

**ESTUDIO HIDROLÓGICO-
HIDRÁULICO PARA
DESARROLLO COMERCIAL
ELITE VALLEY**

BARRIO SABANETAS
MAYAGUEZ, PUERTO RICO

ESTUDIO REALIZADO PARA
INVESTMENTS GP & SR INC.

Walter F. Silva Araya, Ph.D., P.E.

Agosto 2001

Water Resources and Hydrodynamics

TABLA DE CONTENIDO

| | |
|---|----|
| <i>I. Resumen Ejecutivo</i> | 2 |
| <i>II. Introducción</i> | 4 |
| <i>III. Descripción del Estudio</i> | 6 |
| <i>IV. Evaluación Preliminar</i> | 11 |
| <i>V. Formulación de Alternativas</i> | 17 |
| <i>VI. Estudio Hidrológico</i> | 19 |
| <i>VII. Estudio Hidráulico</i> | 31 |
| <i>VIII. Conclusiones y recomendaciones</i> | 59 |
| <i>XI. Limitaciones del Estudio</i> | 62 |
| <i>X. Cer tificación</i> | 63 |
| <i>XI. Bibliografía</i> | 64 |
| <i>Figuras</i> | 66 |
| <i>Apéndices</i> | 89 |

I. RESUMEN EJECUTIVO

ESTE ESTUDIO HIDROLÓGICO & HIDRÁULICO se realizó a solicitud de Investments GP & SR Inc. para proponer alternativas que incluyan medidas de diseño que permitan desarrollar un terreno de aproximadamente 19 cuerdas ubicado en el Barrio Sabanetas, en la intersección de la avenida estatal PR- 2 y la carretera PR-64, en el Municipio de Mayagüez, Puerto Rico. En dicho terreno se propone construir el Centro Comercial Elite Valley. Este terreno lo rodea la quebrada Boquilla, la cual recoge las aguas de otras cuencas ubicadas en la zona y constituye un afluente del Caño Boquilla.

Atendiendo a los comentarios emitidos por el Departamento de Recursos Naturales y Ambientales de Puerto Rico (DRNA) se analizaron soluciones nuevas para mantener los flujos máximos producidos por el nuevo desarrollo iguales o menores que los que se producen bajo las condiciones existentes, atender los comentarios del DRNA e incluir medidas para garantizar la calidad del efluente proveniente del nuevo Centro Comercial. Estas medidas contribuirán a la preservación y protección del Caño Boquilla.

Este estudio incluye la modelación hidrológica de los afluentes de agua que desembocan en el área del proyecto los cuales consisten de

1. Aguas provenientes de terrenos aledaños ubicados frente a la avenida estatal PR-2 y cerca de la intersección con la carretera PR-64. Estos terrenos descargan en la esquina noreste del predio de Elite Valley a través de una alcantarilla de 60 pulgadas de diámetro.
2. Aguas provenientes de la cuenca de la Quebrada Boquilla, ubicada al este del área del proyecto y que desembocan en los terrenos de Elite Valley mediante una atarjea (box culvert) que cruza la avenida estatal PR-2. Esta cuenca abarca la mayor parte de la urbanización Alturas de Mayagüez.
3. Aguas provenientes de una cuenca que incluye el área comercial conocida como el Centro de Distribución de Mayagüez y el desarrollo residencial Western Lake.

4. Aguas provenientes de los terrenos que abarcan las urbanizaciones Los Robles, parte de Alturas de Mayagüez, algunos comercios y zonas sin desarrollar que se extienden hacia el barrio Miradero.
5. Aguas provenientes del Centro Comercial Western Plaza, que colinda con el predio por el lado sur.

Las aguas de las últimas tres cuencas se concentran en una larga atarjea ubicada en el Centro Comercial Western Plaza y desemboca en un canal que se une a la Quebrada Boquilla y colinda con los terrenos propuestos para Elite Valley.

Este estudio propone la construcción de una charca de detención para Elite Valley, la realineación y entubamiento de un tramo de aproximadamente 200 metros de la quebrada Boquilla, la realineación y entubamiento del agua proveniente de la alcantarilla de 60" y, mejoras en todos los canales. Estos diseños se hicieron para flujos de 100 años con la elevación de inundación histórica para esta recurrencia. Se incluye además un estudio de acarreo hidráulico para garantizar que las aguas escurran con la misma facilidad que lo harían actualmente, en el caso de un evento de 100 años de periodo de recurrencia con una elevación de agua correspondiente al mapa reglamentario de la Junta de Planificación de Puerto Rico (JPPR). El terreno estudiado se encuentra ubicado en Zona II según la clasificación de zonas susceptibles a inundaciones de la Junta de Planificación de Puerto Rico (JPPR). Se recomiendan secciones mejoradas en el tramo de la quebrada que rodea al proyecto y niveles de elevación para obtener el mismo acarreo hidráulico actual durante una inundación. Con estas medidas de diseño el proyecto cumplirá con el Reglamento No. 3 y el No. 13 de la JPPR.

II. INTRODUCCIÓN

A. PROPÓSITOS DEL ESTUDIO

ESTE ESTUDIO ES UN SUPLEMENTO al estudio Hidrológico/Hidráulico para Centro Comercial Elite Valley (C-5-2000-613). Los comentarios emitidos por el DRNA en comunicación escrita al Dr. Ovidio García Amador en Agosto de 2000, son atendidos en el presente informe.

Al igual que en el estudio anterior, se presentan alternativas que se incorporen en el diseño para lograr que las condiciones de drenaje pluvial y de inundación, una vez construido el propuesto Centro Comercial Elite Valley, se mantengan igual o mejoren al compararlas con las condiciones existentes. De esta manera se garantiza que no se perjudicará ninguna propiedad adyacente y se cumple con los requisitos del Reglamento No. 3 y Reglamento No.13 de la Junta de Planificación de Puerto Rico. En adición, se incorporan medidas y recomendaciones que contribuyan a la protección del Caño Boquilla mediante la implantación de medidas que controlen la calidad de las descargas pluviales de Elite Valley.

Por incluir una alternativa distinta de las propuestas anteriormente, este documento se ha elaborado en forma tal que sea abarcador y que el lector no se requiera del estudio anterior. Las partes relevantes del proyecto que se sometieron en el primer informe han sido incluidas en este estudio también.

B. PARTES ENVUELTAS

El Dr. Ovidio García, Presidente de la Investment G P and SR Inc., dueño de los terrenos propuestos para el desarrollo de Elite Valley y su socio G P Real Property, contrataron los servicios profesionales del Ingeniero Walter F. Silva-Araya, Ph.D., P.E. para llevar a cabo este estudio. El Agrimensor Ernesto Arroyo Mora fue contratado por Investment G P and SR Inc y G P Real Property para hacer el levantamiento topográfico de varias secciones transversales y longitudinales que fueron usadas en este estudio.

C. AUTORIZACIÓN

El Dr. Walter F. Silva-Araya fue autorizado por el Dr. Ovidio García para realizar el presente estudio mediante la aceptación de una Propuesta de Servicios Profesionales sometida por el Ingeniero Silva-Araya..

III. DESCRIPCIÓN DEL ESTUDIO

A. LOCALIZACIÓN

El terreno reservado para el Centro Comercial Elite Valley se haya en el Barrio Sabanetas, en la intersección de la avenida estatal PR- 2 y la carretera PR-64, anteriormente conocida como PR-341, que conduce a la comunidad El Maní, en el Municipio de Mayagüez, Puerto Rico. El terreno colinda al norte con la carretera PR-64, al sur con la quebrada Boquilla y el centro comercial Western Plaza, al este con la avenida semi-expreso PR-2 y al oeste con los terrenos adyacentes a la comunidad El Maní. La Figura 1 muestra el mapa con la localización del terreno.

B. TOPOGRAFÍA EXISTENTE

El área propuesta para desarrollo se haya en un terreno plano, de forma rectangular, con pendientes cercanas al 1% que cubre 18.9 acres (19.4 cuerdas). El drenaje natural de este terreno es hacia el oeste. La Figura 2 muestra la mensura del área.

C. CUERPOS DE AGUA

El cauce de agua más grande de la zona es el Río Grande de Añasco ubicado a 2.5 kms al norte del terreno para Elite Valley. Un kilómetro al norte también se encuentra el Caño

Boquilla que es otro cauce importante de la región. Existen otros cauces menores que pasan adyacentes al área del proyecto los cuales se describen a continuación.

El terreno se encuentra rodeado por la quebrada Boquilla que cruza la avenida PR-2 viniendo desde el este. Este cruce se realiza a través de una atarjea de hormigón formada por dos cajas de 3m x 3m cada una (box culvert). Existe además una alcantarilla de 60 pulgadas de diámetro que cruza la avenida PR-2 a 150 metros al sur de la intersección entre la PR-2 y la PR-64. Esta alcantarilla recoge parte de las aguas provenientes de los terrenos al este de la avenida y algunas residencias cercanas. La estructura descarga directamente sobre un pequeño canal que cruza el terreno y se une con la Quebrada Boquilla dentro de los terrenos para el desarrollo propuesto. Ambos flujos siguen hasta intersectar, con un ángulo de 90 grados, un canal proveniente del sur que se encuentra en la colindancia oeste de terreno. La Figura 2 y la fotografía de la Figura 3 muestran los canales descritos dentro del terreno.

El canal que colinda al oeste del terreno recoge la contribución de dos quebradas y del Centro Comercial Western Plaza. Estos flujos se unen en uno solo mediante una atarjea proveniente del centro comercial Western Plaza. El flujo total sigue hacia el norte donde intersecta la carretera PR-64 y sigue hacia el Caño Boquilla a unos 1000 metros hacia el norte.

Ninguno de los canales descritos anteriormente tienen capacidad para transportar flujos de diseño sin desbordarse. Esto se comenta en la siguiente sección.

D. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA DE INUNDACIÓN

LA ÚNICAS INUNDACIONES GRAVES que han afectado el área del proyecto son aquellas provocadas por el desbordamiento del río Grande de Añasco. Los niveles medidos cerca del terreno del proyecto se mencionan en la sección VII-A. En el recuerdo histórico del área no existen inundaciones graves producidas por el desbordamiento exclusivo de las quebradas y canales que cruzan por el terreno que se propone desarrollar. Sin embargo las aguas en estas quebradas se desbordan fácilmente debido a la poca capacidad hidráulica que poseen. La quebradas han sufrido los efectos de una sedimentación excesiva proveniente de terrenos adyacentes, crecimiento excesivo de vegetación por falta de mantenimiento y los flujos a través de ella se han aumentado por falta de obras de regulación en otros desarrollos recientes que descargan en esos cauces.

E. CONDICIONES DE DISEÑO

LOS TERRENOS PARA EL DESARROLLO propuesto son el punto de convergencia de varias quebradas que al unirse, forman un afluente del Caño Boquilla. Actualmente estos terrenos están abandonados, sin ningún desarrollo en ellos.

El DRNA solicitó, en sus comentarios al estudio sometido anteriormente, los siguientes análisis:

- 1) Realizar el estudio para un periodo de recurrencia de 100 años y combinar los hidrogramas de todas las áreas contribuyentes al sitio del proyecto.

- 2) Que se requiera, como parte de las recomendaciones de este estudio, un plan de operación y mantenimiento para el sistema de bombeo propuesto. En conversaciones con el Ing. Casiano Ancalle se planteo que una posible falla del sistema de bombeo durante eventos extremos requiere de medidas de seguridad infalibles.
- 3) Aclarar que ocurrirá con el canal de drenaje que conecta la descarga de la alcantarilla de 60 pulgadas con la Quebrada Boquilla si se instala una estación de bombeo. A este respecto se aclaró que el sistema de bombeo haría innecesaria la existencia de este canal ya que el agua sería conducida por una tubería hasta su descarga en la Quebrada Boquilla.
- 4) Hacer toda la hidráulica para una descarga de 100 años
- 5) Incluir esquemáticos de las canalizaciones y estructuras propuestas.

Estos aspectos fueron discutidos con el Ingeniero Casiano Ancalle, consultor del DRNA en reunión efectuada el 31 de Agosto de 2000. El Ingeniero Ancalle recalco que el análisis completo debía ser para eventos de 100 años. Para atender estos comentarios se incluyen los siguientes análisis en este suplemento:

- 1) Se incluye el estudio hidrológico de todas las cuencas que drenan en el sitio del proyecto y se presentan los hidrogramas de 100 años con y sin el proyecto.
- 2) Para evitar los riesgos asociados con los sistemas de bombeo y controlar mejor la calidad del efluente del Centro Comercial, se sustituyeron los mismos por una charca de detención, nuevas canalizaciones y atarjeas. Los detalles de estos análisis se presentan en las secciones siguientes de este informe. Estas alternativas sustituyen el bombeo por sistemas de gravedad.

- 3) Se hicieron modelos hidrológicos e hidráulicos para contener los flujos correspondientes a 100 años de recurrencia para todas las estructuras propuestas. En el casos de la charca se hizo el estudio para eventos de lluvia con frecuencias de 5, 10, 25, 50 y 100 años, y duraciones de 3, 6, 12 y 24 horas. Además se hizo una simulación para el Huracán Georges.
- 4) Se presenta la localización de las estructuras propuestas y se incluyen, dentro de las recomendaciones del estudio, las sugerencias indicadas por el DRNA.

F. ALCANCE DEL ESTUDIO

ESTE ESTUDIO PROVEE ALTERNATIVAS Y RECOMENDACIONES para incluir en el diseño del drenaje pluvial del propuesto centro comercial Elite Valley de forma que, el nuevo desarrollo no aumente el flujo máximo obtenido según la reglamentación vigente. Además, se proveen recomendaciones para no disminuir el acarreo hidráulico durante las condiciones correspondientes a la inundación reglamentaria. Se sugieren las dimensiones generales recomendadas para las obras propuestas; sin embargo, no se detallan los diseños hidráulicos de obras de disipación de energía, dimensionamiento de tuberías, ni ningún diseño estructural.

IV. EVALUACIÓN PRELIMINAR

A. INSPECCIÓN VISUAL DE CAMPO

SE HICIERON VARIAS VISITAS A LA ZONA DEL PROYECTO para conocer los detalles del drenaje. Durante estas visitas se tomaron fotografías que permiten describir las condiciones existentes y ayudan en la selección de los modelos y los parámetros que se usaron en el análisis hidrológico e hidráulico. Las Figuras 4.a y 4.b muestran los terrenos que se propone desarrollar. La Figura 4.a muestra una vista desde la carretera estatal PR-2 hacia el suroeste. Al fondo se aprecia las paredes de algunas tiendas del centro comercial Western Plaza. La Figura 4.b es una vista de los terrenos mirando hacia el norte tomada desde el negocio Pep-Boys ubicado en Western Plaza. En la Sección VI de este informe se comentan varias fotografías de los cuerpos de agua que rodean la zona del proyecto.

Se hizo una inspección de campo para delinear las zonas de drenaje correspondientes a cada una de las cuencas que drenan hacia terreno bajo estudio. Este trabajo se describe en la Sección VI de este informe. También se ha observado, mediante visitas frecuentes, el comportamiento de los niveles de agua en la Quebrada Boquilla, especialmente la región que rodea los terrenos para el desarrollo propuesto.

B. REVISIÓN DE ESTUDIOS PREVIOS

SE RECOPILO Y ANALIZÓ LA INFORMACIÓN DISPONIBLE acerca de la hidrología e hidráulica de la zona. La mayoría de los documentos se refieren a los efectos directamente relacionados con el Río Grande de Añasco. Otros se refieren a estudios Hidrológico/Hidráulicos de proyectos adyacentes. A continuación se resumen los más relevantes:

† Hidro Estudios Alca. 1999. Análisis Hidrológico-Hidráulico de Quebrada Sin

Nombre en Proyecto Residencial “Western Lake”, Mayagüez, Puerto Rico.

† Este estudio Hidrológico/Hidráulico fue sometido como requisito para desarrollar el proyecto residencial Western Lake, el cual se localiza adyacente a la quebrada proveniente del barrio Miradero, llamada Algarrobo Este. Esta quebrada desemboca en los terrenos propuestos para Elite Valley, luego de cruzar la carretera estatal PR-2 mediante una atarjea. El estudio propone la creación de una charca de retención que absorba los incrementos de caudal producidos por el nuevo desarrollo residencial. Según los resultados del estudio, esta charca absorbe los incrementos del flujo provocados por el nuevo desarrollo, sin embargo, no reduce significativamente la descarga pico que llega a los terrenos del proyecto Elite Valley.

† Gregory Morris & Assoc. 1994. Hydrologic & Hydraulic Analysis: Western Plaza,

Mayaguez.

† Este estudio Hidrológico/Hidráulico fue sometido como requisito para desarrollar el centro comercial Western Plaza, el cual colinda con los terrenos

que se proponen para Elite Valley. El estudio propone la expansión de una atarjea existente que cruza la carretera estatal PR-2 y recoge las aguas de la quebrada Algarrobo Este que nace en el barrio Miradero. Se propone hacer una atarjea mayor y más larga a la cual se conectan también dos alcantarillas de 42 pulgadas que recogen las aguas de una cuenca pequeña, altamente impermeabilizada desde la construcción del Centro de Distribución de Alturas de Mayagüez. En adición a estas dos contribuciones, la misma atarjea recoge las aguas provenientes del Centro Comercial Western Plaza. Este estudio no propone ninguna medida para regular los aumentos de esorrentía que se generan por la impermeabilización del terreno en el area donde se construyó Western Plaza.

‰ Law Environmental-Caribe. 1991. Hydrologic/Hydraulic Study Elite Valley Development, Mayaguez, Puerto Rico.

+ Este estudio abarcador propone obras para control de inundaciones del proyecto Elite Valley, conceptualizado como un proyecto de 400 acres con propósitos múltiples que incluyen comercio, industria, residencias y facilidades recreacionales. El estudio evalúa varias alternativas entre las que destacan la construcción de diques, un lago para retención de las aguas durante las inundaciones, y canales de drenaje para evacuar las aguas del proyecto. Este estudio expande las medidas propuestas por otro estudio de Quiñones, Diez, Silva y Asociados que se menciona a continuación.

‰ Quiñones, Diez, Silva y Asociados. 1989. Estudio Hidrológico-Hidráulico para Centro Residencial/Comercial en el sector El Maní.

+ Este estudio fue solicitado por el Dr. Ovidio García, para el diseño de medidas compensatorias y obras de protección contra inundaciones que garanticen el relleno de 59 acres dentro de los terrenos adyacentes a la comunidad El Maní. Se propone desarrollar un proyecto residencial/comercial y este estudio propone medidas para que el proyecto de 30 cuerdas, en la que actualmente se ubica el centro comercial Western Plaza, no afecte adversamente los niveles de la inundación durante el evento de diseño según los requerimientos del Reglamento No. 3 de la Junta de Planificación. El estudio es abarcador y propone la construcción de obras de gran magnitud tal como, diques, un lago de retención de 3.6 acres y 2.5 metros de profundidad, la ampliación de canales existentes y la creación de otros nuevos, entre otras medidas. Actualmente no se ha desarrollado la zona tal como se propone en este estudio ni se ha implantado ninguna de las medidas propuestas. El terreno propuesto para Elite Valley y Western Plaza forman parte de estos 59 acres; sin embargo, el presente estudio ha sido realizado en forma independiente de lo propuesto en este estudio de 1989.

‰ Quiñones, Diez, Silva y Asociados. 1984. Estudios hidrológicos sobre la propuesta revisión de la Hoja Num.13 de los Mapas de Zonas Susceptibles a Inundaciones de la Junta de Planificación. Area El Maní.

+ Este estudio fue solicitado por Rexco Industries, Inc. para determinar las características del área de El Maní con respecto a inundaciones ocasionadas por el Río Añasco. El estudio se sometió a la Junta de Planificación para que esta pasara juicio sobre la clasificación final de Zona Inundable que se le daría a esta comunidad. El resultado de estas gestiones fue que la zona de El Maní se mantuvo como Zona II.

i Quiñones y Asociados, 1965. Preliminary Report on Flood Control Studies: Area North of Mayaguez.

+ Este informe propone la construcción de un dique, varios canales y otras mejoras a la zona de El Maní, con el objetivo de sacarla completamente de los efectos de inundación del Río Añasco. El estudio fue realizado en los años 60, cuando el Servicio de Conservación de Suelos del Departamento de Agricultura Federal proponía un Plan de Trabajo para la Cuenca del Río Añasco. Entonces la Junta de Planificación recibió solicitudes para que los terrenos fuesen clasificados como “zona urbana” en lugar de agrícola. Ante esta posibilidad se vió la necesidad de proteger adecuadamente el área como pre-requisito al posible cambio de zonificación.

i Otras referencias y documentos consultados se incluyen en la bibliografía del informe.

C. COLECCIÓN DE DATOS HISTÓRICOS

HISTÓRICAMENTE HAN OCURRIDO TRES INUNDACIONES que afectaron significativamente los terrenos del proyecto. Todas ellas están asociadas al desbordamiento de las aguas del río Grande de Añasco durante eventos con categoría de Huracán. Los datos históricos relevantes se resumen en la Tabla 1. En el recuento histórico del área nunca han ocurrido inundaciones significativas sin el efecto directo del desbordamiento del río Grande de Añasco. La Figura 5 muestra el mapa de la inundación histórica de Setiembre de 1975, la cual fue estimada con un periodo de recurrencia de 100 años. La elevación del agua durante este evento en el área del proyecto no excedió de 3.5 metros.

TABLA 1. EVENTOS EXTREMOS QUE AFECTARON EL AREA DEL PROYECTO

| Fecha | Tipo de Evento | Nivel de Inundación | Flujo Pico | Recurrencia | Fuente |
|--------------|--------------------|---------------------|------------------------|-------------|--------|
| 13 Set. 1928 | Huracán San Felipe | 2.6 m.s.n.m. | 992 m ³ /s | 7 años | USGS |
| 16 Set. 1975 | Huracán Eloísa | 3.7 m.s.n.m. | 3965 m ³ /s | 100 años | USGS |
| 21 Set. 1998 | Huracán Georges | N/A | N/A | N/A | - |

V. FORMULACIÓN DE ALTERNATIVAS

A CONTINUACIÓN SE RESUMEN LAS ALTERNATIVAS DE DISEÑO presentadas. Las alternativas 1, 2 y 3 fueron desarrolladas en el informe anterior. La Alternativa 4, desarrollada en este informe atiende los comentarios y sugerencias del DRNA.

