$$

Multiplicando estas fuerzas por su factor de carga correspondiente y sumándolas, se obtiene la fuerza cortante última en la sección considerada, que al dividirse entre el área de la sección da como resultado el esfuerzo cortante actuante:

$$v = \frac{1.4(6.21 + 1.47 + 0.77) \times 1000}{70 \times 100} = 1.69 \text{ kg/cm}^2$$

que al compararse con el esfuerzo resistente del concreto:

$$v = 1.69 \text{ kg/cm}^2 < v_R = 4.49 \text{ kg/cm}^2$$

por lo que las pilas no requieren acero de refuerzo por cortante.

Diseño de la losa de plantilla del canal

Para el diseño de la losa de plantilla del canal, de 0.85 m de peralte, se considera la condición más desfavorable cuando está vacío. Se considera además que la acción sobre la losa es una carga uniformemente repartida que actúa de abajo hacia arriba y que corresponde a la reacción del suelo ante las cargas uniformemente transmitidas por la losa. El diseño se hace semejante al de una zapata de cimentación, suponiendo el trabajo de la losa como una viga continua apoyada en sus extremos y en la parte central con dos apoyos que corresponden al desplante de las pilas.

Como se dijo en el párrafo anterior, la carga actuante se calcula como la reacción del terreno a las cargas transmitidas por medio de la losa. Entonces, para obtener esta reacción se calculan todas las cargas actuantes sobre los muros y las pilas, así como los pesos de éstas, y se divide la suma de ellas entre el ancho total de la plantilla. Así:

$$\omega_{\text{Puente}} = 0.72 \text{ t/m}$$

$$\omega_{\text{Pilas}} = 2.60 \text{ t/m}$$

$$\omega_{\text{Muros}} = 2.32 \text{ t/m}$$

$$\omega_{\text{Relleno}} = 0.63 \text{ t/m}$$

lo que suma una carga uniformemente repartida igual a

$$\omega = 6.27 \text{ t/m}$$

El agua que se filtra por los poros o espacios libres del terreno, ejerce un empuje vertical de abajo hacia arriba con una intensidad que depende de la carga hidrostática y del grado de permeabilidad del terreno en que se apoya la estructura; en rocas sanas se puede considerar que

no existen filtraciones, pero si la roca tiene grietas, mientras más sea el número y dimensiones de éstas, más filtraciones habrá y más intensidad tendrá el empuje mencionado.

En este caso, el material donde se apoyará la estructura es roca sana, por lo que la subpresión es muy pequeña, además de que la mayor parte del tiempo, la estructura tendrá una carga hidráulica sobre ella, debida al paso del agua por la obra de toma. La presión que ejercerá sobre la plantilla dicha agua, cancelará la poca subpresión que se genere, por lo que ésta no se considera en el presente análisis.

Además de las cargas antes mencionadas, se suma una carga ω de 10 t/m estimada para las cargas vivas sobre la losa del puente, correspondientes al tráfico de vehículos pesados. Con esto se tiene una carga uniformemente repartida total de:

$$\omega_T = 16.27 \text{ t/m}$$

Con esta carga se hace el análisis estructural de la viga apoyada como se muestra en la figura 8, con lo que se obtiene como resultado el diagrama de momentos flexionantes que se presenta en la figura 9, recordando que además se tiene en los extremos de la viga el momento flexionante transmitido por los muros de retención.

Del diagrama de momentos flexionantes se puede ver que el momento negativo en la zona del desplante de las pilas es menor que la mitad del momento negativo transmitido por los muros, de modo que, para facilitar el armado, con la mitad del acero propuesto para los muros esta zona queda bien reforzada. En el caso del momento positivo, el máximo valor es

$$M_{+} = 5.04 \text{ t-m}$$

que multiplicándose por el factor de carga da el momento de diseño:

$$M_{U} = 7.06 \text{ t-m}$$

Utilizando este momento de diseño para obtener el área del refuerzo de acuerdo con la expresión deducida del análisis elástico, con las dimensiones de sección:

$$b = 100.0 \text{ cm}$$

$$d = 77.5 \text{ cm,}$$

se obtiene un área de refuerzo:

$$A_s = 6.16 \text{ cm}^2/\text{m,}$$

sin embargo, el área así obtenida resulta muy pequeña comparada con la requerida en las uniones de las pilas con la losa, por lo que, para asegurar el buen trabajo estructural en la unión

losa-pila, se decide colocar un armado equidistante, con varillas del no. 8 (1" ϕ) a cada 32 cm, resultando un área de acero de:

$$A_s = 15.84 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El armado por temperatura de la losa es el mismo que el de los muros de retención ya que el espesor es igual: vars. del no. 5 (5/8" ϕ) a cada 25 cm en cada cara.

En la figura 10 se puede ver en conjunto el armado propuesto para esta sección.

Finalmente es muy importante anotar que se deben construir drenes adecuados en toda la longitud de los muros de retención laterales para evitar de este modo el acumulamiento de agua en el relleno y que esto provoque empujes hidrostáticos adicionales, sobrepasando la resistencia para la que fue diseñado, llevándolo a la falla.

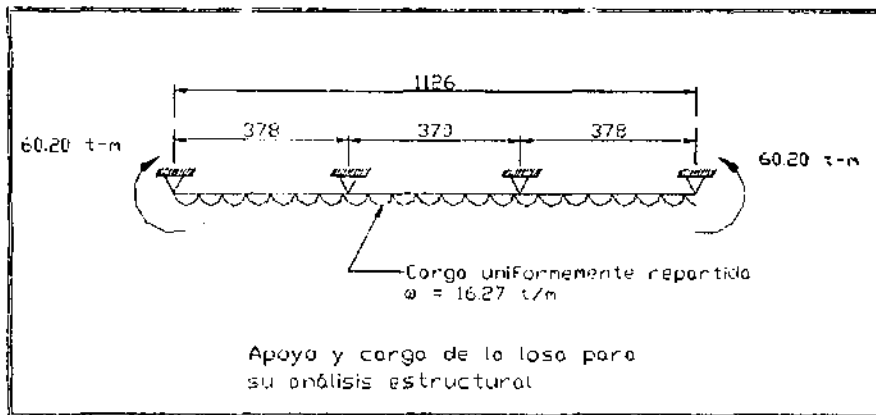


Figura 8

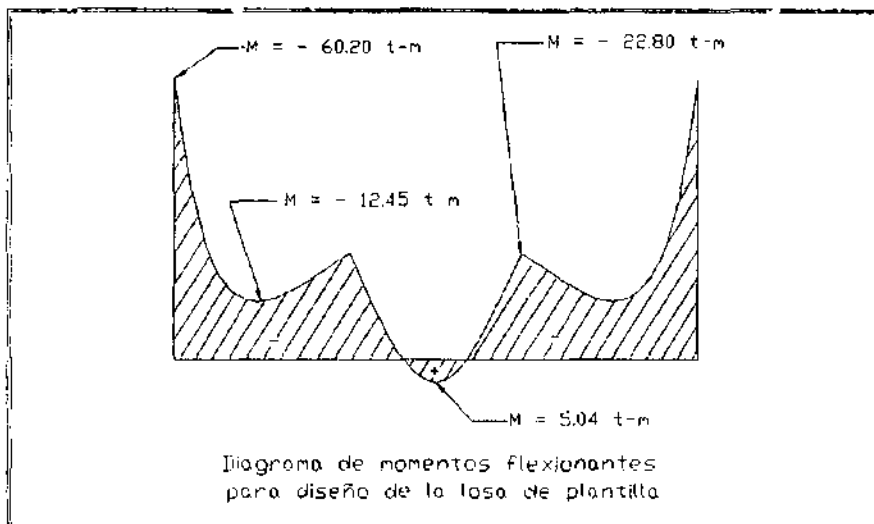


Figura 9

Cálculo estructural del muro de retención aislado de 9.35 m de altura y su zapata

Diseño del muro

Para formar la entrada de la obra de toma, se debe construir un muro de 9.35 m de altura que además de formar el conducto, también trabajará como muro de retención. Para dicho muro, se debe revisar su espesor y calcular el acero de refuerzo así como diseñar la zapata de cimentación. En la figura 11 se presenta una sección transversal propuesta para este muro que, como se puede ver, es de espesor variable de 1.00 m en su base a 0.30 m en su parte más alta. Como es un muro corrido, el cálculo se hace "por metro" de muro.

De acuerdo con los lineamientos de diseño expuestos anteriormente, para la altura del muro, el valor del empuje del relleno sobre el muro resulta de:

$$E_A = 13.53 \text{ t}$$

que multiplicado por 1.1 para tomar en cuenta la posible acción de un sismo da un empuje total de:

$$E_T = 14.89 \text{ t}$$

situado a una altura d igual a un tercio de la altura total H :

$$d = 3.12 \text{ m}$$

Esta fuerza multiplicada por su brazo de palanca nos da el momento flexionante en la base del muro originado por el empuje:

$$M_E = 46.46 \text{ t-m}$$

A este momento se le suma el producido por un posible sismo en la masa del muro, considerando un coeficiente sísmico $\lambda = 0.1$, debido a que la zona es de baja sismicidad. Para esto se considera el peso del muro, multiplicado por el coeficiente sísmico y suponiendo que esta fuerza horizontal pasa por el centro de gravedad del muro. Así, el momento por el sismo es:

$$M_S = 5.60 \text{ t-m}$$

Además, para el diseño se debe considerar el efecto de una sobrecarga debida al tráfico en la plataforma de acceso. Para tomar en cuenta el efecto de esta sobrecarga se considera la acción de una capa adicional del mismo relleno, de 0.60 m, sobre el nivel de la corona del muro, como se puede ver en la figura 12; esta sobrecarga produce un empuje adicional de:

$$E_{SC} = 1.74 \text{ t}$$

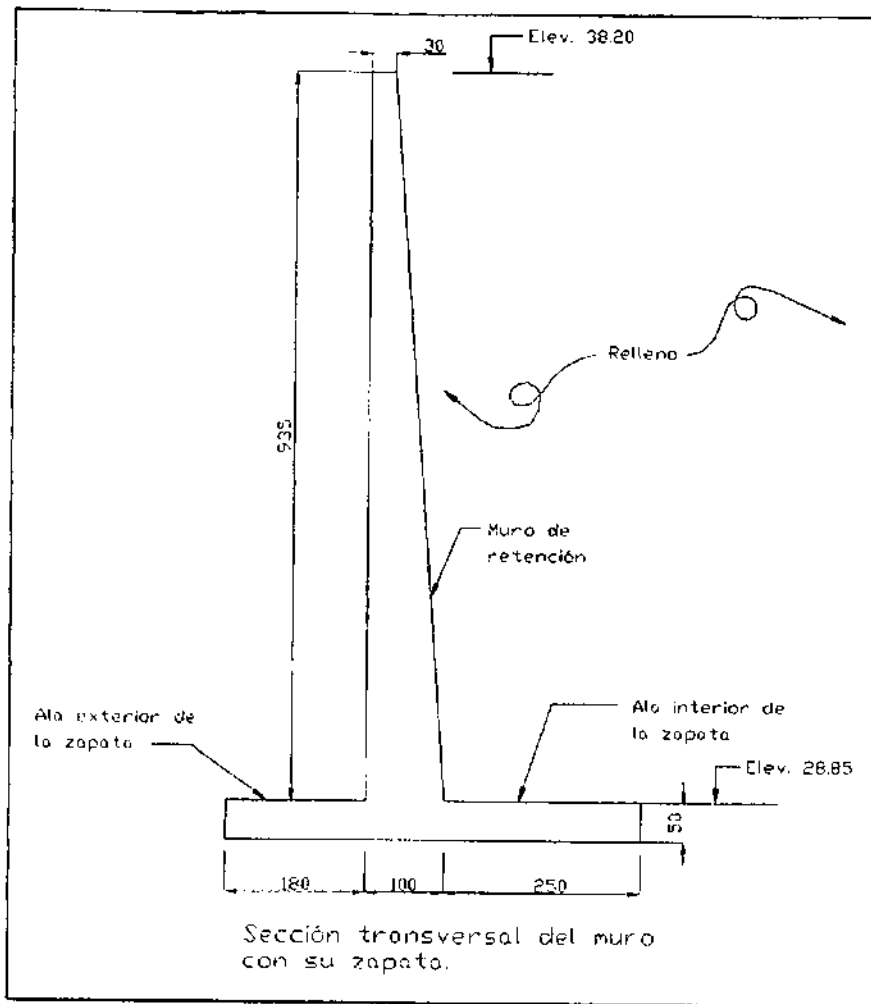


Figura 11

con un brazo de palanca d igual a la mitad de la altura del muro:

$$d = 4.68 \text{ m}$$

con lo que se obtiene un momento adicional por sobrecarga de

$$M_{SC} = 8.14 \text{ t-m}$$

De este modo, sumando los momentos anteriores tenemos el momento flexionante total actuante en la base del muro:

$$M_T = 60.20 \text{ t-m}$$

Y como momento de diseño se utiliza el anterior multiplicado por un factor de carga F.C. = 1.4; entonces, el momento último es:

$$M_U = 84.28 \text{ t-m}$$

Una vez obtenido el momento flexionante, se procede a la revisión de la sección y al diseño del acero de refuerzo.

Con las constantes de cálculo calculadas en los lineamientos de diseño para los materiales descritos y con el momento último, se revisa en primer lugar que la sección propuesta sea suficiente para resistir la compresión causada por este momento sin que se aplaste. como el cálculo se hace "por metro" y se considera un recubrimiento de 7.5 cm:

$$b = 100.0 \text{ cm}$$

$$d = 92.5 \text{ cm}$$

Con las que ahora se puede calcular el momento resistente de la sección y hacer la comparación con el momento último:

$$M_R = R b d^2 = 150.42 \text{ t-m} > M_U = 84.28 \text{ t-m},$$

Por lo tanto la sección resiste la compresión. De la comparación anterior se aprecia que podría reducirse la sección ya que el momento resistente es muy grande, sin embargo esto no se hace para que la cantidad de acero necesaria no sea muy grande.

Ahora se calcula el acero de refuerzo por flexión con base en el momento actuante, de acuerdo con lo expuesto en los lineamientos de diseño. Entonces el área de refuerzo por flexión resulta de:

$$A_s = 61.63 \text{ cm}^2/\text{m};$$

Colocando varillas del no. 8 (1" ϕ) a cada 8 cm se tiene un área de

$$A_s = 63.34 \text{ cm}^2/\text{m},$$

La sección económica resulta al encontrar la altura a la que se puede cortar la mitad del refuerzo por flexión, esto es, la altura a la que se encuentra actuando la mitad del momento flexionante máximo. Para este caso, esta altura fue de 4.0m en los que ya se incluye la longitud necesaria para que el refuerzo desarrolle su resistencia.

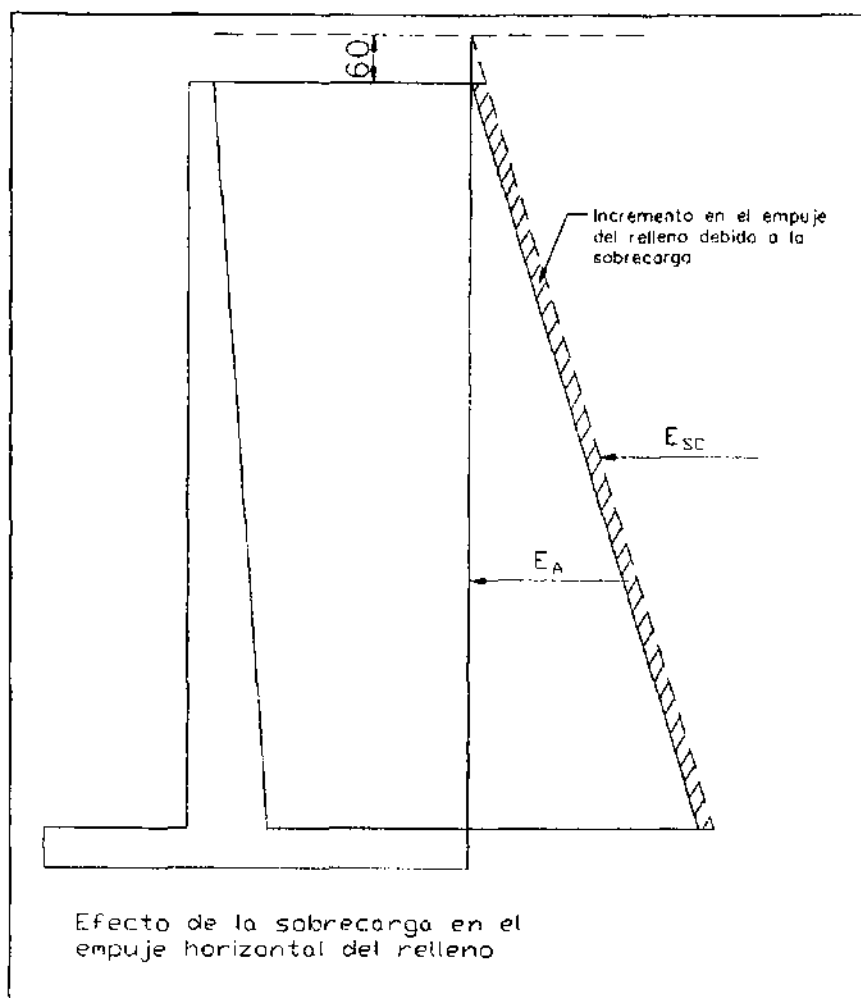


Figura 12

Para el diseño del refuerzo por temperatura siguiendo las recomendaciones del Reglamento ACI expuestas anteriormente, se multiplica el porcentaje recomendado por la mitad del área de la sección para considerar las dos caras. El área de refuerzo por temperatura resulta de:

$$A_{Stemp.} = 9.0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

en cada cara del muro en la parte más gruesa de éste. Si se colocan varillas del no. 5 ($5/8'' \phi$) a cada 20 cm se tiene un refuerzo por temperatura:

$$A_{Stemp.} = 9.90 \text{ cm}^2/\text{m}$$

el cual también se puede reducir a la mitad a una altura de 6.7 m. donde el espesor del muro ha disminuido lo suficiente. En la figura 15 se ve el armado propuesto para este muro.

Diseño de la zapata de cimentación

En la figura 11 se ven las dimensiones propuestas para esta zapata. Las acciones a las que está sujeta la zapata se observan en la figura 13; estas acciones son: la reacción del terreno sobre la zapata considerada como una fuerza uniformemente repartida y el efecto del momento de volteo calculado al nivel del desplante de la zapata, considerando también en éste el efecto de la sobrecarga del mismo modo que en el caso del muro.

La fuerza uniformemente repartida se calcula dividiendo el peso del muro y del relleno sobre el muro entre el ancho de la zapata B . Los pesos del muro y del relleno sobre el muro son:

$$W_{muro} = 14.59 \text{ t}$$

$$W_{relleno} = 5.89 \text{ t}$$

Entonces, la reacción uniformemente repartida se calcula mediante:

$$\omega = \frac{\sum W}{B}$$

$$\omega = 3.86 \text{ t/m}$$

En el ala externa de la zapata, el efecto del momento de volteo se considera como un incremento en la presión de contacto entre la zapata y el terreno; este incremento se calcula mediante la fórmula de la escuadría. Aunque la sección crítica por flexión es la que coincide con el paramento del muro, el cálculo de la sobrepresión se hace en el extremo de la zapata, considerándose como uniforme en el resto de la zapata, lo que se esquematiza en la figura 13. El momento de volteo en el desplante, calculando el empuje de acuerdo con la teoría de Rankine y considerando el efecto de un sismo tanto en el suelo como en la masa del muro es:

$$M = M_E + M_{SC} + M_S + M_W - M_R$$

donde:

M_E = momento causado por el empuje del relleno contra el muro

M_{SC} = momento causado por la sobrecarga

M_S = momento sísmico en la masa del muro

M_W = momento causado por el peso del muro

M_R = momento causado por el peso del relleno sobre el ala interior de la zapata, de sentido contrario.

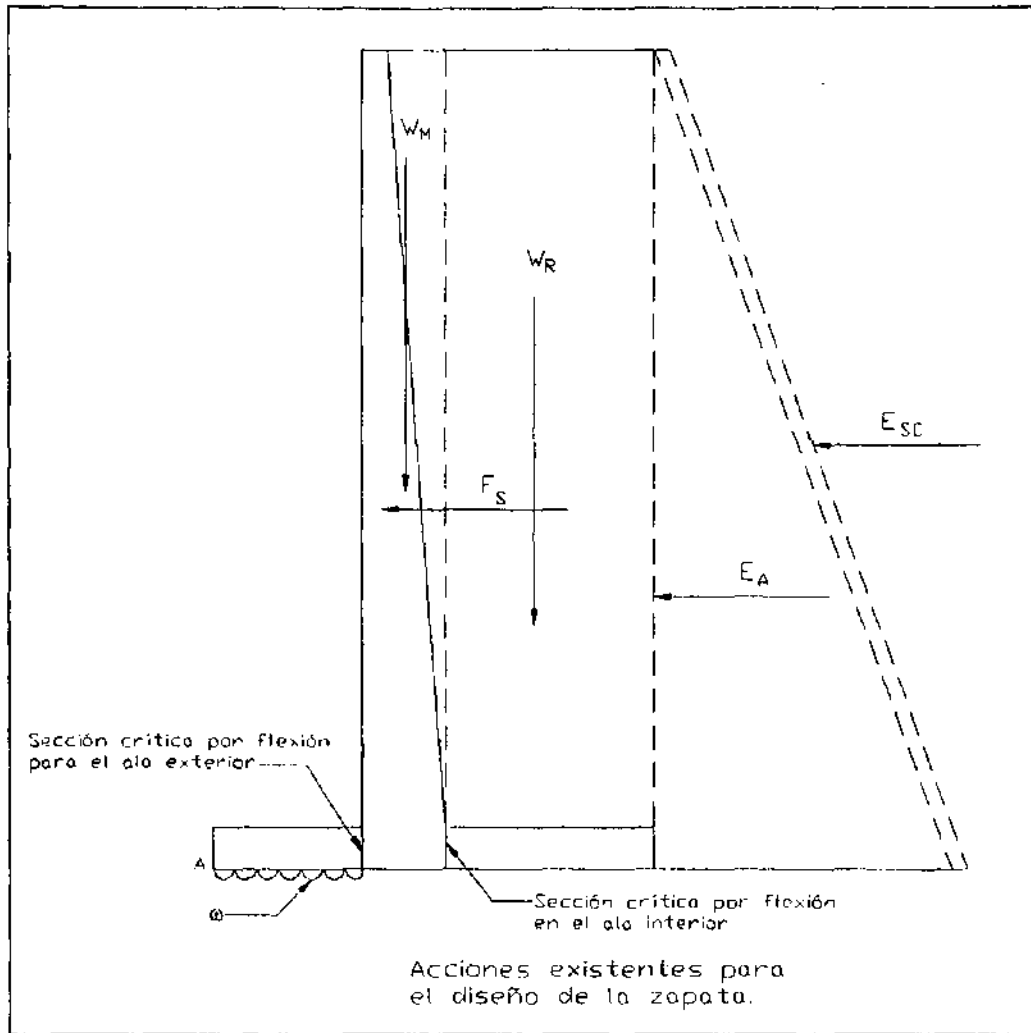


Figura 13

Todos calculados con respecto al centro de la zapata y en el desplante. De este modo el momento se calcula substituyendo valores en la expresión anterior:

