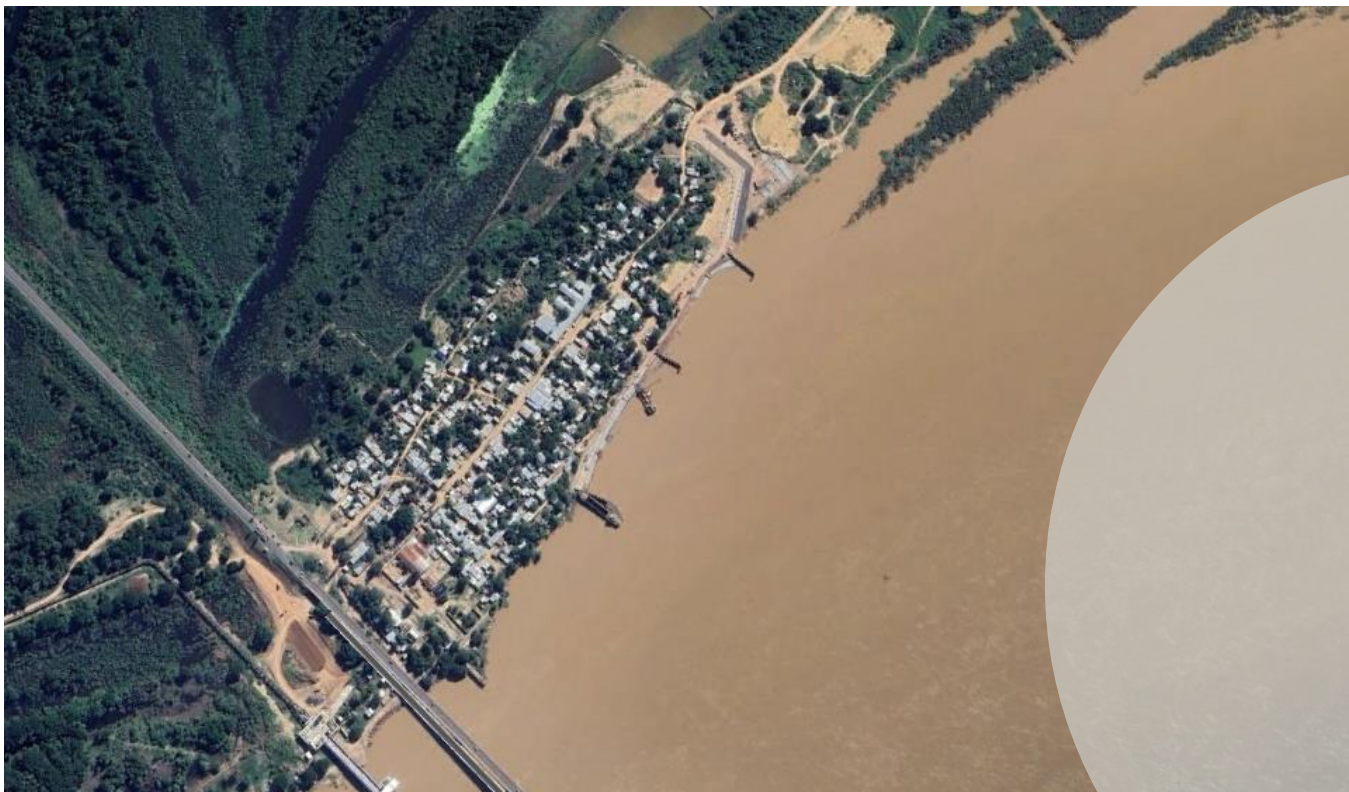




UNIVERSIDAD NACIONAL
DEL NORDESTE
FACULTAD DE INGENIERÍA



ANTEPROYECTO DE DEFENSA URBANA Y DESAGÜES PLUVIALES: BARRIO SAN PEDRO PESCADOR

SALVADOR, MARIA CAMILA

SELLESKI, MICHELLE

TUTOR:

Mg. Ing. Guillermo José Mendez

ASESOR:

M.Sc. Ing. Rúben Sotelo

ÍNDICE

CAPITULO 1: RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE ANTECEDENTES	1
1.1. INTRODUCCIÓN	1
1.2. OBJETIVOS.....	2
1.3. DEMOGRAFÍA	3
1.3.1. Proyección de población.....	5
1.3.2. Densidad de población	7
1.4. PROYECTOS ANTECEDENTES.....	8
1.4.1. Sistema de defensa contra la erosión fluvial	10
1.5. EL RÍO PARANÁ	13
1.5.1. Tramo medio del río paraná	15
1.5.1.1. Tramo medio del río Paraná - Sección Corrientes.....	16
1.5.2. Hidrodinámica del río	26
CAPITULO 2: ANÁLISIS HIDROMÉTRICO Y TOPOGRÁFICO	29
2.1. ANÁLISIS DE LA HIDROMETRÍA DEL RÍO PARANÁ.....	29
2.1.1. Análisis descriptivo de la serie	30
2.1.2. Ajuste de probabilidades	33
2.2. ESTUDIO TOPOGRÁFICO	37
CAPITULO 3: DISEÑO DE LA PRESA	46
3.1. DETERMINACIÓN DE LA TRAZA.....	46
3.2. COTA DE CORONAMIENTO DEL TERRAPLÉN DE DEFENSA.....	48
3.3. SECCIÓN TRANSVERSAL DEL TERRAPLÉN.....	49
3.3.1. Materiales a utilizar	49
3.3.2. Ancho de la cresta	50
3.3.3. Taludes seco y mojado	51
3.3.4. Berma y sistema de drenaje.....	52
3.4. VERIFICACIÓN DE ASENTAMIENTOS, ESTABILIDAD Y FILTRACIONES	53
3.4.1. Condiciones a analizar	53
3.4.1.1. Estabilidad al final de la construcción	53
3.4.1.2. Asentamientos por consolidación	54
3.4.1.3. Estabilidad en estado de régimen	54
3.4.1.4. Ruptura por sifonaje	54
3.4.1.5. Desembale rápido.....	55
3.4.2. Escenarios de análisis	55
3.4.3. Parámetros geotécnicos utilizados en la modelación	56
3.4.4. Diseño geométrico para modelación de la presa	61
3.4.5. Análisis de resultados	62
3.4.5.1. Interacción terraplén – canal	63
3.4.5.2. Interacción terraplén – reservorio 2	71
3.4.5.3. Interacción terraplén – reservorio 3	79
3.5. CIERRE DE DEFENSA	87
3.6. METODOLOGÍA DE CONSTRUCCIÓN.....	87
3.7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	88
CAPITULO 4: DISEÑO DEL DRENAJE URBANO	91
4.1. METODOLOGÍA.....	91
4.1.1. Generalidades	91
4.1.2. Tormenta de diseño	91

ÍNDICE

4.1.3. Funcionamiento general del sistema.....	96
4.1.4. Características de las cuencas.....	97
4.1.4.1. Determinación de la pendiente	98
4.1.4.2. Determinación de los tiempos de concentración.....	100
4.1.4.3. Determinación del valor de la curva número (cn).....	100
4.1.5. Características de los reservorios.....	104
4.1.6. Características del canal	104
4.1.7. Modelo hidrológico - hidráulico	105
4.1.7.1. Programa utilizado.....	107
4.1.7.2. Escenario de análisis	112
4.2. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS	115
4.2.1. Cuencas	115
4.2.2. Descarga mediante sistema de compuertas	116
4.2.2.1. Canal	116
4.2.2.2. Reservorio 2	118
4.2.2.3. Reservorio 3	118
4.2.3. Descarga mediante sistema de bombeo	119
4.2.3.1. Bombas	119
4.2.3.2. Canal	121
4.2.3.3. Reservorio 2	122
4.2.3.4. Reservorio 3	123
4.2.4. Conclusiones	123
CAPITULO 5: OBRA DE CONTROL.....	124
5.1. OBJETIVOS.....	124
5.2. FUNCIONAMIENTO GENERAL DE LA OBRA DE CONTROL	125
5.3. DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTACIÓN DE BOMBEO	126
5.3.1. Determinación de las necesidades de bombeo	126
5.3.2. Definición de la conducción.....	127
5.3.2.1. Sujeción de la cañería	128
5.3.3. Selección del tipo de bomba	129
5.3.4. Cálculo de las pérdidas de carga en las conducciones	130
5.3.5. Características básicas del bombeo.....	133
5.3.6. Puntos de funcionamiento y rendimientos	136
5.3.7. Diseño de la cámara de aspiración	138
5.3.8. Verificación de cavitación	141
5.3.9. Verificación de línea de energía	143
5.4. CONDUCTO DE DESCARGA A GRAVEDAD	143
5.4.1. Dimensionamiento de cuenco amortiguador	145
5.5. REGLAS DE OPERACIÓN.....	148
5.5.1. Caso de falla de un equipo.....	149
CAPITULO 6: CÓMPUTO Y PRESUPUESTO	152
REFERENCIAS.....	175
ANEXOS	177
PLANOS.....	194



TRABAJO FINAL

ANTEPROYECTO DE DEFENSA URBANA Y DESAGÜES PLUVIALES: BARRIO SAN PEDRO PESCADOR

CAPITULO 1:

RECOPILACIÓN Y ANÁLISIS DE ANTECEDENTES

1.1. INTRODUCCIÓN

El barrio San Pedro Pescador ubicado en el departamento 1º de Mayo – Chaco, es un asentamiento urbano que surgió como consecuencia de la crecida del río Paraná en 1982, cuando habitantes de la ribera e islas se instalan en el viejo obrador del Puente General Manuel Belgrano al perder sus hogares. Una vez que la zona quedó libre de agua, algunos habitantes volvieron a sus hogares y otros permanecieron (Figura 1.1).



Figura 1.1. Ubicación de San Pedro Pescador. Fuente: Google Earth

Según el Instituto Nacional de Estadística y Censos, el barrio tiene 795 habitantes (censo 2010) cuyo principal medio de vida es la pesca. En cuanto a infraestructura, cuenta con una escuela primaria y secundaria, adonde concurren alumnos del lugar y zonas aledañas, también cuenta con un centro de salud de nivel 2 y puesto policial de la división de tránsito. Respecto a servicios públicos, dispone de agua potable y energía eléctrica.

San Pedro Pescador se encuentra sobre la margen derecha del cauce principal del río Paraná, zona poco propicia para vivir debido a las periódicas crecidas que obligan al abandono temporal de sus habitantes. Está delimitado por el río Paraná al este y por lagunas residuales de antiguos cauces hídricos al oeste.

Con el objetivo de verificar esta situación, se han comparado los valores de cotas correspondientes al río Paraná con las cotas de San Pedro Pescador. Para ello, se ha analizado la hidrometría correspondiente a la Estación Corrientes teniendo en cuenta la serie moderna del río (1970 – actualidad). Se depuraron los datos, se determinaron las alturas máximas anuales utilizando el programa “MINITAB” y a través de “AFMulti” se llevó adelante el ajuste hidrológico, determinando los tiempos de recurrencia (TR). Seguidamente, en función de la cota “cero” de la estación mencionada y bajo la hipótesis de embalse lineal, se determinaron las cotas del río que luego, se compararon con las de San Pedro Pescador, obteniendo los siguientes resultados:

- Cota “cero” IGN de la Estación Corrientes: 41,85m
- Cota máxima de San Pedro Pescador: 52,00m
- Cota mínima de San Pedro Pescador: 46,00m
- Cota del río Paraná para un TR de 100 años: 50,65m

Es evidente que el barrio se encuentra bajo una condición crítica de inundación.

Por otro lado, en los últimos años el barrio cuyo crecimiento urbano se ha desarrollado sobre la margen, sufre un proceso de erosión natural provocada por la creciente del Río Paraná quedando expuestas las viviendas a los riesgos de degradación del borde.

Para enfrentar esta problemática, actualmente se encuentra en ejecución el proyecto de protección de costas cuyo objetivo es defender contra la erosión de las márgenes. El mismo consta de dos etapas, la primera finalizó su construcción en 2023 y la segunda, fue licitada en el mismo año, pero hasta el momento no fue adjudicada. La inversión hecha para esta defensa costera resulta muy importante y se analizará en el Capítulo 6.

1.2. OBJETIVOS

La propuesta de llevar a cabo este estudio surge desde la Administración Provincial del Agua (APA) y tiene como objetivo general la elaboración del anteproyecto de defensa urbana contra inundaciones de origen fluvial, y su correspondiente red interna de desagües pluviales para la evacuación de excesos debidos a precipitaciones en el barrio San Pedro Pescador, provincia del Chaco (Figura 1.2). Así como también, la estimación de los costos que implicaría la protección total del barrio para que luego las autoridades pertinentes evalúen su factibilidad.