Alternativa 1

Evacuar las aguas pluviales del nuevo centro comercial mediante un tanque de almacenamiento subterráneo que retendrá el exceso de escorrentía producido por Elite Valley y lo liberará lentamente mediante un orificio y un vertedor. Además se propone crear una estación de bombeo que controlará los flujos provenientes de la alcantarilla pluvial que descarga en los predios del terreno actualmente. Ambas contribuciones serán enviadas al mismo canal donde desembocan en la actualidad.

Alternativa 2

Evacuar las aguas pluviales de Elite Valley usando un tanque de almacenamiento con bombeo independiente, en lugar de usar el orificio y el vertedor, y la misma estación de bombeo de la Alternativa 1 para la alcantarilla pluvial

Alternativa 3

Evacuar las aguas pluviales de Elite Valley y la alcantarilla mediante una sola estación de bombeo para ambas contribuciones.

Alternativa 4

Esta alternativa incluye las siguientes medidas de diseño:

1. Construir una charca de detención para controlar los flujos de tal forma que las descargas de escorrentía pluvial del nuevo desarrollo no excedan las descargas del terreno en su estado existente para eventos con periodos de retorno de 5, 10, 25, 50 y 100 años y duraciones de 3, 6, 12 y 24 horas. La charca liberará el agua gradualmente para conseguir que el flujo pico de la inundación de diseño sea igual o menor que el que se produce en la actualidad.
2. Evacuar las aguas provenientes de la alcantarilla pluvial de 60 pulgadas que descarga en los predios del terreno actualmente, mediante una atarjea construida debajo del estacionamiento de Elite Valley.
3. Prolongar la atarjea que cruza la carretera PR-2 por 75 metros, manteniendo aproximadamente la misma alineación que la atarjea existente, para luego hacer una transición hacia un canal mejorado el cual se prolonga hasta intersectar el canal proveniente de Western Plaza.
4. Mejorar el canal hacia el Caño Boquilla en el tramo entre Western Plaza y la carretera PR-64. Este canal es colindante con el área del proyecto.

Con estos sistemas no será necesario ningún tipo de bombeo, no se aumentará la descarga máxima sobre las quebradas existentes para los eventos de diseño reglamentarios, y se mejorarán las condiciones hidráulicas en el área del proyecto.

VI. ESTUDIO HIDROLÓGICO

ESTA SECCIÓN DESCRIBE EN DETALLE EL PROCEDIMIENTO realizado para el estudio hidrológico de todas las cuencas que aportan agua al terreno del proyecto y el análisis de la charca de detención.

A. DATOS HIDROLÓGICOS

1. Delineación de los Límites de las Cuencas

El área del proyecto propuesto es de aproximadamente 77,445 metros cuadrados (19.14 acres), incluyendo el área requerida para la construcción de la charca de detención y la atarjea para Quebrada Boquilla. En la primera parte de este estudio se dividió la contribución hacia el terreno de Elite Valley en dos áreas:

- 1) El área ocupada por el proyecto, sin incluir la charca de retención y la atarjea de la Quebrada Boquilla, la cual corresponde a 18.4 acres (18.9 cuerdas).
- 2) La contribución através de la alcantarilla de 60 pulgadas que cruza el semi-expreso PR No.2. Esta tubería drena terrenos sin uso productivo con un 10% de zonas impermeables por carretera y edificaciones y un área de 5,250 metros cuadrados de carretera.

Siguiendo las sugerencias 1 y 4 del DRNA (Sec. III), se procedió a añadir en el estudio cuatro cuencas más que drenan en los predios del proyecto. La Figura 6 muestra la delineación de cada cuenca. Esta adición incluye las siguientes cuencas

- 3) Cuenca Centro de Distribución: comprende los terrenos donde se ubica el Centro de Distribución de Mayagüez y otros comercios cerca de la carretera PR-2.
- 4) Cuenca Urb. Western Lake: es la cuenca que drena parte de la urbanización Alturas de Mayagüez, urbanización Los Robles y, la recién terminada, urbanización Western Lake
- 5) Cuenca Boquilla: Esta cuenca drena parte de Alturas de Mayagüez y terrenos cubiertos por pastos al sur del Aeropuerto Eugenio María de Hostos.
- 6) Cuenca Western Plaza: Drena el Centro Comercial Western Lake que descarga las aguas pluviales en los terrenos aledaños al proyecto.

El área contributiva total es de 2.11 millas cuadradas, de las cuales el proyecto ocupa solamente 0.03 millas cuadradas. La Tabla 2 muestra las áreas, números de curva, CN, tiempo de concentración y otras variables hidrológicas calculadas para cada cuenca. Para Elite Valley se incluyen la condición presente y la condición con el desarrollo comercial y la charca. Estos parámetros fueron usados en el modelo HEC-HMS para estimar los caudales con el método del hidrograma unitario del Servicio de Conservación de los Recursos Naturales (NRCS por sus siglas en inglés). Estos parámetros hidrológicos se explican en las secciones siguientes.

TABLA 2. PARÁMETROS PARA LAS CUENCAS QUE DRENAN HACIA EL PROYECTO

| Cuenca | Area | | CN | T. Conc. min | T. Desf. min | Perd. Inic. pulgadas |
|-----------------------------|---------|------|-------|-----------------|-----------------|-------------------------|
| | acres | mi2* | | | | |
| Drenaje Inters. Boquilla | 13.84 | 0.02 | 81.22 | 35.41 | 21.24*** | 0.46 |
| Centro Distr. | 679.90 | 1.06 | 86.91 | 90.07 | 54.03 | 0.48 |
| Western Lake | 87.48 | 0.14 | 80.52 | 46.74 | 28.04 | 0.30 |
| Western Plaza | 493.59 | 0.77 | 72.68 | 74.21 | 44.52 | 0.75 |
| Elite Valley (presente) | 55.04 | 0.09 | 96.20 | 26.51 | 15.90 | 0.40 |
| Elite Valley (futuro) | 19.14** | 0.03 | 81.76 | 34.54 | 20.72 | 0.45 |
| | 19.14 | 0.03 | 97.09 | 22.12 | 13.27 | 0.04 |

1348.99 2.11

* 1 mi2 = 640 acres

** Incluye 0.74 acres para la charca

*** Tiempo de concentración = 1.667 Tlag

2. Identificación de Cuerpos de Agua

En la Sección III-C de este informe se describieron los cuerpos de agua superficial que afectan el terreno bajo estudio. Ninguna de estas fuentes se usan para fines recreativos, agrícolas o de consumo humano. El complejo residencial Western Lake, ubicado aguas arriba de la zona de este estudio, incluye dentro de sus predios convertir parte de una de las quebradas que se unen con la quebrada Boquilla, en una charca que sirva con propósitos estéticos además de regular los flujos provenientes de ese desarrollo.

El terreno bajo estudio se encuentra a unos 1,250 metros de la costa y posee un nivel freático alto pero no existe ningún efecto conocido sobre algún acuífero importante.

3. Información Fisiográfica

3.1. TOPOGRAFÍA Y MAPAS

En la elaboración de este estudio se utilizaron los cuadrángulos topográficos de Mayagüez y Rincón preparados por el USGS (Escala 1:20,000). Además se utilizaron los planos del proyecto de mejoras a la avenida PR-2 entre Alturas de Mayagüez y Mayagüez Terrace (Project Code: 200021), fechados en 1990.

Se realizó un levantamiento topográfico de 600 metros a lo largo de la carretera PR-64, desde la intersección con la PR-2 hacia la comunidad El Maní. Además se levantaron 11 secciones transversales y un perfil longitudinal de la quebrada Boquilla en los alrededores del terreno bajo estudio. Esta información fue utilizada para los análisis hidráulicos de acarreo y modelación del flujo en la quebrada. Se usaron también fotografías aéreas de la zona fechadas en mayo de 1997.

3.2. USOS DE TERRENO Y CUBIERTA VEGETAL

Los terrenos en los cuales se propone el proyecto EliteValley se encuentran actualmente sin uso, con arbustos y pastos altos. El área contribuyente a la alcantarilla de 60 pulgadas se encuentra mayormente cubierta con pastos y arbustos sin uso productivo y, cerca de un 10%, cubierta impermeable por carreteras y edificaciones.

Las demás cuencas contributivas consisten mayormente de zonas verdes con arbustos y pastos, y desarrollos urbanísticos y comerciales.

3.3 NÚMERO DE CURVA

La cubierta vegetal y los usos de terreno afectan significativamente las características de la escorrentía en una cuenca, por lo tanto, ellos deben formar parte de los parámetros necesarios para análisis hidrológicos.

Una manera eficiente de incluir estos efectos en el diseño hidrológico es mediante índices del potencial de escorrentía. Varios índices se han propuesto en la literatura, siendo uno de los más usados el Número de Curva (CN), desarrollado por el Servicio de Conservación de Recursos Naturales (NRCS por sus siglas en inglés, anteriormente llamado Servicio de Conservación de Suelos). Este es un índice que integra los efectos del uso del terreno, el tipo de suelo, y las condiciones de humedad que anteceden a los eventos de lluvia.

Los tipos de suelo fueron clasificados en cuatro grupos hidrológicos denotados con letras de la A a la D. Los suelos tipo A poseen una alta capacidad de infiltración aún cuando están saturados. Esta capacidad disminuye al pasar de la A a la D, siendo el tipo D aquellos suelos con muy poca capacidad de infiltración. El tipo hidrológico se obtiene usualmente mediante catastro de suelos donde se asocia el tipo de suelo con la clasificación hidrológica. En este estudio se utilizó el catastro de suelos para el área de Mayaguez (USDA, 1982). La porción correspondiente a la zona de este estudio se presenta en la Figura 7.

Las condiciones de humedad antecedentes a los eventos de lluvia considerados en el análisis tienen un efecto significativo tanto en el volumen como en el flujo de escorrentía. Estas condiciones de humedad se identifican como I, II y III, siendo el tipo II la correspondiente a “condiciones promedio” y la usada comúnmente en la práctica de ingeniería en Puerto Rico.

Cuando existen diferentes usos del terreno dentro de una misma cuenca, se permite en zona urbanas obtener un CN pesado por las fracciones de área correspondientes a cada tipo de suelo. Las Tablas A-1 a A-6 incluidas en el Apéndice A, muestran el cálculo detallado del CN para las cuencas analizadas en este estudio. Los resultados se resumen en la Tabla 2. El CN de Elite Valley para la condición post-desarrollo con la charca de detención se estimó en 97.09 para considerar un 4% de áreas verdes ubicadas alrededor de la charca. También se incrementó el área de drenaje para incluir la charca y la atarjea de la Quebrada Boquilla.

3.4 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

El tiempo de concentración, T_{conc} , es un parámetro utilizado para introducir el tiempo dentro de los elementos para un diseño hidrológico. Es una característica de la cuenca que refleja el tiempo de la escorrentía. Una de las definiciones aceptadas para el tiempo de concentración es “el tiempo requerido por una partícula de agua en moverse desde el punto hidráulicamente más distante hasta la salida del área de captación usada para el análisis”. Existen varias ecuaciones empíricas para calcular el T_{conc} , sin embargo, su uso en otros lugares y condiciones que no sean las representativas de los datos usados para su derivación, puede causar errores significativos en los resultados. Para disminuir estos posibles errores, se utilizó

en este estudio un estimado basado en los tiempos de flujo que ocurren desde que la lluvia empieza a escurrir sobre el terreno hasta que llega a la salida del área de captación.

En el proyecto propuesto el agua escurre actualmente sobre el terreno; por lo tanto, para estimar el T_{conc} se consideró el flujo laminar sobre el terreno (sheet flow), y flujo concentrado sobre la superficie (concentrated flow). Luego de la construcción de Elite Valley se espera que el agua escurra más rápidamente sobre el terreno impermeabilizado. En estas condiciones se tendrá flujo sobre la superficie del terreno (se consideró 100 pies antes de llegar a alguna cuneta), luego viajará por las cunetas (una longitud máxima de 790 pies) para caer en una alcantarilla. Considerando las dimensiones del nuevo centro comercial se estimó una longitud de unos 1,100 pies con una tubería colectora de 24 pulgadas de PVC a tubo lleno. El tiempo de concentración para los terrenos que descargan por la alcantarilla se estimó en forma similar a como se hizo con los terrenos propuestos para Elite Valley. Cálculos detallados basados en estas condiciones se presentan en la Tabla A.7 del Apéndice A. Los tiempos de desfase, T_{desf} , fueron obtenidos a partir del tiempo de concentración mediante la relación del NRCS dada por $T_{desf} = 0.6 T_{conc}$. El resumen de los resultados se incluye en la Tabla 2.

3.5 EVENTOS DE LLUVIA

Las lluvias para diseño hidrológico en Puerto Rico corresponde a las presentadas en el Informe Técnico N.42 del Negociado del Tiempo de los Estados Unidos. Este documento incluye la magnitud, duración y frecuencia de tormentas para la Isla. Atendiendo las sugerencias del DRNA se hicieron los análisis para lluvias de 100 años de período de recurrencia y 24 horas de duración. La charca de detención fue analizada para lluvias con periodos de retorno de 5, 10,

25, 50 y 100 años y lluvias de 3, 6, 12 y 24 horas de duración. Estos análisis son necesarios para cumplir con el Reglamento de Lotificación y Urbanización (Reglamento No. 3) de la Junta de Planificación de Puerto Rico. La lluvia de 24 horas para Mayaguez, obtenida del TP-42 corresponde a 11.0 pulgadas (sin corrección por área de la cuenca). Esta lluvia fue distribuida según la distribución Tipo II del NRCS. Para las demás duraciones se distribuyeron los incrementos de lluvia horarios obtenidos a partir de las profundidades de lluvia dadas en el TP No. 42 para obtener hietogramas de lluvia. La Tabla A-8 presenta la distribución de lluvia Tipo II del NRCS para Mayaguez. La Tabla A-9 presenta las distribuciones para las demás duraciones y periodos de retorno. Además se construyó la posible distribución de la lluvia durante el huracán Georges ocurrido en 1998. Se dispone de la precipitación total de este evento en la estación de lluvia diaria del Aeropuerto de Mayaguez, ubicado muy cerca del sitio del proyecto. La lluvia total registrada entre el 22 y el 23 de setiembre de 1998 fue de 14 pulgadas, cayendo 12 pulgadas el día 23. Este total de lluvia se distribuyó en 24 horas siguiendo el patrón de distribución temporal de la estación pluviométrica horaria San Sebastián 2WNW. Esta es la estación horaria más cercana al área de estudio y que estuvo operando durante toda la tormenta. Es aceptable asumir que la distribución temporal de la lluvia fue similar en los dos sitios durante un evento de la magnitud de un huracán. La Tabla A-10 presenta la distribución obtenida.

B. METODOLOGÍA

PARA CONVERTIR LA LLUVIA EN ESCORRENTÍA se usó el método del hidrograma unitario del NRCS. Este método es ampliamente aceptado y se haya disponible en la mayoría de los programas de computadora para diseño hidrológico. Se requiere el flujo máximo del

hidrograma unitario, y el tiempo en que se alcanza ese máximo a partir del inicio de la lluvia, llamado tiempo al pico del hidrograma. Estos valores se calculan conociendo el área de la cuenca, la escorrentía superficial, el tiempo de concentración y seleccionando un factor de atenuación que, típicamente se asume como 484. El tiempo al pico del hidrograma se obtiene conociendo la duración de la escorrentía y el tiempo de concentración. El NRCS desarrolló hidrogramas unitarios adimensionales que, cuando se multiplican por los valores de el flujo máximo del hidrograma unitario, y el tiempo al pico se obtiene el hidrograma unitario para el evento que se estudia. Este hidrograma unitario se utiliza para determinar la escorrentía distribuida durante la duración de la tormenta.

Por otra parte, la duración de la escorrentía depende de la capacidad de infiltración del terreno y las abstracciones que ocurran, por lo tanto está relacionado con el CN. La cantidad de agua que el terreno retiene depende a la condiciones de humedad, el tipo de suelo, el uso de la tierra y las prácticas de cultivo. Estos son los factores que se consideran con el CN mencionado anteriormente. La relación obtenida por los científicos del NRCS es

$$S = \frac{1000 - CN}{10}$$

donde S es la capacidad máxima de retención y las abstracciones iniciales se estiman como $I_a = 0.2 S$. Los valores de CN han sido estudiados extensamente y se encuentran tabulados en muchas referencias de hidrología (McCuen, 1998).

Los parámetros descritos anteriormente fueron usados en el programa HEC-HMS del Cuerpo de Ingenieros del Ejercito de los Estados Unidos para generar los hidrogramas de las cuencas de este estudio.

C. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS HIDROLÓGICOS

EL ÁREA PROPUUESTA PARA EL CENTRO COMERCIAL ELITE VALLEY es el punto de convergencia de los flujos provenientes de seis áreas contributivas. El nuevo Centro Comercial descarga sus aguas directamente en el canal que recoge las aguas de todas ellas. Las características hidrológicas y el área que comprenden cada una fueron descritas en la Parte A de este informe. En la Tabla 2 y la Figura 6 se observa que Elite Valley y el área contribuyente de la intersección de las carreteras PR-2 y la PR-64 son pequeñas comparadas con las demás. El hecho de estar ubicado en el punto más bajo y de encuentro de las aguas de otras cuencas más grandes, hacen que el comportamiento hidrológico del terreno sea tal que la construcción de Elite Valley contribuya a disminuir el flujo máximo del hidrograma formado por la suma de las contribuciones de todas las cuencas del sistema que confluyen en estos terrenos. El aumento en el flujo, ocasionado por la impermeabilización del área del proyecto, se ve compensado por el hecho de que el flujo máximo o pico tarda menos tiempo en salir hacia los canales, ya que el tiempo de concentración se reduce. El resultado es que el flujo máximo del total de las áreas contributivas se reduce. En el presente análisis, el tiempo de concentración para las condiciones sin proyecto estimó en 34.5 minutos, mientras que, con el proyecto se estima en 22.1 minutos; dando una reducción de 12.4 minutos. Un análisis de sensibilidad con el modelo HEC-HMS mostró que, aunque la disminución ocurre para todas las duraciones y frecuencias de eventos, ésta es mayor para eventos de menor frecuencia y mayor duración; por lo tanto, este comportamiento beneficia mayormente cuando ocurren eventos extremos. La Figura 8 muestra la reducción en los flujos máximos que ocurren en el lugar del proyecto para eventos desde 100 años hasta 5 años de periodo de retorno y duraciones desde 3 horas hasta 24 horas.

La conclusión anterior demuestra que, para las lluvias de diseño en Puerto Rico, el proyecto cumpliría con el Reglamento No. 13 de la Junta de Planificación y no se requiere de ningún mecanismo de reducción de flujos máximos. Sin embargo, se propone la construcción de una charca de detención que, a la vez de cumplir con cero aumento en los flujos máximos para eventos de duraciones y frecuencias significativas, según lo exigen los Reglamentos No. 3 y No. 13, sirva como sistema de recolección de grasas, basuras y sedimentos provenientes del Centro Comercial Elite Valley; protegiendo así la calidad de las aguas pluviales que descargan de dicho centro

comercial. Los detalles del dimensionamiento de la charca de detención y otros estudios realizados se incluyen como parte del Estudio Hidráulico. La Tabla 3 muestra los flujos máximos correspondientes a un evento con periodo de retorno de 100 años y 24 horas de duración según obtenido en el modelo hidrológico.

Se hizo una simulación con un estimado de la lluvia producida por el huracán Georges durante su paso por el proyecto. En la Sección A.3.5 del estudio hidrológico se explicó como se obtuvo la distribución temporal del evento. Esta lluvia fue utilizada en el modelo HEC-HMS para observar la respuesta de la charca de detención ante este evento extremo, asumiendo que el flujo de agua no fuese influenciado por el desbordamiento del río Grande de Añasco.

Los flujos máximos estimados, con y sin la charca fueron:

Flujo pico en condiciones actuales: 65.97 mcs (2,328.0 pcs)

Flujo pico con Elite Valley sin charca: 65.93 mcs (2,326.7 pcs)

Flujo pico con Elite Valley y con charca: 65.97 mcs (2,327.8 pcs)

Estos cálculos demuestran que el desarrollo Elite Valley no incrementa los caudales máximos esperados durante eventos extremos y que la presencia de la charca obedece mayormente a resolver problemas de calidad de agua, en vez de control de escorrentía máxima. Los resultado de HEC-HMS se muestran en el Apéndice C.

TABLA 3. FLUJOS MÁXIMOS PARA EVENTOS DE 100 AÑOS EN CADA CUENCA

| Cuenca | Caudal Máximo (pcs) |
|---------------|--------------------------------|
| Q. Boquilla | 2295.7 |
| W. Lake | 1670.8 |
| C. Distr. | 485.69 |
| W. Plaza | 399.35 |
| Elite Valley | 113.71 |
| Intersección | 74.55 |

VII. ESTUDIO HIDRÁULICO

A. INUNDACIONES CONOCIDAS

EL PROBLEMA DE LAS INUNDACIONES SE DISCUTIÓ EN LA SECCIÓN III-D de este informe. Ahora se presenta un resumen de los datos históricos conocidos para los terrenos bajo estudio.

En el historial de las inundaciones de la zona han ocurrido dos eventos desastrosos en los últimos 30 años. El evento más reciente fue del 21 al 22 de setiembre de 1998, durante el paso del huracán Georges. El otro evento fue del 15 al 17 de setiembre de 1975, durante el paso del huracán Eloísa. El mapa de la Figura 5 (Johnson, K. and Quiñones-Aponte, V., 1982), preparado por el Servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS por sus siglas en inglés), muestra la inundación de 1975. El terreno para Elite Valley aparece con un nivel de inundación cercano a los 3.5 metros.

El mapa regulatorio de la Junta de Planificación de Puerto Rico, mostrado en la Figura 9, presenta niveles mayores que los registrados históricamente. Al Este de la avenida PR-2 se observa un nivel de 5.5 metros mientras que, en el terreno bajo estudio, aparece una elevación de aproximadamente 4.5 metros. Estos niveles son aproximadamente un metro mayores que los ocurridos históricamente. Un estudio previo (Quiñones, Diez, Silva y Asociados, 1984) propone que la inundación de 1975 tuvo un periodo de recurrencia mayor de 100 años. El USGS asignó al flujo provocado por este evento una recurrencia de aproximadamente 100 años y así lo expresa el Estudio de Seguro contra Inundaciones de la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA, por sus siglas en inglés) (FEMA, 1982).