$$M = 49.31 + 9.02 + 6.35 + 7.30 - 58.52$$

$$M = 13.46 \text{ t-m}$$

A partir de la fórmula de la escuadría y con los valores anteriores, se obtiene la carga uniforme a la que se encuentra sometida el ala exterior de la zapata. En la figura 14 se presentan los diagramas de esfuerzos producidos por las cargas en la zapata y la suma que se hace de ellos para obtener la carga distribuida actuante:

$$\omega = 6.73 \text{ t/m}$$

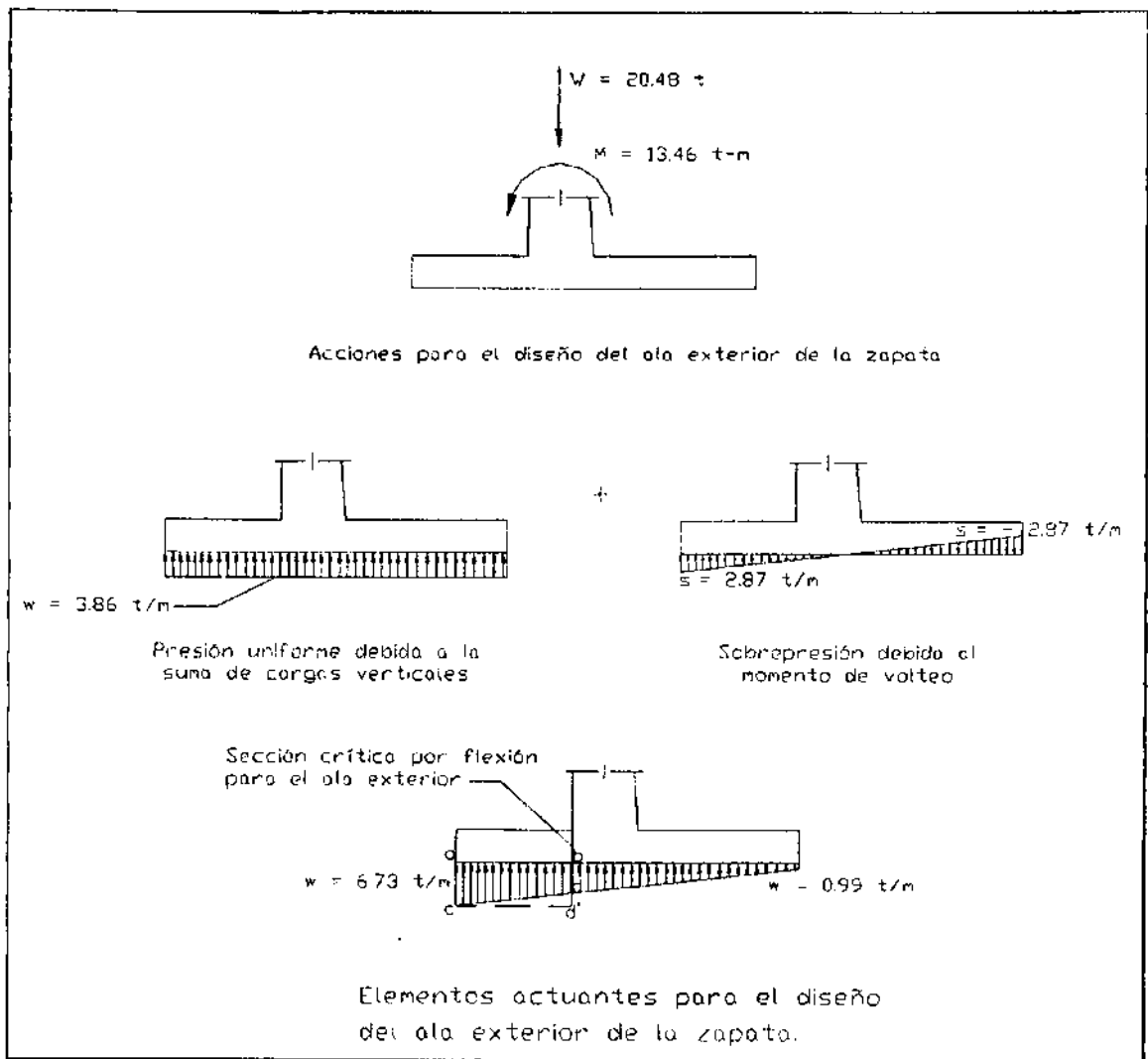


Figura 14

Suma de efectos producidos por la carga vertical y el momento de volteo. Para simplificar el diseño, se utiliza la distribución de esfuerzos rectangular definida por a, b, c, d'.

En la sección crítica de la zapata el momento flexionante vale:

$$M = \frac{\omega l^2}{2}$$

$$M = 10.90 \text{ t-m}$$

que multiplicado por el factor de carga, da el momento último para diseño:

$$M_U = 15.26 \text{ t-m}$$

Con este valor se revisa la resistencia a la compresión de la sección cuyas dimensiones son:

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 42.5 \text{ cm,}$$

resultando:

$$M_R = 31.75 \text{ t-m} > M_U = 15.26 \text{ t-m}$$

La sección es adecuada. Con la fórmula para la obtención del acero de refuerzo por flexión y con el valor del momento último, se tiene:

$$A_s = 24.29 \text{ cm}^2/\text{m}$$

colocando varillas del no. 8 (1" ϕ) a cada 20 cm se tiene un área de refuerzo de:

$$A_s = 25.35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para el cálculo del refuerzo por momento positivo en el ala interior de la zapata, se calcula el momento actuante en la sección crítica como la diferencia de los momentos actuantes menos los momentos resistentes, esto es:

$$M = M_F + M_{SC} + M_S + M_W - M_R$$

todos calculados con respecto a la sección crítica, en la unión del muro con la zapata. entonces:

$$M = 49.31 + 9.02 + 6.35 + 9.48 - 58.52$$

$$M = 15.64 \text{ t-m}$$

que al multiplicarse por el factor de carga proporciona el momento último para diseño por flexión:

$$M_U = 21.90 \text{ t-m}$$

Con este momento se hace la revisión para verificar la resistencia de la sección, quedando:

$$M_R = 31.75 \text{ t-m} > M_U = 21.90 \text{ t-m,}$$

de modo que el espesor propuesto es adecuado.

Ahora, con la fórmula deducida del análisis elástico se obtiene el área de refuerzo por flexión:

$$A_s = 34.86 \text{ cm}^2/\text{m,}$$

colocando varillas del no. 8 (1" ϕ) a cada 14 cm se obtiene un área total de

$$A_s = 36.21 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El refuerzo por temperatura se hace con los criterios antes mencionados, resultando un área requerida de 4.5cm^2 en cada cara.

Colocando varillas del no. 4 ($1/2'' \phi$) a cada 28 cm en cada cara de la zapata, se tiene un área de refuerzo por temperatura de

$$A_{S_{\text{temp.}}} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

En la figura 15 se puede ver el armado propuesto para la zapata.

Ahora se revisa la resistencia al volteo del conjunto muro-zapata, calculando el factor de seguridad al volteo, dividiendo los momentos resistentes entre los momentos actuantes. Dicho factor de seguridad normalmente se recomienda de 2 a 3; en este caso se eligió 3, dada la altura del muro y la ubicación de la estructura, en donde la presencia del agua representa un riesgo. Por lo anterior se debe de cumplir que:

$$F.S. = \frac{\sum M_{\text{Resistentes}}}{\sum M_{\text{Actuantes}}} \geq 3.0$$

Para el cálculo del factor de seguridad, los momentos, tanto actuantes como resistentes, se calculan con respecto al punto A (figura 13), siendo los resistentes los producidos por el peso del muro y el peso del relleno sobre el ala interior de la zapata, multiplicados por su respectivo brazo de palanca, siendo éstos:

$$W_{\text{muro1}} = (9.35 \times 0.7/2) \times 1 \times 2.4 = 7.854 \text{ t}$$

$$d_{\text{muro1}} = 1.8 + 0.3 + 0.7/3 = 2.33 \text{ m}$$

$$W_{\text{muro2}} = 9.35 \times 0.3 \times 1 \times 2.4 = 6.732 \text{ t}$$

$$d_{\text{muro2}} = 1.8 + 0.15 = 1.95 \text{ m}$$

$$W_{\text{relleno1}} = 2.5 \times 9.35 \times 1 \times 1.8 = 42.075 \text{ t}$$

$$d_{\text{relleno1}} = 1.8 + 1 + 2.5/2 = 4.05 \text{ m}$$

$$W_{\text{relleno2}} = (9.35 \times 0.7/2) \times 1 \times 1.8 = 5.89 \text{ t}$$

$$d_{\text{relleno2}} = 1.8 + 1 + 0.7 \times (2/3) = 3.27 \text{ m}$$

Multiplicando los valores anteriores y sumándolos se obtiene el momento resistente total:

$$M_{\text{Resistente}} = 221.1 \text{ t-m}$$

Por su parte, el momento actuante es el originado por el empuje del relleno sobre el muro, calculado a nivel de desplante de la zapata, por el sismo sobre el muro, y por el efecto de la sobrecarga, multiplicados por sus respectivos brazos de palanca, siendo éstos:

$$E=15.02 \text{ t}$$

$$d=9.85/3=3.283 \text{ m}$$

$$M_{Empuje} = 54.25 \text{ t}$$

$$E_{sc}=16.90-15.02=1.88 \text{ t}$$

$$d=10.45/2=5.225 \text{ m}$$

$$M_{Sobrecarga} = 9.82 \text{ t}$$

$$E_{sismo}=1.46 \text{ t}$$

$$d=3.834+0.50=4.334 \text{ m}$$

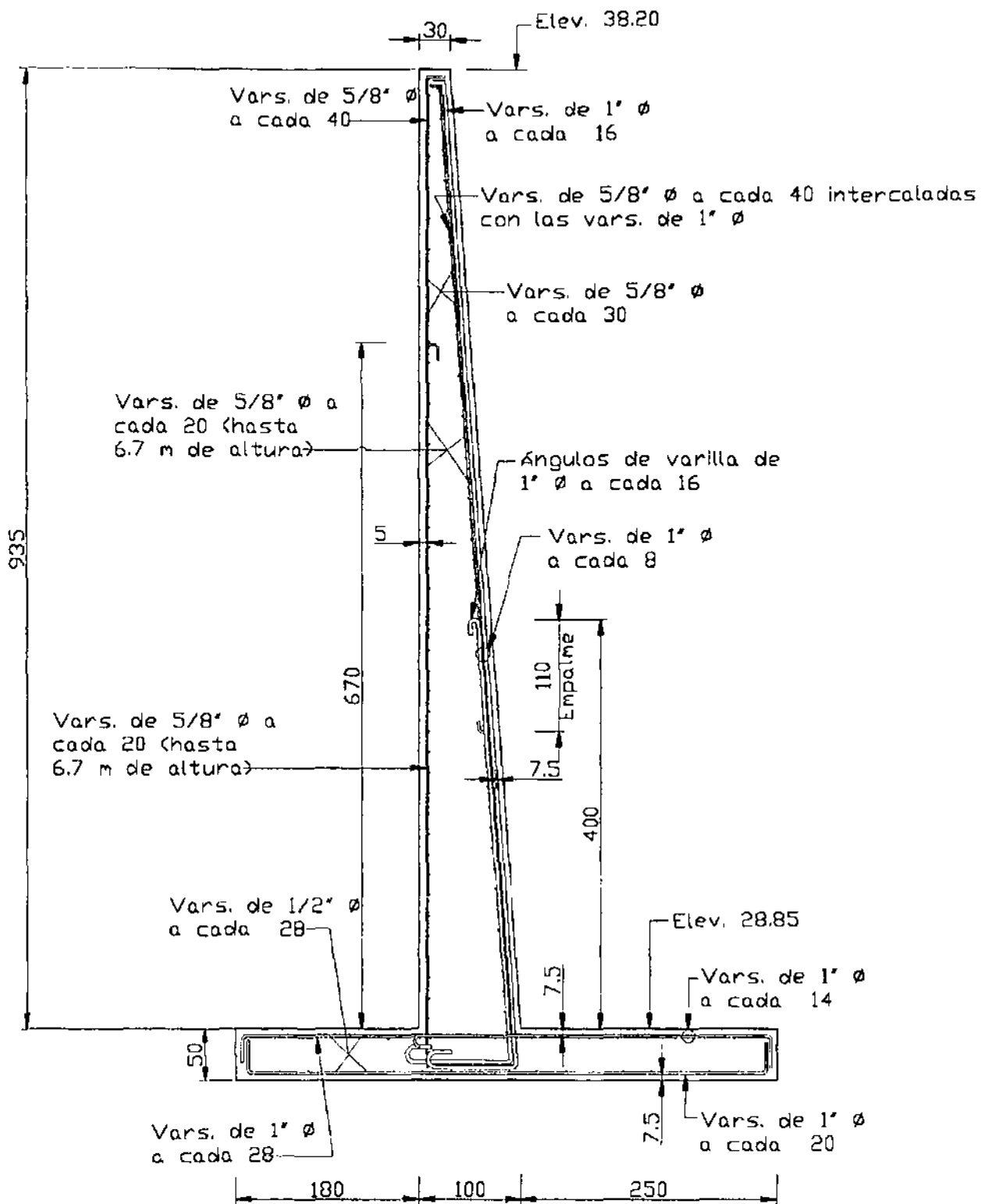
$$M_{Sismo} = 6.33 \text{ t}$$

Entonces el factor de seguridad resulta:

$$F.S = \frac{221.1}{54.25 + 9.82 + 6.33} = 3.14 > 3.00$$

por lo que el muro es estable por volteo.

Es importante señalar que se deben construir drenes adecuados en toda la longitud del muro para evitar de este modo el acumulamiento de agua en el relleno y que esto pudiera resultar en incrementos indeseables en las acciones sobre el muro, sobrepasando la resistencia de diseño.



Refuerzo del muro y la zapata

Figura 15

CAPITULO 4 ESTRUCTURA DE LIMPIA

4.1 ESTRUCTURA DE LIMPIA

Para proteger la bocatoma contra la entrada de sedimentos, se debe proyectar una estructura de limpia (ver plano RS-3), que al mantener velocidades bajas del agua a la entrada de la toma, permita la precipitación de los materiales en suspensión, para su posterior remoción hidráulica al paso de la corriente. Con el fin de tener un volumen de almacenamiento para los sedimentos, la plantilla de la estructura de limpia debe estar a un nivel inferior al de la obra de toma.

4.1.1 Cálculos hidráulicos

Para el dimensionamiento de la estructura de limpia se sigue la recomendación del libro Zonas de Riego de la SRH, que dice lo siguiente. "El área total de las compuertas hasta el nivel de la cresta deberá ser el doble de la sección de las compuertas de la toma; y la capacidad, dos veces el gasto de la toma, como mínimo".

De los resultados obtenidos en el capítulo anterior, para la entrada a la obra de toma se tienen los siguientes datos:

Descripción	Q (m ³ /s)	Elev. Plantilla (m.s.n.m.)	Elev. SLA (m.s.n.m.)	*b (m)	Y (m)
Obra de toma	60	28.85	32.50	9	3.65

* 3 compuertas de 3m de ancho

Para el gasto de 60m³/s, se recomienda que el bordo libre sea de por lo menos 60cm, por lo tanto la altura mínima de las compuertas en la toma será de:

$$H = Y + BI = 3.65 + 0.60 = 4.25m$$

De donde el área total de compuertas resulta de:

$$A_{OT} = 3 \times 3 \times 4.25 = 38.25m^2$$

De acuerdo con la recomendación citada, el área de compuertas de la estructura de limpia deberá ser por lo menos de:

$$A_{EL} = 2 \times 38.25 = 76.5m^2$$

Se colocarán tres compuertas radiales de 5.0m de ancho por 4.75m de altura con las que se cumple la condición de área. Estarán separadas por pilas por lo que será necesaria una sección UUU también para la estructura de limpia.

De acuerdo con los datos expresados en la tabla 4 del capítulo anterior y en la figura 4, la plantilla en la zona de compuertas de la estructura de limpia tendrá la elevación 27.50m.

Las descargas de la estructura serán conducidas al río por un canal de sección rectangular con ancho de plantilla de 16.60m debido a que es la continuación de la sección UUU, considerando pilas intermedias de 80cm. La pendiente será de $s=0.0147$ que se obtuvo por condiciones topográficas. La revisión hidráulica de este canal se describe a continuación.

Cálculo del gasto del canal de descarga de la estructura de limpia.

Debido a que la sección UUU de las compuertas de la estructura de limpia se encuentra sobre un canal de llamada con pendiente $s=0$, y el canal de descarga después de las compuertas tendrá una pendiente mayor a la crítica, podemos suponer que el sitio de cambio de pendientes se comporta como un vertedor de cresta ancha y de esta forma calcular el gasto que circula por él.

Con la fórmula general de vertedores obtenemos lo siguiente:

$$Q = CLH^{3/2}$$

Donde C = Coeficiente de descarga; en estos casos, $C=1.7$

H = Carga hidráulica disponible, en este caso $H=(32.50-27.50= 5m)$

L = Longitud de cresta = 16.60 m. En este caso no se considera contracción por pilas, ya que la pendiente se encuentra después de estas.

Por lo tanto sustituyendo en la fórmula del vertedor obtenemos:

$$Q = 1.7 \times 16.60 \times 5^{3/2} = 315.5m^3 / s$$

Como $315.5m^3/s > 2 \times 60 = 120m^3/s$, se cumple la recomendación de la SRH antes mencionada.

La anterior determinación del gasto, supone que la pendiente del canal de descarga es supercrítica, lo cual se verifica a continuación.

Con el gasto obtenido, obtenemos el tirante crítico de la sección que se presentaría en el cambio de pendiente, por medio de la siguiente expresión:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$$

Sustituyendo valores obtenemos:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{315.5^2}{9.81 \times 16.6^2}} = 3.327$$

Con dicho tirante obtenemos las características críticas del canal de la siguiente forma:

$$A = by = 16.6(3.327) = 55.23m^2$$

$$P = b + 2y = 16.6 + 2(3.327) = 23.25m$$

$$Rh = A/P = 55.23/23.25 = 2.375m$$

Con estas características y por medio de la fórmula de Manning, obtenemos la pendiente crítica de la siguiente forma.

$$S_c = \left(\frac{Qn}{ARh^{2/3}} \right)^2$$

De donde al sustituir valores y hacer operaciones obtenemos:

$$S_c = \left(\frac{315.5 \times 0.015}{55.23 \times 2.375^{2/3}} \right)^2 = 0.002317 < 0.0147$$

Como la pendiente del canal es mayor que la pendiente crítica entonces la suposición hecha es correcta.

Velocidad en el canal de descarga

La velocidad que se tendrá en el sitio de cambio de pendiente, será la correspondiente a la crítica, es decir:

$$V = \frac{Q}{A_c} = \frac{315.5}{55.23} = 5.71 \text{ m/s}$$

Esta velocidad es suficiente para el arrastre de sedimentos en el canal y además se incrementará debido a la pendiente supercrítica que se tiene en el mismo.

Con lo anterior concluimos que la sección propuesta para la estructura de limpia es adecuada.

4.1.2 Cálculos estructurales

Una vez definido el número y la geometría de las compuertas necesarias para la estructura de limpia, encontramos que será necesaria una sección UUU para su colocación. Esta sección como en el caso de la obra de toma, estará conformada por dos muros laterales que actuarán como elementos de retención, dos pilas intermedias para la colocación de las compuertas y una losa de plantilla. Debido a que las condiciones para el diseño estructural de esta sección son muy similares a los presentados en la obra de toma, no se incluirán los cálculos para evitar ser repetitivos. A continuación se presenta la figura 16, en donde se presenta la estructuración y armado de refuerzo propuesto para la sección UUU de la estructura de limpia.

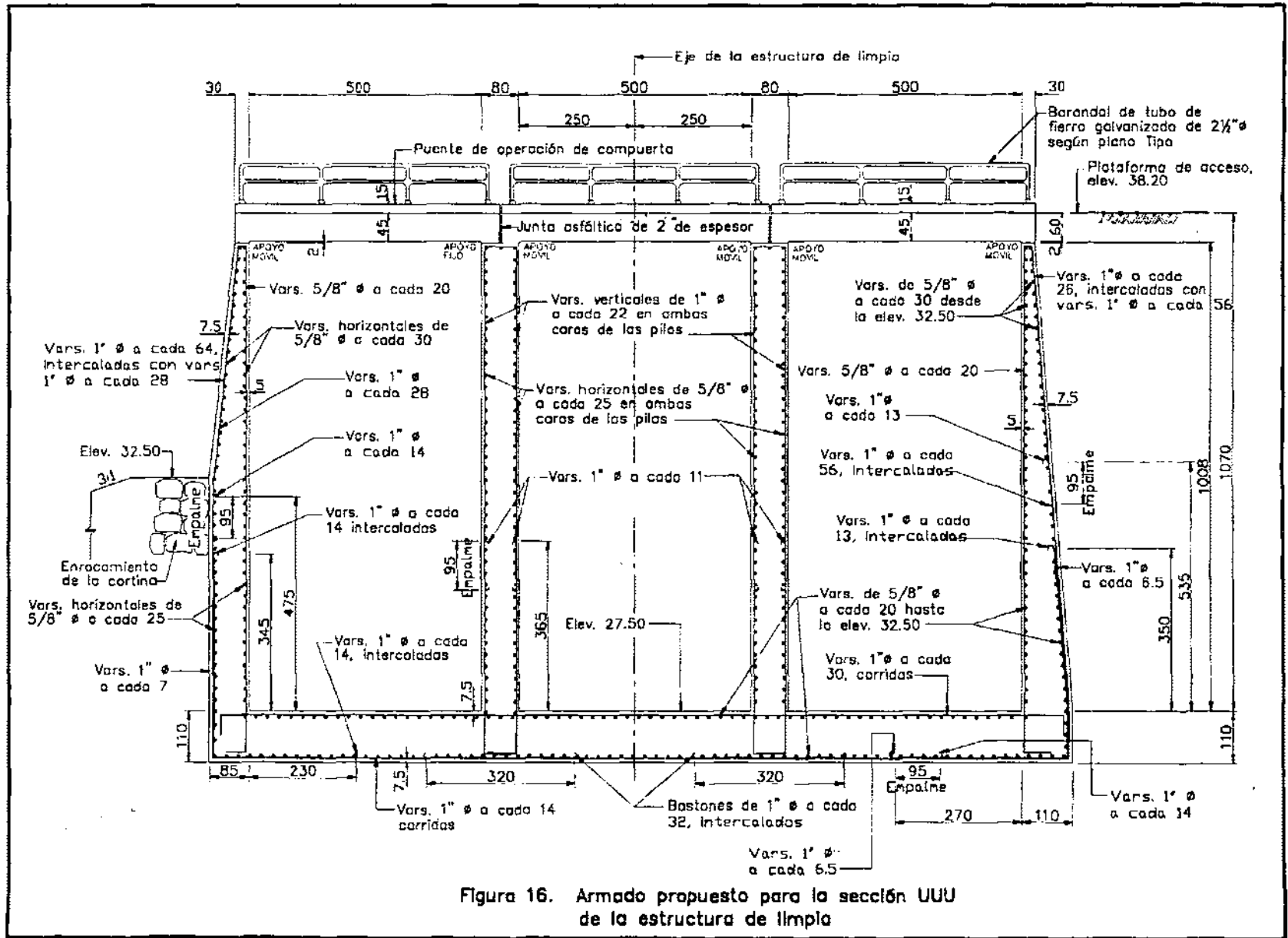


Figura 16. Armado propuesto para la sección UUU de la estructura de limpia

CAPITULO 5

TRANSICIÓN A LA SALIDA DE LA ESTRUCTURA DE COMPUERTAS

5.1. CARACTERÍSTICAS DEL CANAL PRINCIPAL

5.1.1. Canal trapecial con taludes 0.5:1

La obra de toma antes mencionada, alimentará al Canal Principal que será de sección trapecial y se encontrará alojado en excavación con revestimiento de concreto. Por las propiedades del terreno de desplante se determinó un talud de 0.5:1, con el que se calcularon las características hidráulicas y geométricas en condiciones normales del canal.