Figura 1.2. Ubicación General del proyecto. Fuente: Elaboración propia

De esta manera, el proyecto de la obra que se presenta a continuación consiste en la generación de un terraplén de defensa a construirse en el límite norte del barrio para prevenir el ingreso de caudales provenientes de las crecidas del Río Paraná, generando éste un cierre con el actual terraplén incluido en la obra de defensa contra erosión de las márgenes en el lado noreste del barrio.

Al propiciar un cierre total del barrio, resulta indispensable establecer simultáneamente un sistema de desagües pluviales que recoja, almacene y dirija los flujos excesivos ocasionados dentro del Barrio como resultado de las precipitaciones. Para responder a esta problemática, se elaborará un sistema de macrodrenaje que contemple 2 sistemas de almacenamiento, además de un conducto de transporte y una estación de bombeo.

1.3. DEMOGRAFÍA

El centro poblado cuenta con 795 habitantes según el censo Indec, 2010, lo que representa un incremento del 23% frente a los 646 habitantes registrados en el censo anterior (Figura 1.3).

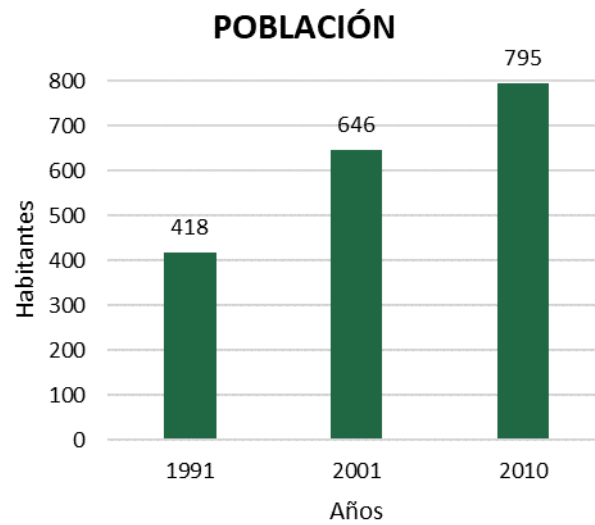


Figura 1.3. Crecimiento demográfico del barrio. Fuente: Elaboración propia

Si bien los habitantes en sus inicios se asentaron en las pocas hectáreas altas disponibles, en épocas de bajante del río y con el paso de los años, se fueron asentando cada vez más en zonas bajas y anegables. En consecuencia, el terraplén podría limitar el crecimiento de la población hacia zonas inundables y marcará un límite de la localidad que servirá como base para propuestas futuras de ordenamiento territorial.

En las Figuras 1.4 y 1.5 se observa el aumento de habitantes y la expansión del barrio a lo largo de los años.



Figura 1.4. Imagen satelital de diciembre de 2002. Fuente: Google Earth



Figura 1.5. Imagen satelital de octubre de 2022. Fuente: Google Earth

1.3.1. PROYECCIÓN DE POBLACIÓN

Según el censo del año 2010, San Pedro Pescador contaba con 795 habitantes, experimentando un crecimiento constante desde 1991, tal como puede observarse en la Tabla 1.1.

Tabla 1.1. Poblaciones según los censos de los 1991, 2001, 2010.

Designación	Años		
	1991	2001	2010
Población de la Argentina	32.615.528	36.260.130	40.117.096
Población de la provincia de Chaco	839.677	984.446	1.055.259
Población del depto. Primero de Mayo	6.975	9.131	10.322
Población de San Pedro Pescador	418	646	795

Para el estudio de la población futura, se consideraron dos horizontes de análisis, 10 y 20 años. El primero se refiere a la vida útil de los equipos electromecánicos y el segundo, se adoptó a fin de comparar las densidades de población actual y futura que experimentaría la localidad. Además, se

RECOPILACIÓN Y ANÁLISIS DE ANTECEDENTES

tomó como año 0 el año 2028, momento en que se pondrá en marcha el sistema. Por tanto, se estimó la población que tendrá San Pedro Pescador en los años 2028, 2038 y 2048.

Para esto, se utilizaron cinco métodos proyección de la población, a saber:

- Curva Logística.
- Tasa geométrica decreciente
- Relación - Tendencia
- Incrementos relativos
- Incremento lineal

En la Tabla 1.2 y la Figura 1.6 se ilustran los resultados de las proyecciones de la población del barrio según los métodos mencionados.

Tabla 2.2. Proyecciones de población según los métodos mencionados

Año	Curva logística	Tasa geométrica decreciente	Relación tendencia	Incrementos relativos	Incremento lineal
2028	884	1204	1165	1125	1093
2038	897	1516	1527	1260	1259
2048	902	1910	2103	1505	1424

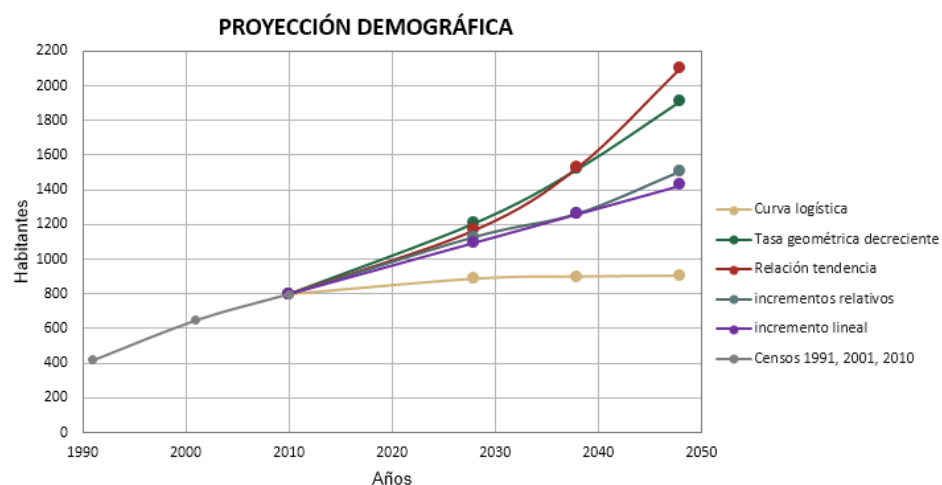


Figura 1.6. Proyección de población San Pedro Pescador. Fuente: Elaboración propia

Este análisis se realizó a fin de estimar el crecimiento poblacional aproximado que podría experimentar el barrio, pero como se ha mencionado anteriormente, el terraplén de defensa

limitará la expansión territorial del mismo. En consecuencia, observando el espacio resultante disponible una vez ejecutado el terraplén y teniendo en cuenta la proyección de población, San Pedro Pescador podrá experimentar una mayor densidad urbana, tema que es abordado a continuación.

1.3.2. DENSIDAD DE POBLACIÓN

Como se explicó anteriormente, los primeros asentamientos de los pobladores de San Pedro Pescador ocurrieron sobre lo que era el depósito de arena del obrador del Puente General Manuel Belgrano que se podría llamar coloquialmente “zona alta del barrio”. Con el pasar de los años y como se comenta en el apartado precedente, la población no dejó de crecer, expandiéndose progresivamente hacia zonas más bajas y potencialmente anegables.



Figura 1.7 Área del barrio protegida por la defensa. Fuente: Google Earth

Ya ejecutado el proyecto, el barrio contaría con una superficie de aproximadamente 18,7Ha protegidas, de las cuales como se ve en la Figura 1.7 gran parte ya se encuentran urbanizadas, es decir, casi el 66%.



Figura 1.8 Área del barrio densamente poblada. Fuente: Google Earth

Considerando el análisis realizado de incremento de población en los próximos 20 años, esta presentaría un aumento de entre el 40% y el 110% según que método de análisis se considere. Al observar la zona actualmente poblada se aprecia que no existe superficie disponible para albergar a tal crecimiento poblacional.

La densidad de población actual es igual a $235\text{m}^2/\text{hab}$ que surge del cociente entre la superficie protegida una vez construido el terraplén (187.000m^2) y el número de habitantes según el último censo (795 habitantes).

Mediante la misma metodología se determinó la densidad de población futura a 20 años, que resulta $98\text{m}^2/\text{hab}$, teniendo en cuenta la misma superficie y la proyección de población obtenida utilizando el método de la tasa geométrica decreciente por ser el más optimista (1910 habitantes).

1.4. PROYECTOS ANTECEDENTES

San Pedro Pescador cuenta con diferentes obras de infraestructura que se desarrollaron a lo largo del tiempo. Entre ellas se destacan, obras de acceso vial (una con conexión al puente General Belgrano), acceso a energía eléctrica y suministro y distribución de agua potable. En cuanto a redes

colectoras de líquidos cloacales, existen proyectos que plantean la posibilidad de ejecutarla en el barrio, pero no fueron ejecutados hasta el momento.

Dentro de las obras de acceso, cuenta con dos alternativas. Una es ingresando por Puerto Antequera y la otra mediante la RN N°16 que lo conecta directamente con el Puente General Belgrano (Figura 1.7).



Figura 1.7. Accesos a San Pedro Pescador. Fuente: Google Earth

A su vez, a pocos metros del barrio y sobre el río Paraná, se ubica la toma de agua cruda del río Paraná del segundo acueducto que abastecerá al interior del Chaco. Cuenta con una ubicación estratégica para operar en sequía y está situada sobre pilotes para operar en épocas de crecidas (Figuras 1.8 y 1.9).



Figura 1.8. Toma de agua para el segundo acueducto. Fuente: SAMEEP



Figura 1.9. Ubicación de la toma de agua con respecto al barrio. Fuente: Google Earth

Actualmente se está desarrollando el proyecto de defensa contra la erosión, que se explicará detalladamente a continuación, dado que interactúa constantemente con el anteproyecto que se está llevando a cabo en este estudio.

1.4.1. SISTEMA DE DEFENSA CONTRA LA EROSIÓN FLUVIAL

El barrio San Pedro Pescador además de encontrarse amenazado por las grandes crecidas del río Paraná, también presenta el riesgo de derrumbe de las viviendas asentadas en la costa por erosión de las márgenes.

Para enfrentar la problemática, el gobierno provincial, a través de la Administración Provincial del Agua (APA), está ejecutando una obra de defensa contra la erosión de las márgenes financiada por la Nación Argentina, a través de la Secretaría de Infraestructura y Política Hídrica. El proyecto contempla, entre otros componentes, la instalación de espigones y el recubrimiento de las márgenes erodables.

Los espigones transversales a la costa constan de pilotes hincados y un tablestacado metálico que permiten alejar de la orilla las líneas de corriente con alta velocidad, y evitar así que el material de la margen sea transportado y erosionado. Además, los espigones favorecen que los sedimentos se depositen entre ellos, con lo que se logra una protección adicional de la orilla.

Por otro lado, para proteger las barrancas de la acción erosiva que producen las olas se propone reordenar el suelo para generar un talud estable que estará recubierto por una protección flexible constituida por mantas de geotextil con bloques de hormigón para prevenir cualquier rotura por posibles asentamientos del suelo (Figura 1.10).



Figura 1.10. Espigón transversal y protección flexible. Fuente: Elaboración propia

También, el proyecto contempla la ejecución de desagües pluviales para la evacuación de los excedentes hídricos que podrían generarse en la zona que se muestra en la Figura 1.11. A su vez, en la Figura 1.12 se observa la descarga de los desagües pluviales al río Paraná.



Figura 1.11. Zona cubierta por los desagües pluviales. Fuente: Elaboración propia



Figura 1.12. Descarga de desagües pluviales al río Paraná. Fuente: Elaboración propia

Por último, en el límite norte del barrio que sería la zona más baja expuesta a la acción erosiva del río, se construyó un terraplén que alcanza la cota 51m (IGN). Este terraplén está compuesto por suelo de préstamo, apto para este fin y materializado mediante compactación especial. También cuenta con un recubrimiento formado por geotextil y colchonetas de gaviones para proteger los taludes del terraplén (Figura 1.13).



Figura 1.13. Coronamiento de terraplén y recubrimiento con colchonetas de gaviones (abril 2023).
Fuente: Elaboración propia

En la Figura 1.14 se observa una imagen general del sistema.



Figura 1.14. Imagen satelital de abril de 2023. Fuente: Google Earth

1.5. EL RÍO PARANÁ

La Cuenca del Plata cuenta con una extensión de 3.100.000 km² abarcando zonas de Brasil, Argentina, Paraguay y Uruguay. Está formada por cuatro ríos principales: Paraguay, Paraná, Uruguay y el propio río de la Plata (Figura 1.15).