Los datos anteriores sugieren que los niveles que aparecen en el plano de la Junta de Planificación sobrestiman los valores esperados para la inundación base según lo manda el Reglamento No. 13 de la Junta de Planificación. El terreno para el desarrollo propuesto se haya en ZONA 2 según el plano de inundación de la Junta de Planificación de Puerto Rico (Figura 9).

B. DESCRIPCIÓN Y EVALUACIÓN DEL SISTEMA HIDRÁULICO

IDENTRO DEL TERRENO BAJO ESTUDIO SE ENCUENTRA EL PUNTO DE CONVERGENCIA de la Quebrada Boquilla, proveniente del este, con el flujo de una atarjea que recoge las aguas de dos quebradas provenientes del sureste. Además, se unen las aguas provenientes de una alcantarilla de 60 pulgadas que cruza la avenida PR-2 y cruza los terrenos cerca del punto medio del terreno del para el proyecto. A continuación se describe el sistema hidráulico de las quebradas, con la ayuda de las fotos mostradas en el Apéndice B y la Figura 2.

La Foto D1 muestra la descarga de la alcantarilla de 60 pulgadas en los predios del terreno. Notese que se encuentra parcialmente sumergida aun cuando no llueva. La Foto D2 muestra una vista hacia aguas abajo de esta alcantarilla mientras que, la Foto D3 muestra la vista hacia aguas arriba. Al llegar al árbol mostrado en la Foto D3, se une este canal con la quebrada Boquilla. Esta unión se muestra en la Foto D4 La Foto D5 muestra una vista luego de la unión de estos dos cauces. Más hacia abajo se intersecta con otro cauce proveniente del sur y que sale por una atarjea localizada en el centro comercial Western Plaza. La Foto D6 muestra una vista de esta otra quebrada a la salida de la atarjea. Finalmente, todas las aguas llegan a dos

alcantarillas de 4.5 pies de diámetro que cruzan la carretera PR-64.. La Foto D7 muestra la llegada del agua antes de entrar a las alcantarillas, mientras que la Foto D8 muestra la alcantarilla (completamente sumergida) luego de cruzar la calle. Se hacen evidentes dos problemas en este sistema: 1) gran cantidad de sedimentos acumulados en el cauce, principalmente desde la salida de la atarjea de Western Plaza hacia el norte y 2) la lentitud del movimiento (casi estancamiento) del agua hacia el Caño Boquilla .

Los canales mantienen agua provenientes del remanso formado por el Caño Boquilla, el cual tiene un canal altamente sedimentado, de pendiente muy pequeña y cubierto con vegetación, que forma una alta resistencia al movimiento en el lado Norte del proyecto.

Este sistema de canales fue analizado para estimar su capacidad actual y ver los niveles luego de las mejoras que se proponen. Para esto se ensambló un modelo de flujo gradualmente variado unidimensional usando el programa HEC-RAS del Cuerpo de Ingenieros del Ejercito de los Estados Unidos. El nuevo desarrollo no aumentará las descargas sobre la Quebrada Boquilla. El canal será mejorado mediante revestimiento en hormigón lo cual, además de compensar por la presencia de Elite Valley, aumentará su capacidad hidráulica y mantendrá los niveles dentro de los permitidos por el Reglamento No. 3. Los detalles del cálculo hidráulico se presentan en la sección VII-C.

C. METODOLOGÍA

1. Presunciones Generales

La zona del proyecto puede sufrir inundaciones provocadas por 1) desagüe de las cuencas que descargan en el lugar, 2) inundaciones provocadas por el desbordamiento del río Grande de

Añasco o 3) una combinación de ambos efectos. Los siguientes dos aspectos de inundabilidad fueron considerados en este estudio hidráulico para atender estas posibilidades:

- 1) Se diseñaron las estructuras hidráulicas para contener inundaciones provocadas por lluvias extremas, ocurridas dentro de las áreas correspondientes a las cuencas que descargan en los terrenos propuestos para Elite Valley, utilizando el nivel de inundación **histórico** para un evento de 100 años del río Grande de Añasco.
- 2) Puesto que el nivel de la inundación base en el mapa reglamentario de la JPPR excede cerca de 1.0 m el nivel histórico para un evento de 100 años, se tomaron medidas de diseño para que, bajo estas condiciones, Elite Valley permita el paso del flujo proveniente del río Grande de Añasco sin disminuir el acarreo hidráulico.
- 3) Se prepararon varios modelos hidráulicos utilizando el programa de computadora HECRAS 3.0 creado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejercito de los Estados Unidos. Este program calcula el perfil del agua correspondiente a una flujo unidimensional, gradualmente variado. Los cálculos se realizaron para condiciones de flujo permanente correspondientes a los flujo máximos producidos por los eventos de diseño .
- 4) En los modelos hidráulicos requieren del estimado del coeficiente conocido como “N”, utilizado en la ecuación de Manning. Esta ecuación se usa para estimar, basádo en el caudal, la pendiente y la geometría del canal, las pérdidas de energía. Los efectos de rugosidad, turbulencia, vegetación y meandro de los canales se incluyen en este coeficiente. Para los efectos de este estudio se consideraron los factores N que aparecen en la Tabla 4.

TABLA 4. FACTORES PARA LA ECUACIÓN DE MANNING USADOS EN HEC-RAS

| Tipo de rugosidad | N para ecuación de Manning* |
|--|------------------------------------|
| Hormigón | 0.014 |
| Suelo-Cemento | 0.018 |
| Pastos y arbustos un la planicie inundable | 0.050 |
| Pastos altos y plantas acuáticas en el canal | 0.035 |

*Ref. Open Channel Hydraulics, V.T. Chow, 1959.

2. Niveles de Control para Eventos de 100 Años

Existen dos niveles de inundación para eventos de 100 años en el sitio del proyecto; uno de ellos dado por el plano reglamentario de la Junta de Planificación de Puerto Rico (JPPR), el cual corresponde con los niveles dados en el estudio para delineamiento de zonas inundables de la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA), y el otro por la inundación histórica de Setiembre de 1975. Los niveles correspondientes son:

NIVEL DE INUNDACIÓN DE 100 AÑOS SEGÚN MAPA DE LA JPPR = 4.5 metros

NIVEL DE INUNDACIÓN HISTORICA PARA 100 AÑOS (Set. 1975) = 3.5 metros

Ambos niveles corresponden a desbordamientos del río Grande de Añasco. No existen registros ni estudios de eventos desastrosos asociados a inundaciones provocadas por eventos de magnitud significativos provenientes exclusivamente de las cuencas que descargan en los predios del proyecto.

3. Criterio para Elevaciones de Inundación para los Estudios Hidráulicos

Las medidas de diseño desarrolladas en este estudio siguen los siguientes criterios para la determinar la elevación correspondiente al evento de 100 años de periodo de retorno:

- 1) Para un nivel de inundación de 100 años según la JPPR (4.5 m) las aguas del río Grande de Añasco cubrirán las calles del nuevo centro comercial Elite Valley. Los edificios deberán construirse sobre este nivel de inundación base y las calles del centro comercial deberán permitir el paso de la inundación sin disminuir el acarreo hidráulico según los criterios de la FEMA. Esto se realiza mediante un estudio de acarreo hidráulico descrito en la Sección C.6 de este capítulo.
- 2) Se usó el nivel de inundación histórico para un evento de 100 años dado por la tormenta huracanada de 1975 (3.5 m) para dimensionar las nuevas atarjeas que contendrán los flujos provenientes de la alcantarilla de drenaje de la intersección PR-2 y PR-64 y la de la Quebrada Boquilla.

4. Dimensionamiento de la Charca de Detención

El propósito de un volumen de almacenamiento de escorrentía pluvial es retardar la salida del exceso de agua de forma que el flujo máximo en el sitio de descarga no aumente. Para lograr esto se utiliza el método de balance de masa considerando que el cambio de volumen en la charca de detención es igual al volumen que entra por la escorrentía menos el volumen que se permite salir de la charca. Para regular la salida se realizan varias configuraciones de estructuras de salida y dimensiones de la charca. Para la Alternativa 4 de este proyecto se seleccionaron dos tipos de estructuras de salida: un orificio en la parte inferior de la charca, y un vertedor rectangular para liberar agua durante los picos de los eventos. Los cálculos detallados del orificio y el vertedor se realizaron usando las ecuaciones recomendadas para estas estructuras y el paso de la escorrentía por la charca se realizó con HEC-HMS. El Reglamento de Lotificación y Urbanización de la Junta de Planificación de Puerto Rico (Reglamento No. 3) exige que este análisis se realice para eventos de varias duraciones y frecuencias. Los resultados que se discuten en la Sección D-1

5. Dimensionamiento de la Atarjea para Evacuar Aguas de la Intersección

El drenaje de la intersección de la avenida estatal PR-2 y la carretera PR-64 se realiza actualmente mediante una alcantarilla de 60 pulgadas que cruza la PR-2 y descarga directamente sobre un canal ubicado en los terrenos del proyecto. En este punto se une una cuneta que también recoge aguas de esta intersección. Este canal se une a la Quebrada Boquilla unos 80

metros aguas abajo y tiene una longitud aproximada de 656 pies (200 metros) antes de unirse con el canal proveniente del Centro Comercial Western Plaza (Véase Figura 2).

La alcantarilla constituye una estructura de control que regula el flujo, sin embargo, en este lugar ocurre una configuración poco común de dos tuberías (una de 30 pulgadas y otra de 48 pulgadas) que se unen con la de 60 pulgadas. Este arreglo hace difícil predecir el comportamiento de esta estructura ante eventos de cierta magnitud. Lo que probablemente ocurre es que las pérdidas de energía en la entrada se aumentan debido a las dificultades que encuentra el agua para entrar a la tubería de 60 pulgadas. Para hacer el análisis más conservador, en esta etapa se consideró que la alcantarilla no ejerce ningún control sobre los flujos que entran en ella. Esto equivale a usar el mismo hidrograma de la entrada en la salida. Este hidrograma se mantiene igual antes y después de construir Elite Valley.

Por ser flujo subcrítico, el flujo volumétrico transportado por esta atarjea dependerá del nivel del agua en el punto de descarga, esto es, el nivel del agua en la Quebrada Boquilla. Su curva de remanso estará limitada aguas arriba por la elevación de la corona del tubo de 60 pulgadas que se le une. Esta elevación es de 2.52 metros (8.26 pies) según los planos de diseño de la Autoridad de Carreteras de Puerto Rico.

Con los datos anteriores se procedió a buscar las dimensiones de una atarjea cuya curva de descarga garantice que la estructura trabaje con flujo con superficie libre mientras transporta un caudal igual o mayor al del evento de 100 años de periodo de retorno para diferentes niveles de agua a la salida. En todos los casos la elevación aguas arriba se consideró igual a la de la corona de la alcantarilla existente.

6. Dimensionamiento de Atarjea y Canalización de Quebrada Boquilla

6.1. CANALES Y ATARJEAS EN DIRECCIÓN OESTE

La Quebrada Boquilla (véanse las figuras 2 y 3) constituye uno de los cauces principales que cruzan los predios del proyecto actualmente. Las aguas que ingresan a los terrenos del proyecto provenientes de esta quebrada están reguladas por una atarjea cuadrada de dos secciones de 3 m x 3 m (box culvert). Se analizó la capacidad actual de esta atarjea y se procedió a dimensionar una atarjea larga (túnel) capaz de transportar los caudales para un evento de 100 años y 24 horas de duración contra una elevación de inundación correspondiente a 3.5 metros en la salida de la estructura. El caudal de diseño es $Q_{100} = 65$ mcs.

Al final de esta nueva atarjea se hace una transición hacia un canal horizontal semi-trapezoidal revestido en hormigón, de 78 metros de largo, el cual se unirá con las aguas provenientes por la atarjea existente, ubicada al sureste del proyecto, que recoge las aguas de las cuencas del Centro Comercial Western Plaza, la urbanización Western Lake y el Centro de Distribución de Mayagüez. El diseño de este tramo se realizó para un caudal Q_{100} correspondiente al flujo máximo del hidrograma resultante en este punto.

Se crearon dos modelos en HEC-RAS para estudiar esta situación. El primero fue para determinar las dimensiones de la atarjea para Quebrada Boquilla desde aguas arriba de la atarjea de 3mx 3m existente hasta la descarga en el canal semi-trapezoidal. El segundo incluye desde la salida de la atarjea existente de Western Plaza en la esquina sureste del proyecto hasta el final

del canal semi-trapezoidal donde descarga la nueva atarjea de la Quebrada Boquilla. Con ambos modelos se garantiza el uso correcto de HEC-RAS para esta aplicación. Los resultados y las mejoras propuestas se presentan en la Sección D. Estas atarjeas y canales dirigen el flujo en dirección oeste para luego hacer un viraje de 90 grados y continuar rumbo al norte para desembocar en el Caño Boquilla, a unos 1000 metros del área del proyecto.

6.2 CANAL Y ATARJEA EN DIRECCIÓN NORTE

En su condición actual las aguas provenientes de la atarjea existente en Western Plaza suman un caudal pico de $Q_{100} = 62.65$ mcs. Luego de virar hacia el norte el canal recorre unos 386 metros hasta llegar a interceptar la carretera PR-64. En este trayecto al canal se le unen los caudales provenientes de la Quebrada Boquilla, la intersección PR-64 y PR-2 y el terreno de Elite Valley a una distancia de 44 metros antes de llegar a la alcantarilla de la PR-64. El flujo adicional en este punto es de $Q_{100} = 64.12$ mcs, para un total de $Q_{100total} = 126.77$ mcs (véanse las figuras 2 y 3).

Las condiciones de diseño propuestas incluyen la realineación de los cauces y una distribución diferente de la entrada de los flujos al canal existente en dirección al norte. La nueva distribución concentra las descargas de Quebrada Boquilla, la atarjea de Western Plaza y Elite Valley al comienzo del canal, y deja la descarga de la intersección unos 160 metros antes de la PR-64. Con esta configuración el flujo pico al inicio del canal hacia el norte corresponde a 125.4 mcs y, a partir de los 342 metros, el flujo será $Q_{100total} = 126.77$ mcs. Observese que el flujo máximo es igual antes y después del desarrollo. La Figura 10 muestra los cambios

propuestos para los canales. Este canal es una prolongación de la atarjea de Western Plaza y la Quebrada Boquilla.

Por las elevaciones existentes, durante un evento causado por el desbordamiento del río Grande de Añasco todos los terrenos en el sitio del proyecto quedan bajo agua. El movimiento principal del agua durante estos eventos es hacia el oeste, con tendencia a salir por el puente Algarrobo y la comunidad El Maní, en el Barrio Sabanetas de Mayaguez. Esta condición, para la inundación reglamentaria de la JPPR, es atendida con el estudio de acarreo hidráulico presentado en la siguiente sección.

En caso de inundación por flujo hacia el norte se creó un modelo hidráulico en HEC-RAS que incluye las condiciones actuales, las condiciones con Elite Valley sin mejoras y con Elite Valley y el canal mejorado. Se compararon los niveles para estas condiciones y se verificó que cumplen con el Reglamento de Zonas Susceptibles a Inundaciones de la JPPR.

7. Análisis de Acarreo Hidráulico

El Reglamento No. 13 de la Junta de Planificación de Puerto Rico requiere que todo nuevo desarrollo compense la pérdida de acarreo hidráulico ocasionada por las obstrucciones al flujo que se construyan. Este análisis se hace para la inundación con periodo de recurrencia de 100 años, llamada inundación base. Por la reglamentación vigente se adoptan los niveles estipulados en el Mapa de Zonas Susceptibles a Inundaciones Hojas 13 D y 22 B. La Figura 9 muestra la porción de estos mapas correspondiente a la zona del proyecto.

La localización del terreno permite considerar las carreteras PR-2 y PR-64 como vertedores de cresta ancha durante el paso de la inundación. El procedimiento que se siguió para calcular el flujo que entra al área de proyecto en las condiciones existentes fue el siguiente:

- + Se dividieron las carreteras frente al proyecto en tramos de elevación constante. Cada tramo se seleccionó de una longitud tal que la diferencia de elevación no fuese mayor de 20 centímetros (excepto un tramo corto en la intersección donde la diferencia fue de 33 cm). La altura promedio de la rasante se considera como el nivel de la cresta en ese tramo.
- + Se tomó como nivel del agua máximo de la inundación aguas arriba de las carreteras 4.7 metros y aguas abajo como 4.6 metros, considerando que durante el pico de la inundación todo se haya bajo agua. Estos valores se interpolaron del plano de la inundación base.
- + Se procedió a calcular el flujo sobre la carretera usando la ecuación de un vertedor de cresta ancha. En donde fue necesario se corrigió por efectos de sumergencia. Este estimado se considera conservador ya que asume que toda la longitud de carretera frente al terreno es

efectiva 100% para la entrada de agua. En la realidad el patrón de flujo posee una componente a lo largo de la avenida y parte del agua escurrirá hacia Western Plaza.

- + Se sumaron los caudales de cada tramo para obtener el flujo total que pasa por el terreno.
- + Se usó una pendiente de 2% para estimar el acarreo.

Estos cálculos fueron realizados con la ayuda del programa Excel de Microsoft Corporation. Los resultados se discuten en la Sección VII-D de este informe.

D. ANÁLISIS DE RESULTADOS HIDRAULICOS

A CONTINUACIÓN SE PRESENTAN LOS RESULTADOS para la alternativa propuesta (Alternativa 4). Las otras alternativas fueron presentadas en la primera parte de este informe.

1. Alternativa de Diseño para Desagüe Pluvial de Elite Valley

En la primera parte de este informe se consideraron tres alternativas de diseño para evacuar las aguas pluviales del nuevo Centro Comercial Elite Valley y sus cauces adyacentes. Sin embargo, se recomendó proponer alternativas que no dependieran del bombeo para su operación. La Alternativa 4 discutida aquí cumple con ésta condición.

Se propone una charca rectangular con paredes verticales y un área superficial de 0.23 acres (10,000 pies²). El fondo de la charca se ubica a una elevación de 6.5 pies (MSL) (aproximadamente 11 pulgadas por debajo de la elevación actual del terreno). Como estructuras para regular del flujo de salida se recomiendan un orificio de 2 pies de diámetro con su

elevación de invertida a 8.0 pies y un vertedor rectangular de 10 pies de ancho con su cresta a la elevación 9.0 pies. La curva de descarga de esta combinación de estructuras se muestra en la Figura 11. Los cálculos del sistema hidrológico se hicieron para la condición existente, la condición con Elite Valley sin charca y con Elite Valley y la charca usando el programa de computadora HEC-HMS. En el Apéndice C se presenta un resumen de las corridas de HEC-HMS. La Tabla 5 muestra los resultados para eventos de 100, 50 , 25, 10 y 5 años de periodo de recurrencia y duraciones de 24, 12,6 y 3 horas. Se hicieron corridas para charca llena y charca vacía al inicio de la lluvia.

La Tabla 5 demuestra que los caudales máximos obtenidos en el lugar del proyecto sin la charca son menores que los caudales obtenidos con las condiciones existentes. También, los caudales máximos con la charca son menores o iguales a los existentes actualmente para todas las duraciones y periodos de retorno. ***El propósito principal de la charca es controlar la calidad del agua antes de descargar hacia la Quebrada Boquilla.***

El nivel máximo del agua sobre la cresta del vertedor durante el evento histórico de 100 años será de 3.5 metros. La Tabla 5 y las Figuras 12 a 14 demuestran que, aun con cierto grado de sumergencia, la charca no producirá aumento en los flujos máximos bajo estas condiciones. La Figura 12 muestra los hidrogramas para las condiciones existentes. El pico mayor corresponde a una descarga de diseño de 4,473 pcs (126.8 mcs) a la salida del proyecto. La Figura 13 muestra los hidrogramas para condiciones con el desarrollo de Elite Valley, sin diseño de charca. El pico mayor corresponde a una descarga de diseño de 4,459 pcs (126.4 mcs) a la salida del proyecto. La Figura 14 muestra los hidrogramas para las condiciones con Elite Valley y la charca de detención. El pico corresponde a una descarga de 4,463 pcs

(126.5mcs) a la salida del proyecto. Se obtiene una disminución de 10 pcs en el caudal máximo con la presencia de la charca. Estos flujos corresponden a la combinación de las escorrentías provenientes de todas la cuencas.

Según el análisis de acarreo hidráulico, se propone mantener el nivel máximo de las paredes de la charca a una elevación menor o igual a 3.76 metros de tal forma que, en caso de ocurrir el evento de inundación reglamentario (El. 4.5m) la charca esté sumergida y las aguas mantengan su acarreo hidráulico al pasar sobre ella. La Figura 15 muestra un esquemático con vista en planta y de perfil de la charca propuesta.