5.1.2. Cálculo hidráulico

Por condiciones del proyecto, se requiere una pendiente del canal principal de 0.00065, ancho de plantilla de 4.50m y será revestido de concreto. Para determinar las características hidráulicas del canal en condiciones normales, se utilizó la fórmula de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} ARh^{2/3} S^{1/2}, \text{ de donde despejando se obtiene:}$$

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} = ARh^{2/3}; \text{ Condición que se cumple para los datos de la tabla 5}$$

Q m ³ /s	b m	k	s	N	Y m	A M ²	P m	Rh m	V m/s	$B.L.$ M	H m
60	4.5	0.5	0.00065	0.014	3.600	22.682	12.55040	1.8073	2.645	0.60	4.2

Tabla 5

Q = gasto

b = de plantilla

k = talud

s = pendiente

n = coeficiente de rugosidad de Manning

Y = tirante normal en la sección

A = área hidráulica

P = perímetro mojado

R = radio hidráulico

V = velocidad

BL = Bordo libre revestido

$H = Y_n + BL$

5.2. DISEÑO DE LA TRANSICION

Una transición es la estructura que permite lograr cambios en el flujo, tanto en dirección, pendiente, sección transversal o elevación de la plantilla del canal. Su función es lograr la modificación gradual del escurrimiento, con el fin de reducir los efectos de pérdidas excesivas de energía, ondas cruzadas y otras turbulencias, así como proporcionar seguridad a la conducción.

Para el caso que se trata en este capítulo, es necesaria una transición para pasar de las condiciones de flujo en la obra de toma a las condiciones en el canal descrito en el punto 5.1.1. Recordemos que a la salida de la obra de toma se tiene una sección rectangular, con un ancho de plantilla de 10.4m y un tirante de 3.297m y la sección del canal es trapecial de 4.50m de plantilla con taludes 0.5:1 y un tirante de 3.6m, en régimen subcrítico para ambas secciones.

5.2.1 Cálculo hidráulico

Las características hidráulicas de las secciones que intervienen en el diseño de la transición, se resumen en la tabla 6.

	O. de toma	Canal Trapezoidal
	Sección 1	Sección 2
Q	60	60
n	0.015	0.014
b	10.4	4.5
K	0	0.5
Yn	3.297	3.6
A	34.2888	22.680
P	16.994	12.550
R	2.0177	1.807
V	1.750	2.646
E	3.453	3.957
B	10.400	8.100

Tabla 6

Como en la sección 1 el área hidráulica es mayor que en la sección 2, se trata de una contracción y las pérdidas están dadas por la siguiente expresión:

$$hf = C \left[1 - \left(\frac{A_2}{A_1} \right)^2 \right] \frac{V_2^2}{2g}$$

Donde $C=0.22$ para transición recta, según Mostkow y Chow. ("Hidráulica II", Sotelo Avila Gilberto, p. 313, 314 y 315).

Sustituyendo valores la pérdida por contracción (h_l) resulta de:

$$h_l = 0.0441$$

Según el criterio de Hinds, para disminuir las pérdidas en la transición la longitud de ésta estará dada por:

$$L = \frac{B_2 - B_1}{2 \tan 12.5^\circ}$$

Donde B = ancho de superficie libre del agua en la sección.

Para el caso que se analiza la longitud de la transición resulta de:

$$L = 5.187 \text{ m}; \text{ Se adopta } 5.5 \text{ m}$$

Las pérdidas por fricción (h_f) en la transición estarán dadas por:

$$h_f = \frac{Sf_1 + Sf_2}{2} \times L; \text{ Donde; } Sf_i = \left(\frac{V_i}{R_i^{2/3}} \right)^2$$

Para las condiciones en este caso, Sf_i resulta de:

$$Sf_1 = 0.0002702$$

$$Sf_2 = 0.0006502$$

$$\text{Por lo tanto } h_f = 0.00253$$

Las pérdidas totales (H_t) en la transición serán:

$$H_t = h_l + h_f$$

$$H_t = 0.0467$$

Para compensar las pérdidas, es necesario un desnivel el cual está dado por:

$$\delta = E_1 - (E_2 + H_t)$$

$$\delta = -0.550$$

Lo que significa que es necesario un escalón descendente de 55.0 cm distribuido a lo largo de la transición.

5.2.2 Cálculo estructural

Debido a la geometría variable a lo largo de la transición que une a la estructura de compuertas con el primer tramo de canal principal de 4.5m de ancho de plantilla y taludes 0.5:1, se utilizaron tres secciones para el cálculo estructural de ésta.

Los muros de la transición actuarán como muros de retención debido a que se utilizará material de relleno en la parte externa, por lo que se calcularon de esta forma.

Para el diseño de las estructuras de concreto reforzado, se emplearon los lineamientos generales, que se explicaron anteriormente

Sección máxima (inicial)

La primera sección que se analizó es la que se encuentra inmediatamente después de la estructura de compuertas con un ancho de plantilla $b=10.4m$. y una altura $H=9.35m$.

Con los datos mencionados se calculó el empuje máximo del relleno sobre el muro con las expresiones mencionadas anteriormente y se obtuvo:

$$E=13.5 t$$

Para considerar la posible acción de un sismo se utilizó un factor de incremento al empuje de 1.1 por lo que el empuje resultante es de:

$$Es=1.1 \times 13.5=14.85 t$$

Por tratarse de una distribución triangular de presiones, dicho empuje se aplica a una altura de $H/3 = 3.117m$ medido desde la base.

El momento flexionante producido por el relleno es de:

$$M=3.117 \times 14.85=46.287 t-m$$

Es necesario además considerar la acción de un sismo en el muro, como porcentaje de su peso, por lo tanto con la sección propuesta de 85cm en la base del muro y de 30cm en la corona por metro de muro, se obtiene lo siguiente:

$$V=0.5(0.85+0.30)9.35 \times 1=5.4m^3$$

Con un peso volumétrico del concreto de $2.4 \text{ ton} / \text{m}^3$, el peso del muro es de:

$$P = 5.4 \times 2.4 = 12.96t \text{ y el empuje debido al sismo será:}$$

$$E_m = 1.296t, \text{ aplicado al centro de gravedad del muro.}$$

$$Y = 9.35 - \left(\frac{9.35}{3} \right) \frac{2(0.85) + 0.30}{0.85 + 0.30} = 3.93m$$

Por lo tanto el momento flexionante resulta de:

$$M = 1.296 \times 3.93 = 5.1 \text{ t-m}$$

El momento total actuante en la base del muro es:

$$M_T = 46.287 + 5.1 = 51.387$$

El momento para diseño (Momento Ultimo) esta dado por el momento total incrementado por un factor de carga.

$$M_U = 1.4 \times 51.4 = 71.96 \text{ t-m}$$

Con las constantes de cálculo ya determinadas se encontró el valor del momento resistente por compresión:

$$M_R = 17.58 \times 100 \times 77.5^2 = 10,558,987.5 \text{ kg-cm}$$

$$M_R = 105.6 \text{ t-m}$$

$$M_A = 71.96 \text{ ton-m}; M_R > M_A \text{ por lo tanto el espesor del muro es adecuado.}$$

Acero de refuerzo

Para el momento último obtenido el área de acero requerida por flexión es de:

$$A_s = 62.8 \text{ cm}^2$$

Se colocan Vars. $1'' \phi$ a cada 8 cm , lo que da un área de acero de 63.33 cm^2 .

Sección económica donde se puede cortar el acero a la mitad

Calculando las condiciones que se tienen a 6.8 m de profundidad encontramos que el área de acero requerida es de 30.6 cm^2 que es aproximadamente la mitad del acero requerido para el momento máximo por lo que podemos cortar el acero a la mitad en:

$H' = 9.35 - 6.8 = 2.55m$, altura a la que hay que sumar la longitud de desarrollo de la varilla por lo que la altura real de corte es de:

$$H = 2.55 + 1.85 = 4.40m$$

es decir a 4.40m de la base se colocan **Vars. 1" ϕ a cada 16 cm.**

Revisión por cortante:

Como ya se ha descrito, según el reglamento del ACI la sección crítica por cortante se localiza a una distancia "d" del paño interior del elemento contiguo, de modo que las acciones para el cálculo del esfuerzo cortante se determinan a:

$$H = 9.35 - 0.775 = 8.58m$$

Altura a la cual se calculó el valor del empuje del relleno sobre el muro y el efecto del sismo en el muro de donde:

$$E_{relleno} = 11.37t$$

$$E_{muro} = 1.14t$$

La suma de ambas fuerzas es de $12.51t$, con lo que se calcula el esfuerzo cortante actuante después de aplicarle el factor de carga.

$$v_A = \frac{17514}{77.5 \times 100} = 2.26kg/cm^2 < v_R = 4.49kg/cm^2$$

Por lo tanto el muro no requiere refuerzo adicional por cortante.

Acero por temperatura

Con un área en la sección de máximo espesor, $A = \frac{85 \times 100}{2} = 4250cm^2$

el área de acero por temperatura es de:

$$A_s = 4250 \times 0.0018 = 7.65cm^2$$

Se colocan **Vars. $\frac{1}{2}$ " ϕ a cada 16**, con lo que se tiene un área de acero de $7.9cm^2$

Se reduce el acero por temperatura a la mitad, a una altura de 7.25m donde el área del muro disminuye.

Diseño de la losa de plantilla

La losa está sujeta a la reacción del suelo al soportar el peso de los muros, dicha reacción se consideró como una carga uniformemente distribuida a lo largo de la losa.

Suponiendo la sección vacía, que es la condición más desfavorable, se tienen las siguientes condiciones

Peso de los muros:

$$P=2 \times 12.9=25.8 \text{ ton}$$

$$\text{La carga distribuida resulta de } \omega_1 = \frac{25.8}{(10.4 + 2 \times 0.85)} = 2.13$$

Peso del relleno sobre el muro

$$P=9.26 \text{ ton}$$

$$\text{La carga distribuida resulta de } \omega_2 = \frac{9.26}{(10.4 + 2 \times 0.85)} = 0.765$$

La carga distribuida total es de:

$$\omega = 2.13 + 0.765 = 2.895 \text{ ton/m}$$

Se realizó el análisis haciendo la similitud con una viga apoyada en los extremos, ubicando los apoyos en el eje centroidal de los muros como se muestra en la figura 17.

$$X = \frac{3(0.30)^2 + 3(0.3)(0.55) + 0.55^2}{3(2 \times 0.3 + 0.55)} = 0.31$$

$$X = 0.85 - 0.31 = 0.54$$

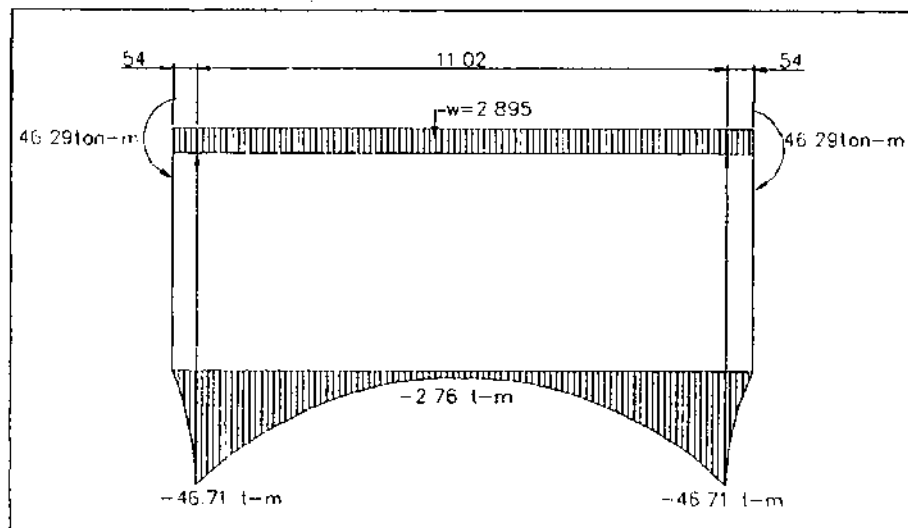


Figura 17

Considerando el empuje del agua en los muros, con un tirante de 3.5m, se obtuvieron los resultados que se muestran en la figura 18.

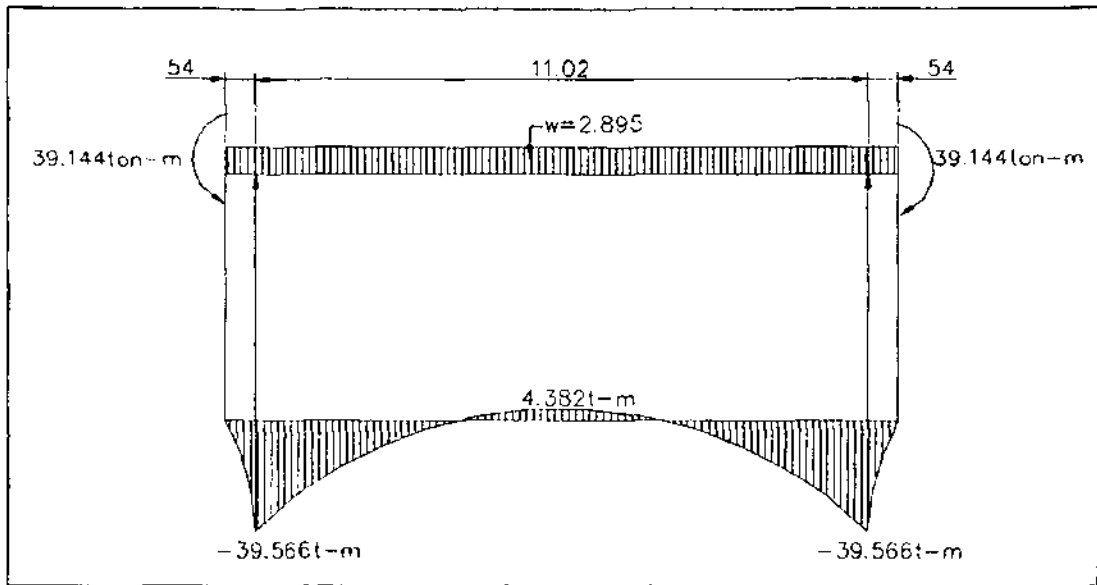


Figura 18

El momento más desfavorable se presenta cuando la sección se encuentra vacía, por lo tanto el momento último para diseño es de:

$$M_U = 1.4 \times 46.71 = 65.4 \text{ t-m}$$

Momento para el cual el área de acero requerida es de:

$$A_s = 57.08 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto es suficiente el acero que viene del muro, es decir

Vars. 1 " ϕ a cada 8

En este caso, también se despreció el efecto de la subpresión, por estar la estructura desplantada en roca sana, y en general por las mismas causas que se describieron en el diseño de la losa de plantilla de la obra de toma en el capítulo 3.

Sección donde es posible reducir el acero a la mitad.

$$A_s = \frac{63.3}{2} = 31.65 \text{ cm}^2; \text{ Con la cual se obtiene un } M_U = 36.26, \text{ con un } M_A = 25.7 \text{ ton-m}$$

Sustituyendo en la ecuación de momentos que obtuvimos

$$M = R\alpha X - \frac{2895}{2}(0.54 + X)^2 - 46.29 = 25.7 \text{ ton} - m$$

encontramos que $X=1.53m$.

$D=1.53-0.31+1.85=3.07m$, Se corta el acero a la mitad a 3.0m del paño interior del muro.

Acero en el lecho superior

Para el momento máximo que se muestra en la figura 18, se calculó el área de acero requerida.

$$M_A=4.382, M_U=1.4 \times 4.382=6.135t-m$$

Para el M_U calculado, el área de acero requerida es de $5.35cm^2$, la cual es menor que el área requerida por temperatura, por lo que con este acero basta.

se colocan Vars. $\frac{1}{2}$ " ϕ a cada 16

Revisión por cortante

Como se indicó con anterioridad, según el ACI, el cortante en la sección crítica es de:

$$V=12.9+4.63+(1.7 \times 0.85)2.4=21t$$

$$V_U=1.4 \times 21=29.4t$$

El esfuerzo cortante producido por dicha fuerza es:

$$v_A = \frac{29400}{85 \times 100} = 3.46 \text{ kg} / \text{cm}^2 < 4.49 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Por lo tanto la losa resiste el cortante y no requiere refuerzo adicional.

En la figura 19 se muestra la geometría de la sección incluyendo el detalle del armado.

En este caso K_A se calculó según se mencionó en los lineamientos generales de diseño (ver capítulo 3), cuando la cara del muro en contacto con el relleno forma un ángulo distinto a 90° . De esta forma el coeficiente de empuje resulta:

$$K_A = \frac{\cos^2(45 + 26.565)}{\cos^3(26.565) \left(1 + \frac{\sin 45}{\cos 26.565}\right)^2} = 0.044$$

Por lo tanto el empuje del relleno sobre el muro resulta de:

$$E = 1.778t$$

Tomando en cuenta la acción de un posible sismo

$$E_s = 1.1 \times 1.778t = 1.96t$$

El punto de aplicación se encuentra en $H/3$,

$$Y = 6.7/3 = 2.233m$$

Por lo tanto el momento flexionante es de

$$M = 1.96 \times 2.233 = 4.4t-m$$

Se consideró además, la acción de un sismo en el muro como porcentaje de su peso, con la sección propuesta de 30cm, $d = 30 - 7.5 = 22.5cm$ se obtiene lo siguiente:

La longitud del muro al tener talud de 0.5:1 es de:

$$L = 6.7 \sqrt{(0.5^2 + 1)} = 7.491m$$

$$V = 7.491 \times 0.30 \times 1 = 2.25m^3$$

$$P_{muro} = 5.4 t$$

$$E = 0.1 \times 5.4 = 0.54 t, \text{ Aplicado a } 3.35m \text{ de altura}$$

Por lo tanto el momento producido por el sismo en el muro resulta de:

$$M_{muro} = 0.54 \times 3.35 = 1.809t-m$$

El momento total es de $M_T = 4.4 + 1.809 = 6.209t-m$

$$M_U = 1.4 \times 6.209 = 8.7 t-m$$

Como se mencionó en párrafos anteriores, el peso del muro es de 5.4 ton, que por su posición ejerce una fuerza que contrarresta el empuje del suelo. El momento producido en la base del muro por esta fuerza es de:

$$M = P \left(\frac{H \times t}{2} \right) = 5.4 \left(\frac{6.70 \times 0.5}{2} \right) = 9.05t - m$$

Como puede verse, este momento "resistente" es mayor que el momento total "actuante".

$$M_R = 9.05t - m > M_A = 8.7t - m$$

La diferencia es de 0.8t-m favorable el momento resistente por lo que se puede deducir que el empuje del suelo en realidad es pasivo y por lo tanto es una reacción.

Por lo anterior la estructura podría armarse solo por temperatura, sin embargo, esta sección se utilizará como representativa de un tramo de estructura en el que las condiciones varían de 7.55 m de altura y talud de 0.3:1 hasta la sección aquí estudiada (ver plano No. RS-4). Por esta variación en las dimensiones, se decidió no tomar en cuenta las fuerzas que ayudan al muro, debidas a su peso, para estar del lado de la seguridad.

Revisión de la resistencia por compresión

Con las constantes de cálculo ya determinadas se encontró el valor del momento resistente por compresión

$$M_U = 870,000$$

$$M_R = 17.58 \times 100 \times 22.5^2 = 889,987.5$$

$$M_R > M_U \text{ por lo tanto la sección es adecuada}$$

Acero de refuerzo por flexión

El acero necesario calculado como se indicó anteriormente, para $M_U = 870,000 \text{ t-m}$ es de:

$$A_s = 26.15 \text{ cm}^2$$

Se colocan Vars. de 1"φ a cada 19cm.

Sección donde se corta el acero a la mitad.

$$A_s = \frac{26.15}{2} = 13.075 \text{ cm}^2, \text{ lo que resiste un momento último de } 4.35 \text{ t-m}$$

A una profundidad $H = 5.2m$

$$E=1.07m, Es=1.1 \times 1.07=1.178ton, Y=5.2/3=1.733m,$$

Por lo tanto el momento producido por el empuje del relleno es:

$$M=1.178 \times 1.733=2.041 \text{ ton-m}$$

El muro a esta altura tiene una longitud de:

$$L = 5.2\sqrt{(0.5^2 + 1)} = 5.814$$

y el peso del muro es de:

$$P=5.814 \times 0.30 \times 1 \times 2.4=4.186t$$

El empuje por sismo en el muro resulta

$$E_m=4.186 \times 0.1=0.419ton, Y=5.2/2=2.6m$$

El momento por sismo en el muro resulta de:

$$M_m=0.419 \times 2.6=1.089 \text{ t-m}$$

El momento total es de $M_T=2.041+1.089=3.13 \text{ t-m}$

El momento Ultimo:

$$M_U = 1.4 \times 3.13 = 4.38ton - m \approx 4.35ton - m$$

La altura a la que se puede cortar el acero a la mitad es:

$A=6.7-5.2=1.5m$, altura a la que hay que sumar la longitud de desarrollo de la varilla por lo que la altura real de corte es de:

$$H=1.5+0.82=2.30m$$

Revisión por cortante

Sección crítica a una distancia "d" del paño interior del elemento contiguo, de modo que las acciones para el cálculo del esfuerzo cortante se determinan a:

$$6.7-0.225=6.475m$$

El empuje del relleno a esta profundidad es de:

$$E_{relleno}=1.826 \text{ ton}$$

$$E_{muro}=0.521 \text{ ton}$$

La suma de fuerzas actuantes es de $V=2.347ton$, la cual produce un esfuerzo cortante de:

$v_A = \frac{2347}{100 \times 22.5} = 1.04 \text{ kg/cm}^2 < 4.49 \text{ kg/cm}^2$; por lo tanto el muro no requiere refuerzo adicional por cortante.

Acero por temperatura

El área de acero por temperatura para la sección de 30cm de espesor resultó la siguiente:

$$A = \frac{30 \times 100}{2} = 1500 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1500 \times 0.0018 = 2.7 \text{ cm}^2$$

se colocan Varş. de $\frac{1}{2}'' \phi$ a cada 40cm.

Diseño de la losa de plantilla

Se consideró la losa como una viga apoyada en sus extremos sujeta a las cargas que a continuación se mencionan.

Peso de los muros

$$P = 2 \times 5.4 = 10.8 \text{ ton}, \quad \omega = \frac{10.8}{5.1} = 2.12 \text{ ton/m}; \text{ carga uniformemente distribuida en el lecho}$$

inferior de la losa, debido a la reacción del suelo ante el peso de los muros.

$M_{\text{muros}} = 5.4 \left(\frac{6.7 \times 0.5}{2} \right) = 9.045 \text{ ton-m}$; momento producido por el peso de los muros al estar estos inclinados.

En la figura 20 se muestran las fuerzas actuantes en la losa así como los diagramas de momentos debidos a éstas.