Figura 1.15. Ríos principales de la Cuenca del Plata. Fuente: CIC Cuenca del Plata¹

El Paraguay es afluente del Paraná, mientras que éste último se une con el Uruguay para formar el río de la Plata. Las áreas de drenaje de cada uno de ellos conforman las principales subcuencas del sistema, Figura 1.16 (CIC Cuenca del Plata)¹:

- Río Paraná: 1.510.000 km²
- Río Paraguay: 1.095.000 km²
- Río Uruguay: 365.000 km²
- Río de la Plata: 130.000 km²



Figura 1.16. Subcuencas del Plata. Fuente: CIC Cuenca del Plata²

Como puede apreciarse, dentro de la Cuenca del Plata se encuentra la Cuenca del río Paraná. Esta última abarca 1.510.000 km² y solo el 37% aproximadamente se encuentra dentro del territorio argentino. Tiene una longitud total de 4.880 km y está dividido en tres partes: superior, medio e inferior.

El curso superior (Alto Paraná) comprende los primeros 1.550 km del río, desde su nacimiento hasta la confluencia con el río Paraguay. El tramo brasileño es el más afectado por la acción

humana: la vegetación subtropical ha sido reemplazada por campos dedicados a la agricultura y la cría de ganado y sus planicies de inundación fueron sumergidas bajo los embalses, lo que alteró los regímenes fluviales del río.

El curso medio comprende unos 722 km desde la confluencia con el río Paraguay hasta la ciudad de Diamante, donde comienza el predelta.

Finalmente, el curso inferior se extiende desde la ciudad de Diamante hasta su desembocadura sobre el río de la Plata.

1.5.1. TRAMO MEDIO DEL RÍO PARANÁ

Como se ha mencionado anteriormente, el curso medio del río Paraná se extiende desde la confluencia con el río Paraguay hasta la ciudad de Diamante, Entre Ríos. Tiene un rumbo casi recto, norte - sur, a lo largo de una falla que separa las llanuras chaco pampeanas de la Mesopotamia. Es de aguas turbias, de lecho limoso, y menos rápido e impetuoso que en los tramos anteriores.



Figura 1.17. Paraná medio. Fuente: Pesca en el Litoral Argentino³

Las características del río Paraná se modifican sustancialmente a partir su confluencia con el río Paraguay, tanto por el brusco cambio de rumbo como por la magnitud de los caudales que éste le aporta. En este tramo del río sus márgenes tienen barrancas altas en la margen izquierda (Corrientes y norte de Entre Ríos) y bajas en la opuesta (Chaco y Norte de Santa Fe). Esta situación se va invirtiendo al sur de la ciudad de Santa Fe donde la costa entrerriana va descendiendo y la santafesina elevándose en altas barrancas hasta su desembocadura. El Paraná recibe escasos afluentes que derraman sus caudales especialmente del lado correntino con rumbo noreste-suroeste siendo los más importantes los ríos Santa Lucía, Corrientes y Guayquiraró (este último límite natural entre las provincias de Corrientes y Entre Ríos).

1.5.1.1. TRAMO MEDIO DEL RÍO PARANÁ - SECCIÓN CORRIENTES

Teniendo en cuenta la zona en estudio de este proyecto, la sección Corrientes resulta de interés a la hora de analizar el comportamiento del río sobre el Barrio San Pedro Pescador. Está ubicada en el inicio del tramo medio del río Paraná, aguas abajo de la confluencia del río Paraná Superior con el río Paraguay.

El río Paraná cuenta con un caudal medio anual de aproximadamente $17.000 \text{ m}^3/\text{s}$ en dicha sección.



Figura 1.17. Corrientes y la confluencia de los ríos. Fuente: Google Earth

A su vez, constituye una sección de control, ya que prácticamente todo el volumen escurrido pasa a través de la misma sin desbordes significativos.

Durante los años 1982 y 1983 ocurrió la crecida registrada más importante del río Paraná en esta sección. Tuvo una duración de once meses, con caudales medios del orden de los 60.000 m³/s (Figura 1.18), superando la marca histórica registrada en 1905 de 50.000 m³/s (Figura 1.19).

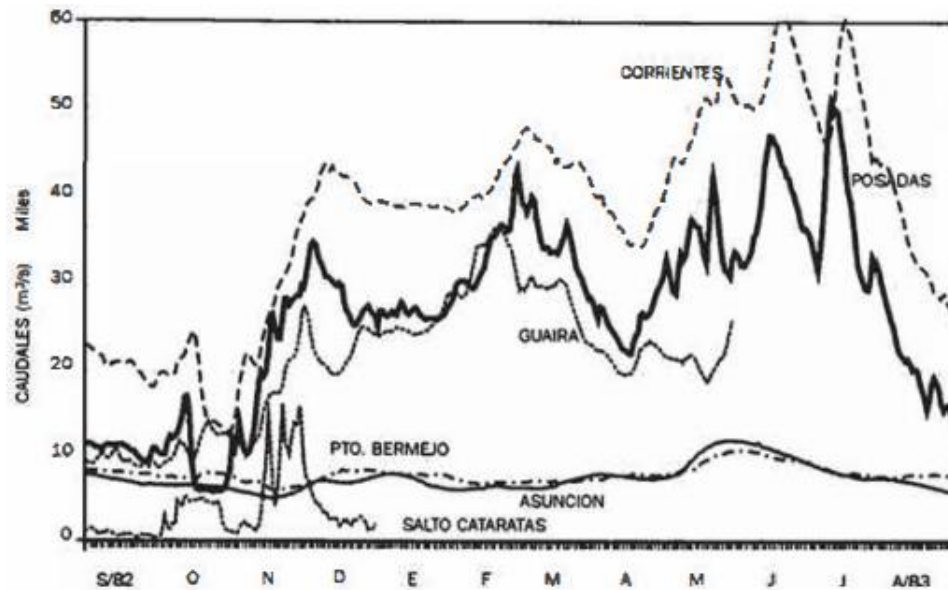


Figura 1.18. Hidrograma de crecida del año 1982-83. Fuente: (Amsler et al., 2020)⁴

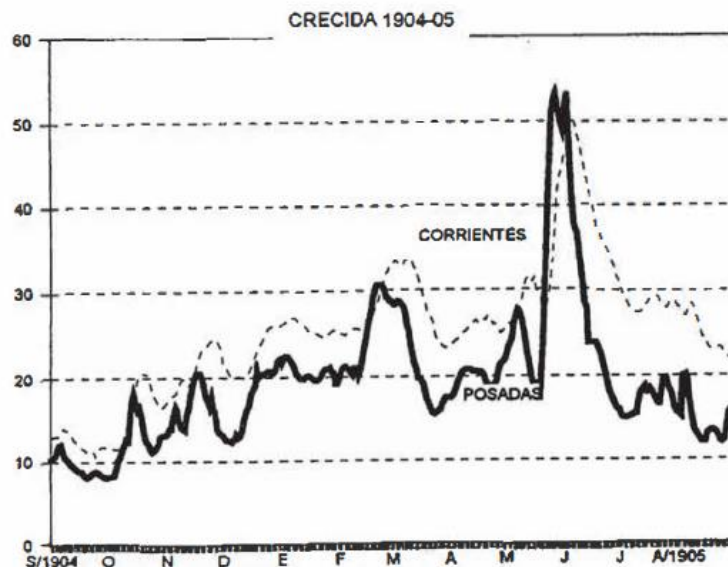


Figura 1.19. Hidrograma de crecida del año 1904-05. Fuente: (Amsler et al., 2020)⁴

El régimen hidrológico del río Paraná cuenta con dos períodos de crecidas, uno correspondiente a aportes del Alto Paraná (febrero y marzo) y otro debido tanto a crecidas del río Paraguay, como a crecidas violentas y cortas del río Iguazú debidas a la pendiente pronunciada de su cuenca (Figura 1.20).

En conclusión, las crecidas originadas por el río Iguazú se desarrollan en períodos cortos medidas en días, mientras que las propias del río Paraná se extienden durante meses.



Figura 1.20. El río Paraná en la Cuenca del Plata. Fuente: Descubrir Corrientes⁵

Un estudio realizado en el libro “El río Paraná en su tramo medio – Tomo I” (Amsler, et al., 2020)⁴ determina características comparativas de los hidrogramas de las principales crecidas ocurridas entre 1904 y 1998. Para ello, se tomaron todas las crecidas independientes, cuyos picos superan los 30.000 m³/s y los parámetros de interés para este análisis fueron: fecha de inicio y fin de crecida, a fin de determinar la duración de la misma (Figura 1.21).

En dicho estudio, se analizaron crecidas que tuvieron únicamente un valor pico. Es por ello que en la Figura 1.21 no se observa la duración de la avenida ocurrida en 1982/1983 dado que esta

sufrió más de un pico y, por ende, no fue posible graficarla teniendo en cuenta los datos tomados de esta bibliografía.

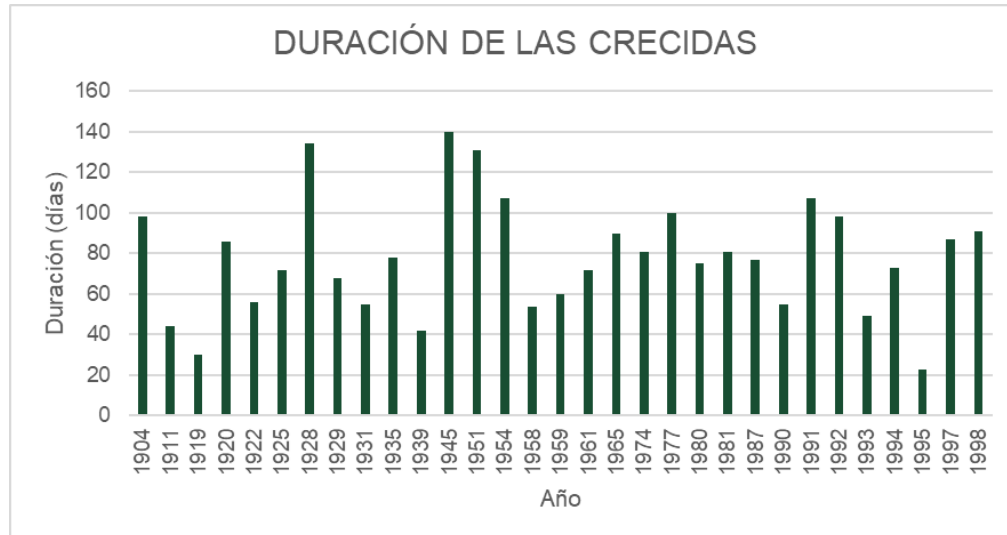


Figura 1.21. Duración de las crecidas principales entre 1904 y 1998. Fuente: Elaboración propia

Los caudales máximos anuales del río Paraná registrados en la sección Corrientes desde 1094 hasta la actualidad, se aprecian en la Figura 1.22. En este grafico se puede observar como luego del año 1970 los máximos superan ampliamente los 30.000 m³/s, lo que no ocurría con tanta frecuencia entre los años 1904-1970.

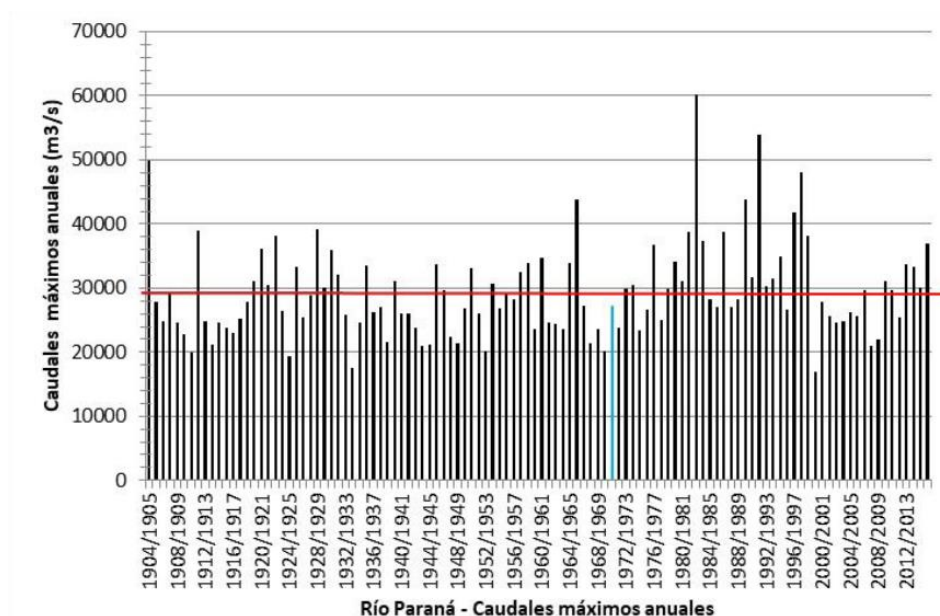


Figura 1.22. Caudales máximos anuales del río Paraná en Corrientes. Fuente: (Gómez et al., 2020)⁶

El Instituto Nacional del Agua (INA, 2012)¹⁰ desarrolló para 35 estaciones ubicadas a lo largo de los ríos Paraguay, Paraná e Iguazú curvas altura –caudal con su respectiva curva de ajuste. A continuación, en la figura 1.23 se presenta la curva H-Q ajustada para la estación Corrientes ubicada sobre el Río Paraná que es la sección de interés para este proyecto.