TABLA 5. MÁXIMOS CAUDALES Y ELEVACIONES SOBRE CRESTA DEL VERTEDOR*

| DURACION | PROFUNDIDAD | INTENSIDAD | Existente | Sin Charca | Con Charca | Elev. Max. |
|-----------------|--------------------|-------------------|------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| horas | pulgadas | pulg/hora | pcs | pcs | pcs | pies |
| 24 | 10.05 | 0.42 | 4473.4 | 4458.5 | 4462.9 | 11.45 |
| 12 | 8.37 | 0.70 | 3315.7 | 3300.3 | 3307.4 | 10.58 |
| 6 | 6.97 | 1.16 | 2979.3 | 2966.7 | 2972.3 | 10.58 |
| 3 | 5.80 | 1.93 | 2753.6 | 2743.2 | 2747.5 | 10.58 |
| | | | | | | |
| 24 | 9.26 | 0.39 | 3225.2 | 3208.4 | 3217.1 | 10.44 |
| 12 | 7.65 | 0.64 | 2836.3 | 2823.6 | 2830.2 | 10.44 |
| 6 | 6.32 | 1.05 | 2507.6 | 2497.6 | 2502.7 | 10.43 |
| 3 | 5.22 | 1.74 | 2324.5 | 2316.7 | 2320.0 | 10.43 |
| | | | | | | |
| 24 | 8.35 | 0.35 | 2778.1 | 2763.9 | 2772.0 | 10.30 |
| 12 | 6.87 | 0.57 | 2401.2 | 2391.9 | 2397.9 | 10.30 |
| 6 | 5.65 | 0.94 | 2128.4 | 2120.5 | 2124.9 | 10.29 |
| 3 | 4.64 | 1.55 | 1910.2 | 1904.8 | 1908.2 | 10.29 |
| | | | | | | |
| 24 | 7.11 | 0.30 | 2174.5 | 2165.9 | 2171.4 | 10.17 |
| 12 | 5.89 | 0.49 | 1946.6 | 1939.4 | 1944.8 | 10.16 |
| 6 | 4.87 | 0.81 | 1682.4 | 1677.8 | 1680.7 | 10.16 |
| 3 | 4.03 | 1.34 | 1548.9 | 1544.5 | 1547.4 | 10.16 |
| | | | | | | |
| 24 | 6.4 | 0.27 | 1861.4 | 1854.1 | 1858.7 | 10.05 |
| 12 | 5.4 | 0.45 | 1645.1 | 1639.5 | 1643.0 | 10.05 |
| 6 | 4.3 | 0.72 | 1400.6 | 1397.1 | 1399.6 | 10.05 |
| 3 | 3.5 | 1.17 | 1254.7 | 1252.7 | 1254.5 | 10.05 |

*Los resultados son los mismos para charca llena y charca vacía al inicio del evento

2. Atarjea para Evacuar Aguas de la Intersección

Como medida de diseño se propone la construcción de una atarjea de hormigón que permita transportar las aguas por debajo del centro comercial y llevarlas hasta el canal de la

Quebrada Boquilla. La atarjea, que será una prolongación de la alcantarilla de 60 pulgadas de diámetro existente, tendrá las siguientes características:

Longitud: 754.4 pies (230 metros)

Ancho: 6.56 pies (2 metros)

Pendiente longitudinal: 0.33 %

Elevación de invertida aguas abajo: 0.164 pies (0.28 metros)

Elevación de invertida aguas arriba: 3.28 pies (1.0 metros)

Elevación máxima aguas arriba : 8.26 pies (2.52 metros, correspondiente a la elevación actual de la corona del tubo de 60 pulgadas)

Como se describe en la Sección VII-B, el canal de la Quebrada Boquilla se desborda frecuentemente sobre los terrenos adyacentes, ya que el mismo es de poca profundidad y pendiente baja. La selección de las dimensiones de la atarjea se hizo para permitir el paso del flujo producido por el evento histórico de 100 años de periodo de retorno. El valor de flujo máximo en estas condiciones es 74.55 pcs (2.11 mcs).

La curva de descarga se muestra en la Figura 16 y los resultados se presentan en la Tabla 6. Profundidades mayores de 8.25 pies corresponderían a situaciones de desbordamiento de la alcantarilla de 60 pulgadas. Se observa que en todos los casos la capacidad de la atarjea es mayor que el flujo producido por el evento de 100 años. La Tabla 7 resume los resultados y muestra que la profundidad del agua dentro de la nueva atarjea se mantiene a la misma elevación hasta llegar a la alcantarilla. Cuanto menor es el nivel del agua en la salida, mayor es la capacidad de la atarjea. La Figura 17 muestra un esquemático de las dimensiones de esta

atarjea. Los resultados detallados de este modelo, para $Q = 2.11$ mcs, así como las secciones transversales se presentan en el Apéndice D.

TABLA 6. CURVA DE DESCARGA DE ATARJEA PARA FLUJOS DE INTERSECCIÓN*

| Caudal Pcs | Prof. Aguas Abajo pies |
|-----------------------|-----------------------------------|
| 75.87 | 8.25 |
| 79.40 | 8.24 |
| 88.22 | 8.23 |
| 97.04 | 8.21 |
| 105.86 | 8.18 |
| 114.68 | 8.16 |
| 123.51 | 8.13 |
| 132.33 | 8.11 |
| 141.15 | 8.08 |
| 149.97 | 8.05 |
| 158.79 | 8.01 |
| 176.44 | 7.93 |
| 194.08 | 7.84 |
| 211.73 | 7.72 |
| 229.37 | 7.58 |

*Profundidad aguas arriba = 2.52 m (tubo de 60" lleno)

TABLA 7. RESUMEN DE RESULTADOS DE HEC-RAS PARA ATARJEA NORTE

| Estación | Elev. Min Canal | Elev. Sup. Agua | Prof. Crít. | Elev. Energía | Vel. Prom. Canal | No.de Froude |
|----------|--------------------|--------------------|----------------|------------------|---------------------|--------------|
|----------|--------------------|--------------------|----------------|------------------|---------------------|--------------|

| | m | m | m | m | m/s | |
|-----|--------------|------|------|------|------|-------|
| 8 | 1.05 | 3.65 | 1.21 | 3.65 | 0.08 | 0.016 |
| 7.5 | Alcantarilla | | | | | |
| 7 | 1 | 3.5 | 1.48 | 3.51 | 0.42 | 0.085 |
| 6 | 0.88 | 3.5 | 1.36 | 3.51 | 0.4 | 0.079 |
| 5 | 0.75 | 3.5 | 1.23 | 3.51 | 0.38 | 0.074 |
| 4 | 0.62 | 3.5 | 1.11 | 3.51 | 0.37 | 0.069 |
| 3 | 0.5 | 3.5 | 0.98 | 3.51 | 0.35 | 0.065 |
| 2 | 0.37 | 3.5 | 0.86 | 3.51 | 0.34 | 0.061 |
| 1 | 0.28 | 3.5 | 0.76 | 3.51 | 0.33 | 0.058 |

3. Atarjea y Canalización de Quebrada Boquilla

3.1. CANALES Y ATARJEAS HACIA EL OESTE

EL NUEVO SISTEMA CONSISTE DE UNA CANALIZACIÓN y reubicación de la Quebrada Boquilla de tal manera que descargue mediante una atarjea de 122 metros de longitud y 8 metros de ancho. La nueva atarjea se inicia en la atarjea existente de 6 metros de ancho que cruza la carretera PR-2 en el lado este de los predios del proyecto. En el Apéndice E se demuestra que, aún bajo las condiciones más favorables (control de entrada y descarga a la atmósfera) la atarjea existente no tiene capacidad para transportar el $Q_{100} = 65$ mcs (2,295 pcs) correspondiente a esta cuenca. La nueva atarjea será más grande y está diseñada para permitir el paso de un flujo de esta magnitud.

Los resultados obtenidos con el modelo de HEC-RAS para esta estructura indican que la nueva atarjea para Quebrada Boquilla será capaz de transportar el Q_{100} para esta cuenca, descargando contra el nivel histórico de la inundación de 100 años. El techo de la atarjea será usado como estacionamiento de vehículos. Los resultados detallados y las secciones transversales de estos modelos se presentan en el Apéndice F.

Las características de esta estructura serán las siguientes:

Ancho: 8.0 metros (26.24 pies)

Largo: 122 metros (400 pies)

Elev. de la Corona: 3.55 metros (11.64 metros)

Elev. de la Invertida aguas abajo: 0.16 metros (0.52 pies)

Elev. de la Invertida aguas arriba: 0.53 m (1.74 pies)

Pendiente de Fondo: 0.303%

La Figura 18 muestra un perfil longitudinal para las condiciones existentes y las condiciones con la nueva atarjea. En las condiciones existentes la atarjea se desborda sobre la autopista. La extensión propuesta es una atarjea más ancha, con pendiente mayor y capaz de mantener el nivel del agua para el caudal de diseño dentro de la atarjea. La Tabla 8 muestra un resumen de los resultados para la atarjea existente y la Tabla 9 los muestra para la nueva atarjea para Quebrada Boquilla. Nótese que el nivel del agua para el flujo de diseño es menor del nivel inferior del techo de la atarjea (3.55 m).

Al finalizar la extensión de la atarjea el agua descarga en una sección compuesta por un canal semi-trapezoidal de hormigón de 8.0 metros de ancho de fondo, pendiente lateral de 1:1 y 78.0 metros de longitud. A la vez, en este punto se suman las aguas provenientes de la atarjea que drena las cuencas ubicadas al sureste del proyecto (atarjea de Western Plaza), formando un solo canal. Para representar esta situación, se construyó otro modelo en HEC-RAS para obtener los niveles del agua durante la inundación de 100 años en el tramo comprendido entre

la salida de las aguas provenientes de la atarjea de Western Plaza y el desvío de las aguas hacia el norte. Este modelo se usó para estudiar medidas de diseño que garanticen niveles por debajo de las calles de Elite Valley y Western Plaza.

El estudio se hizo para dos escenarios: 1) asumiendo que los canales y el terreno entre Elite Valley y Western Plaza permanecen sin mejoras y 2) con la mejoras propuestas. Aguas abajo del final de la atarjea propuesta para la Quebrada Boquilla se incluyeron secciones con el canal nuevo y la atarjea existente de Western Plaza

TABLA 8 RESULTADOS DE ATARJEA EXISTENTE PARA QUEBRADA BOQUILLA

| Estación | Elev. Min Canal (m) | Elev. Sup. Agua (m) | Prof. Crít. (m) | Elev. Energía (m) | Vel. Prom. Canal (m/s) | No.de Froude |
|----------|---------------------|---------------------|-----------------|-------------------|------------------------|--------------|
| 3 | 1.21 | 4.45 | 3.27 | 4.527 | 1.38 | 0.313 |
| 2.5 | Atarjea | | | | | |
| 2 | 0.53 | 3.52 | | 3.594 | 1.22 | 0.319 |
| 1 | 0.53 | 3.5 | 2.49 | 3.577 | 1.24 | 0.325 |

TABLA 9. RESULTADOS PARA NUEVA ATAJEA PARA QUEBRADA BOQUILLA

| Estación | Elev. Min Canal (m) | Elev. Sup. Agua (m) | Prof. Crít. (m) | Elev. Energía (m) | Vel. Prom. Canal (m/s) | No.de Froude |
|----------|---------------------|---------------------|-----------------|-------------------|------------------------|--------------|
| 3 | 1.21 | 4.32 | 3.27 | 4.43 | 1.62 | 0.35 |
| 2.5 | Atarjea | | | | | |
| 2 | 0.53 | 3.52 | 2.42 | 3.898 | 2.72 | 0.501 |

| | | | | | | |
|-----|------|------|------|-------|------|-------|
| 1.8 | 0.44 | 3.52 | 2.33 | 3.871 | 2.64 | 0.48 |
| 1.6 | 0.35 | 3.51 | 2.24 | 3.847 | 2.57 | 0.461 |
| 1.4 | 0.26 | 3.51 | 2.14 | 3.824 | 2.5 | 0.443 |
| 1 | 0.16 | 3.5 | 2.05 | 3.801 | 2.43 | 0.425 |

La Tabla 10 muestra el resumen de los resultados del segundo modelo, incluyendo ambas atarjeas. Esta tabla compara los niveles si se construyera Elite Valley y no se consideraran medidas de diseño con los valores obtenidos con las medidas incorporadas. El flujo aguas arriba de la sección 5.5 corresponde al Q₁₀₀ proveniente de Western Plaza (72.43 mcs), mientras que aguas abajo de esta sección se suma el proveniente de la nueva atarjea (137.49 mcs).

Las mejoras propuestas incluyen: nivelar los terrenos entre la nueva atarjea y el límite de propiedad de Elite Valley a una elevación de 2.0 metros, construir una franja de 15 metros de suelo-cemento paralela a la extensión de la atarjea para Quebrada Boquilla hasta su desvío hacia el norte. La longitud total de esta franja será de aproximadamente 200 metros.

La Figura 19 muestra el perfil longitudinal y dos secciones típicas de este canal. La Tabla 10 demuestra que, si se siguen las medidas de diseño propuestas, el nivel más alto alcanzado por las aguas será 3.73 metros, el cual se haya por debajo de los rellenos de Western Plaza (El. 5.0 m) y Elite Valley (El. 3.76 m). El Apéndice G muestra los resultados obtenidos con HECRAS

TABLA 10. RESULTADOS PARA COMBINACIÓN DE ATAJEAS Y CANALES PARA Q.

BOQUILLA Y WESTERN PLAZA

| Estación | Condición | Elev. Min Canal | Elev. Sup. Agua | Elev. Energía | Vel. Prom. Canal | No.de Froude |
|----------|-------------|-----------------|-----------------|---------------|------------------|--------------|
| | | (m) | (m) | (m) | (m/s) | |
| 10 | Con mejoras | 0.96 | 3.73 | 3.774 | 1.02 | 0.212 |
| 10 | Sin Mejorar | 0.96 | 3.88 | 3.989 | 1.45 | 0.292 |
| | | | | | | |
| 9 | Con mejoras | 0.92 | 3.72 | 3.768 | 1 | 0.205 |
| 9 | Sin Mejorar | 0.92 | 3.88 | 3.972 | 1.37 | 0.272 |
| | | | | | | |
| 8 | Con mejoras | 0.88 | 3.72 | 3.763 | 0.99 | 0.201 |
| 8 | Sin Mejorar | 0.88 | 3.88 | 3.962 | 1.33 | 0.262 |
| | | | | | | |
| 7.5 | Con mejoras | 0.84 | 3.72 | 3.759 | 0.98 | 0.197 |
| 7.5 | Sin Mejorar | 0.84 | 3.87 | 3.954 | 1.3 | 0.253 |
| | | | | | | |
| 7 | Con mejoras | 0.84 | 3.71 | 3.754 | 0.96 | 0.193 |
| 7 | Sin Mejorar | 0.84 | 3.87 | 3.951 | 1.3 | 0.253 |
| | | | | | | |
| 6 | Con mejoras | 0.8 | 3.71 | 3.752 | 0.97 | 0.193 |
| 6 | Sin Mejorar | 0.8 | 3.87 | 3.942 | 1.26 | 0.244 |
| | | | | | | |
| 5.5 | Con mejoras | 0.8 | 3.65 | 3.731 | 1.12 | 0.226 |
| 5.5 | Sin Mejorar | 0.8 | 3.83 | 3.929 | 1.44 | 0.281 |
| | | | | | | |
| 5 | Con mejoras | 0.79 | 3.52 | 3.686 | 1.67 | 0.322 |
| 5 | Sin Mejorar | 0.79 | 3.54 | 3.826 | 2.66 | 0.512 |
| | | | | | | |
| 4 | Con mejoras | 0.75 | 3.49 | 3.675 | 1.61 | 0.31 |
| 4 | Sin Mejorar | 0.75 | 3.47 | 3.801 | 2.6 | 0.502 |
| | | | | | | |
| 3 | Con mejoras | 0.7 | 3.46 | 3.656 | 1.65 | 0.316 |
| 3 | Sin Mejorar | 0.7 | 3.45 | 3.759 | 2.56 | 0.493 |
| | | | | | | |
| 2 | Con mejoras | 0.66 | 3.4 | 3.628 | 1.71 | 0.33 |
| 2 | Sin Mejorar | 0.66 | 3.34 | 3.699 | 2.68 | 0.522 |
| | | | | | | |
| 1 | Con mejoras | 0.27 | 3.5 | 3.515 | 0.55 | 0.101 |
| 1 | Sin Mejorar | 0.27 | 3.5 | 3.515 | 0.55 | 0.101 |

3.2 CANAL Y ATARJEA DE CARRETERA PR-64 HACIA EL NORTE

El canal existente al oeste del proyecto Elite Valley se desborda frecuentemente por su poca capacidad y alta resistencia causada por el crecimiento de la vegetación y el depósito de sedimentos. Este canal discurre hacia el norte por una longitud de 386 metros entre el Centro Comercial Western Plaza y la carretera PR-64. En este sitio existen dos alcantarillas de 54 pulgadas. La rasante de la carretera en este punto se haya en la elevación 2.8 m. Siguiendo hacia el norte se encuentra un canal altamente invadido por la vegetación y los depósitos de sedimento. La poca movilidad del agua y la baja elevación de la alcantarilla provoca que esta se desborde e inunde la carretera PR-64 con relativa frecuencia.

Los resultados del modelo que se hizo con HEC-RAS para las condiciones existentes y mejoradas se muestran en el Apéndice H. El análisis con el modelo hidráulico muestra que los niveles de agua en el canal están controlados por las condiciones aguas abajo del cauce final hacia el Caño Boquilla. A unos 600 metros hacia el norte de la carretera PR-64 el cauce de la quebrada se haya bloqueado por vegetación hidrofílica, lo cual representa un bloqueo significativo del flujo. Esto causa que rápidamente predominen profundidades cercanas a la profundidad crítica en esta sección. Cuando esto ocurre se forma una curva de remanso tipo M2. Esta curva tiene la característica de alcanzar la velocidad normal en un tramo de canal corto. Luego de esta condición los niveles del agua no varían significativamente, sin importar que tan grande sea la sección transversal. En otras palabras, los canales almacenan el agua pero esta se mueve muy lentamente. Ni las alcantarillas, ni el canal tienen capacidad para los flujos de diseño. El agua desborda sobre la carretera para flujos cercanos a los 6.0 mcs.

La condición mejorada consiste en el reemplazo del canal existente por un canal trapezoidal revestido en concreto con las siguientes dimensiones:

Ancho de fondo: 10 m

Pendiente lateral H:V = 1:0.5

Limita al este con muro de Elite Valley y del lado oeste un relleno hasta la elevación 2.85 m.

El recubrimiento de hormigón debe extenderse a 5 metros a ambos lados del tope del canal.

El canal se emparejará para que tenga una pendiente de fondo de 0.00011

El nivel de la invertida aguas arriba, donde se inicia dirección hacia el norte: 0.42 m

Las figuras 20 y 21 muestran perfiles longitudinal y secciones típicas para la condición existente y la condición con Elite Valley y el canal. La Tabla 11 muestra los resultados obtenidos para antes de construir Elite Valley y después de Elite Valley con mejoras y sin mejoras. Las mejoras propuestas producirán niveles de agua menores que los obtenidos actualmente. La reducción mínima que se obtiene es de los 5 cm. Esta condición cumple y excede los requerimientos del Reglamento No. 3 de la JPPR para Zona II. Si se amplía el paso por la alcantarilla de la carretera PR-64 y se limpia el canal hacia el Caño Boquilla, el modelo de HEC-RAS demuestra que las condiciones de drenaje de la zona mejorarán significativamente. Se estima que el canal mejorado tendría entonces una capacidad de aproximadamente 20 mcs.

**TABLA 11. RESULTADOS DE MODELO PARA CANAL HACIA EL NORTE ENTRE
WESTERN PLAZA Y LA CARRETERA PR-64**

| Estación | Condición | Caudal | Elev. Min Canal | Elev. Sup. Agua | Vel. Prom. Canal | No.de Froude |
|----------|--------------|---------|--------------------|--------------------|---------------------|-----------------|
| | | (mcs) | (m) | (m) | (m/s) | |
| 7 | Existe, 100 | 62.65 | 1.22 | 4.29 | 0.47 | 0.12 |
| 7 | Sin Mejoras1 | 125.4 | 1.22 | 4.34 | 0.9 | 0.23 |
| 7 | Mejor, 100 | 125.4 | 0.42 | 4.29 | 1.34 | 0.29 |
| | | | | | | |
| 6.5 | Existe, 100 | 62.65 | 0.76 | 4.29 | 0.18 | 0.03 |
| 6.5 | Sin Mejoras1 | 125.4 | 0.76 | 4.33 | 0.46 | 0.09 |
| 6.5 | Mejor, 100 | 125.4 | 0.41 | 4.31 | 0.78 | 0.15 |
| | | | | | | |
| 6 | Existe, 100 | 62.65 | 1.34 | 4.29 | 0.22 | 0.05 |
| 6 | Sin Mejoras1 | 125.4 | 1.34 | 4.33 | 0.56 | 0.12 |
| 6 | Mejor, 100 | 125.4 | 0.41 | 4.3 | 0.95 | 0.19 |
| | | | | | | |
| 5.8 | Existe, 100 | 62.65 | 1.27 | 4.29 | 0.21 | 0.04 |
| 5.8 | Sin Mejoras1 | 125.4 | 1.27 | 4.33 | 0.55 | 0.11 |
| 5.8 | Mejor, 100 | 125.4 | 0.4 | 4.3 | 0.93 | 0.18 |
| | | | | | | |
| 5.6 | Existe, 100 | 62.65 | 0.43 | 4.29 | 0.16 | 0.03 |
| 5.6 | Sin Mejoras1 | 125.4 | 0.43 | 4.33 | 0.42 | 0.07 |
| 5.6 | Mejor, 100 | 125.4 | 0.4 | 4.31 | 0.7 | 0.13 |
| | | | | | | |
| 5 | Existe, 100 | 126.77 | 0.6 | 4.27 | 0.71 | 0.15 |
| 5 | Sin Mejoras1 | 126.77 | 0.6 | 4.3 | 0.94 | 0.19 |
| 5 | Mejor, 100 | 126.77 | 0.39 | 4.23 | 1.48 | 0.31 |
| | | | | | | |
| 4.5 | Existe, 100 | 126.77 | 1.05 | 4.24 | 1.03 | 0.23 |
| 4.5 | Sin Mejoras1 | 126.77 | 1.05 | 4.23 | 1.43 | 0.33 |
| 4.5 | Mejor, 100 | 126.77 | 0.39 | 4.1 | 2.06 | 0.46 |
| | | | | | | |
| 4 | Existe, 100 | 126.77 | 0.7 | 4.21 | 0.8 | 0.18 |
| 4 | Sin Mejoras1 | 126.77 | 0.7 | 4.21 | 0.85 | 0.2 |
| 4 | Mejor, 100 | 126.77 | 0.38 | 4.17 | 1.26 | 0.27 |
| | | | | | | |
| 3 | | Atarjea | | | | |
| | | | | | | |
| 2 | Existe, 100 | 126.77 | 0.12 | 4.19 | 1.15 | 0.24 |
| 2 | Sin Mejoras1 | 126.77 | 0.12 | 4.19 | 1.15 | 0.24 |
| 2 | Mejor, 100 | 126.77 | 0.12 | 4.19 | 1.15 | 0.24 |
| Estación | Condición | Caudal | Elev. Min | Elev. Sup. | Vel. Prom. | No.de |

| | | | Canal | Agua | Canal | Froude |
|------|--------------|--------|-------|------|-------|--------|
| 1.8 | Existe, 100 | 126.77 | 0.34 | 4.15 | 1.5 | 0.33 |
| 1.8 | Sin Mejoras1 | 126.77 | 0.34 | 4.15 | 1.5 | 0.33 |
| 1.8 | Mejor, 100 | 126.77 | 0.34 | 4.15 | 1.5 | 0.33 |
| | | | | | | |
| 1 | Existe, 100 | 126.77 | 0.88 | 3.93 | 2.01 | 0.49 |
| 1 | Sin Mejoras1 | 126.77 | 0.88 | 3.93 | 2.01 | 0.49 |
| 1 | Mejor, 100 | 126.77 | 0.88 | 3.93 | 2.01 | 0.49 |
| | | | | | | |
| 0.5 | Existe, 100 | 126.77 | 0.28 | 3.87 | 1.12 | 0.24 |
| 0.5 | Sin Mejoras1 | 126.77 | 0.28 | 3.87 | 1.12 | 0.24 |
| 0.5 | Mejor, 100 | 126.77 | 0.28 | 3.87 | 1.12 | 0.24 |
| | | | | | | |
| 0.01 | Existe, 100 | 126.77 | 0.61 | 3.75 | 1.97 | 0.44 |
| 0.01 | Sin Mejoras1 | 126.77 | 0.61 | 3.75 | 1.97 | 0.44 |
| 0.01 | Mejor, 100 | 126.77 | 0.61 | 3.75 | 1.97 | 0.44 |
| | | | | | | |
| 0 | Existe, 100 | 126.77 | 0.37* | 3.21 | 2.91 | 0.71 |
| 0 | Sin Mejoras1 | 126.77 | 0.37* | 3.21 | 2.91 | 0.71 |
| 0 | Mejor, 100 | 126.77 | 0.37* | 3.21 | 2.91 | 0.71 |

* Profundidad Crítica

4. Análisis de Acarreo Hidráulico

Al llevar a cabo los cálculos descritos en la metodología de la Sección VII-C se obtiene un valor de acarreo hidráulico de **241,549** pies cúbicos por segundo. Con la construcción del centro comercial, las entradas de acceso serán los canales principales por donde pasará el agua durante la inundación. Se procedió a estimar cuanto debe ser la longitud de aperturas o entradas de acceso y el nivel de las calles para que se consiga una profundidad del flujo que permita mantener el acarreo hidráulico igual o mayor que el que tiene actualmente. Los resultados de este análisis indican que, para satisfacer de manera adecuada las condiciones de acarreo hidráulico, se necesitan entradas de agua que sumen 426 pies (130 m). Con esto se obtendrá una profundidad de agua de 2.75 pies (0.84 m), lo cual obliga a colocar el nivel de las calles a una elevación aproximada de 12.33 pies (3.76 m). De esta manera se obtiene un acarreo

hidráulico de **242,949** pies cúbicos lo cual compensa y aumenta en comparación con lo que se tiene actualmente. Los cálculos detallados se presentan en la Tabla A.1 1 en el Apéndice A.