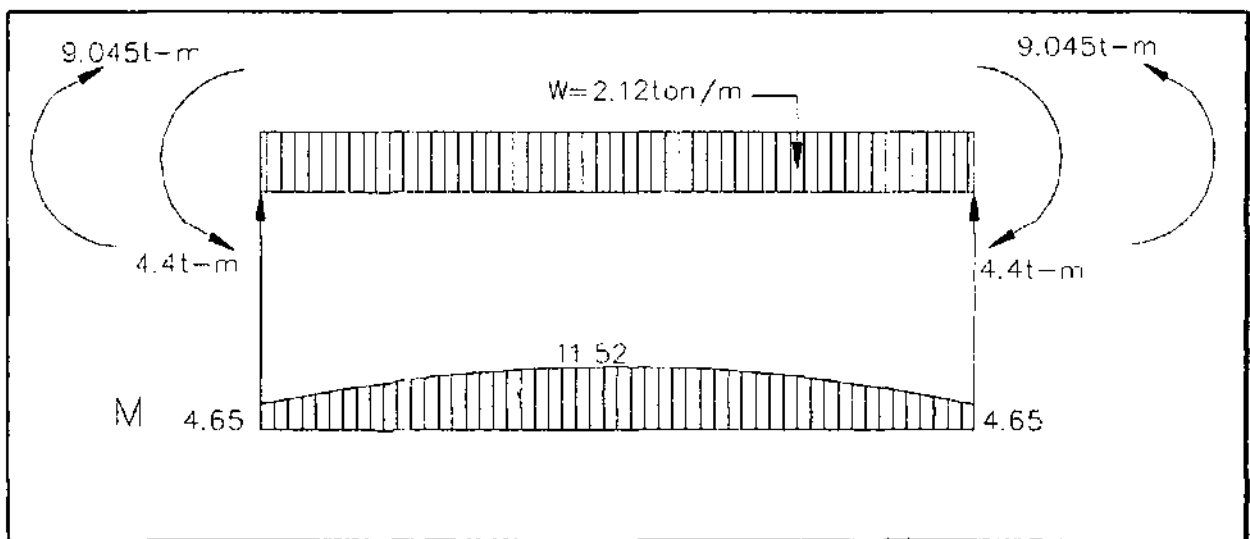


Figura 20

Como el momento máximo es de 11.52ton-m, el momento último es de:

$$M_U = 11.52 \times 1.4 = 16.128 \text{ ton-m}$$

Para el momento último resultante el área de acero requerida en la parte superior de la losa es:

$$A_s = 48.5 \text{ cm}^2$$

Se colocan Vars. de 1 ½"φ a cada 23

Considerando el momento que aporta el empuje del relleno sobre los muros y la carga repartida en la losa tenemos las condiciones de carga que muestra la figura 21.

De la ecuación de momentos para estas condiciones se encontró la distancia para reducir el acero a la mitad.

$$M = -5.4X + 2.12 \frac{X^2}{2} + 8.7; \text{ Para } X=1, M \approx 4.36 \approx \frac{8.7}{2}$$

Sumando a la distancia encontrada la longitud de desarrollo de la varilla, encontramos que se corta el acero a la mitad a:

$$X = 1 + 0.82 = 1.82 \text{ m}$$

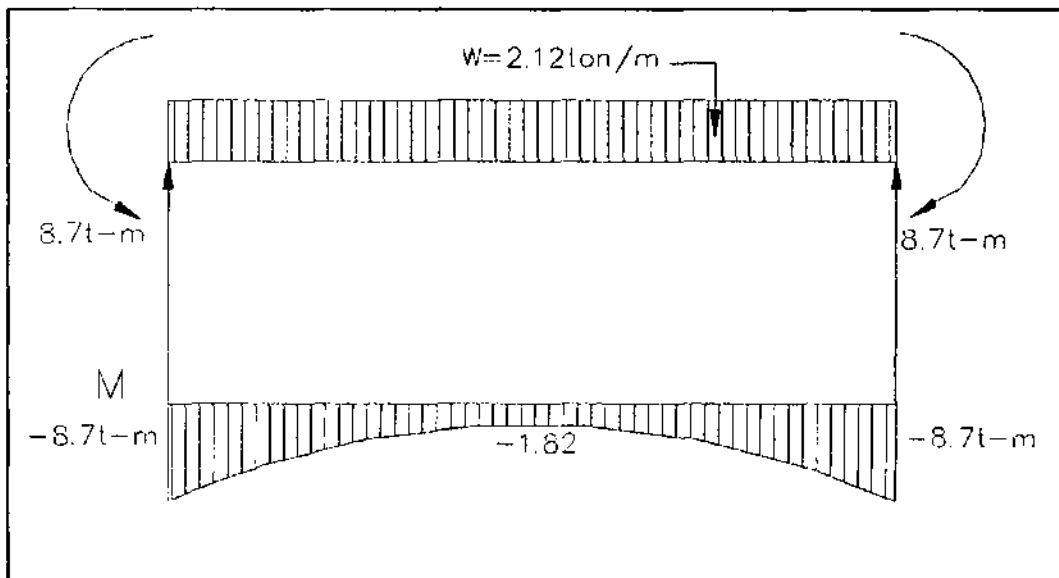


Figura 21

Acero por temperatura

Con el porcentaje de acero por temperatura que se especificó anteriormente, se calculó el área necesaria para la sección.

$$A = \frac{30 \times 100}{2} = 1500 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1500 \times 0.0018 = 2.7 \text{ cm}^2$$

Se colocan Vars. $\frac{1}{2}''\phi$ a cada 40

Revisión por cortante

El cortante en la sección crítica es:

$$V = 5.4 + (0.6 \times 0.3) \times 2.4 = 5.83 \text{ t}$$

$$V_U = 1.4 \times 5.83 = 8.16 \text{ ton}$$

el esfuerzo producido por dicha fuerza es:

$$v_s = \frac{8165}{30 \times 100} = 2.72 \text{ kg / cm}^2 < 4.49 \text{ kg / cm}^2$$

Por lo tanto la losa no requiere refuerzo adicional por cortante.

La geometría de la sección y detalles del refuerzo se muestran en la figura 22.

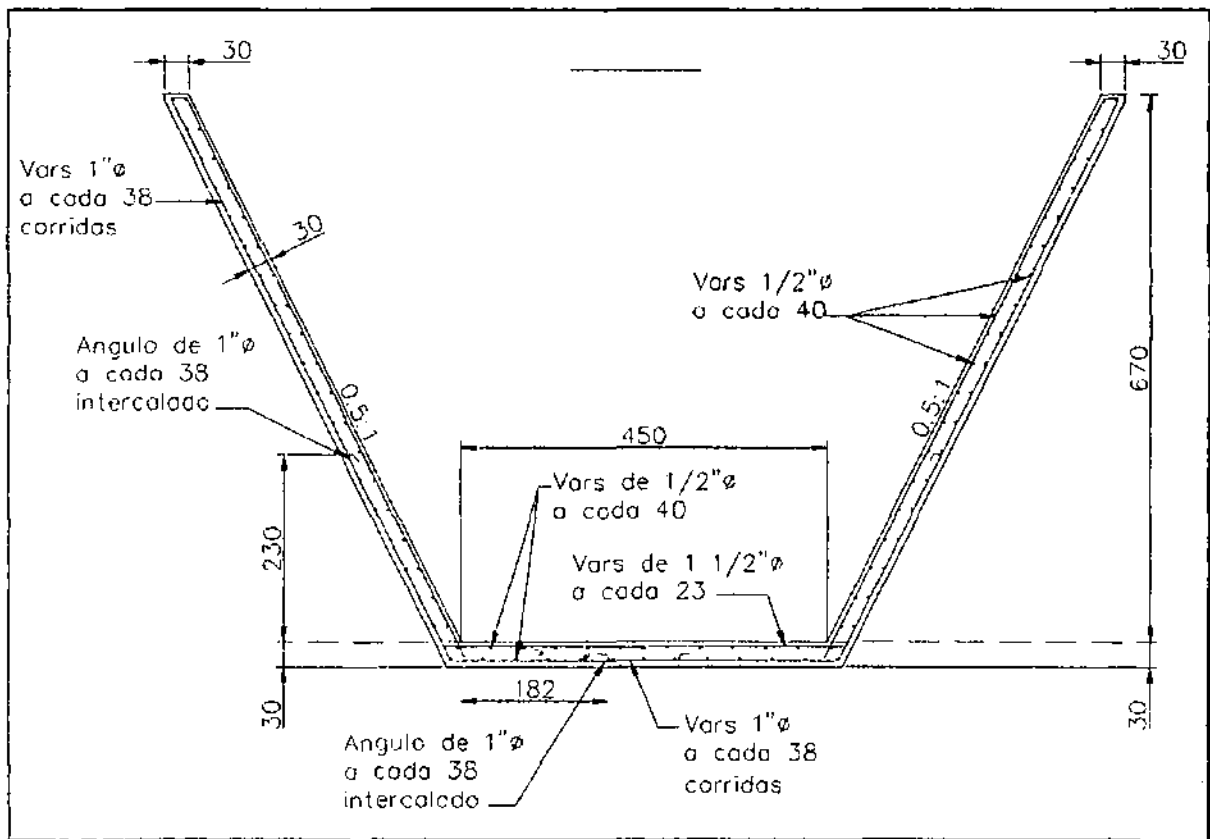


Figura 22

Sección media (a 2m. del inicio de la transición)

Se analiza una sección intermedia que se encuentra a 2m del inicio de la transición, en donde se tienen las siguientes características geométricas.

$$b = 8.802m$$

$$H = 8.683m$$

$$talud = 0.104:1$$

$$*espesor = 0.65m$$

*Considerando una variación lineal del espesor a lo largo de la transición

El talud indicado representa un ángulo con respecto a la vertical de 5.9374° (ver figura 24 y plano RS-4) el cual junto con la altura, se utilizó para calcular el empuje del relleno sobre el muro que se indica a continuación.

$$E=9.364 \text{ ton}$$

$$Es=1.1 \times 9.364=10.3 \text{ ton}$$

$$\text{aplicado a } Y=2.894m$$

Por lo tanto el momento flexionante resulta de:

$$M=10.3 \times 2.894=29.808t-m$$

Para la sección de 65cm en la base y 30cm en la corona, se encontró el momento producido por la acción de un posible sismo en el cuerpo del muro.

El peso del muro es:

$$P = \frac{0.65 + 0.30}{2} \times 9.683 \times 1 \times 2.4 \approx 10 \text{ ton}$$

El empuje resulta de:

$E=10 \times 0.1=1 \text{ ton}$, aplicado en el centro de gravedad del muro

$$Y = 8.683 - \frac{8.683 \cdot 2(0.65) + 0.30}{3 \cdot 0.65 + 0.30} = 3.81m$$

El momento producido es:

$$M=1 \times 3.81=3.81 \text{ ton-m}$$

El momento total es:

$M_T=29.808+3.81=33.618t-m$, con el cual se determinó el momento de diseño.

$$M_U=1.4 \times 33.618=47.065 \text{ ton-m}$$

Revisión de la resistencia por compresión

Con las constantes de cálculo ya determinadas se encontró el valor del momento resistente por compresión

$$M_U = 4,706,500 \text{ kg-cm}$$

$$M_R = 17.58 \times 100 \times 57.5^2 = 5,812,338 \text{ kg-cm}$$

$M_R > M_U$, por lo tanto la sección es adecuada

Acero de refuerzo por flexión

Para el Momento de diseño calculado, con base en las constantes de cálculo definidas, se encontró que el área de acero necesaria es:

$$A_s = 55.4 \text{ cm}^2$$

Se colocan Vars. 1"φ a cada 9, que proporcionan un área de acero de 56.3 cm².

Altura a la que se puede cortar el acero de refuerzo a la mitad.

$$A_s = \frac{56.3}{2} = 28.15 \text{ cm}^2$$

En H=6.4m el $M_U = 19.369 \text{ ton-m}$, para el cual el área de acero requerida es:

$$A_s = 27.1 \text{ cm}^2 \approx 28.15 \text{ cm}^2$$

La altura a la que se puede cortar el acero a la mitad, al incluir la longitud de desarrollo de la varilla, resultó de:

$$H = 8.683 - 6.4 + 1.85 = 4.10 \text{ m}$$

Revisión por cortante

La sección crítica se encuentra a una profundidad de:

$$H = 8.683 - 0.575 = 8.108$$

Profundidad a la cual se calculó el empuje del relleno y el sismo en el muro.

$$E_R = 8.981 \text{ t}$$

$$E_m = 0.90 \text{ t}$$

La suma de fuerzas actuantes resultó de:

$V = 10 \text{ ton}$ por lo que el esfuerzo cortante actuante resultó de:

$$v_A = \frac{10,000}{57.5 \times 100} = 1.74 \text{ kg/cm}^2 < 4.49 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto la sección no requiere refuerzo adicional por cortante.

Acero por temperatura

Con el porcentaje recomendado por el ACI se calculó el área de acero necesaria por temperatura.

$$A = \frac{65 \times 100}{2} = 3250 \text{ cm}^2; \text{ por lo tanto } A_s = 0.0018 \times 3250 = 5.85 \text{ cm}^2$$

Se colocan Vars. $\frac{1}{2}''\phi$ a cada 20

Diseño de la losa de plantilla

La losa está sujeta a la reacción del suelo al soportar el peso de los muros y al momento transmitido por éstos, debido al empuje del relleno.

Peso de los muros

$$P = \frac{0.65 + 0.30}{2} \times 8.683 \times 1 \times 2.4 = 9.9 \text{ ton}$$

por tratarse de 2 muros, $P = 2 \times 9.9 = 19.8 \text{ ton}$

$$\omega = \frac{19.8}{10.102} = 1.96 \text{ ton/m}$$

La posición de la fuerza ejercida por el peso de los muros, será en el eje centroidal de éstos

$$X = 0.65 - \frac{3(0.30)^2 + 3(0.30) \times 0.35 + 0.35^2}{3(2 \times 0.3 + 0.35)} = 0.084$$

El diagrama de fuerzas actuantes y momentos producidos por éstas, se muestra en la figura 23.

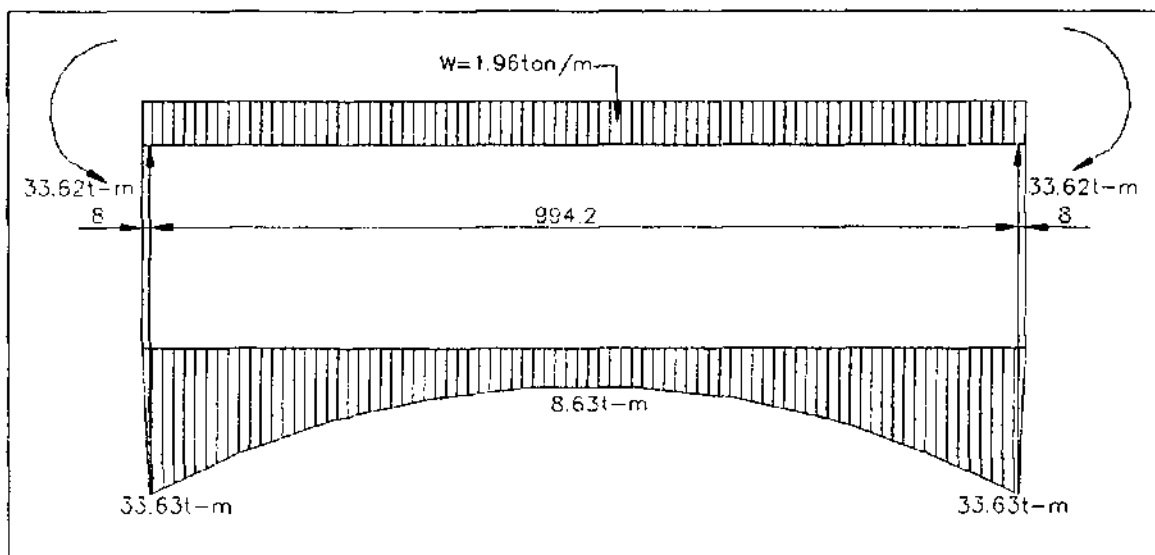


Figura 23

Por lo tanto el M_U resultante es de:

$$M_U = 33.63 \times 1.4 = 47.082t\text{-m}$$

para soportar este momento y para facilitar el armado, es suficiente el acero que viene del muro, es decir:

Vars. 1"φ a cada 9

Podemos cortar el acero a la mitad cuando el momento actuante sea de:

$$M = \frac{33.631}{2} = 16.815\text{ton} - m, \text{ lo cual se cumple en}$$

$X \approx 2.20m$; que al sumar la longitud de desarrollo de la varilla resulta:

$$X = 2.20 + 1.85 = 4.05m$$

Como la sección es variable y la mitad del ancho máximo es 4.40m, por facilidad de armado no se indica corte.

Debido a que esta sección es variable y se une con otra sección donde si se presenta momento negativo, por seguridad, éste se tomará en cuenta para reforzar el lecho superior de la losa.

Para el momento mencionado, el área de acero de refuerzo necesaria es:

$$A_s = 18.97\text{cm}^2$$

Se colocan Vars. 3/4"φ a cada 15

Acero por temperatura

El área de la sección es de:

$$A = \frac{65 \times 100}{2} = 3250$$

El área de acero por temperatura resultó de:

$$A_s = 0.0018 \times 3250 = 5.85\text{cm}^2$$

Se colocan Vars. 1/2"φ a cada 20

Revisión por cortante

El cortante en la sección crítica resultó de:

$$V=9.9+(1.3 \times 0.65) \times 2.4=11.93t$$

$$V_U=11.93 \times 1.4=16.7t$$

El esfuerzo producido es de:

$$v_A = \frac{16,700}{65 \times 100} = 2.57 \text{ kg/cm}^2 < 4.49 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto la losa no requiere refuerzo adicional por cortante.

La geometría de la sección y el detalle del refuerzo se muestran en la figura 24, y la variación del refuerzo a lo largo de la transición se muestran en la figura 25. Además los detalles de esta estructura se pueden ver en el plano anexo No. RS-4.

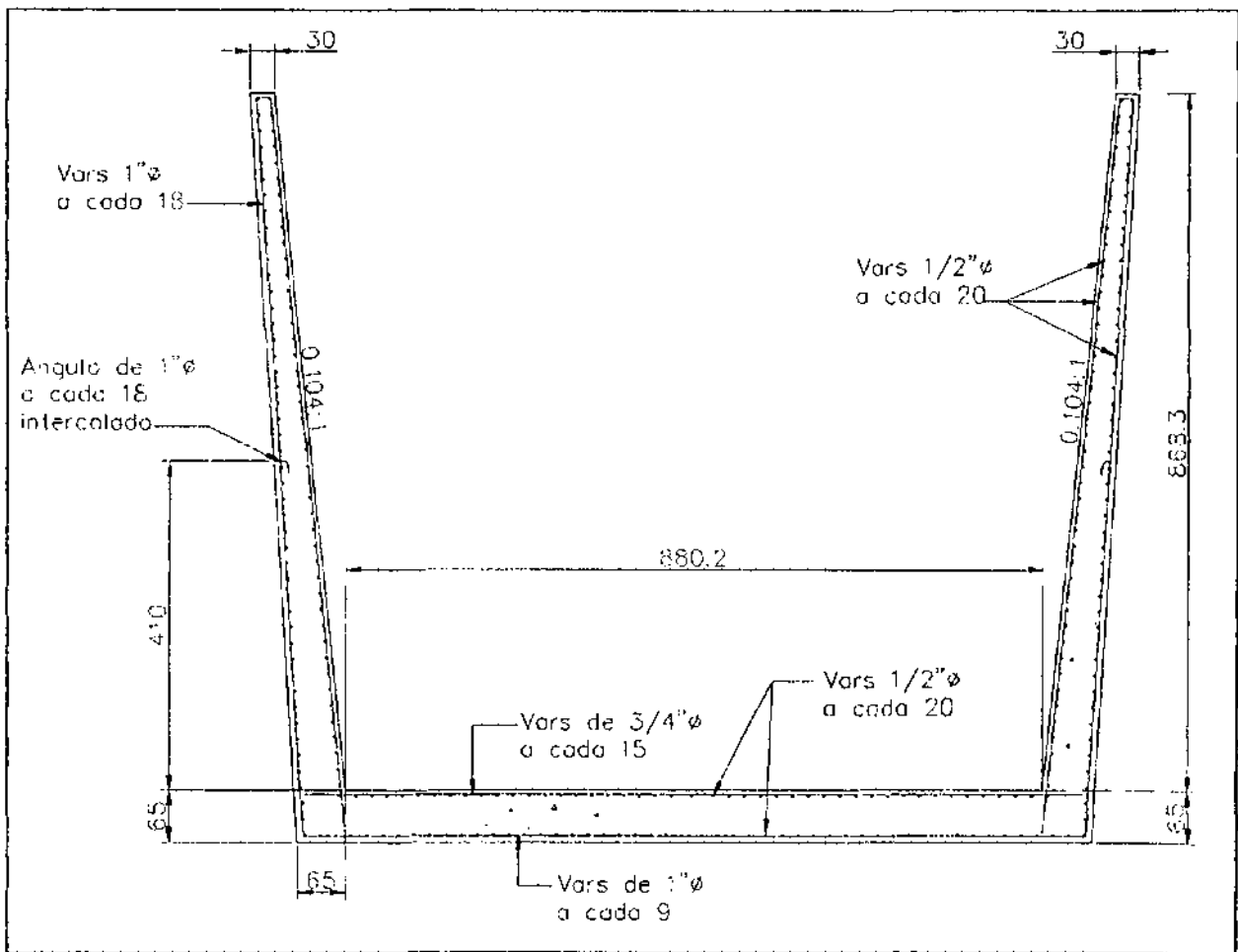


Figura 24

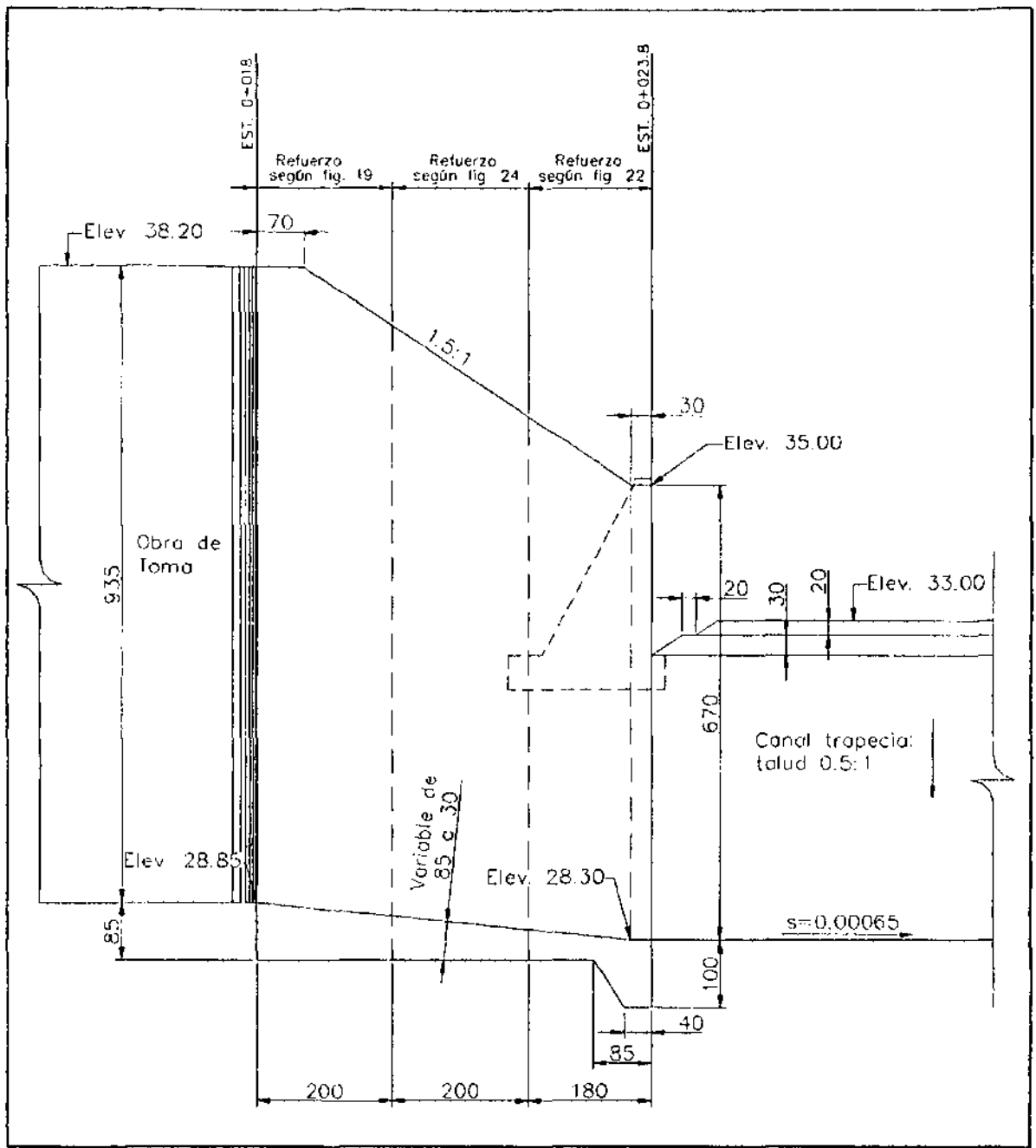


Figura 25

CAPITULO 6 PLAN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN

Es importante para el desarrollo de los trabajos de una obra, formar un plan de construcción, debiéndose trazar lo mejor que sea posible teniendo en cuenta las condiciones existentes en el sitio de trabajo, procedimiento probable de construcción y tiempo de duración de las obras.