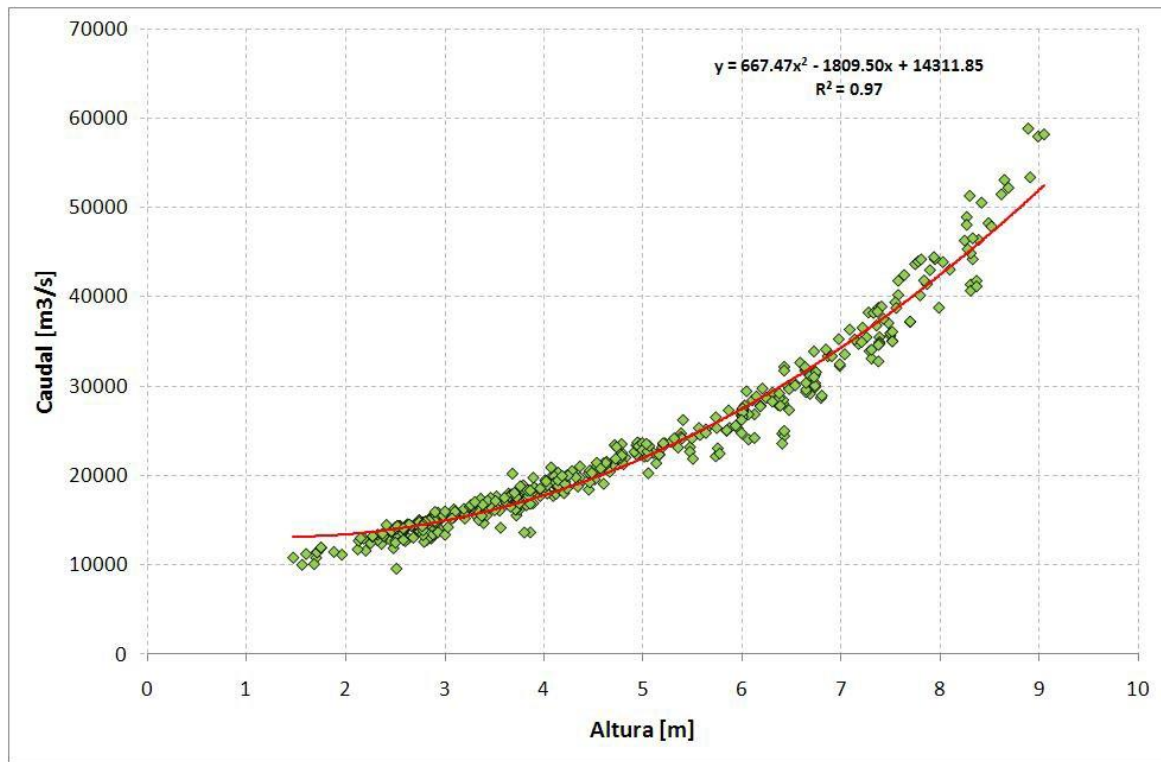


Figura 1.23. Curva H-Q del río Paraná. Fuente: (INA, 2012)¹⁰

En la Figura 1.24 se observa una imagen satelital del río Paraná en dicha sección con la creciente del año 2010 capturada por el satélite Landsat 5. A simple vista se aprecia como San Pedro Pescador queda inmerso en el valle de inundación del mismo y se justifica por qué debe ser protegido. En la ilustración siguiente (Figura 1.25), se ve nuevamente al barrio completamente rodeado por la crecida del río y como incluso, algunas viviendas que se hallaban asentadas en las zonas bajas se encuentran anegadas.



Figura 1.24. Imagen satelital Landsat 5 29-01-2010. Fuente: (INGIBA S.R.L)⁷

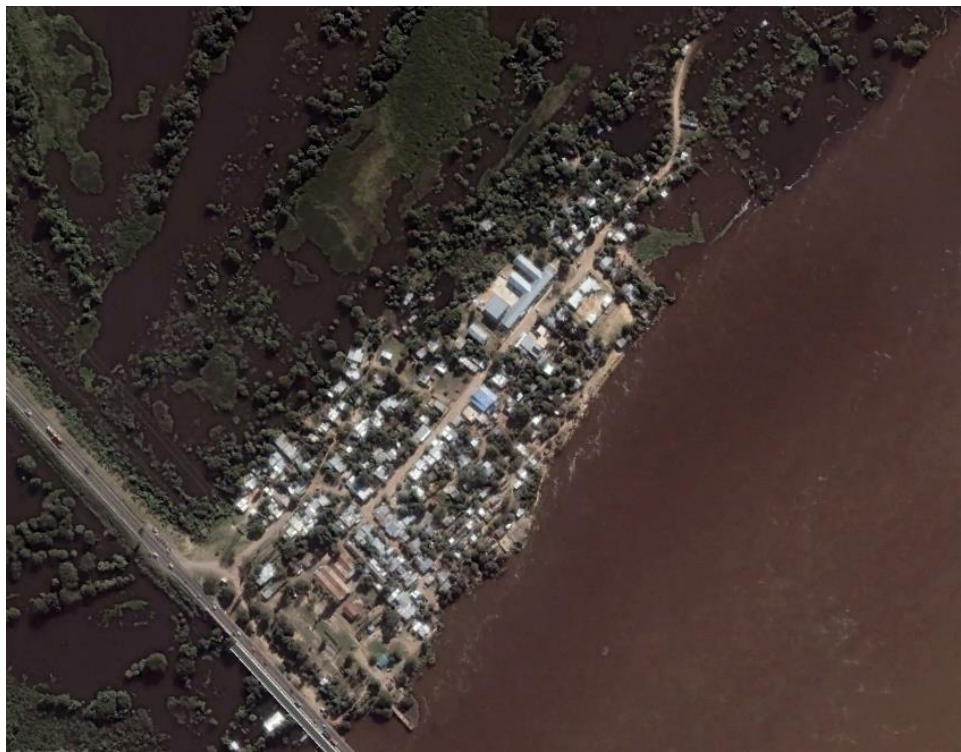


Figura 1.25. Imagen satelital junio de 2014. Fuente: Google Earth

En la actualidad, el barrio sufre anegaciones producidas por el río Paraná. Esta crecida, se debe casi exclusivamente al comportamiento del río Iguazú y áreas cercanas a la represa de Itaipú. Un dato favorable interesante es que, para el actual pulso de crecida, el río Paraguay se encuentra bajo y, por ende, la crecida pasará más rápido. El valor máximo de esta avenida se dio el 09/11/2023 alcanzando una altura de 7,15m.

Como se mencionó precedentemente, las crecidas originadas por el río Iguazú son rápidas. Una vez registrada la crecida en el río Iguazú, la avenida tiene un tiempo de traslado de siete a diez días hasta alcanzar la zona de estudio (Hugo Rohrmann, 2023)⁸

En el momento en el que se está redactando este documento, el fenómeno de “El Niño” más la temporada de lluvias (octubre – abril) marcan que se tendrán cinco o seis meses con precipitaciones, y los ríos responderán a estos factores. Por ende, se estima que esta es la primera crecida.

Bajo estas consideraciones, se visitó el barrio para inspeccionar las condiciones actuales que someten al mismo. Las imágenes que se adjuntan fueron tomadas el 07/11/2023 aproximadamente a las 9.30hs cuando el río Paraná contaba con una altura de 6,90m y que resultaría en una cota de 48,75m IGN (Figuras 1.26 a 1.32).



Figura 1.26. Entrada al Barrio San Pedro Pescador desde RN N°16. Fuente: Elaboración propia



Figura 1.27. Fotografía tomada desde el límite de la traza de defensa. Fuente: Elaboración propia



Figura 1.28. Ingreso de agua en zonas bajas del barrio afectadas por la crecida. Fuente: Elaboración propia



Figura 1.29. Zonas bajas del barrio afectadas por la crecida. Fuente: Elaboración propia



Figura 1.30. Zonas bajas del barrio afectadas por la crecida. Fuente: Elaboración propia



Figura 1.31. Defensa contra la erosión y el río Paraná. Fuente: Elaboración propia



Figura 1.32. Fotografía tomada desde el coronamiento del terraplén de defensa contra la erosión.

Fuente: Elaboración propia

1.5.2. HIDRODINÁMICA DEL RÍO

Para el desarrollo del proyecto de protección de las costas (Marcelo Calviño y Asociados S.A., 2020)⁹ se llevó a cabo una modelación numérica hidrodinámica y morfológica de un tramo del río Paraná que permitió reproducir la distribución transversal de velocidades de la corriente e identificar patrones de erosión y sedimentación.

A partir de la modelación realizada se visualizó la influencia del Riacho Antequera, ubicado sobre la margen izquierda del río Paraná y aguas arriba del barrio, el cual es un by-pass del mismo río y afecta directamente la costa de San Pedro Pescador (Figura 1.33).

Cabe aclarar que el día que se realizaron las mediciones las lecturas en el hidrómetro de la ciudad de corrientes fueron las siguientes:

Tabla 3.3. Alturas leídas en la escala los días de relevamiento. Fuente: (Marcelo Calviño y Asociados S.A., 2020)⁹

Día	00 hs	12 hs	Cota cero hidrómetro (m)
06/08/2019	2,84m	2,75	41,834
07/08/2019	2,75m	2,74	

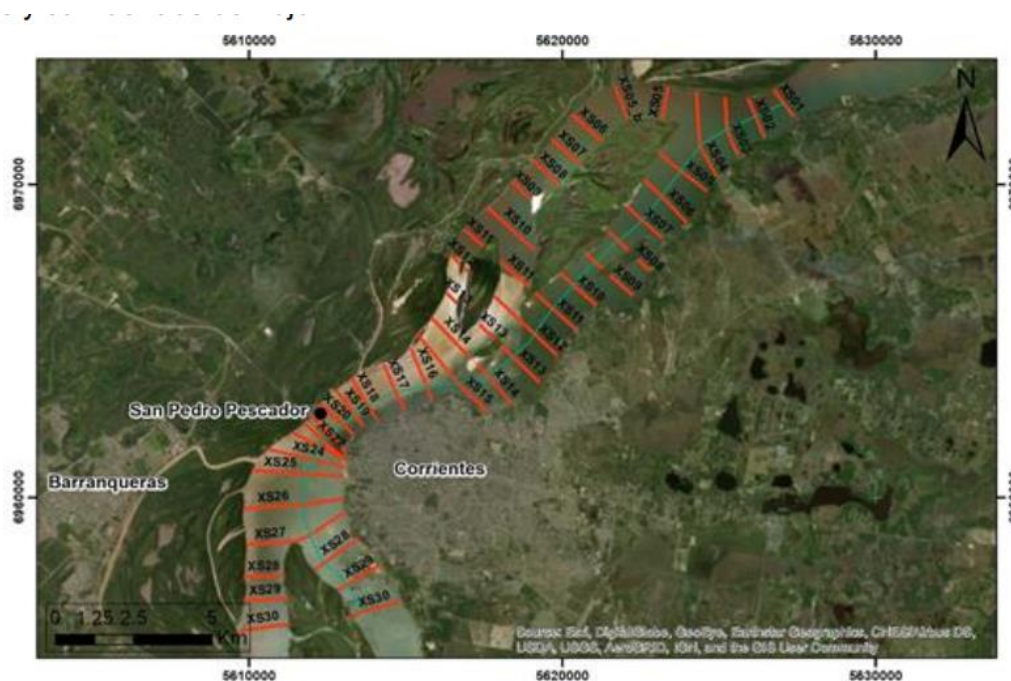


Figura 1.33. Ubicación general de los perfiles relevados. Fuente: (Marcelo Calviño y Asociados S.A., 2020)⁹