El estudio de Quiñones, Diez , Silva y Asociados (1989) estimó el flujo pico que escurre hacia la comunidad El Maní, según los niveles del plano de inundaciones de la Junta de Planificación de Puerto Rico, por un método similar al usado aquí. El resultado fue 22,625 pcs. El presente estudio estima un flujo pasando por la zona de Elite Valley de 34,163 pcs. Aun cuando ambos valores no son directamente comparables, esto es indicativo de que el valor obtenido en este estudio está dentro de lo esperado para la zona.

VIII CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Las conclusiones de este estudio son las siguientes:

1. El exceso de esorrentía pluvial ocasionado por la construcción del Centro Comercial Elite Valley puede evacuarse satisfactoriamente sin aumentar los flujos máximos que descargan bajo las condiciones existentes actualmente si se implantan las medidas de diseño propuestas en este estudio. Las medidas recomendadas, mostradas en la Figura 10, incluyen:
 - a. Reemplazar y realinear el canal que desagüa la intersección de la carretera PR-2 y PR-64 por una atarjea con capacidad para llevar el flujo histórico de 100 años.
 - b. Reemplazar y realinear el cauce de la Quebrada Boquilla en el área del proyecto por una prolongación de la atarjea existente al este del predio y un canal en los últimos 78 metros antes de llegar el extremo oeste del predio. La nueva atarjea debe ser de 8 metros de ancho y 122 metros de longitud para tener capacidad para el flujo de diseño. El canal tendrá el mismo ancho y será revestido en hormigón.
 - c. Mejorar las condiciones en el lado sur del predio mediante aumento de la capacidad hidráulica con estabilización de un corredor con suelo-cemento de 15 metros de ancho. Deberá ejercerse un estricto control de calidad durante la construcción de esta franja para que sea duradera y no sea afectada por la vegetación.

- d. Reemplazar el canal en dirección sur a norte, que colinda con el lado oeste del predio, por un canal trapezoidal de 10 metros de ancho y pendiente lateral de 1:1, revestido en hormigón (Figura10).
2. Los flujos máximos que descargan en los predios con la construcción de Elite Valley no excederán los existentes, aún cuando no se haga ninguna charca de detención. Sin embargo, se propone la construcción de una charca para retener las aguas pluviales del nuevo centro comercial. El propósito de esta charca es control de la calidad de las aguas pluviales mediante la instalación de un mecanismo de remoción de basuras y grasas. De esta forma se contribuye a proteger el Caño Boquilla.
3. El canal que transporta la aguas hacia el norte, ubicado en el lado oeste del terreno no tiene capacidad para transportar los flujos para los periodo de retorno requeridos en este diseño. Luego de las mejoras propuestas estos canales se desbordarán, al igual que lo hacen actualmente, produciendo agua sobre la superficie que tenderá a salir por la Punta Algarrobo. Sin embargo, con las mejoras propuestas, los niveles obtenidos cumplen con el Reglamento No. 3 de la JPPR. Si se mejora el paso del agua por la alcantarilla ubicada en la carretera PR-64 y se limpia el canal aguas abajo del proyecto, el nuevo canal permitirá evacuar descargas mucho mayores y se mejorará significativamente el drenaje de la zona.
4. El análisis de acarreo hidráulico revela que, para mantener el acarreo igual o mayor que el actual es necesario proveer por lo menos 426 pies (130 metros) de aperturas que permitan el paso del agua por los estacionamientos. De esta manera no se agrava la

situación de inundación en los alrededores del proyecto. El nivel de las calles y el estacionamiento no debe ser mayor de 12.33 pies (3.76 m).

5. Todos los edificios y estructuras importantes en caso de inundación deben tener su nivel de piso sobre el nivel de la inundación base reglamentaria. Este nivel, según el mapa de zonas susceptibles a inundaciones para la localización del proyecto es de 4.5 metros.
6. Se recomienda proveer una transición gradual y disipadores de energía para evitar velocidades que puedan provocar socavación en las uniones de los canales y otras estructuras adyacentes.
7. Se recomienda la limpieza frecuente de la Quebrada Boquilla hasta su descarga en el Caño Boquilla. Este cauce ha sufrido los efectos de sedimentación excesiva y alto crecimiento de vegetación al norte de la carretera PR-64. Así mismo se debe proveer la limpieza frecuente de los nuevos canales para no disminuir su capacidad.
8. Se recomienda un sistema de recolección de grasas y basuras para prevenir exceso de contaminación dentro del tanque de almacenamiento. Esto se puede lograr colocando filtros en las entradas al tanque o en los tragantes de las calles.

VIII. LIMITACIONES DEL ESTUDIO

Todas las recomendaciones especificadas en este informe deben seguirse para asegurar el funcionamiento adecuado de las estructuras propuestas.

Los resultados se basan en condiciones de flujo con superficie libre a través de las estructuras hidráulicas. Se debe dar mantenimiento apropiado y frecuente para garantizar que estas condiciones se cumplen.

Una obstrucción severa en los cauces y atarjeas puede invalidar los resultados y las recomendaciones incluidas en este informe.

Los resultados y recomendaciones dados en este estudio deben usarse única y exclusivamente por ingenieros familiarizados con el diseño y construcción de las estructuras propuestas y para los propósitos indicados.

IX. CERTIFICACIÓN

Certifico que este estudio hidrológico-hidráulico se ha realizado utilizando las mejores prácticas de ingeniería disponibles al presente y que los datos utilizados, según mi entender, son los más correctos disponibles en este momento. Los perfiles longitudinales y las secciones transversales utilizadas para el modelo hidráulico de HEC-RAS fueron obtenidas por el Agrimensor Licenciado Ernesto Arroyo Mora, quien fue contratado por Investment GP & SR Inc.

ING. WALTER F. SILVA ARAYA, PH.D., P.E.

LIC # 10031

IX BIBLIOGRAFÍA

1. McCuen, R. H., 1998. *'Hydrologic Analysis and Design'*, 2nd Ed., Prentice Hall, NJ.
2. U.S. Department of Agriculture, 1982. *'Soil Survey of Mayaguez Area of Puerto Rico'*, Soil Conservation Service, Washington, DC.
3. U.S. Department of Commerce, 1961. *'Generalized Estimates of Probable Maximum Precipitation and Rainfall-Frequency Data for Puerto Rico and Virgin Islands'*, Technical Paper No. 42, Weather Bureau, Washington, DC.
4. U.S. Department of the Interior, 1969. *'Mayaguez Quadrangle'*, photorevised 1982.
5. Junta de Planificación de Puerto Rico, *Normas de Diseño para Sistemas de Alcantarillado Pluvial*, Junio 1975.
6. Junta de Planificación de Puerto Rico, *Reglamento de Zonas Susceptibles a Inundaciones, No. 13*, Febrero 1992.
7. Planos del Proyecto: Highway PR-2 Improvements, From Alturas de Mayaguez to Mayaguez Terrace Section, Municipality of Mayaguez, Proyecto Code 200021, 1990.
8. Johnson, K. and Quiñones-Aponte, Flood of September 16, 1975 in the Añasco Area, Puerto Rico.
9. Fotografías aéreas de las cuencas de El Maní de 1997. Oficina de Fotogrametría, Departamento de Transportación y Obras Públicas de Puerto Rico.

10. Federal Emergency Management Agency, *Flood Insurance Study for Rio Grande de Añasco, Puerto Rico*, May 1982.
11. Federal Emergency Management Agency, *Certification Requirements for Simple Floodway Encroachment*, Not dated.

FIGURAS

APENDICES

APENDICE A

TABLAS DE CALCULOS ESPECIFICOS

APENDICE B

FOTOS DE CANALES

APENDICE C

TABLAS DE RESULTADOS DE HEC-HMS

APENDICE D

RESULTADOS DE HEC-RAS PARA ATARJEA NORTE (PROLONGACION DE ALCANTARI LLA)

APENDICE E

CALCULOS PARA ATARJEA DE QUEBRADA BOQUILLA Y PR-2

APENDICE F

**RESULTADOS DE HEC-RAS PARA
ATARJEA DE QUEBRADA BOQUILLA**

APENDICE G

**RESULTADOS DE HEC-RAS PARA CANAL
HACIA EL NORTE**

APENDICE H

**RESULTADOS DE HEC-RAS PARA CANAL
DE WESTERN PLAZA Y QUEBRADA
BOQUILLA JUNTOS**

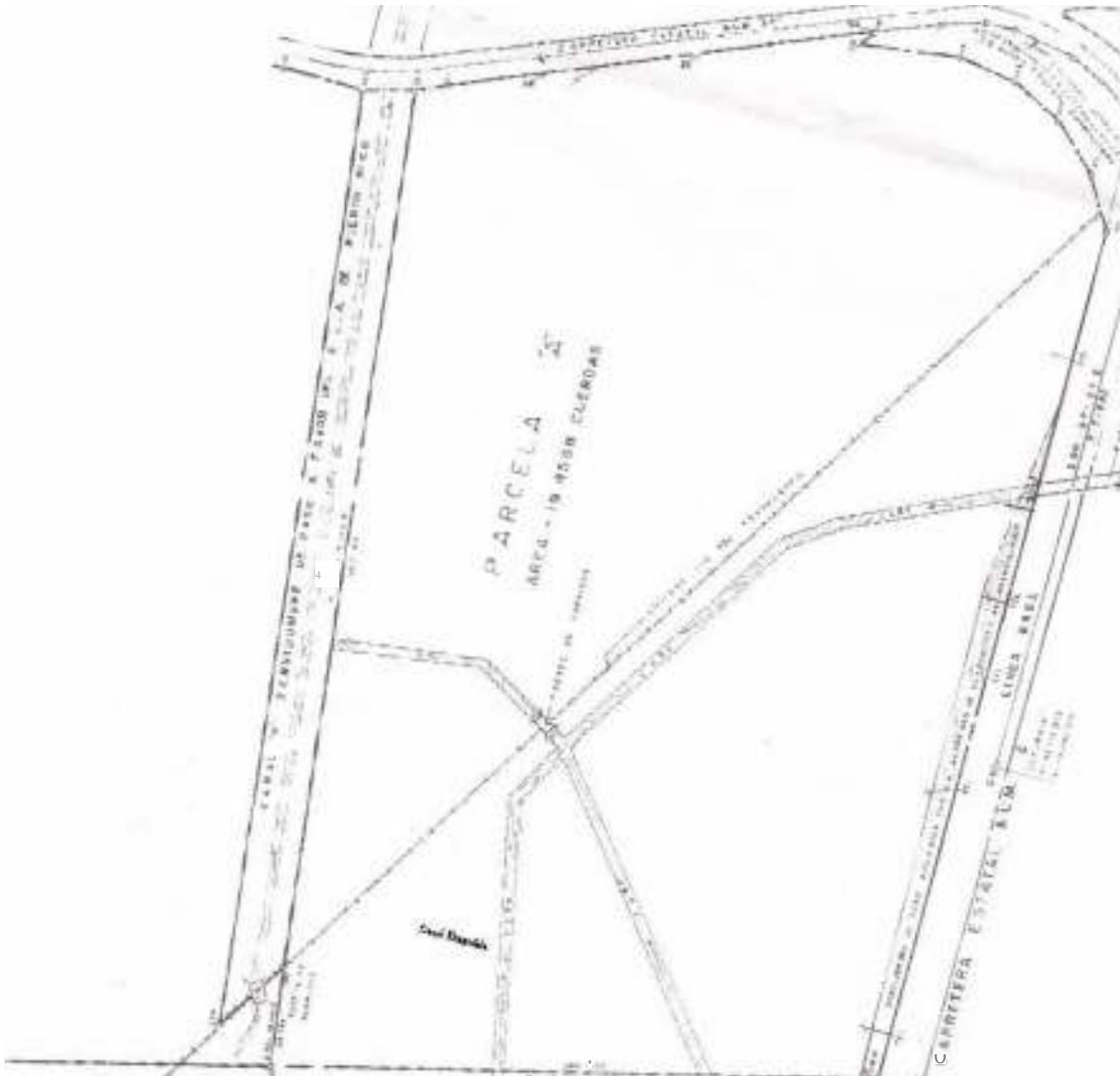
APENDICE I

RESULTADOS DE HEC-RAS PARA CANAL HACIA EL NORTE



Figura 1. Mapa de localización del Predio del Proyecto
Cuadrángulos: Mayagüez y Rincón.