El hecho de que las obras descritas en los capítulos anteriores se encuentren en la margen del río, por lo tanto en presencia de agua, trae consigo algunas complicaciones para la construcción. La operación de personal, maquinaria y la colocación de materiales, requiere mantener seca la zona durante el periodo de construcción. El principal problema por lo tanto es el control del río, es decir manejarlo según lo permita su caudal.

En el caso de las obras en la margen derecha de la presa derivadora El Jileño, se tiene una ventaja con relación al manejo del río. Aguas arriba de esta presa, se encuentra la presa San Rafael que se encarga de regular los gastos turbinados en la presa Aguamilpa por lo que el problema se reduce considerablemente pues las avenidas de gran caudal serán controladas antes de llegar al sitio de las obras.

Una manera de proteger el sitio de las obras, es por medio de una ataguía de altura suficiente que impida el paso del agua a la zona de operaciones.

Para determinar la altura de la ataguía se debe calcular el gasto de diseño basándose en los datos hidrológicos de la zona y en las consideraciones que se indican a continuación.

- Presa hidroeléctrica Aguamilpa turbinando un gasto de $750 \text{ m}^3/\text{s}$ durante 6 horas al día, volumen que después de ser regularizado en la presa San Rafael arroja un gasto constante de $187.5 \text{ m}^3/\text{s}$ a lo largo del día.
- Aguamilpa sin verter. Ningún volumen sale por el vertedor de excedencias de dicha presa.
- Considerar que el gasto aportado por la cuenca propia desde Aguamilpa hasta El Capomal es el mismo que el de Aguamilpa a la presa derivadora El Jileño.
- Utilizar como gasto de proyecto el que resulte para un periodo de retorno de 20 a 25 años.

Usando la función de probabilidad de Gumbel para un período de retomo de 25 años, el gasto de diseño proveniente de la cuenca propia (entre Aguamilpa/San Rafael y El Jileño) resultó de:

$$Q_{cp} = 1,425 \text{ m}^3/\text{s}$$

Como el gasto de operación en la presa hidroeléctrica de Aguamilpa, mencionado anteriormente es de:

$$Q_{PHA} = 187.5 \text{ m}^3/\text{s}$$

Entonces el gasto de proyecto para el diseño de la ataguía será :

$$Q_{PROYECTO} = Q_{cp} + Q_{PHA} = 1,612.5 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con el gasto de diseño obtenido se calcula la altura de la ataguía como se describe a continuación.

La cresta vertedora de la presa El Jileño, tiene una longitud de 480m y se encuentra a la elevación 32.50m. Con estos datos y con el gasto de diseño, se calculó el tirante sobre la cortina por medio de la fórmula del vertedor con un coeficiente de descarga de 1.7 recomendado para este tipo de presas:

$$H = \left(\frac{Q}{CL} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{1612.5}{1.7 \times 480} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.57 \text{ m}$$

Tirante con el cual se obtienen las elevaciones que se presentan en la tabla 7.

Elevaciones en la ataguía

Elev. De la cresta vertedora	32.50 m.s.n.m.
Elev. Del NAME de la ataguía	34.07 m.s.n.m.
Elev. Corona de la ataguía	34.50 m.s.n.m.

Tabla 7

En el plano RS-5 anexo, se observa la sección de la ataguía y su posición en la presa.

A continuación se presentan las tablas con los registros de gastos medios mensuales del río Santiago, en el periodo de 1955 a 1994. Estos datos son indispensables para conocer el comportamiento del río y poder hacer una planeación de las etapas de construcción.

AÑO	1955	1956	1957	1958	1959	1960	1961	1962
MES								
ENE	-	36.42	35.03	42.66	93.80	76.24	61.26	42.90
FEB	-	31.86	32.96	36.62	56.00	53.79	42.96	52.54
MAR	-	26.41	33.26	46.88	41.92	46.06	35.38	34.10
ABR	-	25.32	25.22	25.21	196.47	39.76	31.51	32.87
MAY	-	34.66	30.60	26.46	57.15	41.63	36.97	29.59
JUN	-	115.85	37.48	168.94	186.80	47.39	126.73	180.83
JUL	-	469.99	184.33	797.76	702.47	336.51	691.03	511.61
AGO	1,226.61	484.25	214.92	461.57	1,093.57	579.21	819.27	345.39
SEP	1,141.81	221.16	235.83	1,161.96	508.87	416.46	543.37	775.48
OCT	369.54	51.46	180.74	719.54	290.61	78.20	127.41	283.29
NOV	70.75	36.31	58.80	558.62	187.90	51.16	57.72	72.60
DIC	45.93	44.28	40.71	112.39	55.36	133.03	47.11	50.25
SUMA	2,854.64	1,577.96	1,109.87	4,158.59	3,470.92	1,899.44	2,620.73	2,411.45

AÑO	1963	1964	1965	1966	1967	1968	1969	1970
MES								
ENE	41.93	77.59	43.65	84.55	105.66	121.36	96.63	90.63
FEB	34.54	38.29	34.41	128.34	58.94	123.85	95.25	95.61
MAR	29.35	6.01	46.04	63.20	57.19	325.56	82.65	83.66
ABR	23.62	3.45	39.30	67.63	63.68	207.00	71.07	63.20
MAY	27.24	27.55	41.17	59.76	58.54	191.76	47.27	63.48
JUN	111.04	99.12	67.93	217.13	124.47	102.98	67.54	158.39
JUL	878.14	297.00	199.76	405.88	584.76	789.93	354.19	732.86
AGO	965.46	474.69	1,364.14	1,071.48	1,117.89	1,121.57	354.07	841.62
SEP	765.08	917.34	976.85	872.97	2,116.88	805.00	541.91	957.92
OCT	350.36	434.15	512.51	302.35	850.91	230.16	304.47	457.47
NOV	82.10	69.65	122.41	83.41	518.49	66.99	84.68	77.91
DIC	114.71	56.90	102.30	56.84	350.27	133.96	131.74	60.45
SUMA	3,423.57	2,501.72	3,550.47	3,413.54	6,007.68	4,220.09	2,231.46	3,683.19

AÑO	1971	1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978
MES								
ENE	69.51	80.12	139.38	100.88	57.69	52.38	132.28	59.75
FEB	39.32	84.94	76.60	88.09	59.93	58.47	88.20	61.16
MAR	43.94	97.09	66.57	99.35	60.53	57.51	108.46	67.10
ABR	43.55	84.01	82.97	90.88	59.54	63.89	96.50	62.67
MAY	59.66	91.78	86.28	102.44	74.20	60.38	95.73	64.64
JUN	188.08	180.73	95.05	173.91	116.32	87.36	233.03	144.24
JUL	682.02	330.25	908.49	599.85	880.01	1,279.52	706.31	392.42
AGO	1,060.07	456.37	2,102.74	579.46	1,316.73	1,091.72	735.60	418.79
SEP	1,195.10	600.36	1,122.07	446.16	736.42	708.91	1,000.29	757.56
OCT	1,040.93	161.63	572.42	141.18	127.21	498.09	182.68	600.45
NOV	308.54	209.69	230.43	60.55	65.33	629.75	74.67	72.22
DIC	110.69	106.92	105.08	57.54	55.20	372.98	68.53	49.07
SUMA	4,841.41	2,483.89	5,588.07	2,540.28	3,609.12	4,960.95	3,522.29	2,750.08

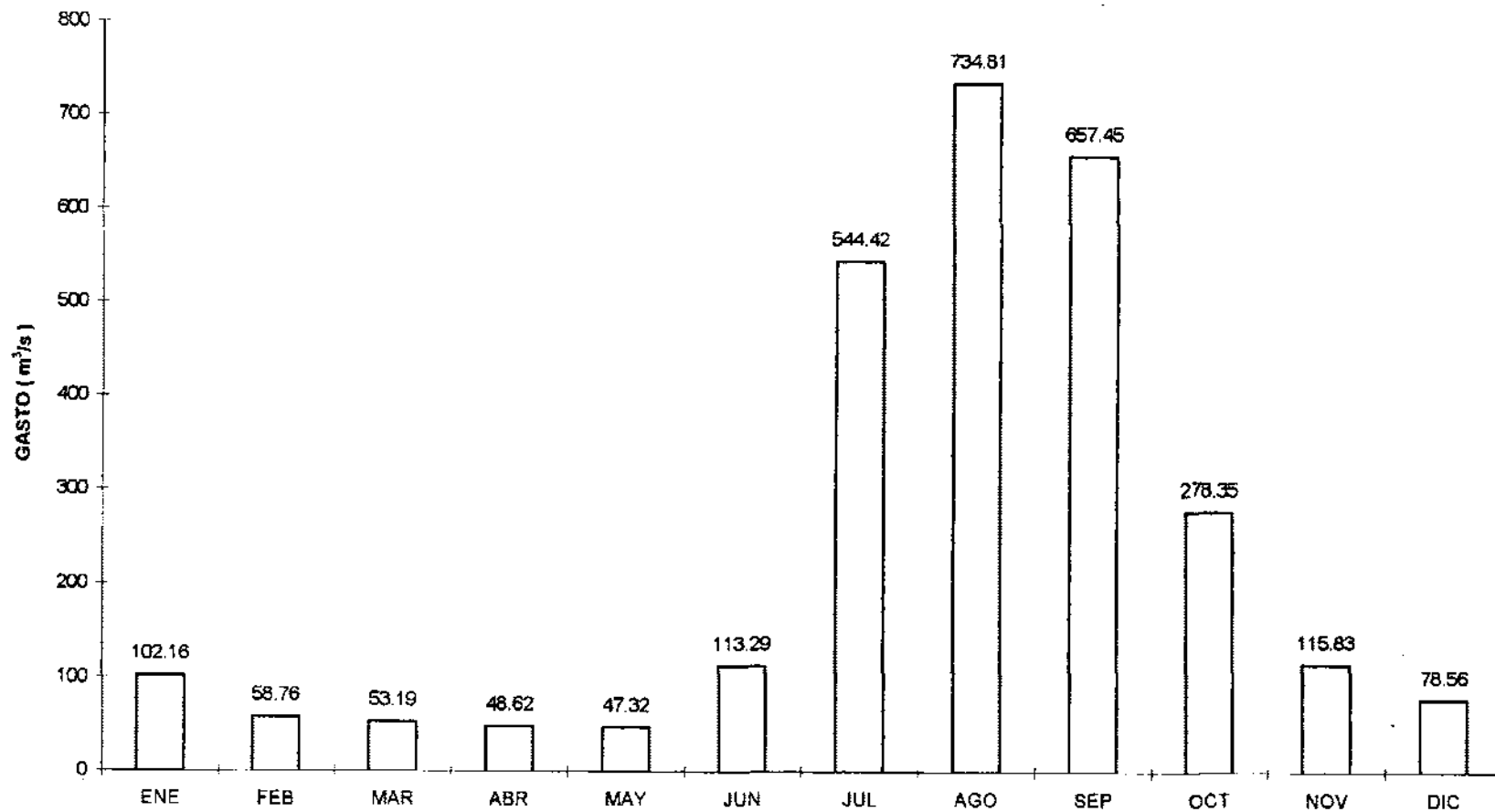
ANO	1979	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986
MES								
ENE	78.15		28.61	22.27	99.73	26.75	158.51	24.61
FEB	54.11		20.53	17.10	21.89	31.99	31.05	22.02
MAR	58.11		10.17	11.48	19.65	12.22	29.62	15.95
ABR	57.49		9.82	7.41	10.60	8.83	22.72	16.28
MAY	50.60		21.90	15.65	27.62	9.51	18.31	32.23
JUN	63.26		113.65	33.04	56.94	182.73	164.01	160.28
JUL	354.00	326.42	748.98	369.98	473.98	796.21	477.61	501.82
AGO	535.29	586.49	446.45	264.31	751.08	827.40	684.71	363.43
SEP	446.03	552.72	496.81	102.93	610.47	373.41	370.86	502.06
OCT	58.71	142.83	133.61	83.37	160.13	88.19	133.82	225.76
NOV	44.65	62.30	45.96	71.90	61.55	40.61	48.84	46.37
DIC	47.20		50.73	72.93	36.96	32.18	33.56	28.93
SUMA	1,847.60	1,670.76	2,127.21	1,072.36	2,330.59	2,430.02	2,173.63	1,939.74

ANO	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994
MES								
ENE	373.16	17.31	10.38	18.09	19.25	1,215.61	32.50	14.93
FEB	110.55	12.69	31.59	24.52	14.40	327.04	27.69	12.97
MAR	83.94	28.04	25.76	14.21	19.95	96.33	19.67	18.05
ABR	49.65	25.09	17.55	11.13	18.47	52.22	17.47	23.65
MAY	45.54	26.96	12.96	22.90	15.49	44.90	24.19	20.51
JUN	64.42	144.12	14.75	63.53	35.25	46.34	35.89	95.40
JUL	447.90	701.99	188.65	441.11	1,427.35	178.64	25.43	57.37
AGO	778.35	1,123.52	435.07	1,258.56	514.93	409.61	30.73	85.39
SEP	599.09	532.04	351.52	732.78	651.59	275.20	117.65	57.04
OCT	314.70	99.92	50.15	278.19	168.69	258.71	19.17	50.26
NOV	54.87	16.57	32.30	82.70	51.21	59.39	7.44	55.75
DIC	54.87	14.89	28.24	24.36	40.12	103.54	14.40	18.52
SUMA	2,977.04	2,743.13	1,198.91	2,972.07	2,976.68	3,067.52	372.22	509.85

MES	MEDIA	MEDIANA
ENE	102.16	60.51
FEB	58.76	41.14
MAR	53.19	42.93
ABR	48.62	36.08
MAY	47.32	39.07
JUN	113.29	112.34
JUL	544.42	477.61
AGO	734.81	635.60
SEP	657.45	599.72
OCT	278.35	204.22
NOV	115.83	66.16
DIC	78.56	55.20

Fuente: CNA

GASTO MEDIO MENSUAL (1955 - 1994)



En los registros anuales del río mostrados en las tablas y en la gráfica, se distinguen dos épocas al año. La época de estiaje y la época de avenidas. Es necesario ajustar el programa de trabajo a las condiciones del río, por lo que se considerarán tres etapas en la construcción.

1º Construcción de la ataguía y de las obras fuera del cauce del río.

Es necesario comenzar los trabajos en la época de estiaje próxima ya que el río tiene un caudal mínimo que permite efectuarlos. Estos trabajos son los siguientes:

- a) Excavación del terreno para el desplante de la obra de toma y transición de salida.- La ubicación de la estructura de la toma y transición de salida, al estar separada del cauce del río por la zona en la que se construirá la estructura de limpia, permite comenzar las excavaciones mientras se construye la ataguía.
- b) Construcción de rampas y caminos de acceso.- Estas obras al estar fuera del cauce del río no requieren de la protección de la ataguía para su construcción.
- c) Construcción de la ataguía.- Con el material producto de las excavaciones de las operaciones arriba mencionadas y con el material de banco de préstamo necesario, se lleva a cabo la construcción de la ataguía.

2º Construcción de las estructuras y de los tajos de entrada y salida.

Una vez concluida la construcción de la ataguía, es posible continuar con las siguientes operaciones enlistadas cronológicamente, previendo el bombeo de achique indispensable:

- I) Excavación del terreno hasta el desplante de la estructura de limpia
- II) Construcción de los dentellones de la obra de toma y estructura de limpia
- III) Construcción de las cimentaciones y losa de plantilla de ambas estructuras
- IV) Construcción de los muros y pilas en la obra de toma y estructura de limpia
- V) Construcción de los tajos de entrada y salida
- VI) Construcción de los muros del canal de entrada y salida

Al presentarse nuevamente las avenidas, se tendrá un avance considerable en la construcción de la estructura de limpia y la obra de toma estará concluida. Además con la protección de la ataguía, los trabajos que quedaran pendientes como la colocación de compuertas en ambas estructuras podrán llevarse a cabo sin la interferencia del río.

3º Demolición de la ataguía.

Una vez concluidas las obras, tanto de la obra de toma como de la estructura de limpia, se podrá llevar a cabo la demolición de la ataguía. Para estas obras deberá de esperarse nuevamente a la época de estiaje para poder retirar el material. Mientras tanto será posible avanzar en la construcción de la conducción sin riesgo de la presencia de agua en las obras.

En las Figuras 26, 27 y 28 se presentan las operaciones mencionadas en el orden correspondiente.

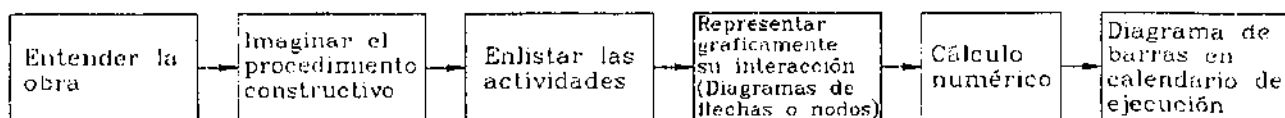
Programa general de construcción aplicando el método de ruta crítica

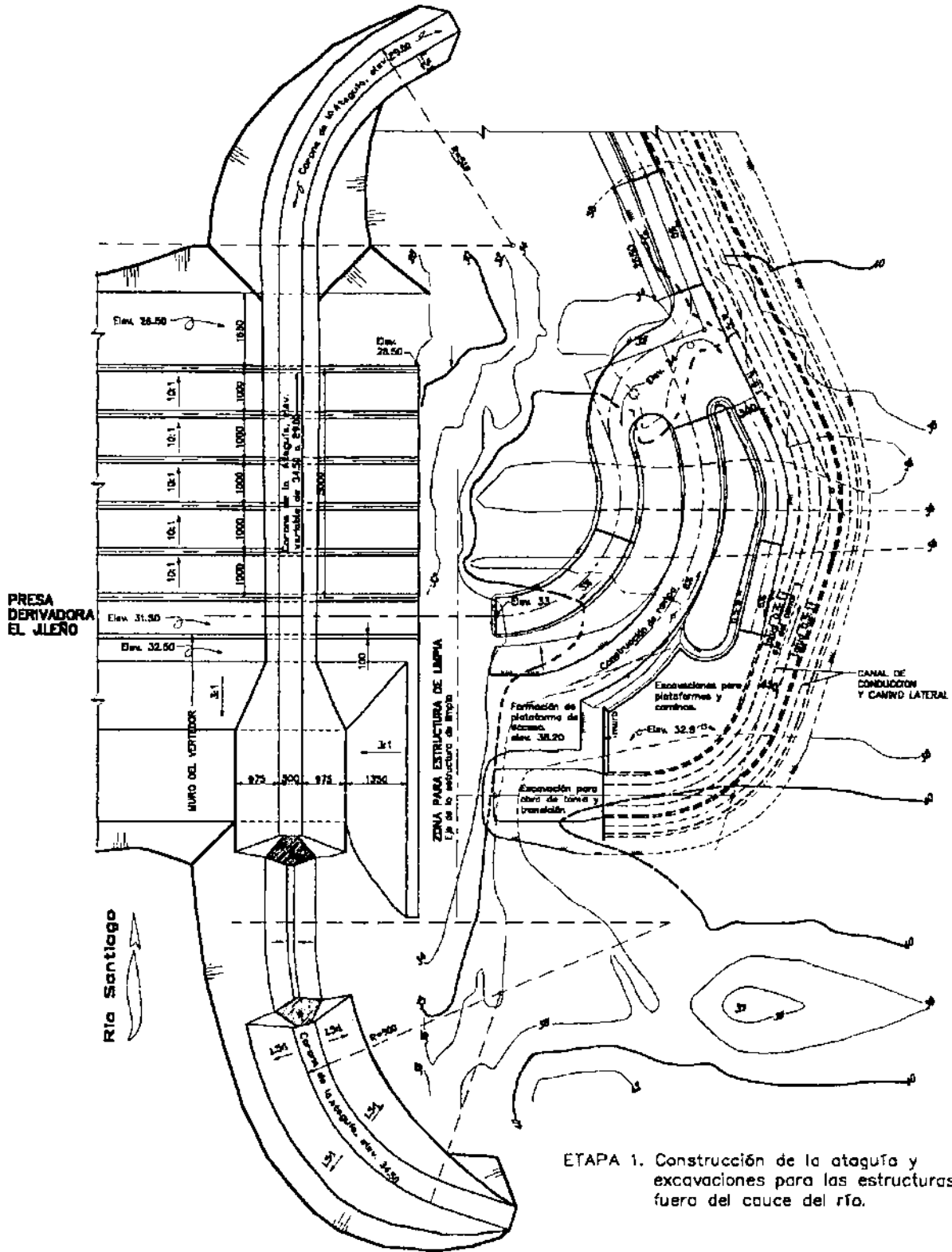
El programa general de construcción de una obra, aplicando el método de ruta crítica lo forman los siguientes elementos principales.

- a) Diagrama de actividades y cálculo de la red de flujo que forma dicho programa.- El diagrama de actividades es una representación gráfica del desarrollo planeado de la construcción de la obra de acuerdo con una secuencia lógica de ejecución de las actividades que componen el proyecto en cuestión.

- b) Diagrama de barras.- Es una representación general gráfica, del desarrollo planeado de la construcción de la obra. Se aplica utilizando básicamente los principales conceptos de trabajo que componen el proyecto por ejecutar. Las barras indicadas en el calendario de ejecución de cada concepto, nos muestra el tiempo durante el cual han de realizarse los trabajos.