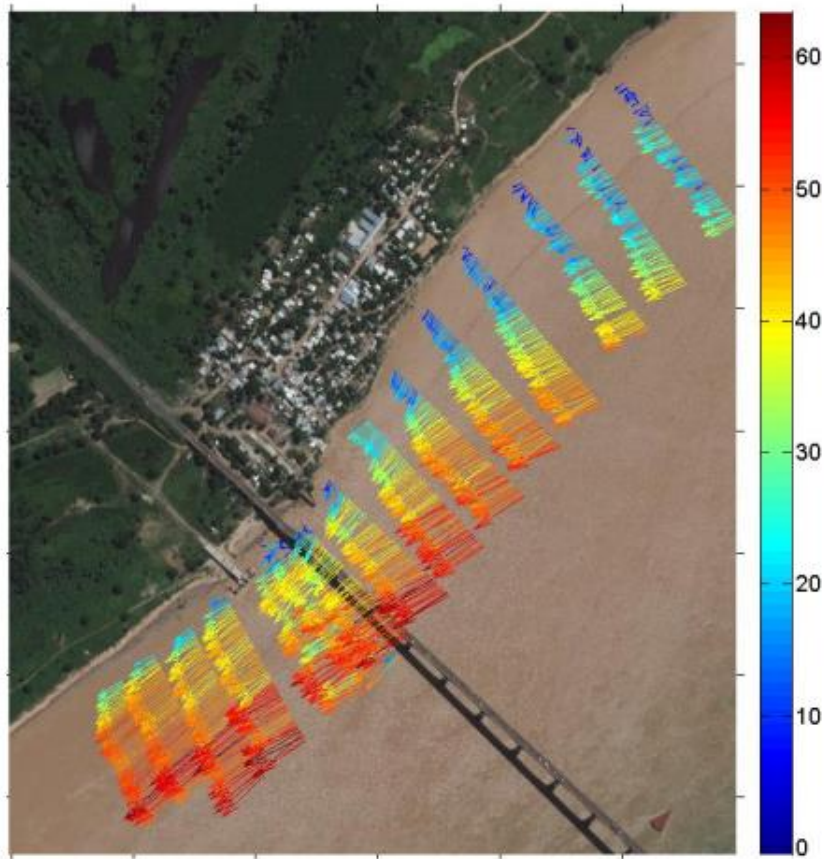


Figura 1.34. Campo de velocidades medias en la vertical (cm/s) en secciones transversales relevadas en detalle en cercanías al Barrio San Pedro Pescador. Fuente: (Marcelo Calviño y Asociados S.A., 2020)⁹

Analizando la Figura 1.34, en las costas del barrio las velocidades se encuentran entre los 0,5cm/s y 0,20cm/s.

El caudal proveniente por el Riacho Antequera es el que produce las erosiones máximas sobre la costa. Este Riacho ha permanecido invariante a lo largo de los años según se ha podido observar en las imágenes satelitales.

A su vez, la falta de linealidad de la zona costera en San Pedro Pescador es uno de los factores que afecta a la erosión. Esto ocurre debido a que existen zonas en donde los filetes líquidos provenientes del Antequera chocan contra la margen.

Por otro lado, teniendo en cuenta la influencia antes mencionada se modelaron todos los perfiles. El escenario se correspondió con la crecida centenaria la cual aportó las condiciones de borde para el modelo de detalle.

Para la modelación se tuvieron en cuenta dos condiciones, la de calibración y la de explotación del modelo. Para la calibración se utilizó el caudal relevado por el equipo de la FICH durante su campaña en la sección de aguas arriba con un valor de 14.587 m³/s.

En la consideración de explotación del modelo, el caudal utilizado para la definición de la erosión corresponde a la condición de recurrencia centenaria y resulta igual a 59.700 m³/s.

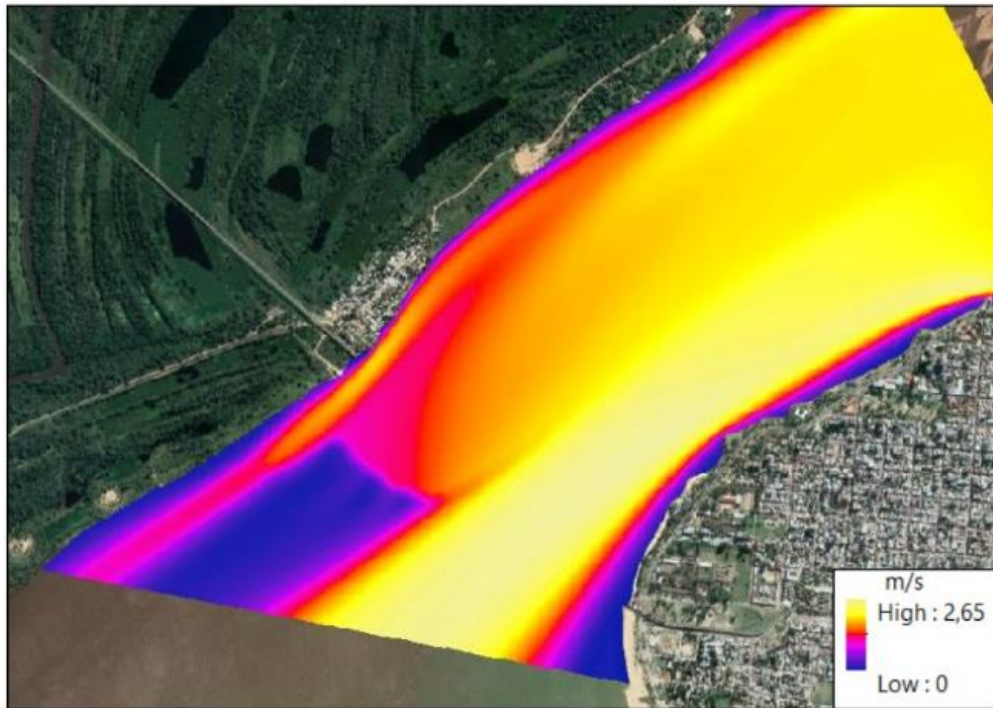


Figura 1.35. Velocidades medias (m/s). Fuente: (Marcelo Calviño y Asociados S.A., 2020)⁹

Como se puede observar en la Figura 1.35 considerando una influencia de un caudal equivalente a una crecida centenaria de 59700 m³/s, las velocidades en las inmediaciones del barrio rondan los 0.2cm/s.



TRABAJO FINAL

ANTEPROYECTO DE DEFENSA URBANA Y DESAGÜES PLUVIALES: BARRIO SAN PEDRO PESCADOR

CAPITULO 2:

ANÁLISIS HIDROMÉTRICO Y TOPOGRÁFICO

2.1. ANÁLISIS DE LA HIDROMETRÍA DEL RÍO PARANÁ

Como se mencionó en el capítulo anterior, el río Paraná representa la principal amenaza de inundaciones para el barrio San Pedro Pescador. Con el fin de determinar la magnitud del impacto de cada evento y la frecuencia asociada a las crecidas, se llevó a cabo un análisis estadístico de las alturas del río Paraná medidas en la sección de Corrientes. Además, el objetivo de este análisis fue el de obtener una altura de crecida asociada a un tiempo de recurrencia que permita definir la cota de coronamiento del terraplén de defensa que se proyecta.

Este análisis se realizó utilizando un registro diario de alturas alcanzadas por el río en la sección "Corrientes", localizada en la margen izquierda y siendo ésta la estación más cercana al barrio bajo estudio ubicado sobre el río Paraná (Figura 2.1). Los datos empleados fueron obtenidos del SNIH (Servicio Nacional de Información hídrica) y proporcionaron una serie temporal valiosa que, mediante el programa AFMulti, permitió examinar el comportamiento del mismo en esa ubicación específica, identificando eventos extremos asociados con crecidas significativas.

La escala donde se midieron las alturas está ubicada en el predio de la Dirección Nacional de Vías Navegables – Distrito Paraná Superior.

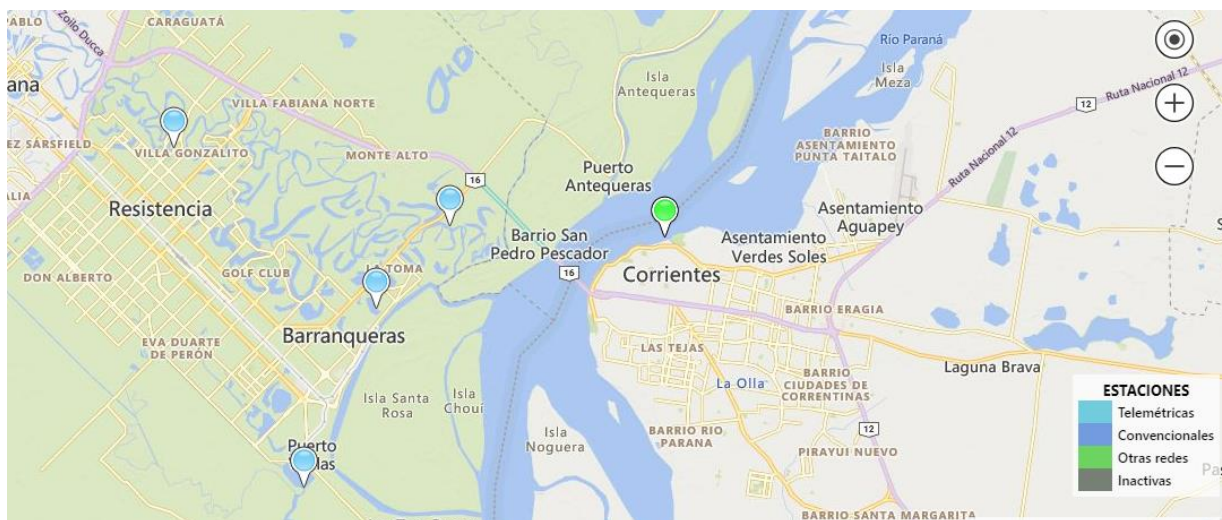


Figura 2.1. Ubicación de la estación Corrientes. Fuente: (SNIH,2023)

2.1.1. ANÁLISIS DESCRIPTIVO DE LA SERIE

La estación utilizada cuenta con datos históricos medidos desde 1910. Sin embargo, actualmente para diseñar obras de ingeniería afectadas por el río Paraná, se utiliza la serie moderna pues refleja el comportamiento que presenta esta región de la Cuenca del Plata durante los últimos 50 años como consecuencia del proceso de transformación ejercido por el ser humano sobre el medio (construcción de presas de embalse, desaparición de bosques nativos, etc.), ocasionando un aumento en los volúmenes de agua (Gómez et al., 2020)⁶.

Dicho lo anterior, el diagrama de caja y bigote de la Figura 2.2 permite ver la distribución de datos en cuartiles resaltando el centro, la extensión de los datos y los valores atípicos (*). Aquí se analizan ambas series en cuestión, la histórica y la moderna observándose a simple vista las variaciones sufridas entre una y otra a lo largo del tiempo.

En la serie moderna se ven aumentos en los tres cuartiles, especialmente en la mediana (segundo cuartil), en los valores mínimos y en los máximos registrados.

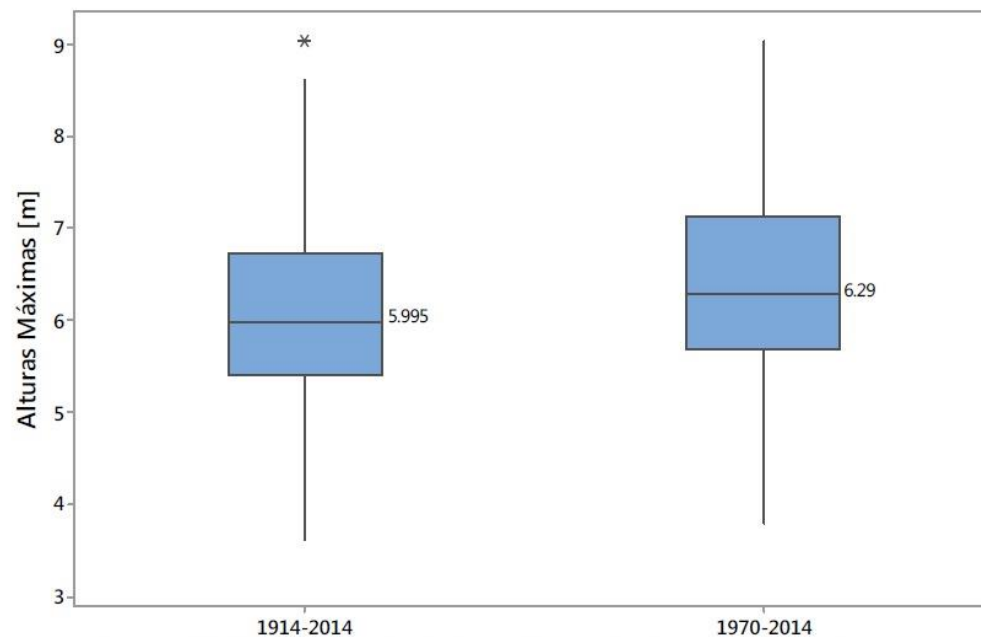


Figura 2.2. Diagrama de caja y bigote – Hidrómetro de Corrientes – Río Paraná. Fuente: (Mendez, G. 2016.)¹¹

A partir de los registros de alturas diarias, se obtuvieron los valores medios mensuales de las alturas del río Paraná con el fin de estudiar y conocer en profundidad el comportamiento del mismo a lo largo de un año hidrológico que en la región inicia el 1 de septiembre, con el aumento de las precipitaciones, y finaliza el 31 de agosto del año siguiente, Tabla 2.2.