1/4



AMId Et, aE APei.i.A.N3

Figura 2. Plano cle^{Men}sur



Figura 3. Sistema de Quebradas



Figura 4.a Vista de los terrenos del proyecto hacia el Suroeste



Figura 4.b Vista de los terrenos del proyecto hacia el norte



Figura 5. Mapa de Inundación del Río Añasco de Setiembre de 1975



Figura 6. Delineación de Cuencas





Figura 9. Mapa de Inundación base según la JPPR

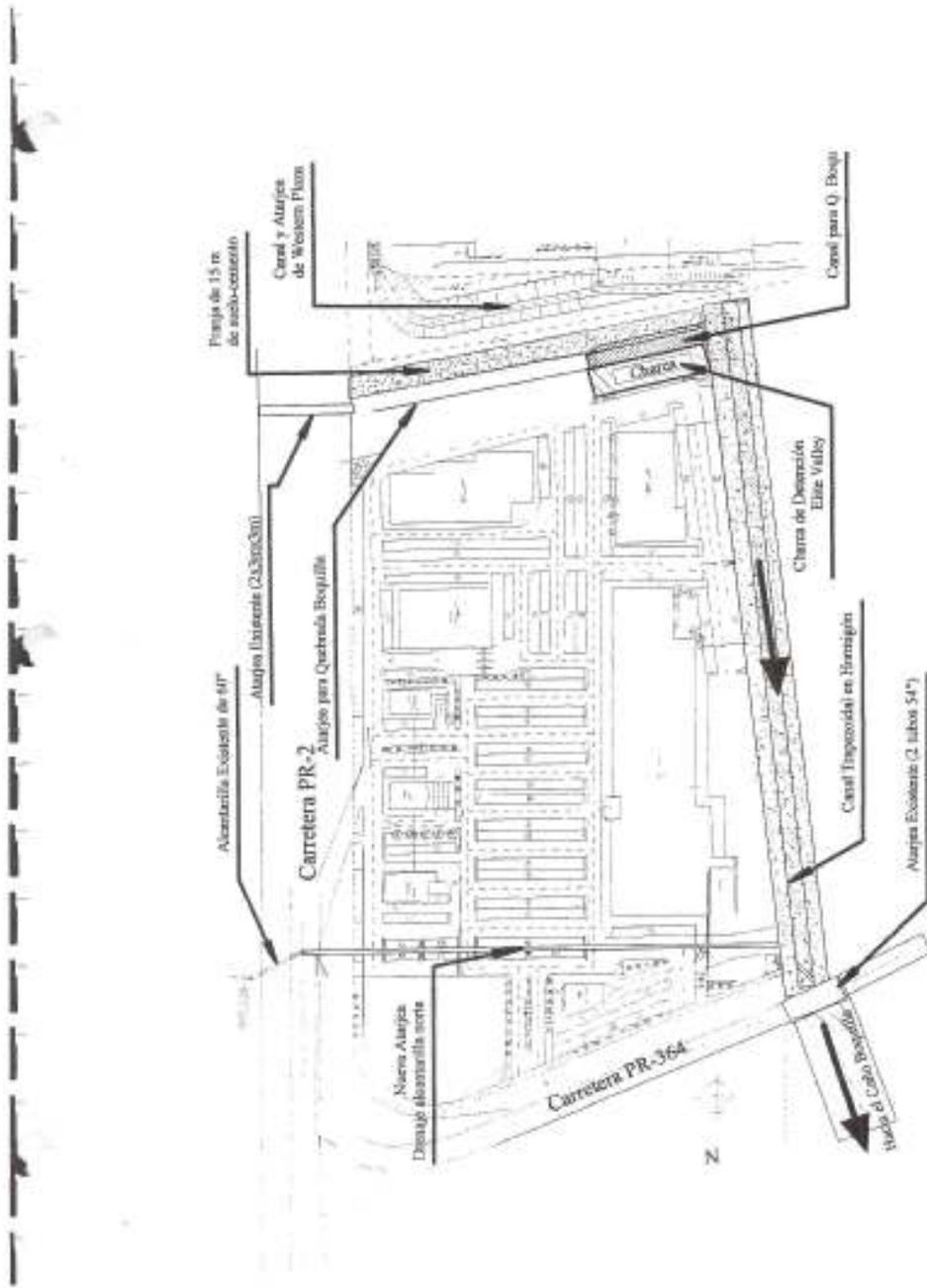


Figura 10 Medidas de diseño propuestas para desagüe pluvial de Elites Valley

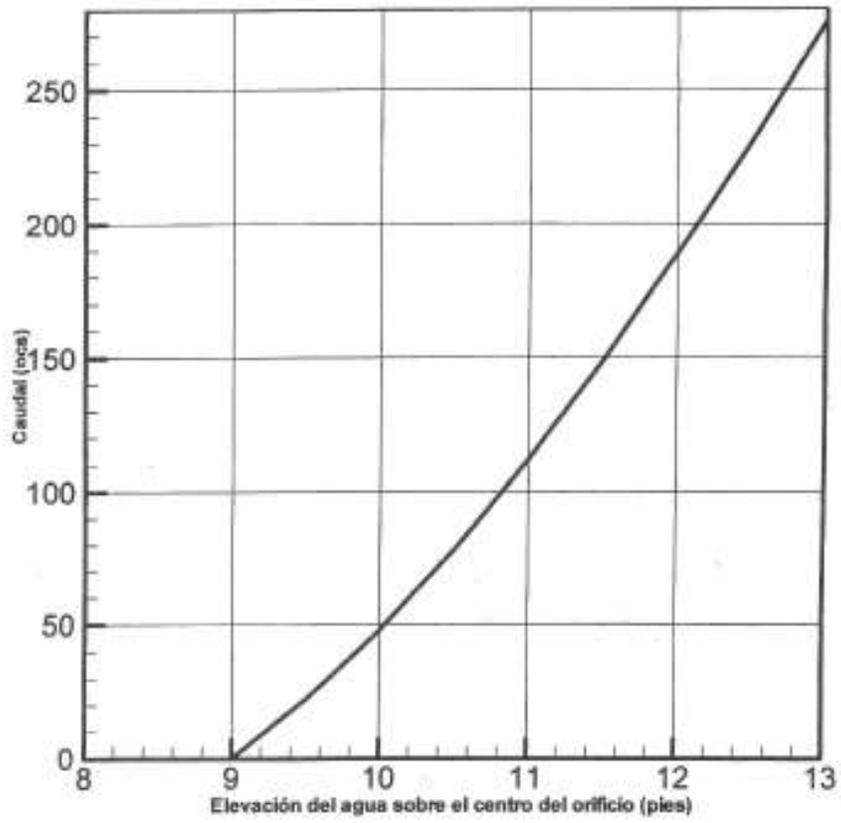


Figura 11. Curva de Descarga para Orificio y Vertedor

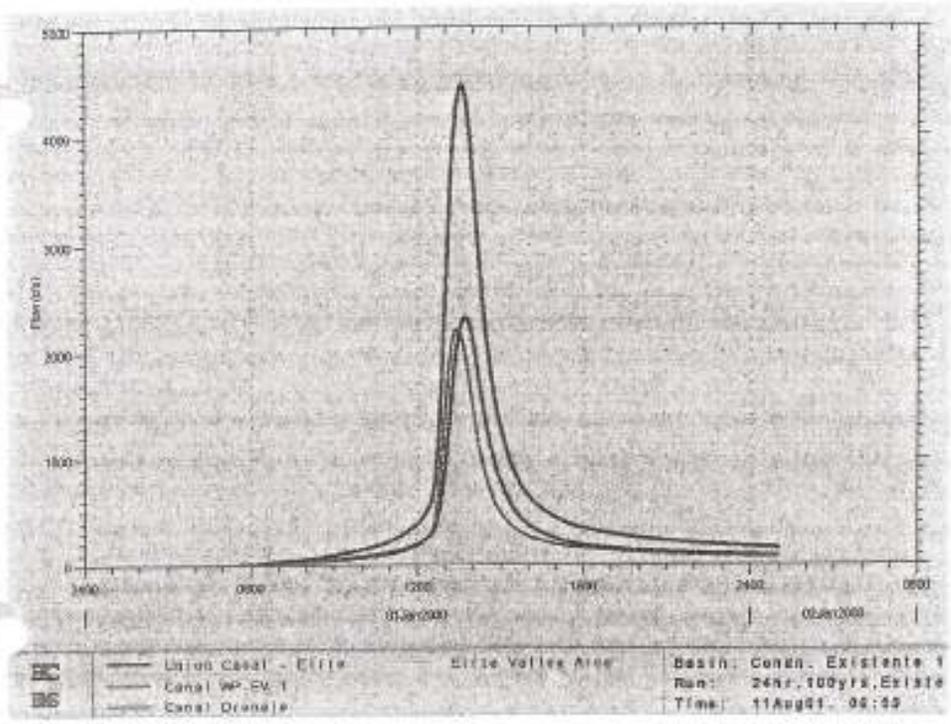


Figura 12. Hidrogramas para evento de 100 años y 24 horas: Condición Existente

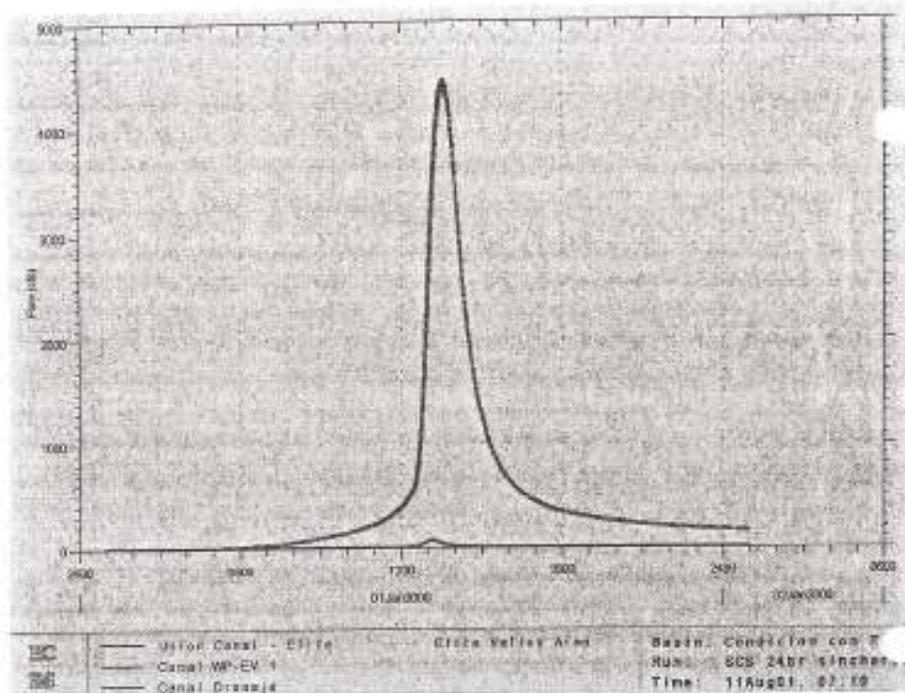


Figura 13. Hidrogramas para evento de 100 años y 24 horas: Condición sin Charca

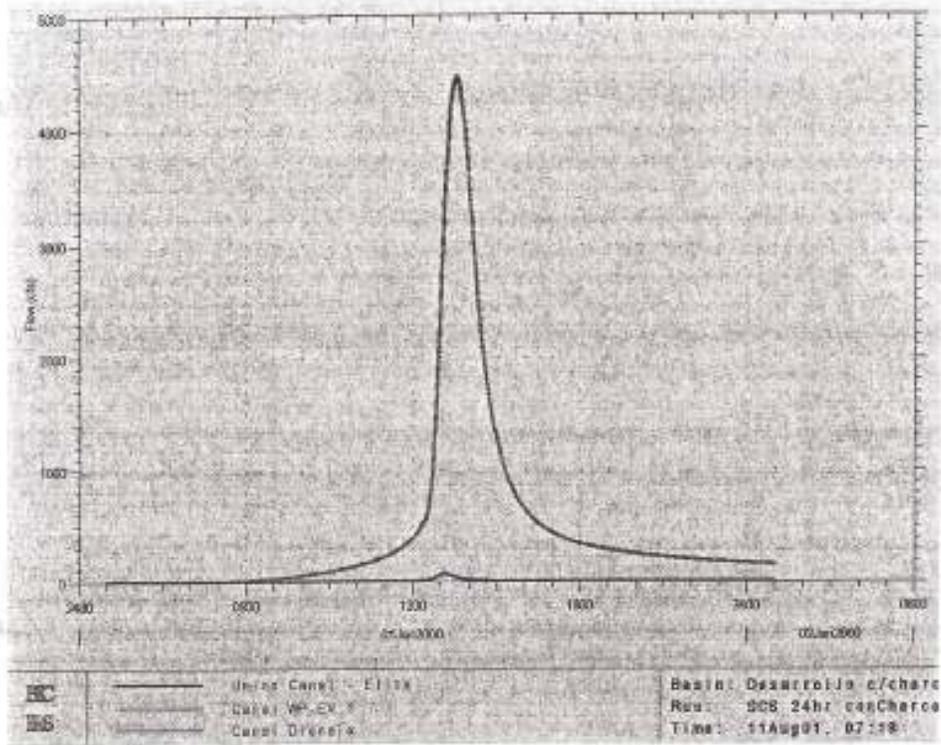


Figura 14. Hidrogramas para evento de 100 años y 24 horas: Condición con Chart

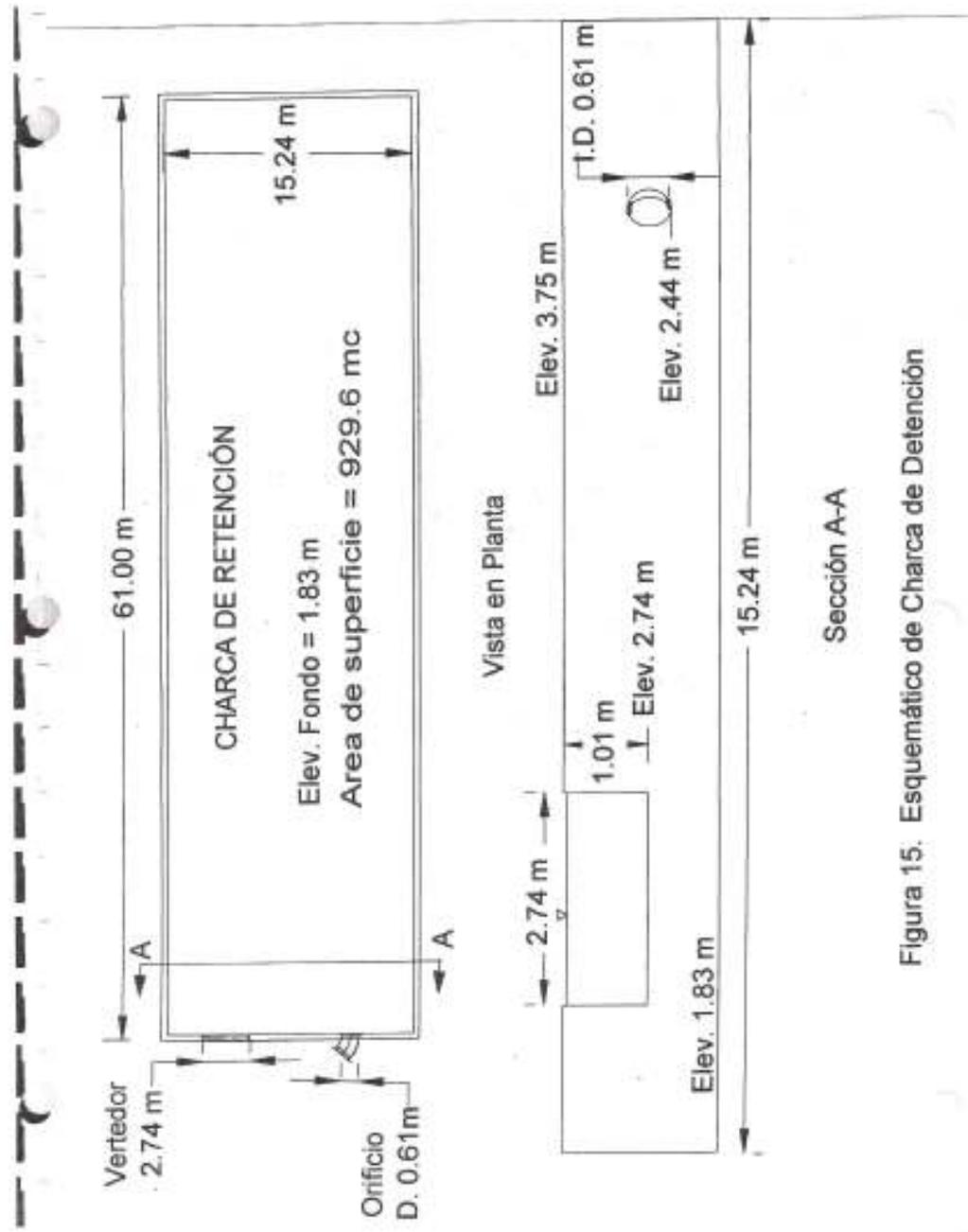


Figura 15. Esquemático de Charca de Detención

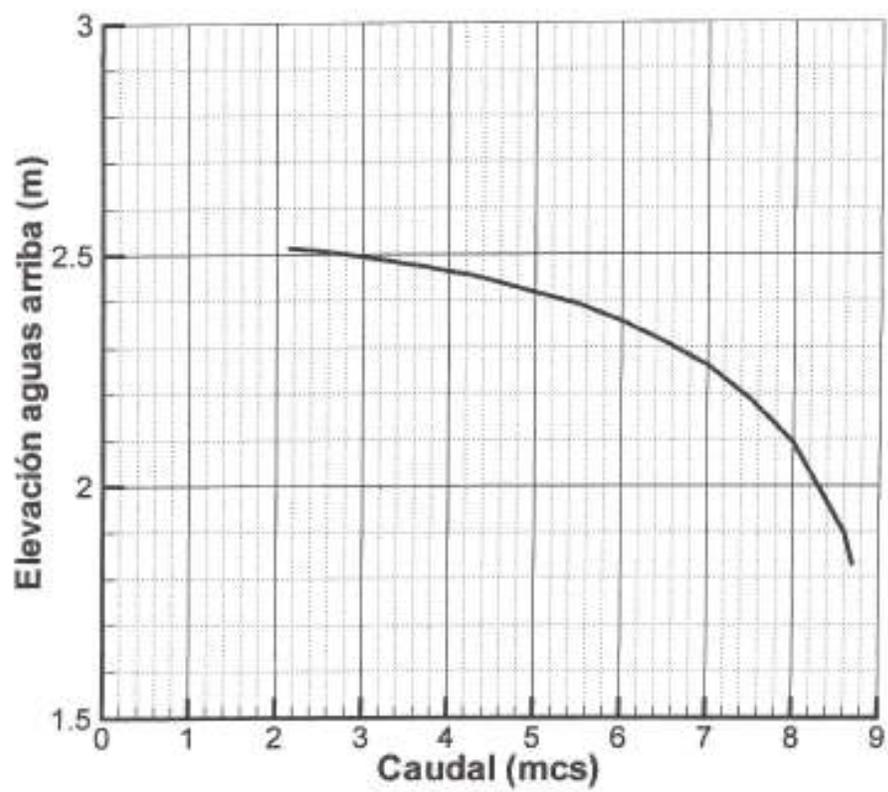
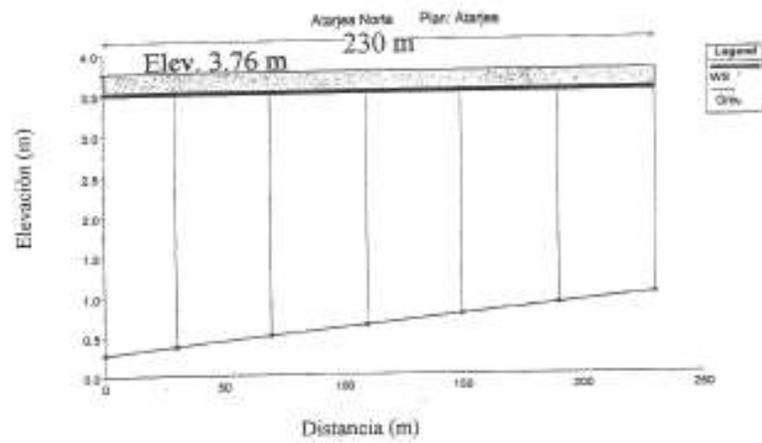
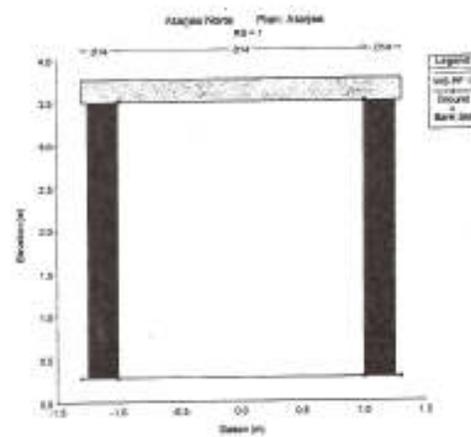


Figura 16. Curva de Descarga para Atarjea de la Intersección

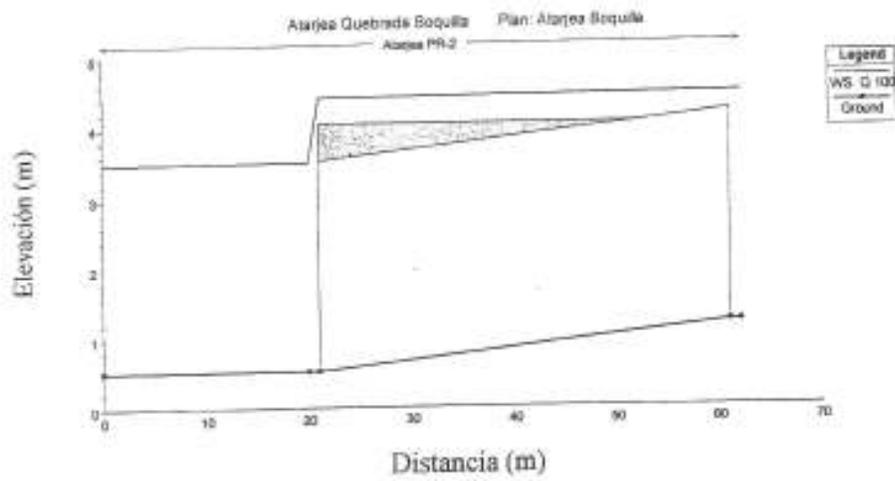


Perfil longitudinal

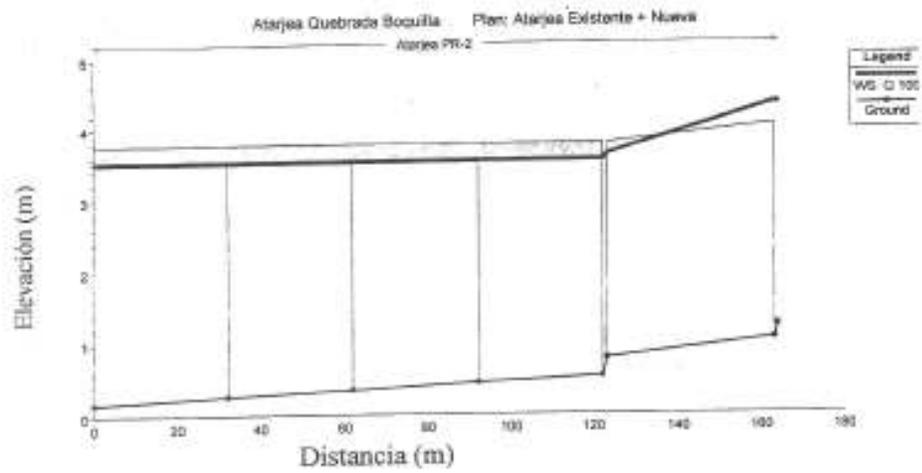


Sección Transversal Típica

Figura 17. Atarjea para extensión de alcantarilla de intersección



Perfil longitudinal condición existente



Perfil longitudinal condición con atarjea extendida

Figura 18. Esquemático de atarjea para Quebrada Boquilla

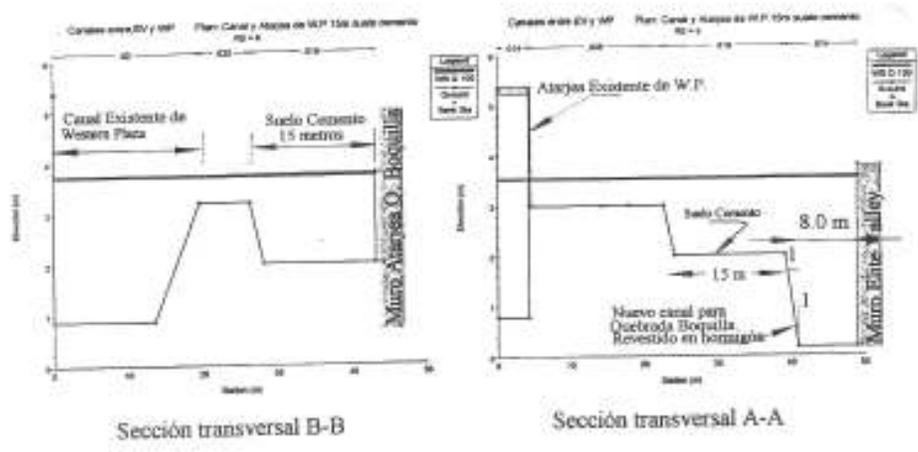
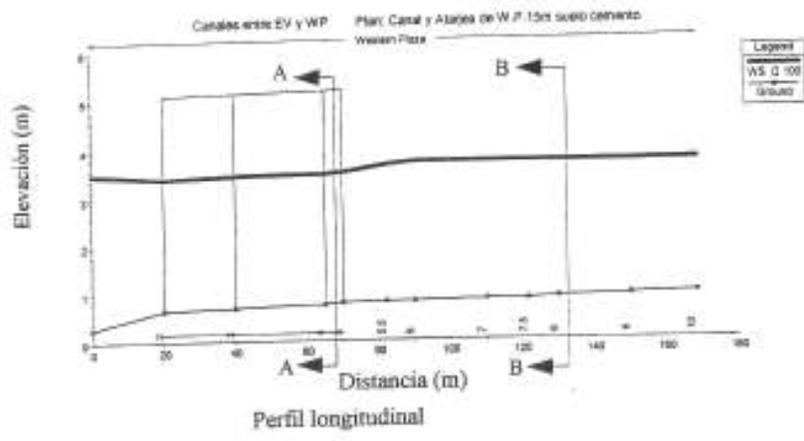
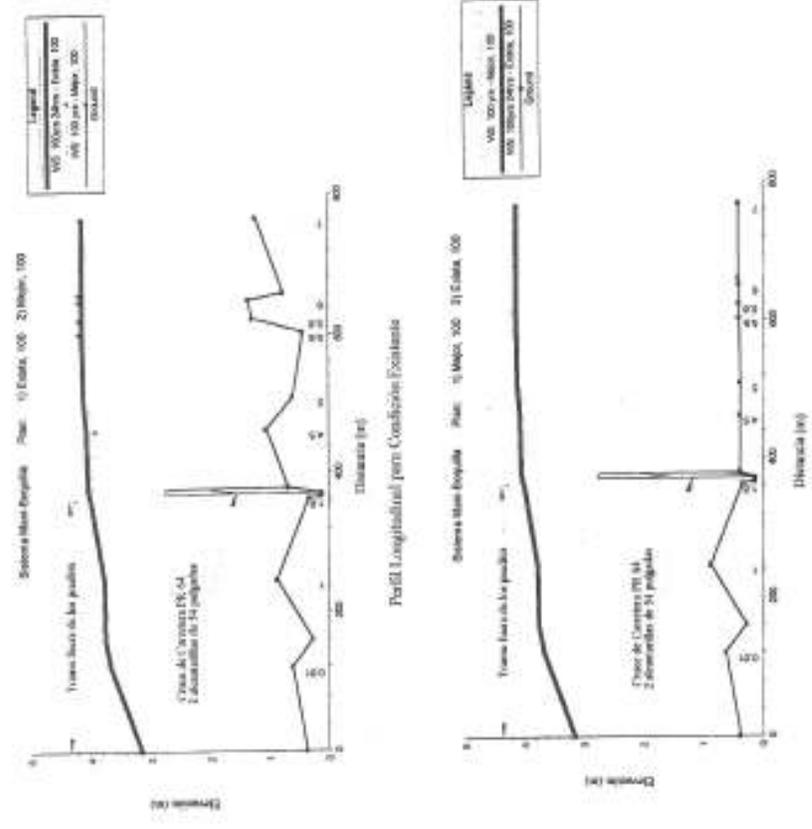


Figura 19. Esquemático de canales y atarjeas hacia el oeste



Perfil Longitudinal para Condición Mejorada

Figura 20. Perfiles longitudinales de canal hacia el norte

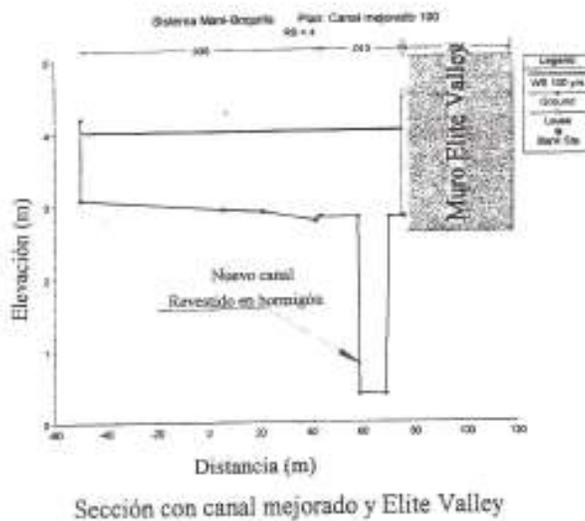
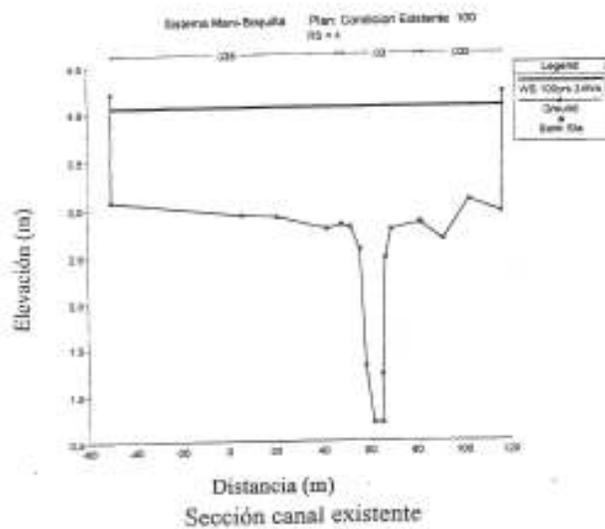


Figura 21. Secciones transversales con y sin mejoras para canal hacia el norte

APENDICES

APENDICE A

TABLAS DE CALCULOS ESPECIFICOS

Tabla A.5 ANALISIS DE NUMERO DE CURVA PARA TERRENO DEL PROYECTO (CONDICION ACTUAL)

Evento de Lluvia = 100 años, 24 hrs
 Precipitación Total = 11 pulg.
 (INCLUIV TERRENO ADJACDO PARA CHARRA DE L. DE CIUDAD)

| Descripción | Area (m ²) | Uso de la tierra | % de Imp | Suele | Grupo | Herr | CR-UP | CU | Area | CR-AREA | %m. Area | S | Ck | Q (m ³) | FracQ |
|-------------------|------------------------|------------------|----------|-------------|-------|------|-------|----|--------------|----------|----------|------|-----|---------------------|-------|
| Terreno Escarpado | 18,362.00 | Arbolado | 100 | 1/4, 3/4, C | 0 | 0 | 0 | 0 | 18,362 | 13.24 | 8.88 | 0.25 | 281 | 11.78 | 0.15 |
| Car. Bld. y vías | 21,228.00 | Parque Area (P) | 0 | 1/4, 3/4, C | 0 | 0 | 0 | 0 | 8.15 | 18.74 | 2.20 | 3.58 | 281 | 31.0 | 4.28 |
| PA | 20,228.00 | Arbolado | 0 | 1/4, 3/4, C | 0 | 0 | 0 | 0 | 8.25 | 18.93 | 2.20 | 3.58 | 281 | 31.0 | 4.28 |
| 100% | 78,788.00 | | | | | | | | 19,447 | 1,291.58 | 8.08 | 2.9 | 281 | Runoff | 8.70 |
| | | | | | | | | | Area Total = | 9,0384 | | | | | |

RESULTADOS
 CN= 81.78
 ESCORRENTIA = 8.70 pulg.