Para la aplicación de la ruta crítica se debe seguir la siguiente secuencia:

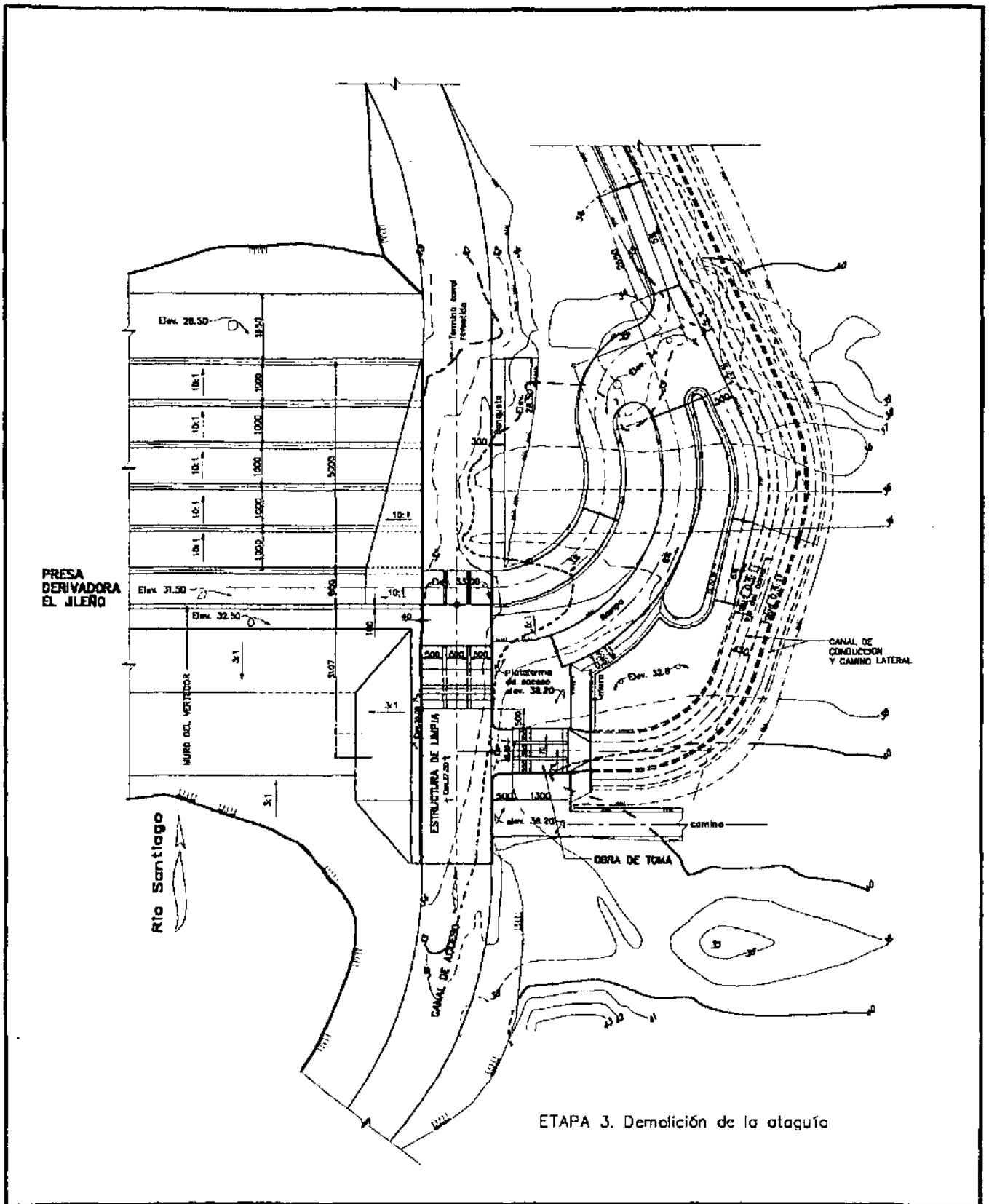




ETAPA 1. Construcción de la ataguía y excavaciones para las estructuras fuera del cauce del río.

Figura 26

Mientras se construye la ataguía es posible llevar a cabo las obras fuera del cauce del río.



ETAPA 3. Demolición de la ataguía

Figura 28

El diagrama de nodos es uno de los métodos utilizados para la representación gráfica de las actividades y su secuencia. Los elementos que forman un diagrama de nodos son los siguientes:

1) Cuadros.- Donde se representa la actividad y sus características. En la figura 29 se muestra un cuadro con los elementos que lo conforman.

Ht		Hl	
Ip	A	Tp	
Descripción breve			
Ir	D	Tr	

A= Actividad
 D= Duración
 Ip= Iniciación próxima
 Ir= Iniciación remota
 Tp= Terminación próxima
 Tr= Terminación remota
 Ht= Holgura total
 Hl= Holgura libre

Figura 29

Donde:

$$Tp = Ip + D$$

$$Ir = Tr - D$$

Holgura total.- Es el tiempo que podemos diferir la terminación de una actividad sin alterar la fecha de terminación de la red.

$$Ht = Tr - Tp = Ir - Ip$$

Holgura libre.- Es el tiempo que puede desplazarse la terminación de una actividad sin alterar la fecha de iniciación de las actividades con las que está relacionada.

$$Hl = Ip_B - Tp_A$$

2) Flechas.- Representa la dependencia entre las actividades.

A continuación se aplica el método de ruta crítica para el plan general de construcción descrito anteriormente.

Lista de actividades

Como se explicó anteriormente es necesario hacer una lista con las actividades que se llevarán acabo en la obra. A continuación se presenta la lista de actividades en orden cronológico, así como la duración propuesta en semanas para cada una de ellas.

1. Excavación para desplante de obra de toma y transición (5 semanas)
2. Construcción de ataguía (16 semanas)
3. Construcción de rampas y caminos (16 semanas)
4. Construcción de dentellones, cimentaciones y losas de plantilla en la obra de toma (6 semanas)
5. Construcción de muros y pilas en la obra de toma (7 semanas)
6. Excavación para desplante de la estructura de limpia (7 semanas)
7. Construcción de dentellones, cimentaciones y losa de plantilla en la estructura de limpia (8 semanas)
8. Construcción de muros y pilas en la estructura de limpia (9 semanas)
9. Construcción de puentes de maniobras en obra de toma y estructura de limpia (7 semanas)
10. Excavación de los tajos para el canal de entrada y salida (8 semanas)
11. Construcción de muros en el canal de entrada y salida (8 semanas)
12. Demolición de la ataguía (8 semanas)

La red de actividades utilizando el diagrama de nodos y su cálculo se muestra en la figura 30 y en la figura 31 se presenta el calendario de actividades expresado en forma de diagrama de barras, con los resultados obtenidos en el cálculo de la red.

DIAGRAMA DE NODOS Y CALCULO DE LA RED

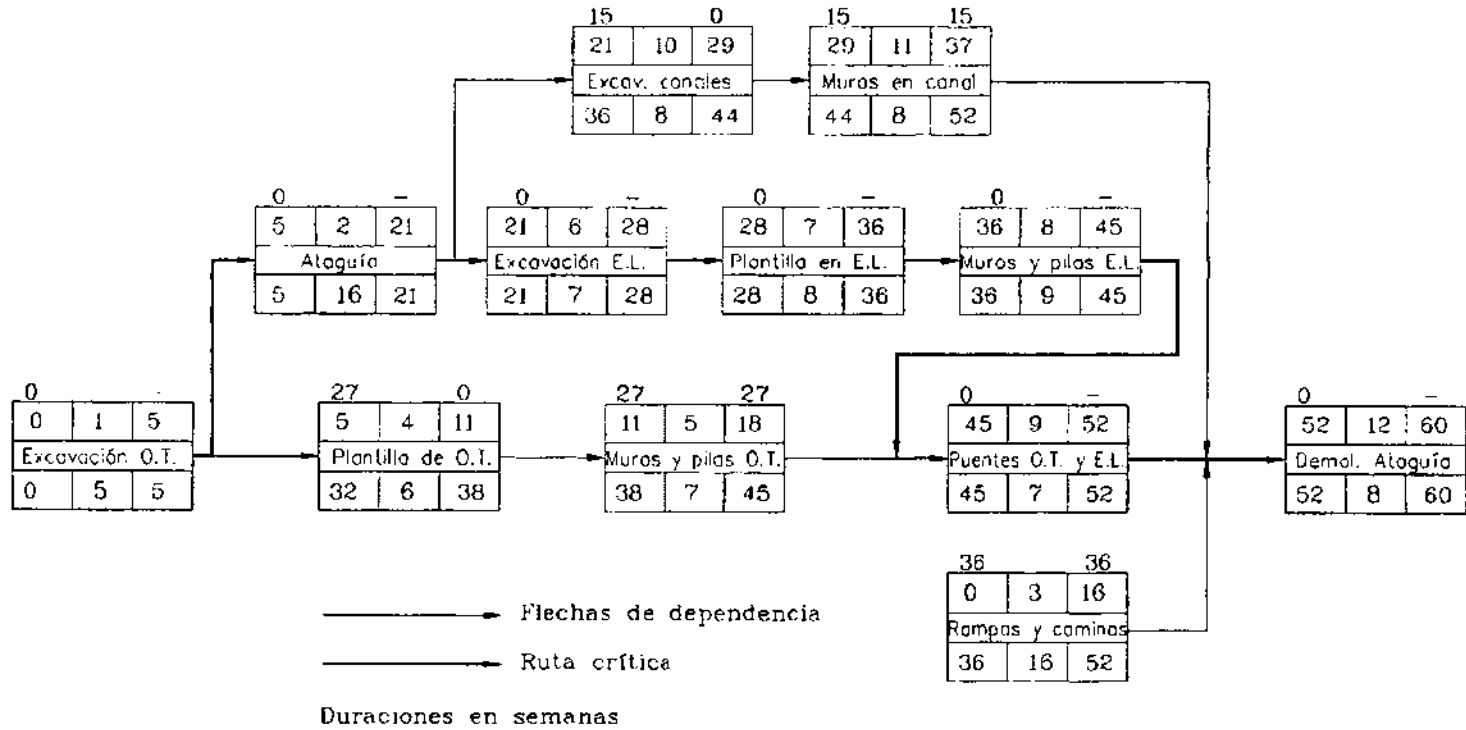
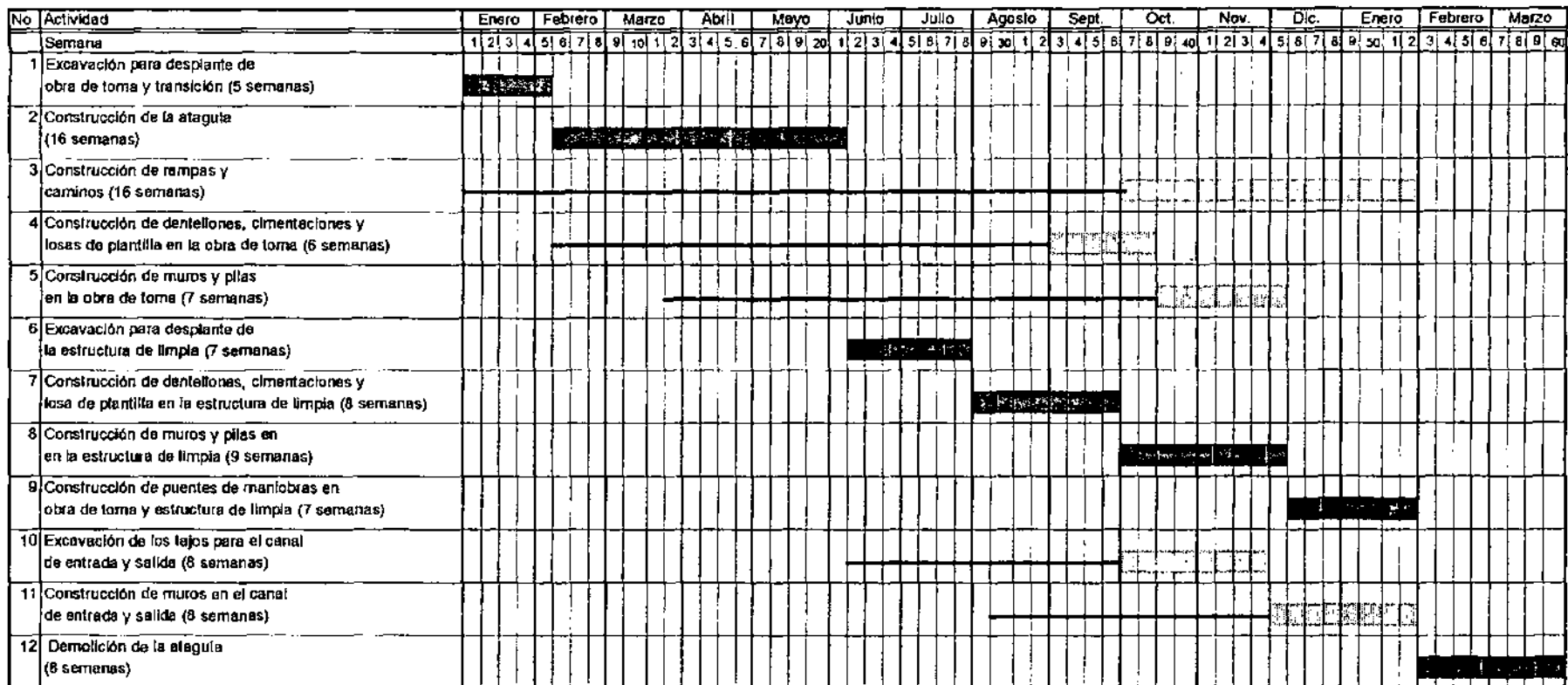


Figura 30

Calendario de actividades (Diagrama de barras)



Ruta crítica
 Holgura

Figura 31

El inicio de las obras será por lo tanto, en la primera semana de enero y la terminación en la última de marzo.

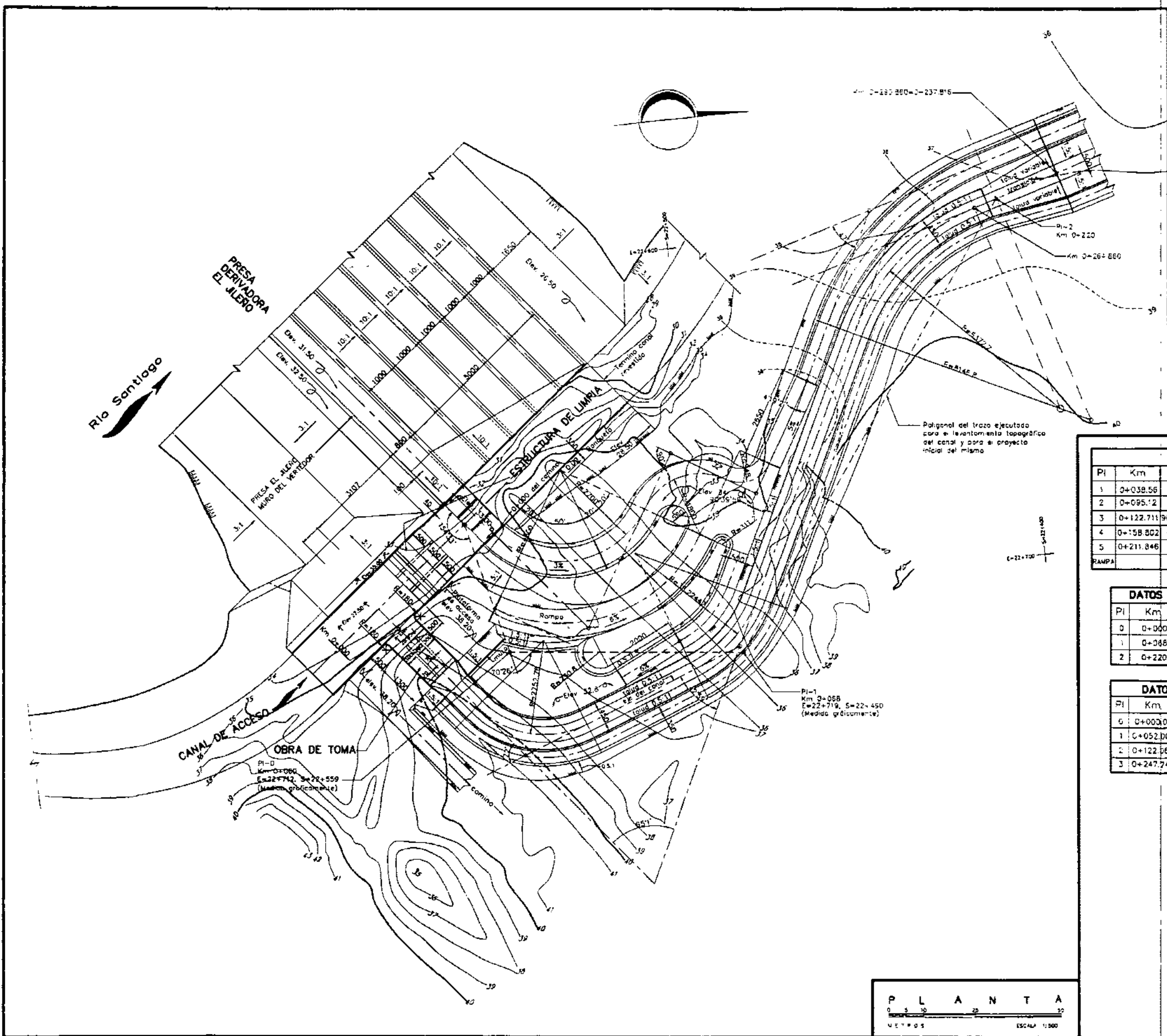
CONCLUSIONES

Como se puede ver en el presente trabajo, el proyecto de una obra de toma en una presa derivadora, representa un ejercicio muy completo, ya que para su elaboración intervienen diferentes áreas de la ingeniería civil, como son hidráulica, geotecnia y estructuras, cuyos criterios y lineamientos generales de diseño se combinan, para formar una poderosa herramienta del proyectista. Además, al proyectar se deben de tomar en cuenta los aspectos de una rama más de la ingeniería, la construcción, ya que la finalidad de cada proyecto es ser construido y así cumplir con el objetivo para el que fue pensada una obra.

Es tarea del ingeniero proyectista, utilizar estas herramientas de una manera adecuada para cada caso particular, debido a que la problemática y condiciones de cada proyecto, requieren soluciones particulares que demandan la utilización del ingenio además de los conocimientos técnicos.

De esta forma, el presente trabajo no es sino una aplicación práctica más, de algunos de los diversos conocimientos que la humanidad en el área de la ingeniería civil, ha acumulado a lo largo de su historia con el fin de realizar obras que signifiquen un beneficio a la sociedad, para mejorar la calidad de vida de los individuos.

ANEXO
(PLANOS)



DATOS DE PROYECTO DE LA PRESA EL JILERO	
Elevación del NAVE	36.54m
Elevación de la cresta vertedora	32.50m
Gasto máximo de la avenida de diseño	6800 m ³ /seg
Longitud de la cresta vertedora	480.00 m
Carga máxima sobre la cresta	4.04m

DATOS GEOMETRICOS DEL CAMINO Y RAMPA									
PI	Km	Δ	G	R	ST	PC	LC	PT	S
1	0+038.56	11°	42°26'29"	27	38.56	0+000	51.836	0+051.836	3% (0+000 - 0+038.987)
2	0+095.12	90	63°39'43"	18	18	0+051.836	21.274	0+080.110	0%
3	0+122.711	90°39'59"	170°53'18"	9.48	9.591	0+073.11	15.00	0+088.11	5% (0+088.11 - 0+114.61)
4	0+158.802	41°19'2"	S/C	-	-	0+114.61	-	0+114.61	-
5	0+211.846	47°	14°5'57"	81.468	35.423	0+132.231	66.629	0+199.06	0%
RAMPA		90	25°27'53"	45	45		70.686		6%

DATOS GEOMETRICOS DE LA POLIGONAL Y DEL PROYECTO PARA Q=21 m ³ /s										
PI	Km	Δ	G	R	ST	PC	LC	PT	COORDENADAS	
									S	E
0	0+000								22+559	22+712
1	0+068	61	16		21.16	0+046.84	38.13	0+084.97	22+490	22+719
2	0+220	38	12		16.47	0+203.53	31.67	0+235.20		

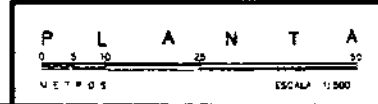
DATOS GEOMETRICOS DEL PROYECTO DEL CANAL PARA Q=60 m ³ /s									
PI	Km	Δ	G	R	ST	Tangente entre curvas	PC	LC	PT
0	0+000.00								
1	0+052.000	72	41.6853	41.685	20	32	0+032	34.545	0+066.545
2	0+122.582	42°59'	30	38.224	15.051	35.031	0+101.576	28.656	0+130.232
3	0+247.748	47	18	63.727	27.709	82.405	0+212.638	52.222	0+264.850