Tabla 2.2. Valores medios mensuales

Mes	H media mensual (m)
Enero	4,34
Febrero	4,64
Marzo	4,31
Abril	4,08
Mayo	3,91
Junio	6,43
Julio	3,67
Agosto	3,29
Septiembre	3,25
Octubre	3,74
Noviembre	3,78
Diciembre	3,78

Al respecto se observó que junio fue el mes que presentó mayores valores de altura, por el contrario, aquellos que presentaron menores valores fueron agosto y septiembre (Figura 2.3). A simple vista, se aprecia que los valores registrados en junio no coinciden con el inicio del periodo húmedo del año hidrológico de la zona (septiembre), esto se debe a que los niveles del río dependen principalmente de los aportes generados la cuenca alta del Paraná.

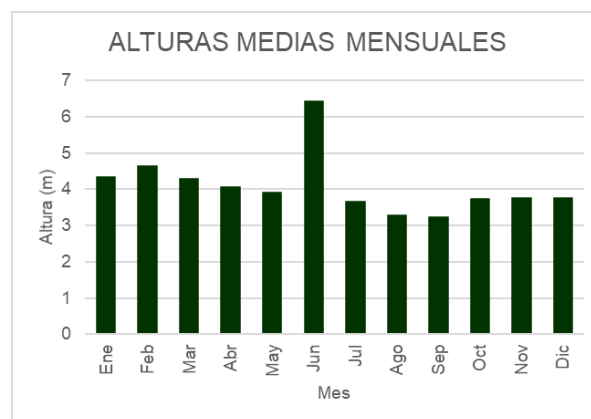


Figura 2.3. Alturas medias mensuales. Fuente: Elaboración propia

ANÁLISIS HIDROMÉTRICO Y TOPOGRÁFICO

De igual manera, a partir de los registros de alturas diarias, se obtuvo la serie de datos de alturas máximas estudiadas desde 1970 hasta el 2023, determinando la mayor altura ocurrida en el año hidrológico correspondiente, Tabla 2.3.

Tabla 2.3. Alturas máximas del río Paraná

Año hidrológico		H max anual	Día de Hmax
1-sep	31-ago		
1969	1970	4,4	19/3/1970
1970	1971	5,86	19/1/1971
1971	1972	5,24	4/3/1972
1972	1973	6,27	6/2/1973
1973	1974	6,34	2/2/1974
1974	1975	5,18	19/1/1975
1975	1976	5,76	16/12/1975
1976	1977	7,13	21/2/1977
1977	1978	5,46	5/2/1978
1978	1979	6,26	23/5/1979
1979	1980	6,81	15/3/1980
1980	1981	6,42	5/2/1981
1981	1982	7,26	26/7/1982
1982	1983	9,04	18/7/1983
1983	1984	7,13	5/10/1983
1984	1985	6,06	23/2/1985
1985	1986	5,82	27/5/1986
1986	1987	7,38	30/5/1987
1987	1988	5,82	3/6/1988
1988	1989	6,05	10/2/1989
1989	1990	7,94	1/2/1990
1990	1991	6,51	15/9/1990
1991	1992	8,63	7/6/1992
1992	1993	6,31	13/3/1993
1993	1994	6,73	12/10/1993
1994	1995	6,93	25/1/1995
1995	1996	5,79	7/4/1996

Año hidrológico		H max anual	Día de Hmax
1-sep	31-ago		
1996	1997	7,72	10/2/1997
1997	1998	8,39	4/5/1998
1998	1999	7,3	18/10/1998
1999	2000	3,8	17/6/2000
2000	2001	6,16	2/3/2001
2001	2002	5,66	29/5/2002
2002	2003	5,41	4/3/2003
2003	2004	5,47	22/12/2003
2004	2005	5,8	11/2/2005
2005	2006	5,66	6/11/2005
2006	2007	6,54	5/3/2007
2007	2008	4,54	30/4/2008
2008	2009	4,8	8/1/2008
2009	2010	6,8	24/1/2010
2010	2011	6,54	30/3/2011
2011	2012	5,61	30/6/2012
2012	2013	7,23	3/7/2013
2013	2014	7,16	18/6/2014
2014	2015	6,3	22/7/2015
2015	2016	7,47	9/1/2016
2016	2017	6,16	13/6/2017
2017	2018	6,63	27/1/2018
2018	2019	5,59	6/11/2018
2019	2020	3,20	9/2/2020
2020	2021	4,77	7/2/2021
2021	2022	3,74	14/4/2022
2022	2023	5,48	28/3/2023

En la Figura 2.4 se observa la variación de las alturas máximas anuales analizadas.

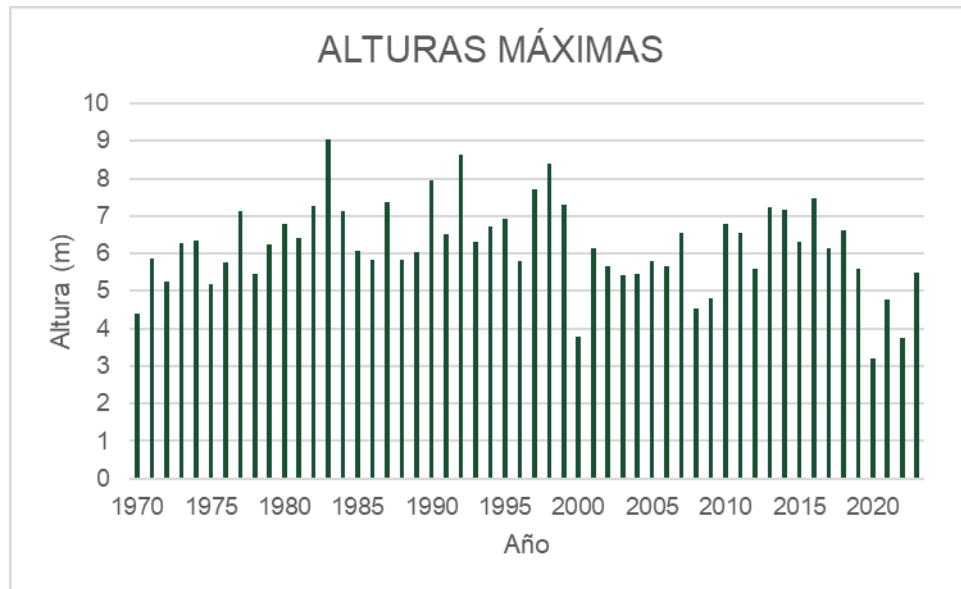


Figura 2.4. Variación de las alturas máximas. Fuente: Elaboración propia

La estadística descriptiva tiene como objetivo extraer información esencial de un conjunto de datos. Por ende, mediante un estudio de este tipo se logran resumir las características más importantes de los datos mencionados. En la Tabla 2.1 se exponen los parámetros estadísticos obtenidos para las alturas diarias registradas en la serie moderna (1970 – 2023).

Tabla 2.1. Parámetros estadísticos para las alturas diarias de la serie moderna.
Fuente: Elaboración propia

Media	3,87
Mediana	3,74
Moda	4
Varianza	1,93
Desvío estándar	1,39
Valor máximo	9,04
Valor mínimo	0,09

2.1.2. AJUSTE DE PROBABILIDADES

Para poder establecer la relación Altura-Tiempo de recurrencia (TR) se realizó un ajuste probabilístico. Inicialmente se generó la serie de alturas máximas anuales indicada

precedentemente y luego, se la analizó con distintas funciones teóricas de distribución mediante el modelo de Análisis de Frecuencia AFMulti, para finalmente seleccionar la que ajuste a la muestra.

El programa fue desarrollado en la Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas de la UNL. Este modelo permite elegir cualquiera de las distribuciones indicadas (Log. Gauss, GEV, Gumbel, Pearson, Log. Pearson, Exponencial y Wakeby) y la expresión de frecuencia experimental que se desee emplear para la serie muestral que se analiza. Para este caso, se utilizó la expresión de Hazen ($B=0,50$) para el cálculo de la frecuencia empírica.

A su vez, se calculó para el ajuste muestral a cada distribución los test de χ^2 y de Kolmogoroff, y los errores cuadráticos medios de la frecuencia (ECMF) y de la variable (ECMV). Este programa cuenta con capacidad para procesar hasta 100 valores de la variable.

A los fines de este estudio, el programa se configuró para obtener valores precisos de las probabilidades solicitadas, las cuales pueden observarse en la Tabla 2.4.

Tabla 2.4. Datos de entrada de probabilidad.

Probabilidad	0.5	0.25	0.2	0.12	0.1	0.06	0.04	0.02	0.01
Tiempo de recurrencia (Años)	2	4	5	8	10	15	25	50	100

Para evaluar la bondad de los ajustes estadísticos y seleccionar la función de distribución teórica, se tuvieron en cuenta los valores mínimos de los ECMV y ECMF.

En consecuencia, para la serie moderna de alturas máximas anuales del río Paraná, la distribución de Pearson fue la que arrojó dichos valores mínimos y, por tanto, se la consideró como la que ajusta en este caso (Tabla 2.5 y Figura 2.5). Ésta se ha aplicado con éxito para describir la distribución de probabilidad de picos de crecientes máximos anuales, lo que resulta adecuado para el caso en estudio en el que se pretende evaluar el riesgo de inundaciones para el diseño de una infraestructura resistente a estas condiciones.

Tabla 2.5. Resultados de bondad de ajuste de las distintas distribuciones de probabilidad

	LOGGAUSS	GUMBEL	GEV	PEARSON	LOGPEARSON	EXPONENCIAL	WAKEBY
KOLMOGOROFF	AAA	AAA	AAA	AAA	AAA	AAA	
CHI-CUADRADO	AAA	AAA	AAA	AAA	AAA	AAA	
ECMF	0,0376	0,0538	0,0346	0,0287	0,0317	0,0907	0,0000
ECMV	0,21	0,30	0,16	0,14	0,15	0,50	0,15

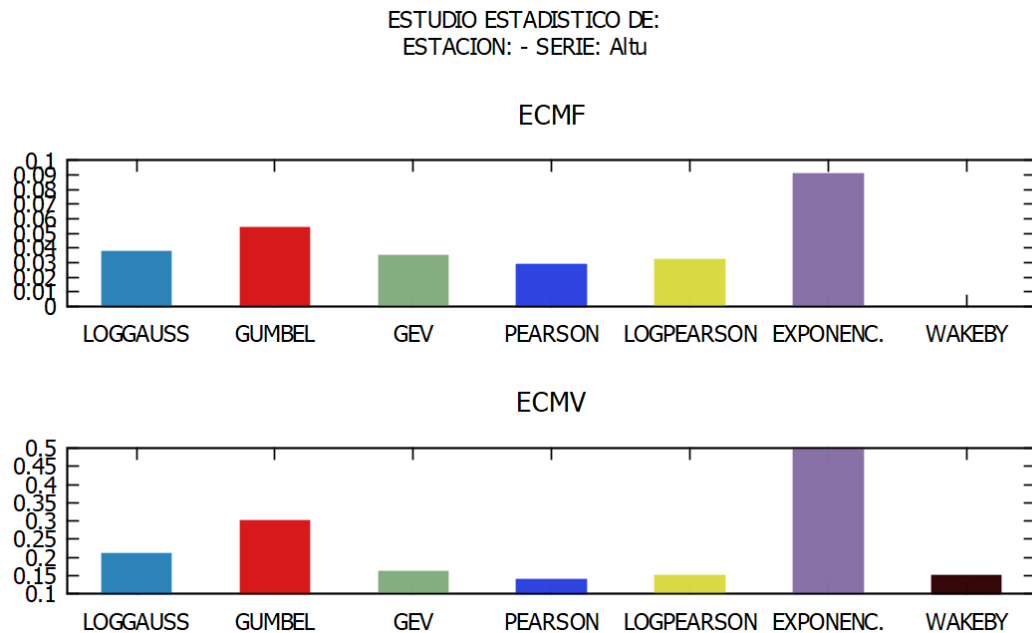


Figura 2.5. Bondad del ajuste. Fuente: AFMulti

Los resultados obtenidos para las probabilidades seleccionadas de este análisis se determinan en la Tabla 2.6.