ANALISIS DE NUMERO DE CURVA PARA ELITE VALLEY (CONDICION CON DESARROLLO)

Evento de Lluvia = 100 años, 24 hrs
 Precipitación Total = 11 pulg.

| Descripción | Area (m ²) | Uso de la tierra | % de Imp | Suele | Grupo | Herr | CR-UP | CU | Area | CR-AREA | %m. Area | S | Ck | Q (m ³) | FracQ |
|-------------------|------------------------|------------------|----------|-------------|-------|------|-------|----|--------------|-----------|----------|------|-----|---------------------|-------|
| Terreno Escarpado | 18,362.00 | Arbolado | 100 | 1/4, 3/4, C | 0 | 0 | 0 | 0 | 18,362 | 13.24 | 8.88 | 0.25 | 281 | 11.78 | 0.15 |
| Car. Bld. y vías | 14,715.00 | Parque Area (P) | 0 | 1/4, 3/4, C | 0 | 0 | 0 | 0 | 9.30 | 180.90 | 3.20 | 2.42 | 281 | 31.0 | 4.28 |
| PA | 4,011.00 | Arbolado | 0 | 1/4, 3/4, C | 0 | 0 | 0 | 0 | 1.06 | 37.72 | 1.60 | 2.42 | 281 | 31.0 | 4.28 |
| 100% | 78,788.00 | | | | | | | | 19,447 | 1,888.851 | 140.878 | | | Runoff | 10.84 |
| | | | | | | | | | Area Total = | 9,3384 | | | | | |

RESULTADOS
 CN= 87.02
 ESCORRENTIA = 10.84 pulg.

TABLA A.6 ANALISIS DE NUMERO DE CURVA
CUENCA DE DRENAJE DE INTERSECCION

Evento de Lluvia = 100 años, 24 hrs

Precipitación Total = 11 (mm)

| Descripción | Área (m ²) | Uso de la tierra | % de área | Suelo | Grupo IESH | CiP | CN(10P) | CN | Área (Acres) | Ck-Área | Sum. Área | S | Ck | Q (l/s) | FrecQ |
|-----------------|------------------------|---------------------|-----------|-------|------------|-----|---------|----|--------------|----------|-----------|-------|-----|---------|-------|
| Montaña P.R. EE | 86,000.00 | | | | | 0 | 86 | 86 | 1.00 | 102.91 | 102.90 | 0.52 | 378 | 10.78 | 1.00 |
| 10% | 1,000.00 | Urbaniz. | 1.16 | U-1 | 0 | 86 | 86 | 86 | 1.36 | 117.82 | 118.82 | 1.16 | 388 | 11.2 | 0.91 |
| 10% | 1,000.00 | Urbaniz. | 1.16 | U-1 | 0 | 86 | 86 | 86 | 1.36 | 117.82 | 118.82 | 1.16 | 388 | 11.2 | 0.91 |
| 40% | 24,400.00 | Pradera Area (2000) | 28.14 | S-1 | 0 | 80 | 80 | 80 | 5.00 | 487.88 | 502.28 | 2.80 | 448 | 13.08 | 2.34 |
| 30% | 20,100.00 | Arbores | 23.37 | S-1 | 0 | 77 | 77 | 77 | 4.00 | 261.08 | 261.08 | 2.00 | 198 | 5.98 | 1.14 |
| | 86,000.00 | | | | | | | | 13.338 | 1,123.88 | 1,123.88 | 10.00 | 198 | 5.98 | 1.14 |
| | | | | | | | | | Area Total = | 0.8218 | | | | | |

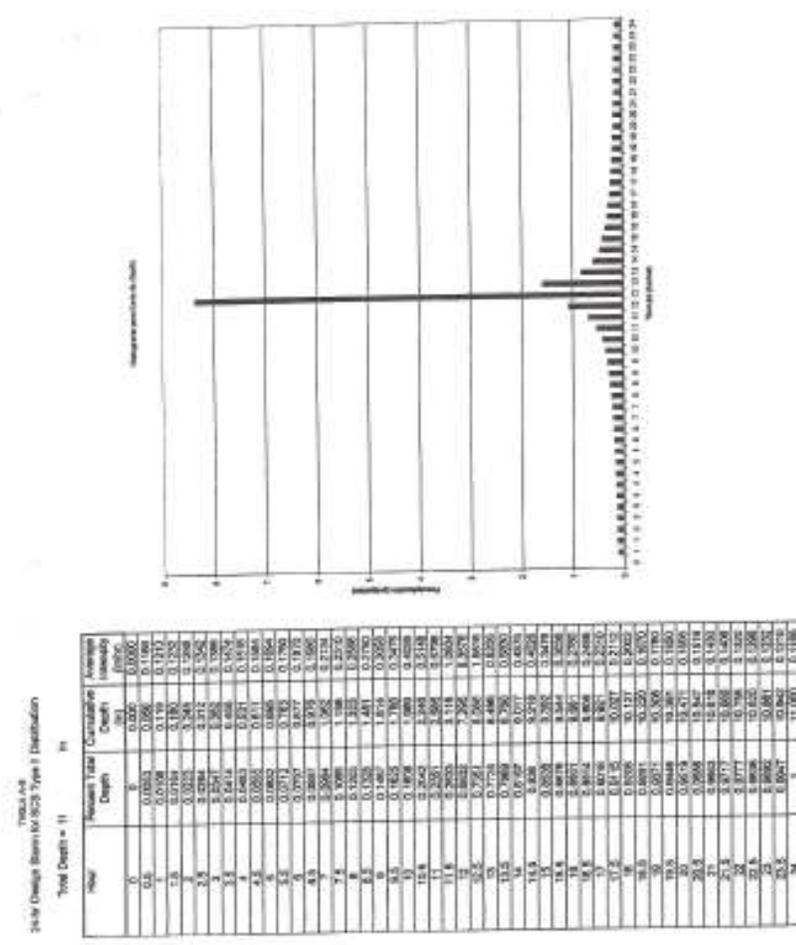
RESULTADOS

CN= 81.22

ESCORRENTIA = 8.63 pulg.



TABLE A-1
 24 in. (24) RC23 Type I Distribution
 Total Depth = 11 ft



| Row | Mean Total Depth | Standard Deviation | Number | Average Frequency |
|------|------------------|--------------------|--------|-------------------|
| 0 | 0.000 | 0.000 | 0 | 0.000 |
| 0.5 | 0.005 | 0.006 | 0 | 0.000 |
| 1 | 0.010 | 0.010 | 1 | 0.042 |
| 1.5 | 0.015 | 0.015 | 1 | 0.042 |
| 2 | 0.020 | 0.020 | 2 | 0.083 |
| 2.5 | 0.025 | 0.025 | 2 | 0.083 |
| 3 | 0.030 | 0.030 | 3 | 0.125 |
| 3.5 | 0.035 | 0.035 | 3 | 0.125 |
| 4 | 0.040 | 0.040 | 4 | 0.167 |
| 4.5 | 0.045 | 0.045 | 4 | 0.167 |
| 5 | 0.050 | 0.050 | 5 | 0.208 |
| 5.5 | 0.055 | 0.055 | 5 | 0.208 |
| 6 | 0.060 | 0.060 | 6 | 0.250 |
| 6.5 | 0.065 | 0.065 | 6 | 0.250 |
| 7 | 0.070 | 0.070 | 7 | 0.292 |
| 7.5 | 0.075 | 0.075 | 7 | 0.292 |
| 8 | 0.080 | 0.080 | 8 | 0.333 |
| 8.5 | 0.085 | 0.085 | 8 | 0.333 |
| 9 | 0.090 | 0.090 | 9 | 0.375 |
| 9.5 | 0.095 | 0.095 | 9 | 0.375 |
| 10 | 0.100 | 0.100 | 10 | 0.417 |
| 10.5 | 0.105 | 0.105 | 10 | 0.417 |
| 11 | 0.110 | 0.110 | 11 | 0.458 |
| 11.5 | 0.115 | 0.115 | 11 | 0.458 |
| 12 | 0.120 | 0.120 | 12 | 0.500 |
| 12.5 | 0.125 | 0.125 | 12 | 0.500 |
| 13 | 0.130 | 0.130 | 13 | 0.542 |
| 13.5 | 0.135 | 0.135 | 13 | 0.542 |
| 14 | 0.140 | 0.140 | 14 | 0.583 |
| 14.5 | 0.145 | 0.145 | 14 | 0.583 |
| 15 | 0.150 | 0.150 | 15 | 0.625 |
| 15.5 | 0.155 | 0.155 | 15 | 0.625 |
| 16 | 0.160 | 0.160 | 16 | 0.667 |
| 16.5 | 0.165 | 0.165 | 16 | 0.667 |
| 17 | 0.170 | 0.170 | 17 | 0.708 |
| 17.5 | 0.175 | 0.175 | 17 | 0.708 |
| 18 | 0.180 | 0.180 | 18 | 0.750 |
| 18.5 | 0.185 | 0.185 | 18 | 0.750 |
| 19 | 0.190 | 0.190 | 19 | 0.792 |
| 19.5 | 0.195 | 0.195 | 19 | 0.792 |
| 20 | 0.200 | 0.200 | 20 | 0.833 |
| 20.5 | 0.205 | 0.205 | 20 | 0.833 |
| 21 | 0.210 | 0.210 | 21 | 0.875 |
| 21.5 | 0.215 | 0.215 | 21 | 0.875 |
| 22 | 0.220 | 0.220 | 22 | 0.917 |
| 22.5 | 0.225 | 0.225 | 22 | 0.917 |
| 23 | 0.230 | 0.230 | 23 | 0.958 |
| 23.5 | 0.235 | 0.235 | 23 | 0.958 |
| 24 | 0.240 | 0.240 | 24 | 1.000 |

Tabla A.10 Lluvias en San Sebastian y Mayaguez del 21 al 23 de Septiembre, 1998

Estación: San Sebastian 2 WNW (horaria)
 Estación: Mayaguez Airport (diaria)

| Hora real 21-23 sept | Hora | Tiempo seg | San Sebastian pulgadas | Mayaguez pulgadas |
|-------------------------|------|---------------|---------------------------|----------------------|
| 17 | 1 | 61200 | 0.1 | 0.2545 |
| 18 | 2 | 64800 | 0.1 | 0.2545 |
| 19 | 3 | 68400 | 0.2 | 0.509 |
| 20 | 4 | 72000 | 0.1 | 0.2545 |
| 21 | 5 | 75600 | 0.2 | 0.509 |
| 22 | 6 | 79200 | 0.2 | 0.509 |
| 23 | 7 | 82800 | 0.3 | 0.7635 |
| 24 | 8 | 86400 | 0.5 | 1.2725 |
| 1 | 9 | 90000 | 0.9 | 2.2805 |
| 2 | 10 | 93600 | 0.6 | 1.527 |
| 3 | 11 | 97200 | 0.4 | 1.018 |
| 4 | 12 | 100800 | 0.3 | 0.7635 |
| 5 | 13 | 104400 | 0.3 | 0.7635 |
| 6 | 14 | 108000 | 0.1 | 0.2545 |
| 7 | 15 | 111600 | 0.5 | 1.2725 |
| 8 | 16 | 115200 | 0.2 | 0.509 |
| 9 | 17 | 118800 | 0.1 | 0.2545 |
| 10 | 18 | 122400 | 0.2 | 0.509 |
| 11 | 19 | 126000 | 0.1 | 0.2545 |
| 12 | 20 | 129600 | 0 | 0 |
| 13 | 21 | 133200 | 0 | 0 |
| 14 | 22 | 136800 | 0.1 | 0.2545 |
| 15 | 23 | 140400 | 0 | 0 |
| 16 | 24 | 144000 | 0 | 0 |
| Total: | | | 5.5 | 14.00 |

Histograma de Lluvia: Huracan Georges

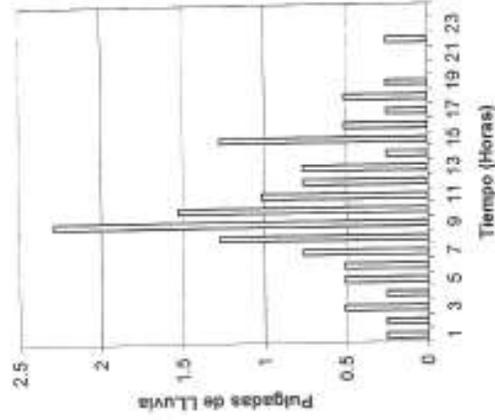


Tabla A.11 ANALISIS DE ACARREO HIDRAULICO PARA ELITE VALLEY

Cálculo del Flujo Proveniente del Rio Añasco
Inundación Reglamentaria

Cd = 1.00 S.S.
 El. del agua Arriba = 4.70 metros
 El. del agua Abajo = 4.80 metros

| Tramo Pir-2 | Elev. 1 metros | Elev. 2 metros | Promedio metros | Longitud metros | Carga metros | Somerg. | % Sum. | Coefic Cd | Flujo mca |
|----------------|-------------------|-------------------|--------------------|--------------------|-----------------|---------|--------|-----------|--------------|
| Inter - A | 4.22 | 4.00 | 4.11 | 85.00 | 0.55 | NO | 0.83 | 1.86 | 48.90 |
| A - B | 4.00 | 3.80 | 3.90 | 80.00 | 0.80 | NO | 0.87 | 1.95 | 71.27 |
| B - C | 3.80 | 3.60 | 3.70 | 80.00 | 1.00 | NO | 0.90 | 1.98 | 89.80 |
| C - D | 3.60 | 3.40 | 3.50 | 80.00 | 1.20 | YES | 0.92 | 1.81 | 127.00 |
| D - E | 3.40 | 3.60 | 3.50 | 80.00 | 1.20 | YES | 0.92 | 1.81 | 190.50 |
| E - F | 3.00 | 4.00 | 3.80 | 82.00 | 0.80 | NO | 0.89 | 1.98 | 122.38 |

| P R 84 | | | | | | | | | |
|-----------|------|------|------|-------|------|-----|------|------|--------|
| Inter - A | 3.50 | 3.17 | 3.34 | 40.00 | 1.37 | YES | 0.93 | 1.81 | 102.72 |
| A - B | 3.17 | 3.00 | 3.09 | 28.00 | 1.62 | YES | 0.94 | 1.39 | 94.85 |
| B - C | 3.00 | 2.80 | 2.90 | 27.00 | 1.80 | YES | 0.94 | 1.58 | 102.83 |

Longitud 823.00 m FLUJO TOTAL 868.25 mca
 Longitud 1715.44 pas FLUJO TOTAL 34160.25 pca
 ACARREO HIDRAULICO S = 0.02 241548.37 pca

Análisis de Acarreo Hidráulico
 n = 0.0540 (asfalto)
 Ancho = 120.00 m

| Profundidad | Area | Radio H. | AR2/3 | K | K |
|-------------|----------------|----------|---------|-----------|-----------|
| m | m ² | m | | m | seg. |
| 0.04 | 105.20 | 0.82 | 98.59 | 8684.84 | 242949.11 |
| 0.05 | 148.2 | 0.90 | 100.00 | 10000.00 | 250000.00 |
| 1.0000 | 1174.82 | 3.72 | 2289.30 | 243948.98 | |

La elevación de las solas debe ser 3.76 m8704

APENDICE B

FOTOS DE CANALES



Figura D1. Descarga de la alcantarilla de 60 pulgadas de diámetro



Figura D2. Vista del canal hacia aguas abajo de la alcantarilla de 60 pulgadas



Figura D3 Vista del canal de la alcantarilla mirando hacia aguas arriba

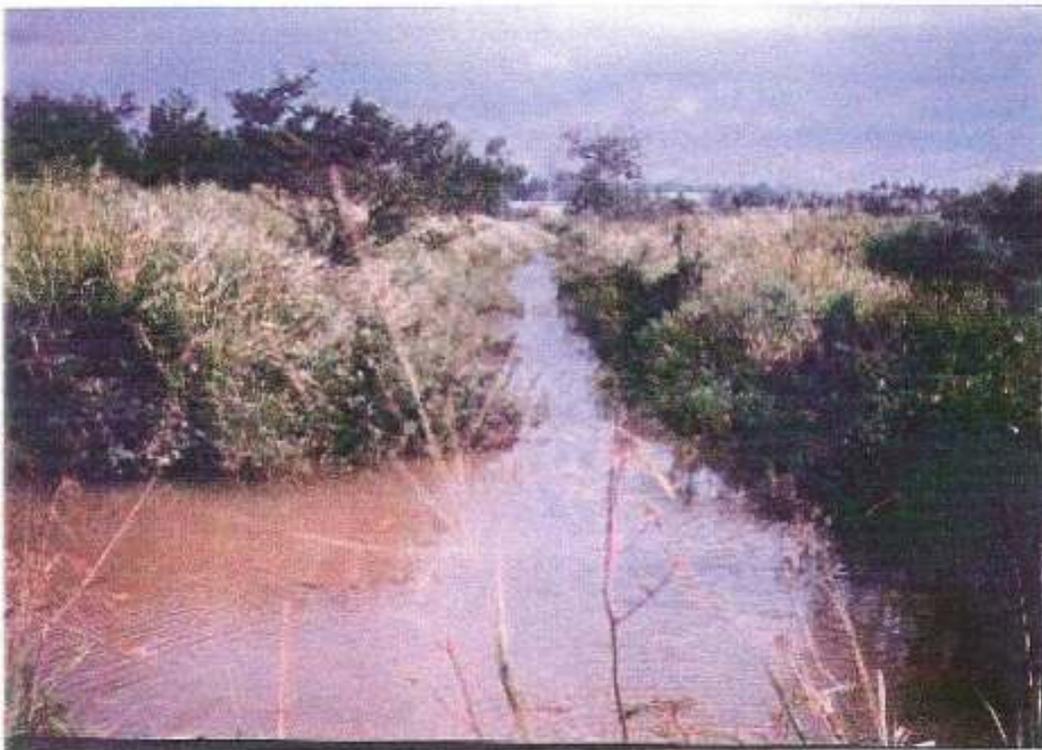


Figura D4. Unión de Quebrada Boquilla (de frente) y canal de la alcantarilla (lado izquierdo)

SUMMARY

On the north side of the City of Mayagüez and to the east of the "El Maní" Rural Community, lies an area of some 660 acres (shown cross-hatched on Exhibit 1) which is a part of the Añasco River flood plain and is subject to inundation by this river during its larger floods, and also by a number of creeks that drain the hills along its south and east boundaries.

Although this area is at present classified as agricultural land and forms part of the area included in the Añasco River Watershed Project, two applications have been submitted to the Planning Board for urban developments within its limits. In the event of a change of policy on the use of this land for urban developments, this would require its protection against the floods of the Añasco River by means of a dike, the improvement of internal drainage channels for the effective removal of water from the watersheds of existing brooks draining into the protected area, and the landfilling of low zones so that the storm sewer systems from future urban developments may discharge against the level of the water flowing in the drainage channels during storms. This report presents a study of the flood protection and drainage works which would in that case be necessary.

The U. S. Geological Survey, through its cooperative program with the P. R. Department of Public Works, made a survey of high water marks in the Añasco River flood plain near the area under study. According to this survey, the worst flood in the area of which there is record was that produced by the San Ciriaco Hurricane in the year 1899. Exhibit 1 shows the maximum recorded water elevations during this flood and during the San Felipe Hurricane in 1928. The probable limits of inundation in the Añasco River flood plain at and near the area under study, as estimated from the aforementioned flood data, is also shown on Exhibit 1.