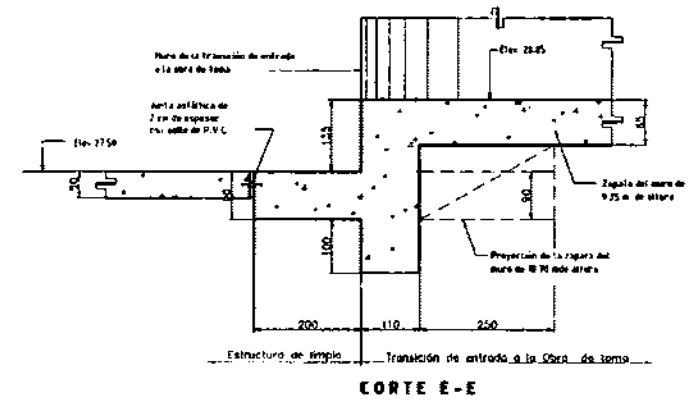
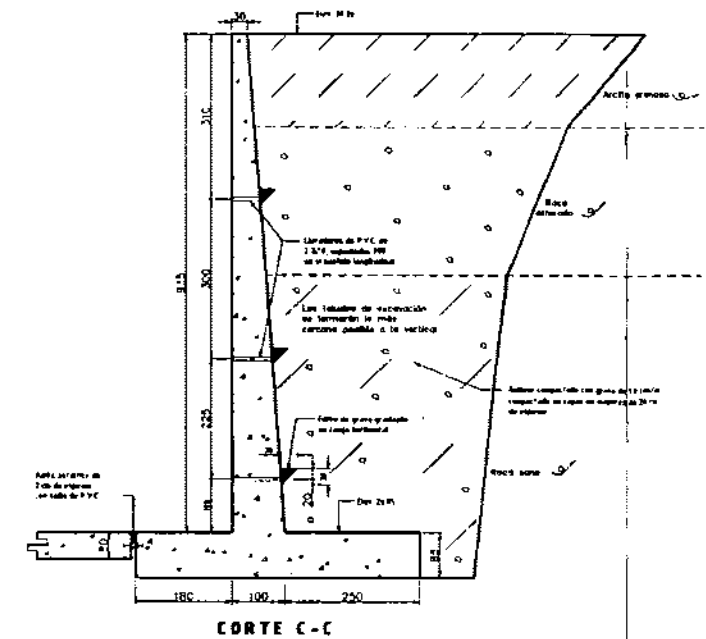
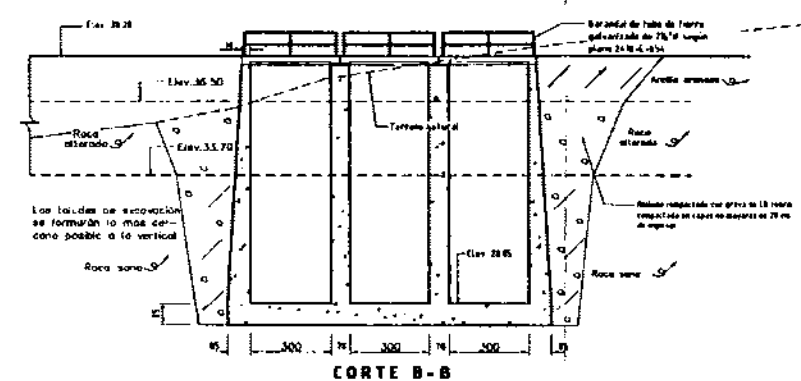
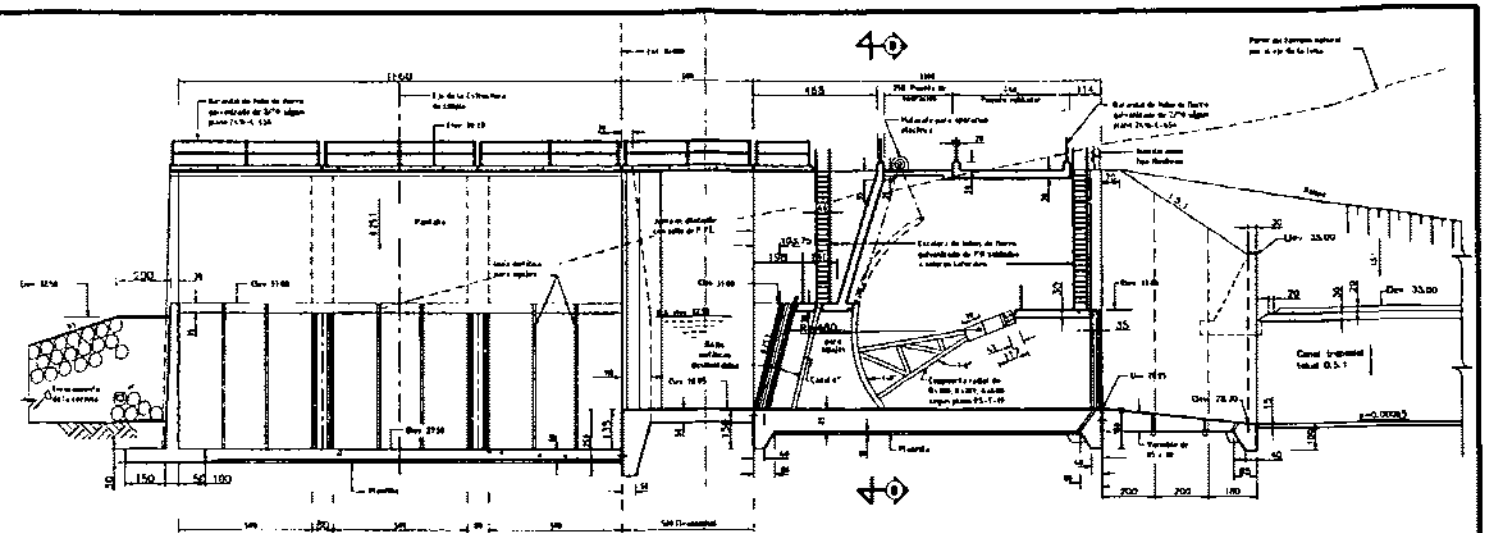
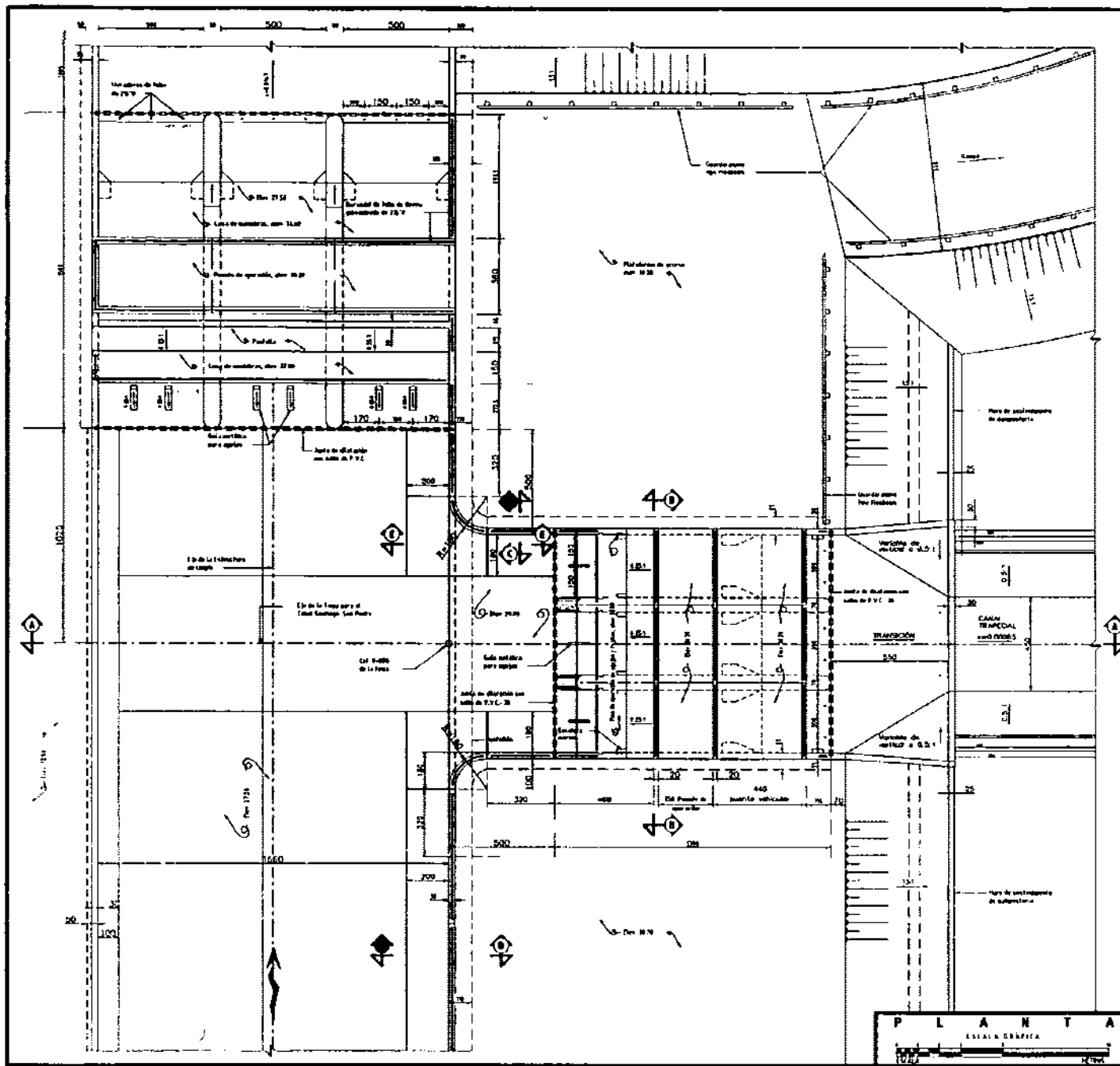
NOTAS:
 Acataciones en centímetros, estaciones y elevaciones en metros.
 Los datos geométricos de la carlina son los que indica el plano N°1502-C-529 titulado Presa Derivadora El Jilero-Plano general noviembre 1990. En dicho plano no se muestra cuadrícula de coordenadas.
 La ubicación de las obras del proyecto en la margen derecha del Río Santiago se hará colocando el muro de la margen izquierda de la estructura de limpieza de manera que deje libre la longitud de Cresta Vetedora de 480 m.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
 DIVISION DE INGENIERIA CIVIL, TOPOGRAFICA Y GEODESICA

PROYECTO DE INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA PARA EL
 CANAL PRINCIPAL MARGEN DERECHA DEL R-0 SANTIAGO, NAYARIT
 PLANO GEOMETRICO Y DE LOCALIZACION DE LAS OBRAS
 EN LA MARGEN DERECHA DE LA PRESA EL JILERO

TESIS PROFESIONAL	ALUMNO:
RS - 1	CARRERA, INGENIERIA CIVIL
	CARRAS CAMPUZANO MANUEL OCTAVO
	MEXICO, D.F. 2001





DATOS DE PROYECTO	
Costo	80.00 m ² /a
U elevación de planta en la estructura de templo	27.50 m.s.n.m.
RAMO	32.50 m.s.n.m.

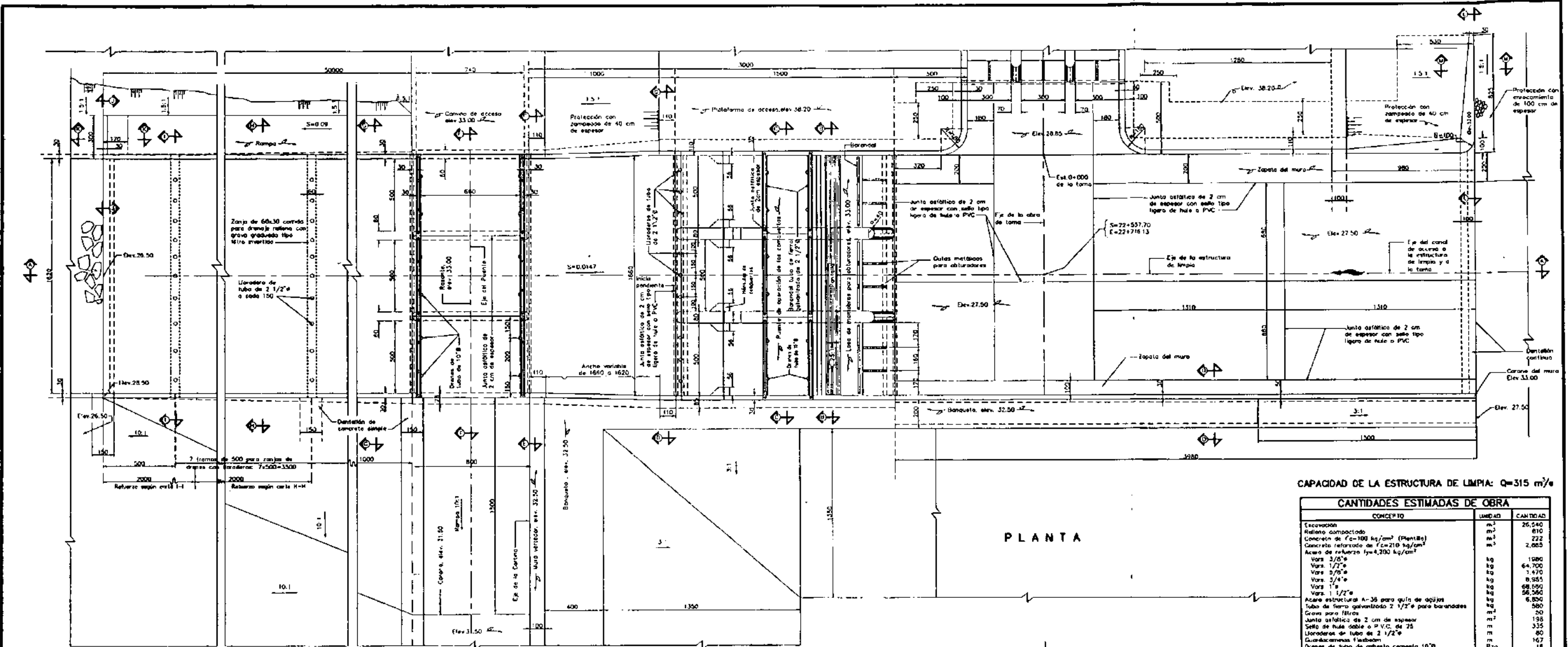
CANTIDADES ESTIMADAS DE OBRA		
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
Excavación en material no roca	m ³	430
Excavación en roca	m ³	2,250
Rebano compactado	m ³	810
Concreto simple de f'c=100 kg/cm ² (planchas)	m ³	14
Concreto reforzado de f'c=240 kg/cm ²	m ³	880
Acero de refuerzo fy=4000 kg/cm ²	kg	64,055
Hierro estructural A-36	kg	1,650
Tubo de hierro galvanizado 2 1/2" (borandales)	kg	364
Junta caústica de 2 cm de espesor	m ²	70
Salto tipo ligero en todo o P.V.C. de 20 cm	m	103
Lijadores de tubo de 2"	m	44
Compuerta radial de B=300, H=768 y A=400	Pza	3
Motocicleta eléctrica de operación manual y eléctrica de 5,000 kg de capacidad	Pza	3

NOTAS:
 Aclaraciones en centímetros, estaciones y elevaciones en metros. Las coordenadas y las elevaciones están referidas a la cuadrícula de monumentos existentes en la zona, cuyos datos están contenidos en el plano No. 1985 (1:200) del Estado de Hidalgo de San Felipe, Huayt. Plus Mérida del Centro. Dirección de Estudios, SAG. Las referencias de la obra y la zona fueron deducidas del perfil estilográfico reportado por el PCAHT, situado en el kilómetro 2.000 de la carretera.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL, GEODACIA Y GEODÉSICA

PROYECTO DE INFRAESTRUCTURA HIDRÁULICA PARA EL
 CANAL PRINCIPAL MARGEN DERECHA DEL RÍO SANTOAGNAYARI
 OBRA DE TOMA-MARGEN DERECHA
 PLANO GENERAL

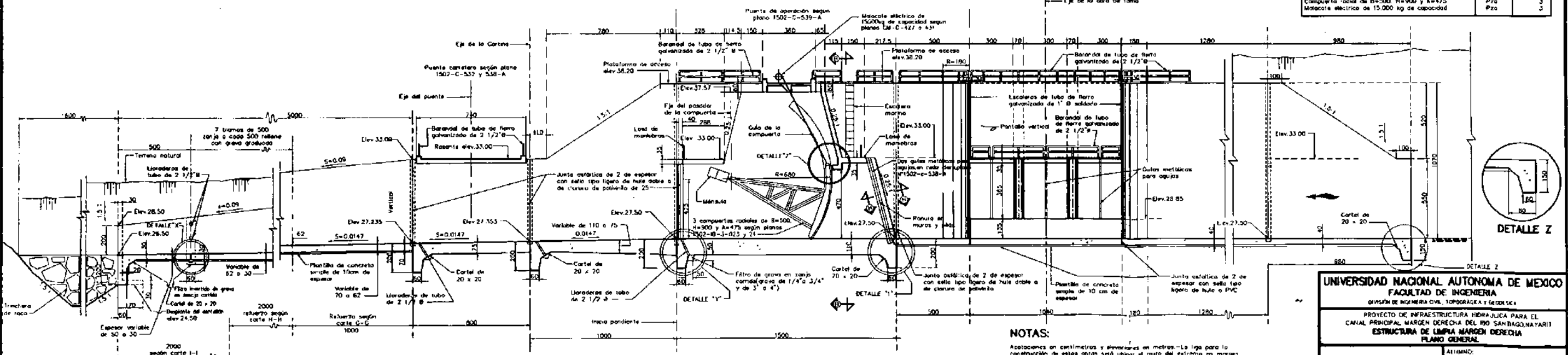
ALUMNO: CARLOS CAMPUZANO MANUEL OCTAVIO
TESIS PROFESIONAL
CARRERA INGENIERIA CIVIL
MEXICO, D.F., 2001



PLANTA

CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA DE LIMPIA: Q=315 m³/d

CANTIDADES ESTIMADAS DE OBRA		
CONCRETO	UNIDAD	CANTIDAD
Excavación	m ²	26,540
Releno compactado	m ³	610
Concreto de f _c =100 kg/cm ² (Plantilla)	m ³	222
Concreto reforzado de f _c =210 kg/cm ²	m ³	2,665
Acero de refuerzo f _y =4,200 kg/cm ²		
Vara 3/8"	kg	1980
Vara 1/2"	kg	64,700
Vara 5/8"	kg	1,470
Vara 3/4"	kg	8,585
Vara 1"	kg	68,590
Vara 1 1/2"	kg	56,560
Acero estructural A-36 para guía de agujas	kg	6,850
Tubo de hierro galvanizado 2 1/2" para barandales	kg	580
Grasa para filtros	m ³	50
Junta asfáltica de 2 cm de espesor	m ²	138
Sello de hule doble a P.V.C. de 75	m	335
Lijadoras de tubo de 2 1/2"	m	80
Guardacuerpos 1'x1'x1'	m	167
Drains de tubo de asbesto cemento 10"	Pza	18
Computo radial de B=500, H=900 y A=475	Pza	3
Módulo eléctrico de 15,000 kg de capacidad	Pza	1

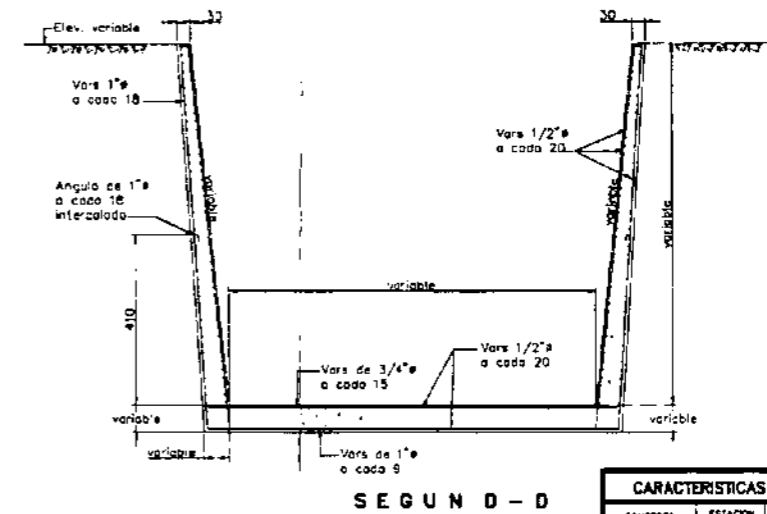
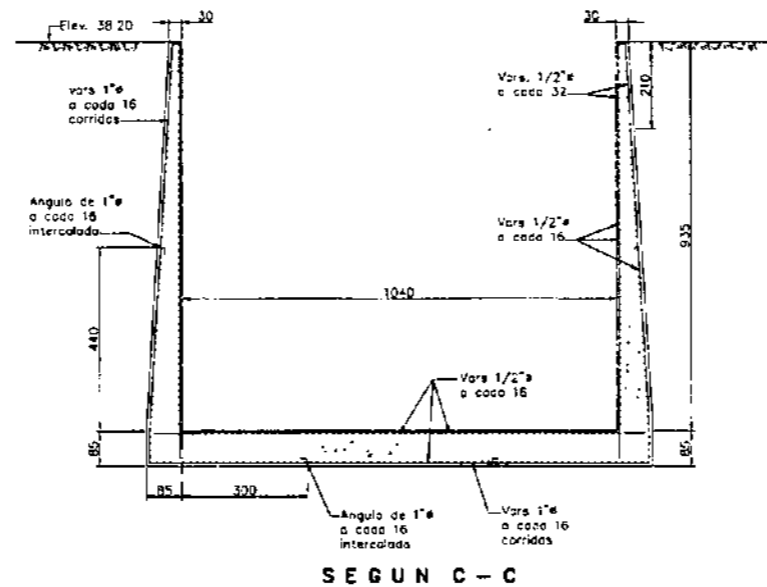
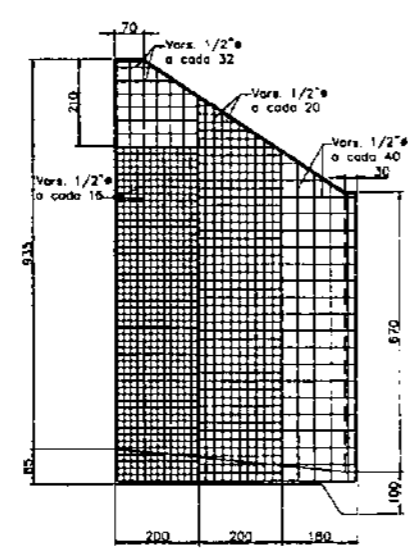
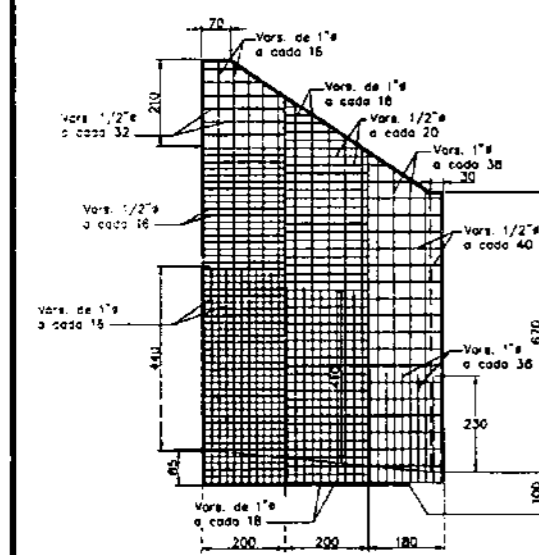
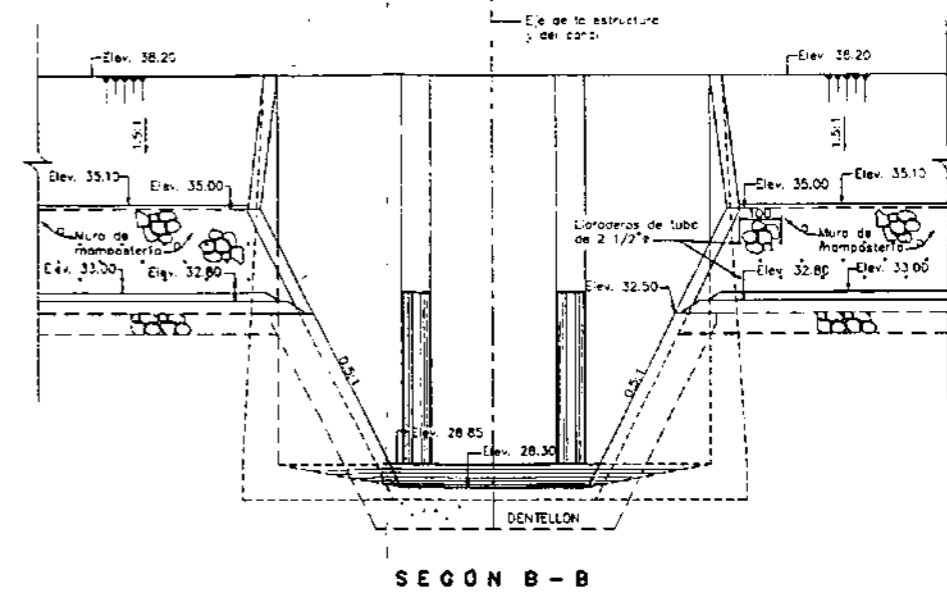
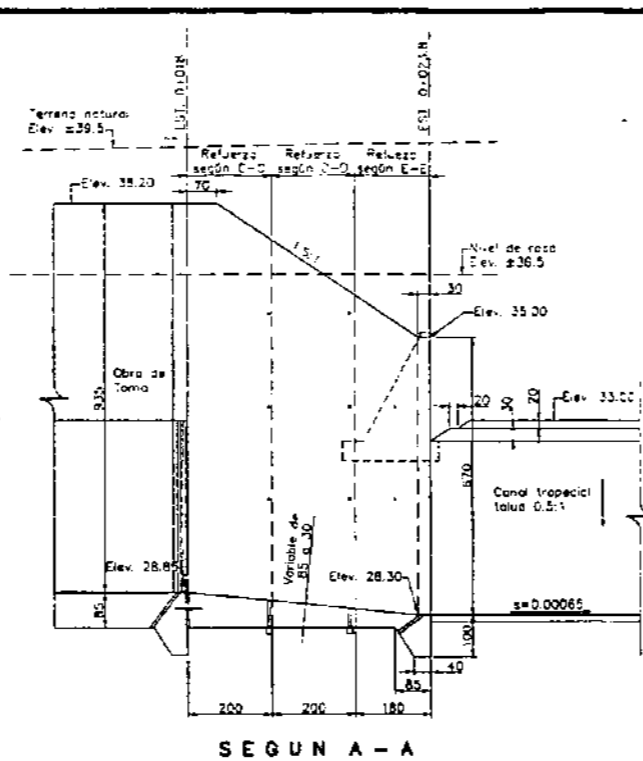
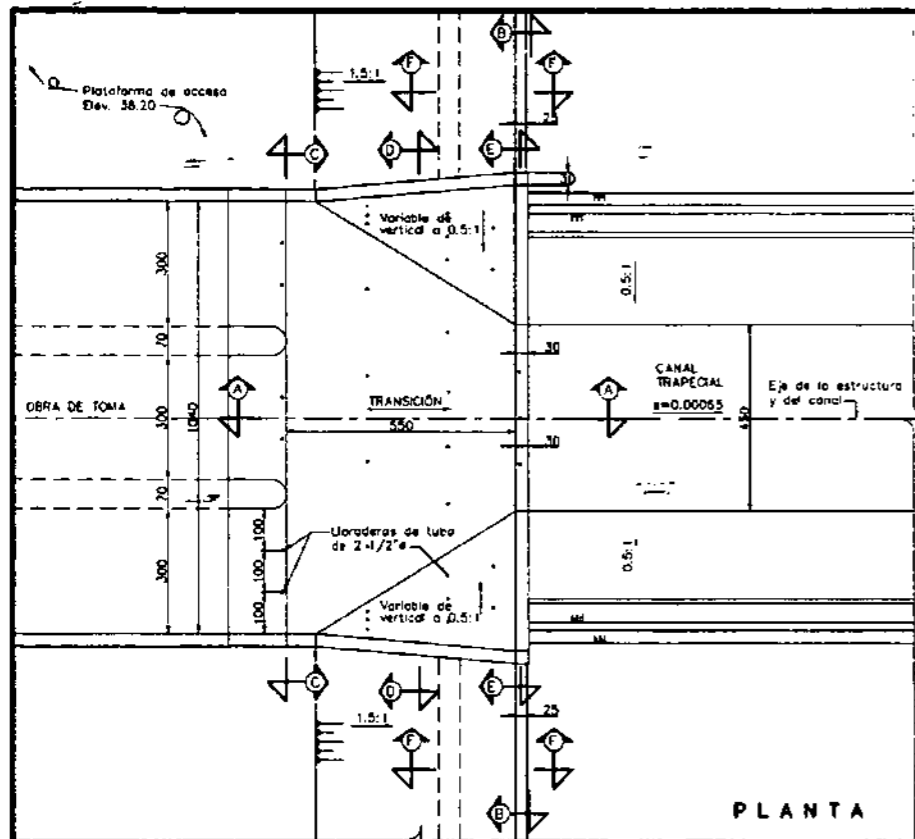