Tabla 2.6. Resultados de la distribución de probabilidad para las probabilidades ingresadas

Cota cero IGN Est. Corrientes (m)	41,853	
Cota Pearson (m)	TR (años)	Cota en Est. Ctes. (m)
6,2	2	48,053
7	4	48,853
7,2	5	49,053
7,6	8	49,453
7,7	10	49,553
8	15	49,853
8,2	25	50,053
8,5	50	50,353
8,8	100	50,653

Por otra parte, se puede observar la probabilidad resultante para cada uno de los valores de variable ingresadas y por lo tanto calcular cual es el tiempo de recurrencia asociado a cada uno de estos (Tabla 2.7).

Tabla 2.7. Resultados de probabilidades resultantes para las variables ingresadas

Año	Altura (m)	Probabilidad Pearson	TR (años)	Año	Altura (m)	Probabilidad Pearson	TR (años)
1970	4.4	0.9348	1	1997	7.72	0.0941	11
1971	5.86	0.6177	2	1998	8.39	0.0275	36
1972	5.24	0.794	1	1999	7.3	0.1728	6
1973	6.27	0.4801	2	2000	3.8	0.9772	1
1974	6.34	0.4562	2	2001	6.16	0.5177	2
1975	5.18	0.8079	1	2002	5.66	0.6802	1
1976	5.76	0.6494	2	2003	5.41	0.7511	1
1977	7.13	0.2135	5	2004	5.47	0.7349	1
1978	5.46	0.7376	1	2005	5.8	0.6368	2
1979	6.26	0.4835	2	2006	5.66	0.6802	1
1980	6.81	0.3031	3	2007	6.54	0.3888	3
1981	6.42	0.429	2	2008	4.54	0.919	1
1982	7.26	0.1819	5	2009	4.8	0.8818	1
1983	9.04	0.0059	169	2010	6.8	0.3062	3
1984	7.13	0.2135	5	2011	6.54	0.3888	3
1985	6.06	0.5515	2	2012	5.61	0.6951	1
1986	5.82	0.6305	2	2013	7.23	0.1889	5
1987	7.38	0.1554	6	2014	7.16	0.2059	5
1988	5.82	0.6305	2	2015	6.3	0.4698	2
1989	6.05	0.5549	2	2016	7.47	0.1372	7
1990	7.94	0.0652	15	2017	6.16	0.5177	2
1991	6.51	0.3987	3	2018	6.63	0.3595	3
1992	8.63	0.0163	61	2019	5.59	0.701	1
1993	6.31	0.4664	2	2020	3.2	0.9934	1
1994	6.73	0.3277	3	2021	4.77	0.8867	1
1995	6.93	0.2678	4	2022	3.74	0.9797	1
1996	5.79	0.64	2	2023	5.48	0.7322	1

Teniendo en cuenta este estudio, se analizó el evento crítico que represente la peor condición registrada en esta estación. El mismo ocurrió el 18/07/1983 con una altura medida de 9,04m lo que resulta una cota de 50,89m, asociada a una crecida de 169 años de recurrencia.

El contar con un evento medido de esta magnitud es de suma importancia para el análisis ya que, si bien las cotas estadísticas son útiles para comprender tendencias generales y realizar

interferencias sobre ellas, no siempre son suficientes para capturar la verdadera magnitud de un evento importante o excepcional.

Actualmente, el barrio se encuentra rodeado por dos terraplenes, el de la RN N°16 y el de defensa contra la erosión. El primero cuenta con una elevación de 54m IGN y el segundo con 51m IGN. En consecuencia y a simple vista, la principal limitación está dada por la cota más baja. Así, se tomó la decisión de considerar este escenario como crítico para generar el cierre de la defensa.

Para la determinación de la cota de coronamiento del terraplén diseñado, se trabajó con un TR=100 años, asociado a una altura de 8,80m, que representaría una cota de 50,65m IGN y logrando una revancha de 35cm con respecto a la cota 51m IGN. Este parámetro se explicará en profundidad en el Capítulo 3.

2.2. ESTUDIO TOPOGRÁFICO

Cuando se emprende un proyecto de planificación de un sistema de defensas y desagües pluviales es esencial contar con una base sólida de información sobre el terreno en el que se va a trabajar. El estudio topográfico en este caso no solo delinea las características del terreno, sino que también permite identificar posibles obstáculos, riesgos naturales y otros factores que podrían afectar la viabilidad y el éxito del proyecto.



Figura 2.6. Topografía existente. Fuente: APA CHACO

En este caso, como punto de partida se contaba con un estudio topográfico previo, disponible en la Administración Provincial del Agua (APA) datado del año 2010, con una notable densidad de puntos (Figura 2.6). Este estudio preexistente sirvió como base fundamental para el análisis actual.

Luego de analizar la información antecedente, la tarea principal consistió en verificar las cotas establecidas en dicho estudio, con el propósito de determinar si las condiciones topográficas actuales se mantienen acordes con las mediciones realizadas precedentemente y finalmente, establecer la viabilidad de llevar adelante el proyecto a partir de este estudio base.

El principal problema radica en el impacto que generan las intervenciones que actualmente recibe el barrio durante la materialización de la obra de defensa contra erosión.

El proyecto contempla, entre otros componentes, la generación de un terraplén de defensa sobre el límite noreste del barrio y un refulado de arena en un sector de la parte norte que tiene como propósito la reubicación de las viviendas que se encontraban en peligro de derrumbe sobre las costas.

Como primera medida se descartaron las cotas ubicadas en las zonas de intervención de la obra que veremos señaladas en la Figura 2.7.

Seguidamente, se procedió a realizar una campaña de topografía que tuvo como objetivo dar cota a los puntos afectados por la obra y verificar los datos del estudio precedente. Esta campaña se realizó a través de la Administración Provincial del Agua mediante un equipo GPS con sistema GNSS Doble Frecuencia de 440 canales; medición en modos Postproceso y Tiempo Real RTK marca TRIMBLE, integrado por dos receptores modelo R8s.

La información obtenida por el equipo utilizado tiene una precisión, de acuerdo al modo de medición empleado de $\pm 8\text{mm} + 1\text{ppm}$ en horizontal y $\pm 15\text{mm} + 1\text{ppm}$ en vertical. En gabinete, se procedió a realizar un procesamiento de los datos relevados utilizando el software propio del equipo, Trimble Access TM.



Figura 2.7. Zona afectada por el proyecto de defensa contra erosión. Fuente: Google Earth

Se utilizó como base para el trabajo de relevamiento topográfico el Punto Fijo IGN: PF5N (299) de hormigón armado ubicado dentro del barrio San Pedro Pescador, perteneciente a la red de alta precisión (Figuras 2.8 y 2.9).

Dicho punto fijo tiene las siguientes coordenadas:

Norte: 6962547m

Este: 5611906m

Elevación (cota IGN): 51,017 m



Figura 2.8. PF5N (299). Fuente: Google Earth



Figura 2.9. PF5N (299). Fuente: IGN

Para el levantamiento de datos se utilizó el modelo Geoidal GEOAR-16, modelo físico que busca representar la verdadera forma de la Tierra calculándola como una superficie del campo de

gravidad con potencial constante y es utilizado como referencia para determinar la elevación del terreno. Motiva la utilización de este modelo el hecho de que el mismo es el utilizado por el Instituto Geográfico Nacional (IGN) en sus campañas de nivelación, teniendo en cuenta que el punto fijo del que se parte para el relevamiento fue georreferenciado por el IGN.



Figura 2.10. Relevamiento topográfico Fuente: Google Earth

Se relevaron puntos considerando zonas afectadas por la obra actual, así como también puntos que se encontraban fuera del alcance del estudio preexistente y se sacaron algunas cotas coincidentes o cercanas a puntos relevados por el estudio disponible a modo de verificarlas.

En la Figura 2.10 se pueden observar los puntos relevados, seguidamente en la Tabla 2.8 los códigos utilizados para nombrar los puntos con sus respectivas nomenclaturas y en la Tabla 2.9 se observan los valores de cota obtenidos para dichos puntos relevados.

Tabla 2.8. Códigos utilizados

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN
E	Eje de camino
PA	Pelo de Agua
PF	Punto Fijo
Tal	Terraplén
TN	Terreno Natural

ANÁLISIS HIDROMÉTRICO Y TOPOGRÁFICO

Tabla 2.9. Puntos relevados en la campaña topográfica

NOMBRE	NORTE (m)	ESTE (m)	ELEVACIÓN (m)
PF5n299	6962547000	5611906000	51,573
E001	6963204289	5612248840	48,839
E002	6962687199	5611816284	50,758
E003	6962668420	5611798290	50,822
E004	6962668422	5611798282	50,828
PA001	6963208635	5612069717	45,558
PA002	6963154688	5612042695	45,568
PA003	6962784085	5611749568	46,390
PA004	6962782630	5611746451	46,393
Tal001	6963165720	5612258740	50,801
Tal002	6963161923	5612255298	50,484
Tal003	6963171126	5612260207	50,740
Tal004	6963158649	5612266937	50,816
Tal005	6963141998	5612285356	50,848
Tal006	6963118678	5612296555	50,751
Tal007	6963085674	5612288748	50,738
Tal008	6963044524	5612279491	50,708
Tal009	6963028565	5612271652	49,466
TN001	6963228755	5612202861	50,128
TN002	6963209768	5612143218	50,243
TN003	6963195718	5612129358	50,139
TN004	6963246313	5612194203	48,615
TN005	6963253811	5612165038	47,502
TN006	6963234150	5612118844	46,671
TN007	6963203550	5612070418	46,068
TN008	6963182607	5612060420	46,212
TN009	6963158873	5612046423	45,908
TN010	6963146311	5612047183	45,975
TN011	6963139170	5612056910	46,387
TN012	6963217363	5612262069	48,528
TN013	6962688339	5611798280	50,156
TN014	6962698584	5611791019	49,850
TN015	6962721890	5611755630	47,615
TN016	6962741016	5611732130	47,016
TN017	6962760431	5611728806	46,987
TN018	6962768541	5611735417	46,783
TN019	6962773120	5611743161	46,863
TN020	6962779188	5611751918	46,734

ANÁLISIS HIDROMÉTRICO Y TOPOGRÁFICO

En las zonas donde no se pudo acceder (señalado en amarillo, Figura 2.11), las cotas de Terreno Natural (TN) se estimaron mediante imágenes satelitales y relevamientos visuales, Figura 2.12.



Figura 2.11. Zona de acceso limitado. Fuente: Google Earth

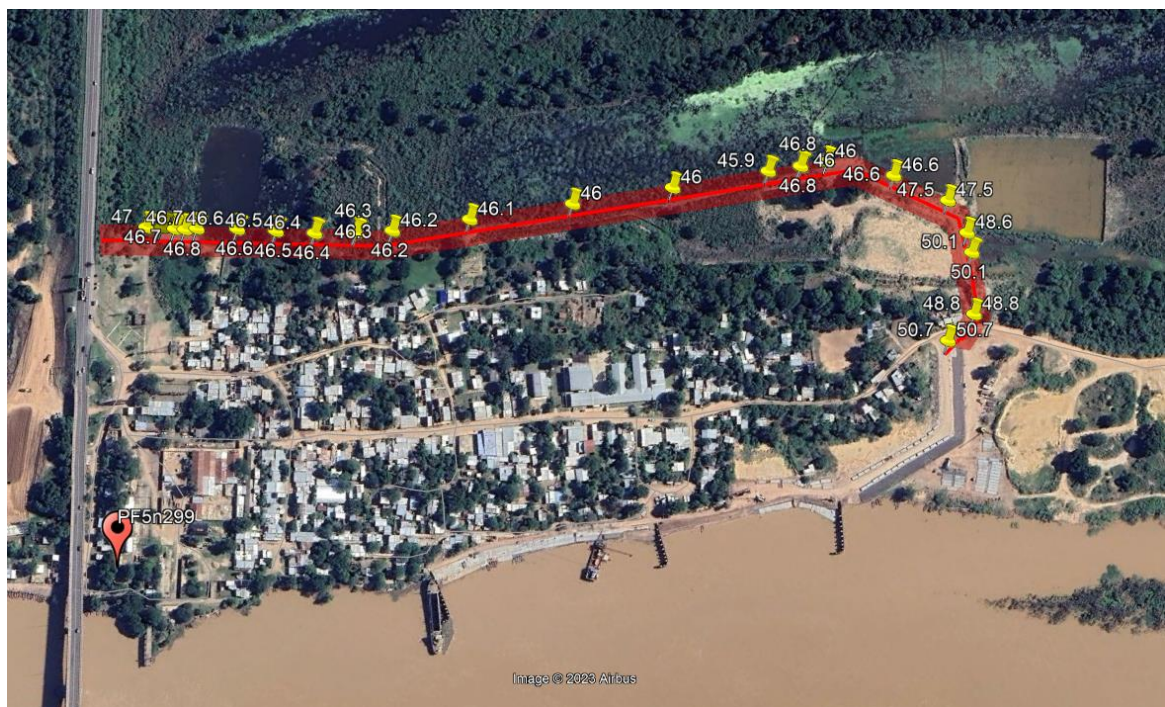


Figura 2.12. Cotas medidas y estimadas sobre la traza del terraplén. Fuente: Google Earth

A través de este estudio se pudo definir la cota de coronamiento del terraplén construido en 51m IGN, así como también validar el estudio topográfico precedente con el que se contaba. Se compararon puntos cercanos disponibles en ambos relevamientos y se constató que las cotas de terreno existentes coinciden con las del estudio disponible.