Three main creeks drain into the diked area. For the purpose of this study they have been identified as the Boquilla Este Creek, the Boquilla Oeste Creek, and the Algarrobo Creek, as shown on Exhibits 1 and 2. Boquilla Este and Boquilla Oeste Creeks drain watersheds of 685 and 584 acres respectively from the hills which lie almost to the east of the area to be protected, and Algarrobo Creek drains a watershed of 316 acres from hills on the south side.

The Boquilla Este and Boquilla Oeste creeks have well defined channels along their descent from the hills, but as they reach the flood plain their channels become rather undefined. After crossing separately State Road No. 2, they join into a single channel which at present flows to the north and disappears into marshy land that drains into the Caño la Boquilla. The various tributaries of the Algarrobo Creek similarly have a vaguely defined

The determination of the maximum water surface profiles was based on the assumption that the design flows would be discharged against a maximum probable wind tide of one meter, as recommended for this area by the local office of the U. S. Weather Bureau. This assumption provides a reasonably safe design, since it assumes the coincidence of peak flow and maximum tide.

In proportioning the channel sections and selecting the channels slopes it has been attempted to maintain the water surface profiles as low and flat as possible to reduce to a minimum future landfilling requirements in the areas to be developed. On the other hand, due consideration has been given to design velocities of flow so that no rock revetment will be needed along the earth channels side slopes, except at bends, confluences, and near the mouth, and that at the same time siltation of the channels will be kept within reasonable practical limits.

Two existing large culverts under State Road No. 2 provide passage for the Esquilis Creeks at present. Hydraulic analyses of these culverts have indicated that by enlarging them from two to three openings they can be used to pass the flow of the proposed channels under State Road No. 2. Drop structures will be necessary below these culverts on the west side of the road.

A portion of the old road No. 2 runs adjacent to the new State Road No. 2, on the east side, across the proposed alignment of the Sabanetas Channel at points east of these culverts. At these two points the old road has very small culverts which are inadequate for the flows being considered in this study. Inspection of the area revealed that the existence of the old road is not essential at the specific points of intersection of the old road and the channels, and should be destroyed to permit the free passage of the channels.

Horizontal bottom channels have been recommended for the flat area west of State Road No. 2, with a constant bottom elevation of -1.0 meters with respect to mean sea level. This will permit the use of these channels for some degree of boating activities.

New structures that will be necessary as part of the proposed drainage scheme are indicated on Exhibits 10 and 11. These comprise channel inlet structures at points A, B, E, F, K, and L which correspond to the upstream ends of the channels. In addition, an opening at each of the two box culverts across Road No. 2, drop structures downstream from these culverts, an additional pipe for the existing 3-pipe culvert at State Road No. 341, a

bridge about 35 meters long at the point where the Sabanetas Channel crosses State Road No. 341 near the channel mouth, and a jetty about 40 meters long alongside the Sabanetas Channel mouth to keep it open.

The estimated cost of the proposed flood protection and drainage work is \$1,051,000.

INTRODUCTION

Purpose

The purpose of this report is to present the results of a study to provide flood protection and internal drainage for an area north of the City of Mayagüez, P. R., and south of State Road No. 341, which is subject to inundation by the flood waters of the Anasco River, in the event that it were decided by the Planning Board to classify this land for urban uses.

Scope

The scope of this study includes the following:

- 1- Assembly of all pertinent data on rainfall, runoff, highwater marks of major floods of the Anasco River, and maximum tides to be expected in the coastal zone where the area under study is located.
- 2- Hydrologic and hydraulic studies for the purpose of developing project design flows for the proposed flood protection and drainage works.
- 3- Preparation of a flood protection and drainage scheme which will protect the area from flooding by the Anasco River and will provide adequate internal drainage.
- 4- Obtainment of such minimum topographic data and soil surveys as required for the general layout schemes to be studied.
- 5- Preliminary recommendations as to finish grade elevations for the adequate drainage of proposed developments inside the protected area.
- 6- Preliminary estimates of cost of the proposed flood protection and drainage works.

Prior reports

In December 1960 a report entitled "Watershed Work Plan - Anasco River Watershed" was issued by the Soil Conservation Service of the U.S. Department of Agriculture. This report was prepared jointly by the Commonwealth



Figura D5. Vista del canal aguas abajo de la unión de Quebrada Boquilla y el canal de alcantarilla



Figura D6. Vista de canal hacia el norte desde Western Plaza

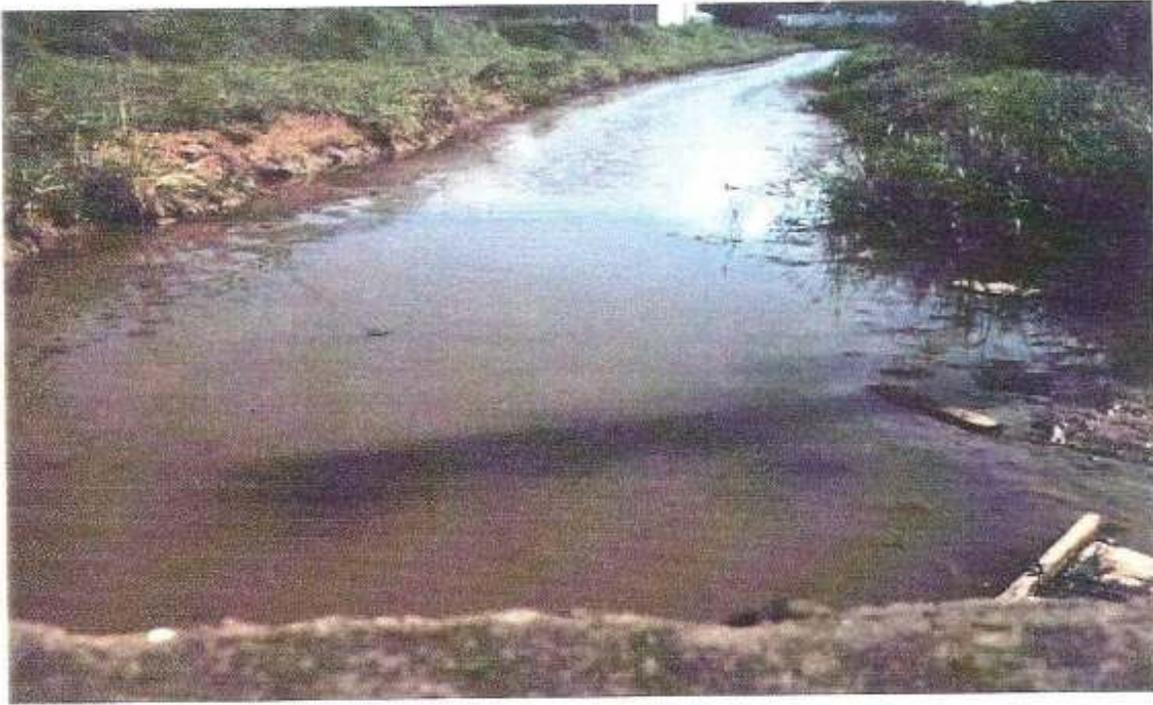


Figura D7. Llegada a alcantarillas de 4.5 pies sobre la carretera PR-64



Figura D8. Alcantarilla sumergida aguas abajo del cruce de la carretera PR-64



ESTADO LIBRE ASOCIADO DE PUERTO RICO
DEPARTAMENTO DE RECURSOS NATURALES Y AMBIENTALES

09 NOV 2001

DR. OVIDIO GARCIA AMADOR
GIP INVESTMENT GP & SR, INC.
PRESIDENTE
P.O. BOX 340
MAYAGUEZ PR 00681-0340

Estimado doctor García:

**Estudio Hidrológico-Hidráulico
Desarrollo Comercial Elite Valley
Carr. PR-2 y Carr. PR-64
Bo. Santanas, Mayagüez**

**(200201583)
C-5-2000-613**

MR
Hemos evaluado el estudio hidrológico hidráulico preparado por el Ing. Walter F. Silva Araya de agosto de 2001 con relación al asunto de epígrafe.

El Departamento de Recursos Naturales y Ambientales encuentra que el mismo responde satisfactoriamente a nuestros comentarios del 4 de agosto de 2000, por lo que no tenemos objeción. No obstante, todas sus recomendaciones deberán ser consideradas en el diseño y construcción del proyecto propuesto.

Las obras propuestas podrían requerir un permiso del Cuerpo de Ingenieros bajo la Sección 404 de la Ley de Agua Limpia, ya que puede haber una descarga de material en terrenos jurisdiccionales. También podría requerir un permiso de

DR. OVIDIO GARCIA AMADOR
(200201583)
C-5-2000-613
Página 2

dicha entidad federal bajo la Sección 10 de la Ley de Ríos y Puertos ya que las estructuras propuestas podrían afectar o estar en aguas jurisdiccionales, por lo que recomendamos se refiera a dicha agencia.

Cordialmente,

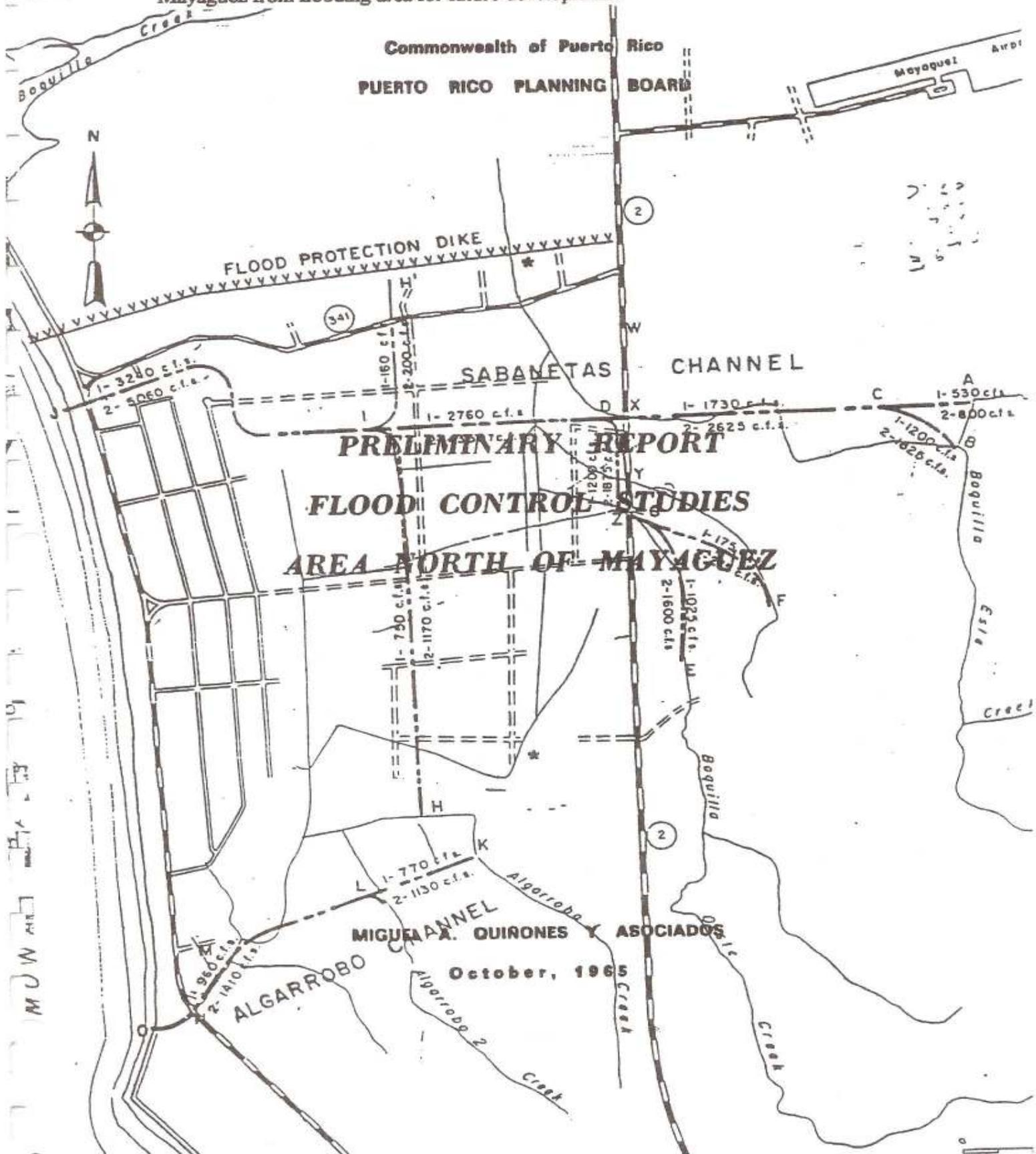


Guillermo M. Riera
Subsecretario Interino

Cc: Edwin Muñiz, Jefe, Sección Regulatoria
Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos

GMR/CRT/LNG/cc

1965 Hydrologic/Hydraulic Study to eliminate the northern part of Mayagüez from flooding area for future development.



Commonwealth of Puerto Rico
PUERTO RICO PLANNING BOARD

FLOOD PROTECTION DIKE

SABANETAS CHANNEL

PRELIMINARY REPORT
FLOOD CONTROL STUDIES
AREA NORTH OF MAYAGÜEZ

MIGUEL A. QUIRONES Y ASOCIADOS

October, 1965

MUNICIPALIDAD DE MAYAGÜEZ



NOTE:
 For Channel dimensions and
 Water Surface Profile see Table

**PROPOSED FLOOD PROTECT
 AND DRAINAGE WORKS**

MIGUEL A. GONZALEZ & ASSOCIATES
 CONSULTING ENGINEERS
 SAN JUAN, P.R. 00917

channel as they reach the flood plain, which flows southwesterly into the sea at Punta Algarrobo. The flat land west of State Road No. 2, which consists of sugar cane fields, drains mainly through existing agricultural drainage channels which flow into the Algarrobo Creek,

Exhibit 10 shows the general arrangement and location of the flood protection dike and drainage channels which are proposed as a result of this study. The dike is to be an earth embankment of trapezoidal cross-section as shown on Exhibit 11. Its top elevation has been set at 0.5 meters above the high water elevation of the 1899 flood. Once the flood protection dike is built, the Boquilla Creeks can no longer drain toward the Caño La Boquilla, but another independent outlet to the sea must be provided. Various layouts were considered for the drainage channels within the protected area. The layout shown in Exhibit 10 was selected as the most adequate and economical scheme. It comprises two separate channels; one, called the Sabanetas Channel, which drains the Boquilla Oeste and Boquilla Este Creeks and most of the flat land, and flows westward toward a new outlet between State Road No. 341 and the Maní Community; and another, called the Algarrobo Channel, which drains the Algarrobo Creek and a small part of the flat land, and flows along the present Algarrobo Creek channel to its outlet at Punta Algarrobo. The area in the flat land drained by the Algarrobo Channel in this scheme has been purposely reduced to that amount which will permit using the existing culvert under State Road No. 341 at its mouth without unduly raising the water surface profiles in the channel.

An important factor which has been given consideration in the preparation of the channel layout is that it should enable the best use of the land for urban purposes. For this reason areas which must necessarily be fractured by the channel layout have been kept as wide and as rectangular in shape as possible.

For the purpose of designing the drainage channels it has been estimated that the use of peak flows corresponding to a storm with a 25-year recurrence period will result in a satisfactory hydraulic design. However, in order to insure the adequacy of the channels when subjected to flows of extraordinary recurrence periods, a freeboard of 0.30 meters has been allowed above the water surface profile corresponding to a storm of 100-year frequency. Hydrologic studies have led to the development of flow hydrographs (Exhibit 4 and 5) at selected points located along the Boquilla Creeks, the Algarrobo Creek, and the proposed channels, for the rainfall intensities corresponding to storms of 25-year and 100-year frequencies. The peak flows determined the required dimensions of the proposed drainage channels and the water surface profiles against which future developments must discharge their storm sewer systems.

SUMMARY

On the north side of the City of Mayagüez and to the east of the "El Maní" Rural Community, lies an area of some 660 acres (shown cross-hatched on Exhibit 1) which is a part of the Añasco River flood plain and is subject to inundation by this river during its larger floods, and also by a number of creeks that drain the hills along its south and east boundaries.

Although this area is at present classified as agricultural land and forms part of the area included in the Añasco River Watershed Project, two applications have been submitted to the Planning Board for urban developments within its limits. In the event of a change of policy on the use of this land for urban developments, this would require its protection against the floods of the Añasco River by means of a dike, the improvement of internal drainage channels for the effective removal of water from the watersheds of existing creeks draining into the protected area, and the landfilling of low zones so that the storm sewer systems from future urban developments may discharge against the level of the water flowing in the drainage channels during storms. This report presents a study of the flood protection and drainage works which would in that case be necessary.

The U. S. Geological Survey, through its cooperative program with the P. R. Department of Public Works, made a survey of high water marks in the Añasco River flood plain near the area under study. According to this survey, the worst flood in the area of which there is record was that produced by the San Ciriaco Hurricane in the year 1899. Exhibit 1 shows the maximum recorded water elevations during this flood and during the San Felipe Hurricane in 1928. The probable limits of inundation in the Añasco River flood plain at and near the area under study, as estimated from the aforementioned flood data, is also shown on Exhibit 1.

Three main creeks drain into the diked area. For the purpose of this study they have been identified as the Boquilla Este Creek, the Boquilla Oeste Creek, and the Algarrobo Creek, as shown on Exhibits 1 and 2. Boquilla Este and Boquilla Oeste Creeks drain watersheds of 685 and 584 acres respectively from the hills which lie almost to the east of the area to be protected, and Algarrobo Creek drains a watershed of 316 acres from hills on the south side.

The Boquilla Este and Boquilla Oeste creeks have well defined channels along their descent from the hills, but as they reach the flood plain their channels become rather undefined. After crossing separately State Road No. 2, they join into a single channel which at present flows to the north and disappears into marshy land that drains into the Caño la Boquilla. The various tributaries of the Algarrobo Creek similarly have a vaguely defined

The determination of the maximum water surface profiles was based on the assumption that the design flows would be discharged against a maximum probable wind tide of one meter, as recommended for this area by the local office of the U. S. Weather Bureau. This assumption provides a reasonably safe design, since it assumes the coincidence of peak flow and maximum tide.

In proportioning the channel sections and selecting the channels slopes it has been attempted to maintain the water surface profiles as low and flat as possible to reduce to a minimum future landfilling requirements in the areas to be developed. On the other hand, due consideration has been given to design velocities of flow so that no rock revetment will be needed along the earth channels side slopes, except at bends, confluences, and near the mouth, and that at the same time siltation of the channels will be kept within reasonable practical limits.

Two existing large culverts under State Road No. 2 provide passage for the Esquillo Creeks at present. Hydraulic analyses of these culverts have indicated that by enlarging them from two to three openings they can be used to pass the flow of the proposed channels under State Road No. 2. Drop structures will be necessary below these culverts on the west side of the road.

A portion of the old road No. 2 runs adjacent to the new State Road No. 2, on the east side, across the proposed alignment of the Sabanetas Channel at points east of these culverts. At these two points the old road has very small culverts which are inadequate for the flows being considered in this study. Inspection of the area revealed that the existence of the old road is not essential at the specific points of intersection of the old road and the channels, and should be destroyed to permit the free passage of the channels.

Horizontal bottom channels have been recommended for the flat area west of State Road No. 2, with a constant bottom elevation of -1.0 meters with respect to mean sea level. This will permit the use of these channels for some degree of boating activities.

New structures that will be necessary as part of the proposed drainage scheme are indicated on Exhibits 10 and 11. These comprise channel inlet structures at points A, B, E, F, K, and L which correspond to the upstream ends of the channels, an additional opening at each of the two box culverts across Road No. 2, drop structures downstream from these culverts, an additional pipe for the existing 3-pipe culvert at State Road No. 341, a

bridge about 35 meters long at the point where the Sabanetas Channel crosses State Road No. 341 near the channel mouth, and a jetty about 40 meters long alongside the Sabanetas Channel mouth to keep it open.

The estimated cost of the proposed flood protection and drainage work is \$1,051,000.

INTRODUCTION

Purpose

The purpose of this report is to present the results of a study to provide flood protection and internal drainage for an area north of the City of Mayagüez, P. R., and south of State Road No. 341, which is subject to inundation by the flood waters of the Añasco River, in the event that it were decided by the Planning Board to classify this land for urban uses.

Scope

The scope of this study includes the following:

- 1- Assembly of all pertinent data on rainfall, runoff, highwater marks of major floods of the Añasco River, and maximum tides to be expected in the coastal zone where the area under study is located.
- 2- Hydrologic and hydraulic studies for the purpose of developing project design flows for the proposed flood protection and drainage works.
- 3- Preparation of a flood protection and drainage scheme which will protect the area from flooding by the Añasco River and will provide adequate internal drainage.
- 4- Obtainment of such minimum topographic data and soil surveys as required for the general layout schemes to be studied.
- 5- Preliminary recommendations as to finish grade elevations for the adequate drainage of proposed developments inside the projected area.
- 6- Preliminary estimates of cost of the proposed flood protection and drainage works.

Prior reports

In December 1960 a report entitled "Watershed Work Plan - Añasco River Watershed" was issued by the Soil Conservation Service of the U.S. Department of Agriculture. This report was prepared jointly by the Commonwealth

Department of Agriculture, local soil conservation district organizations, the municipalities of Mayagüez and Añasco, and the Soil Conservation Service. The Plan, with its subsequent amendment of 1964, constitutes a proposal for the construction of flood protection measures for the purpose of:

- "1- Protecting sugar cane lands, roads, and pastures from frequent floodwater damages:
- 2- reducing the rate of channel fill in natural channels and main and lateral drainage ditches; and
- 3- providing an improved drainage system with adequate outlets..."

The drainage scheme proposed in this Plan, being mainly for agricultural purposes, was not designed to prevent flooding of the lands. It was based on providing drainage channels with sufficient capacity to dewater, during a period of 24 hours, the overflowed waters in the Añasco River flood plain from a flood with a 3-year recurrence. Such drainage system, although sufficient for agricultural purposes, would be inadequate for urban developments.

Acknowledgments

In the performance of this study cooperation and assistance was received from the staff of the Planning Board, the U. S. Geological Survey, the U. S. Soil Conservation Service, the Department of Public Works, the Social Programs Administration, the P. R. Industrial Development Co., the U. S. Weather Bureau, and the P. R. Land Administration. Particular mention is made of the assistance furnished by the cooperative program of the U. S. Geological Survey and the Department of Public Works in determining the high water marks in the area under study corresponding to the 1899 and 1928 Añasco River floods.