ELEVACIÓN POR EL EJE DE LA ESTRUCTURA SEGÚN A-A

NOTAS:
 Asilaciones en centímetros y elevaciones en metros. - La liga para la construcción de estas obras será utilizar el muro del exterior en margen izquierda de la estructura de limpieza en un punto que conserve libre la longitud de cresta vertida de 480 metros. - En este proyecto se aprovecharon los diseños elaborados en 1990 por la ENAH Noyant, utilizando las características y planos de la compuerta radial y del puente de operación de la misma estructura de limpieza.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL, TOPOGRÁFICA Y GEODÉSICA
 PROYECTO DE INFRAESTRUCTURA HIDRÁULICA PARA EL
 CANAL PRINCIPAL MARGEN DERECHA DEL RÍO SANTOAGNAYARI
 ESTRUCTURA DE LIMPIA MARGEN DERECHA
 PLANO GENERAL

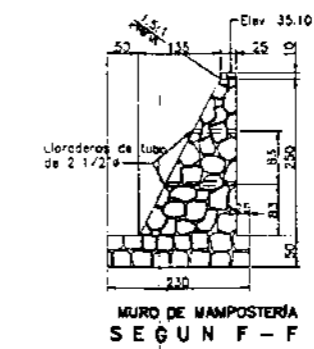
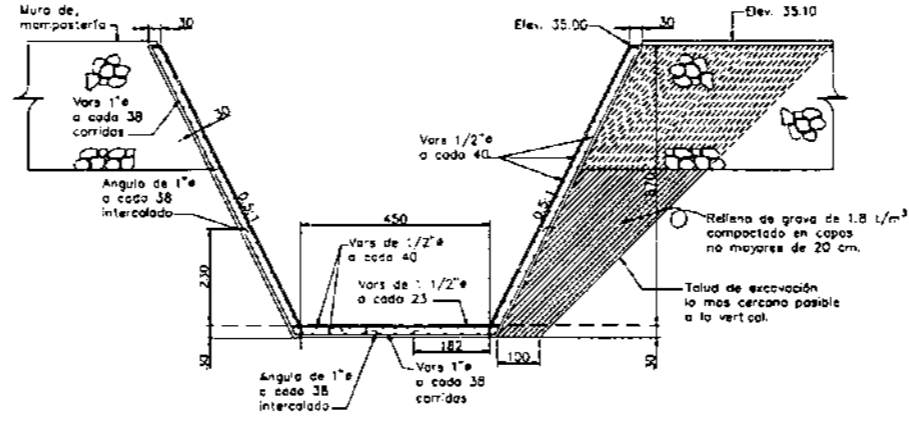
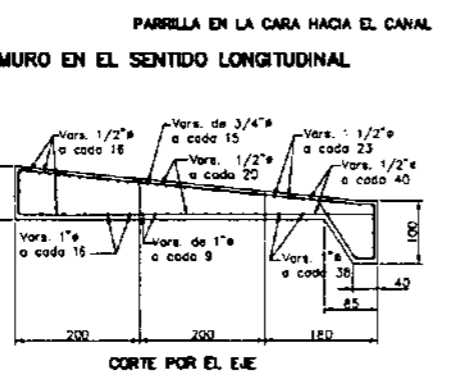
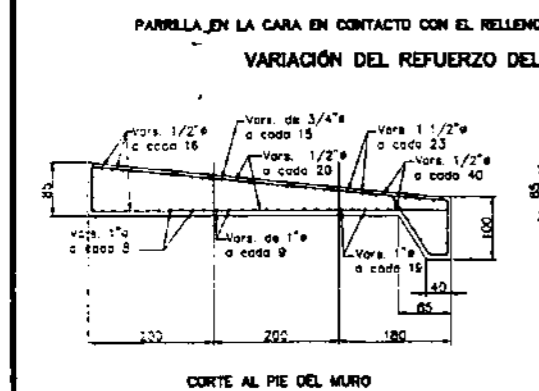
RS - 3	TESIS PROFESIONAL CARRERA INGENIERÍA CIVIL	ALUMNO: CARLOS CAMPUZANO MANUEL OCTAVIO MÉXICO, D.F. 2001
--------	--	---



CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA TRANSICIÓN					
CONCEPTO	ESTACION (m)	DE PLANTILLA (m)	DE PLANTILLA (m)	TALUD	L (m)
COMIENZO	0+018	28.85	10.4	VERTICAL	9.35
TERMINO	0+023.8	28.30	4.50	0.5:1	6.70

CANTIDADES ESTIMADAS DE OBRA		
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
Excavación en roca	m ³	725
Excavación en material distinto a roca	m ³	330
Relleno compactado	m ³	230
Concreto de f'c=240 kg/cm ²	m ³	96
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm ²	ton	8.2
Mampostería de tercera	m ³	73
Tubo de 2 1/2" para lloraderos	m	20

NOTAS:
 Anotaciones en centímetros, estaciones y elevaciones en metros. Se usará concreto de f'c=240 kg/cm² con agregado grueso de 5.08 cm(2") como máximo y acero de refuerzo fy=4200 kg/cm². El revestimiento en ambos caras de muros y losa de cimentación será de 7.5 cm.



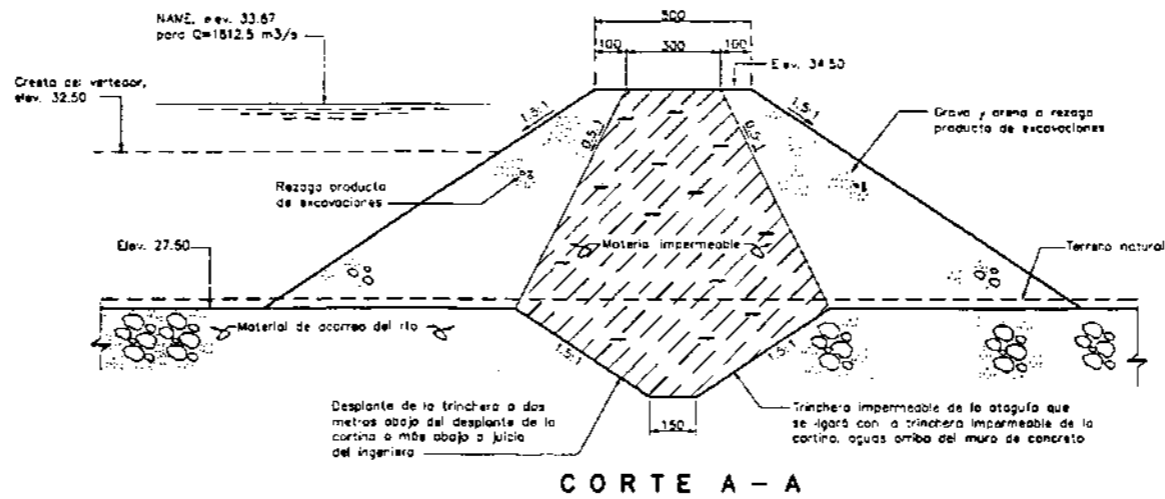
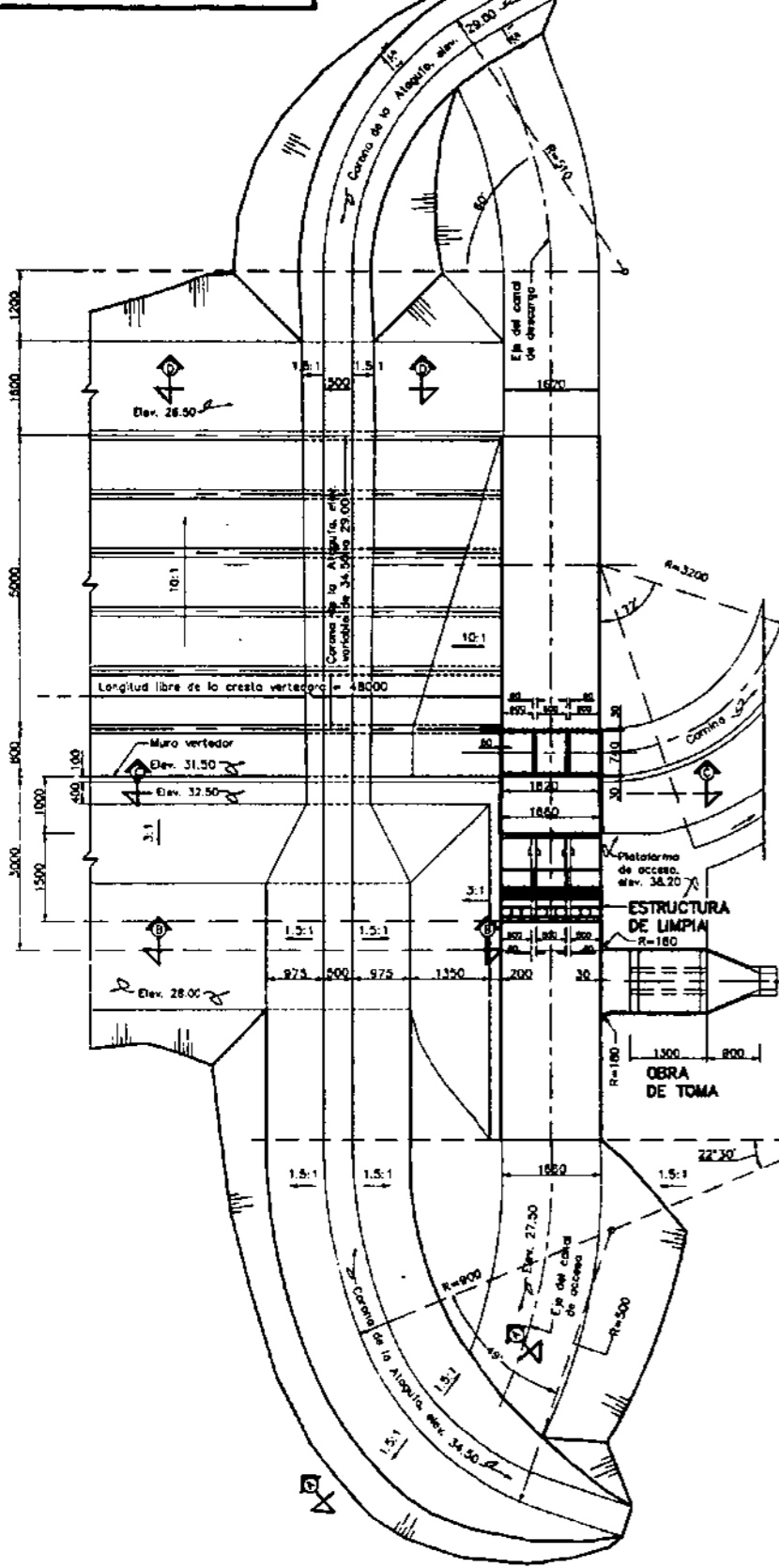
VARIACIÓN DEL REFUERZO EN LA LOSA DE PLANTILLA EN EL SENTIDO LONGITUDINAL

SEGUN E - E

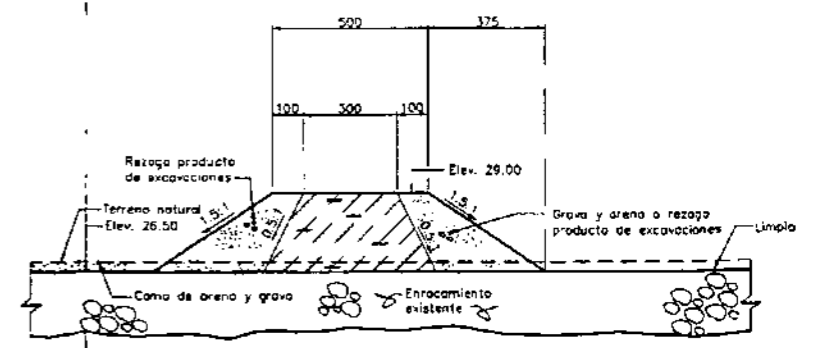
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
 FACULTAD DE INGENIERIA
 DIVISION DE INGENIERIA CIVIL, TOPOGRAFICA Y GEODESICA
 PROYECTO DE INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA PARA EL
 CANAL PRINCIPAL MARGEN DERECHA DEL RIO SANTIAGO, NAYARIT
 OBRA DE TOMA - TRANSICIÓN A LA SALIDA
 DE LA ESTRUCTURA DE COMPUERTAS

ALUMNO:
 CARAS CAMPUZANO MANUEL OCTAVIO
 TESIS PROFESIONAL

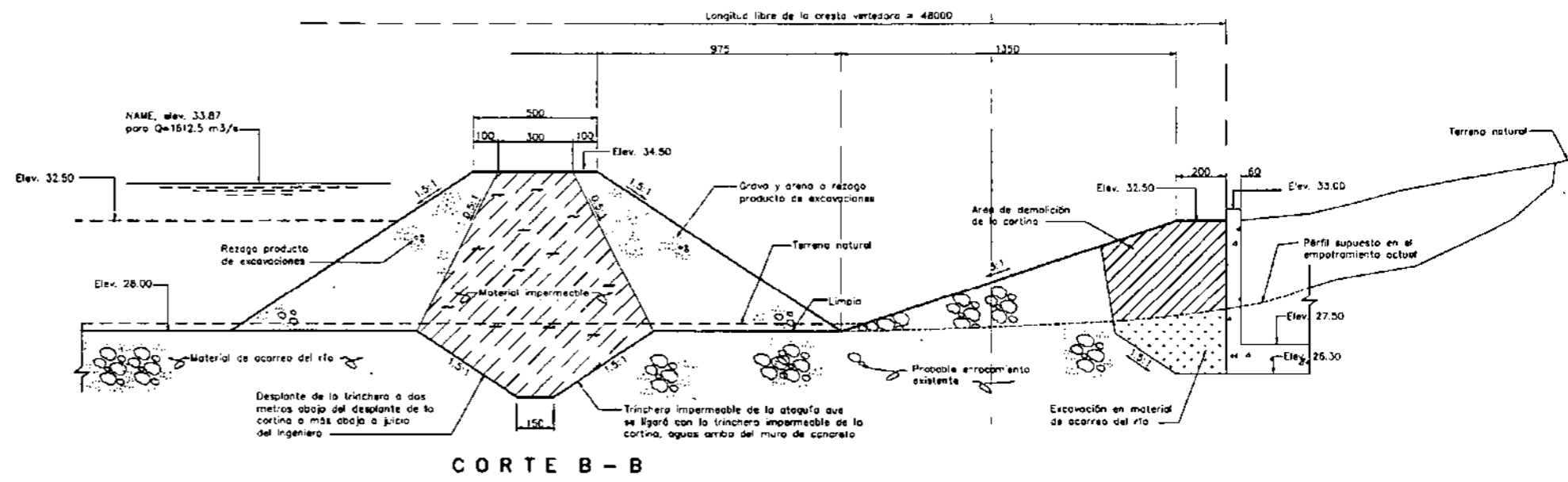
PLANTA



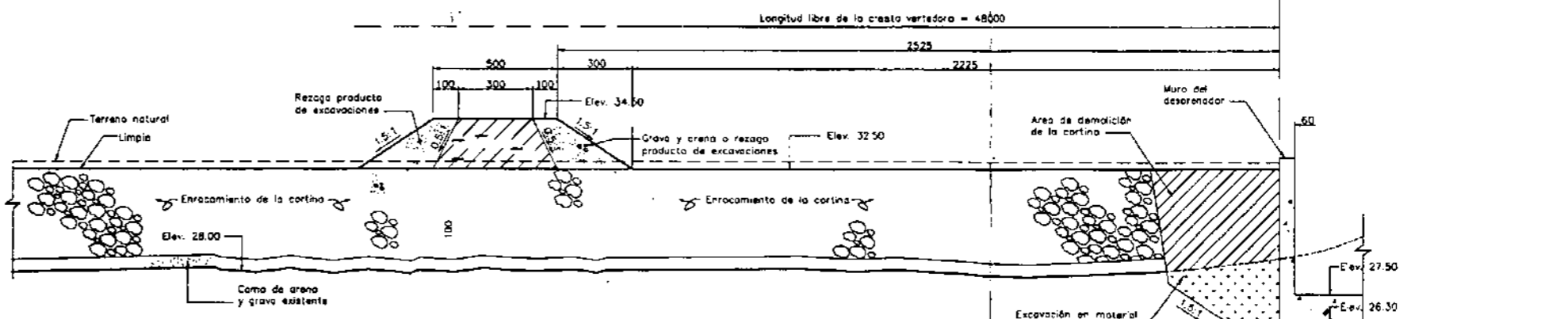
CORTE A - A



CORTE D - D



CORTE B - B



CORTE C - C

CANTIDADES DE OBRA ESTIMADAS		
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
Excavación en seco y en agua	m ³	5,650
Demolición del enrocamiento de la cortina	m ³	2,260
Demolición de concreto en el muro	m ³	120
Grava y arena para zonas de fibra	m ³	5,100
Rezoza	m ³	5,100
Materia impermeable	m ²	10,030
Revestimiento camino	m ²	270
Demolición de atajua	m ³	18,490
Reposición de enrocamiento en la cortina	m ³	2,150
Mortero de cemento	m ³	1,070

NOTAS:
 Aotaciones en centímetros elevaciones en metros.
 La ubicación de la atajua en planta está referida al muro de la margen izquierda de la estructura de limpia; a su vez este muro debe situarse en la obra de manera que deje libre la longitud de 480 m de la cresta vertedera.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
 DIVISION DE INGENIERIA CIVIL, TOPOGRAFICA Y GEODESICA
 PROYECTO DE INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA PARA EL
 CANAL PRINCIPAL MARGEN DERECHA DEL RIO SANTIAGO, NAYARIT
OBRA DE TOMA - ATAJUA

TESIS PROFESIONAL ALUMNO:
CARRERA: **INGENIERIA CIVIL** **CARIAS CAMPUZANO MANUEL OCTAVIO**

RS - 5 **MEXICO, D.F. 2001**

BIBLIOGRAFÍA

1. SOTELO AVILA, G. Hidráulica General vol. 1, Editorial Limusa, México D.F. 1995
2. SOTELO AVILA, G. Apuntes de Hidráulica II, Facultad de Ingeniería, UNAM, México D.F.
3. JUAREZ BADILLO E. Mecánica de suelos, Tomo II, Editorial Limusa, 2ª edición, México D.F. 1986
4. SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS, Proyecto de zonas de riego, México D.F. 1973.
5. UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, Diseño de presas pequeñas, publicación técnica de recursos hidráulicos, Editorial Continental. 1982
6. MARSAL J R. Presas de Tierra y enrocamiento, Editorial Limusa, México D.F. 1979
7. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, Reglamento de las construcciones de concreto reforzado (ACI 318-89) y comentarios (ACI 318R-89). Traducción IMCYC, México D.F. 1991.
8. GONZALEZ CUEVAS O. Aspectos fundamentales del concreto reforzado, Editorial Limusa, México D.F. 1989.
9. CIEPS CONSULTORES S.A. DE C.V., para la Secretaría de Recursos Hidráulicos, Instructivo técnico para diseño de presas, Tomo VI, Capítulo 9, Obras de toma, México D.F.
10. RIQUER RAZO A., Proyecto de la obra de toma de la presa El Salto, Jalisco, Tesis profesional, México D.F. 1994.
11. SECRETARÍA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRÁULICOS, Obras de toma para presas de almacenamiento, SARH, México D.F.
12. INSTITUO NACIONAL DE ESTADÍSTICA, GEOGRAFÍA E INFORMÁTICA, Anuario estadístico del estado de Nayarit, INEGI, Aguascalientes, México. 1998.
13. SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS, Boletín hidrológico No. 25, (No. 4 de la de la Comisión Lerma – Chapala – Santiago), SRH, México D.F.
14. SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS, Boletín hidrológico No. 26, Compendio de datos hidrométricos de la región noroeste de México y estado de Nayarit, SRH, México D.F.