Por otro lado, los puntos indicados como “PA” que se muestran en la Tabla 2.9 representan las cotas de pelo de agua alcanzadas por la laguna que se encuentra por fuera del barrio en su límite noroeste, el día que se realizó la topografía. En la figura 2.13 podemos observar la ubicación de la misma. Vale aclarar que la campaña se llevó a cabo el 15/05/2023 cuando el río Paraná se encontraba a una cota de 45,403m (IGN) siendo el cero de esta escala 41,853 (IGN).



Figura 2.13. Ubicación de laguna lindante al barrio. Fuente: Google Earth

En los planos anexos se pueden observar las curvas de nivel realizadas a partir de la topografía que permitieron definir las ubicaciones de zonas naturalmente bajas que fueron de interés a la hora de realizar definiciones en el proyecto que se muestran en los siguientes capítulos.



TRABAJO FINAL

ANTEPROYECTO DE DEFENSA URBANA Y DESAGÜES PLUVIALES: BARRIO SAN PEDRO PESCADOR

CAPITULO 3:

DISEÑO DE LA PRESA

3.1. DETERMINACIÓN DE LA TRAZA

A la hora de definir la traza de la defensa fue de suma importancia la información del estudio topográfico e hidrométrico desarrollado en el capítulo anterior. Teniendo en cuenta las cotas de terreno relevadas y los análisis estadísticos de la hidrometría del río se pudieron definir por un lado las “zonas altas” es decir zonas que no necesitan de una defensa porque se encuentran fuera de peligro y “zonas bajas” o zonas a defender.

Recordando los resultados obtenidos en el análisis estadístico de las alturas alcanzadas por el río Paraná se pudo ver que, para tiempos de recurrencias de 50 y 100 años, el estudio arroja cotas de 50,35m y 50,65m respectivamente.

En la Figura 3.1 se observa una curva de nivel con cota 50,6m IGN y luego, un área sombreada en blanco que refleja las zonas que se encuentran por encima de este nivel, es decir, que no necesitarían ser protegidas.



Figura 3.1 Zona englobada por la curva de nivel 50,6m. Fuente: Google Earth 2023.

DISEÑO DE LA PRESA

La región noroeste del barrio se caracteriza por estar expuesta a crecidas con una menor frecuencia, lo que la convierte en la ubicación preferida para albergar la traza. A pesar de esto, uno de los desafíos que se presentaron al determinar la ubicación de la traza fue encontrar un punto de cierre adecuado.

Como se puede observar en la Figura 3.1 toda la zona costera, es decir, la que se encuentra sobre el río Paraná, es una zona actualmente alta y resguardada de crecidas con tiempos de recurrencia de hasta 100 años de recurrencia. Por otro lado, en la zona suroeste, el barrio queda protegido de una crecida por el terraplén de la ruta nacional N°16 y en su zona noreste por el terraplén de la actual obra en construcción de defensa contra erosión de las márgenes.

De esta forma, se decidió que la zona que necesita albergar el cierre es la zona norte y así quedaría todo el barrio actualmente desarrollado protegido de una crecida de hasta 100 años de tiempo de recurrencia del río Paraná.



Figura 3.2 Traza de defensa. Fuente: Google Earth 2023.

3.2. COTA DE CORONAMIENTO DEL TERRAPLÉN DE DEFENSA

El segundo desafío que surgió durante esta fase del proyecto se centró en la determinación de la cota de coronamiento del terraplén. Como punto de partida, se evaluaron las cotas de coronamiento de los dos terraplenes que conformarían el cierre de la traza de defensa.

Como se mencionó anteriormente, el terraplén en estudio se conecta al suroeste con el terraplén de la RN N°16, y al noreste con el terraplén de defensa contra la erosión. El primero cuenta con una elevación de 54m IGN y el segundo con 51m IGN. En consecuencia y a simple vista, la principal limitación está dada por la cota más baja. Así, se tomó la decisión de considerar este escenario como crítico para generar el cierre de la defensa.

Seguidamente, analizando la estadística del capítulo anterior y el evento máximo ocurrido, se observa que bajo estas circunstancias se tendría:

- **Para TR = 169 años (máximo evento registrado)**

Altura: 9,04m

Cota resultante: 50,89m

Revancha disponible: $51\text{m} - 50,89\text{m} = 11\text{cm}$

- **Para TR = 100 años**

Altura: 8,80m

Cota resultante: 50,65m

Revancha disponible: $51\text{m} - 50,65 = 35\text{cm}$

Si bien con una cota de 51m IGN se logra proteger al barrio de ambos escenarios, resulta conveniente trabajar con la segunda alternativa, dado que generaría una revancha mayor.

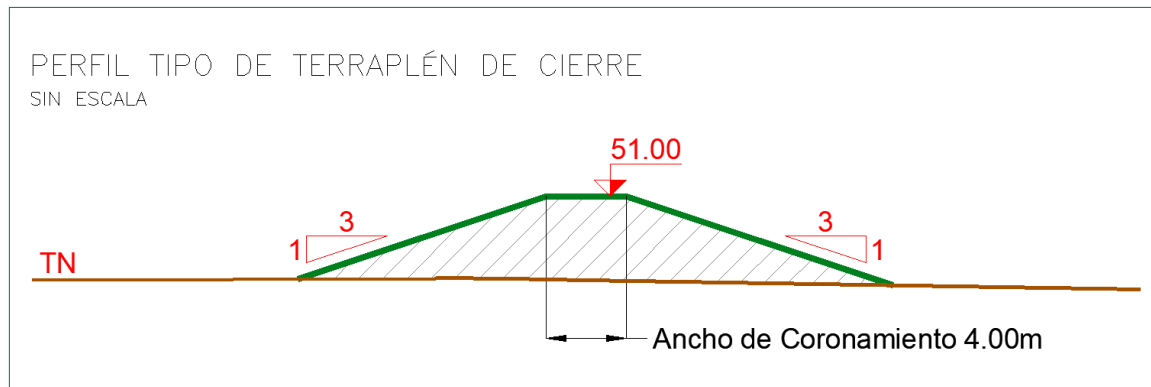


Figura 3.3 Perfil transversal terraplén zona noreste. Fuente: (Marcelo Calviño y Asociados S.A. 2020)⁹

3.3. SECCIÓN TRANSVERSAL DEL TERRAPLÉN

En la Figura 3.4 se observa un esquema de la sección transversal proyectada para el terraplén de defensa cuyas secciones y materiales adoptados se determinan en los ítems desarrollados seguidamente.

En el plano N°7 “Sección transversal del terraplén” se detallan los parámetros de la misma.

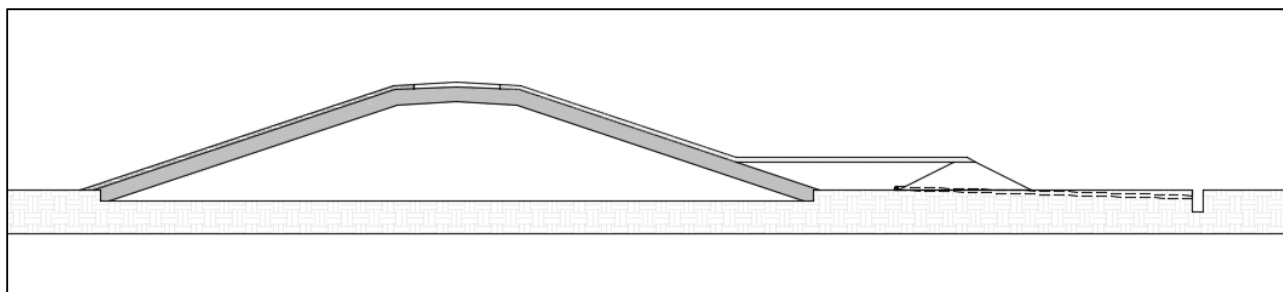


Figura 3.4. Esquema del perfil transversal del terraplén. Fuente: Elaboración propia

3.3.1. MATERIALES A UTILIZAR

La obra consiste en una presa proyectada con suelo cohesivo de préstamo, apto para obras hidráulicas y disponible en zonas cercanas a la misma. Será ejecutada 50cm por debajo del nivel de terreno natural como consecuencia de la previa liberación del suelo vegetal existente y bordeará perimetralmente al Barrio San Pedro Pescador.

La adopción del material se determinó en función de la disponibilidad espacial dado que no es posible trabajar con una base de terraplén mayor a 35m. A su vez, se sabe que los suelos cohesivos de la zona son dispersivos y resultaría riesgoso plantear un núcleo de suelo permeable, dado que, ante una mínima fisura del recubrimiento y considerando la acotada longitud transversal con la que cuenta el terraplén, el agua fluiría fácilmente a través de él. En consecuencia, para asegurar la vida útil de éste último, se necesitaría un mantenimiento considerable.

Seguidamente, analizando el estado de las defensas construidas en las proximidades a San Pedro Pescador, existen fallas debidas a la presencia de este tipo de suelos, por ello resulta inconveniente que la durabilidad de la presa dependa del mantenimiento.

Por último, se colocará un revestimiento de suelo cal de 70cm de espesor a fin de estabilizar las arcillas dispersivas abundantes en la zona.

3.3.2. ANCHO DE LA CRESTA

El ancho de cresta corresponde a la parte superior de la presa, que puede ser proyectada como camino transitable. Su ancho mínimo debe ser aquel que posea una red de filtración, con el embalse lleno, que permita presiones de filtración adecuadas.

Existen diversas fórmulas para calcular el ancho de la cresta, según diversos autores, que se detallan a continuación (Ruberto, 2021)¹⁵:

$$b = 3 + \frac{5}{17} \cdot (h - 3) \quad (\text{Franz, Rochedo}) \quad [3.1]$$

$$b = \left(\frac{h}{5} + 3,05\right) > 0,305 \text{ m} \quad (\text{USBR}) \quad [3.2]$$

$$b = 1,65 \cdot \sqrt{h} \quad (\text{Knappen}) \quad [3.3]$$

$$b = 1,1 \cdot \sqrt{h} + 1 \quad (\text{Preece}) \quad [3.4]$$

Dónde:

b: ancho de la cresta, en metros.

h: altura de la presa, en metros.

La altura de la presa se determinó como la diferencia entre la cota de terraplén y la cota de terreno más baja existente sobre la traza del mismo, a fin de considerar un criterio precautorio teniendo en cuenta que esta sería la peor condición. Por lo tanto, el valor de h es:

$$h = 51 \text{ m} - 46 \text{ m} = 5 \text{ m}$$

Se puede obtener el ancho de coronamiento según los distintos autores mencionados. Los resultados se detallan en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1. Valores de ancho de cresta según los diferentes autores. Fuente: Elaboración propia

Autor	Ancho de cresta (m)
Franz, Rochedo	3,59
USBR	4,05
Knappen	3,69
Preece	3,46
Adoptado	5

Generalmente se aconsejan anchos de entre 5 a 10m para grandes presas y no menores a 4m para pequeñas, particularmente si estas últimas son transitables, lo cual facilita las tareas de mantenimiento durante su vida útil. Por tanto, se adoptó un ancho de coronamiento de 5 m.

3.3.3. TALUDES SECO Y MOJADO

El talud mojado está ubicado aguas arriba, y es el que está en contacto que el agua embalsada. Generalmente suele ser más extendido que el seco.

El talud seco está ubicado aguas abajo (de allí su denominación de seco), en el cual no se permiten filtraciones a través del mismo, sino controladas por filtros.

Teniendo en cuenta la materialización de obras con características similares cercanas a la zona y también la bibliografía disponible (Tabla 3.2), se adoptaron pendientes iguales de 1:3 (V:H) para el talud mojado y seco.

Tabla 3.2. Taludes recomendados para las presas de tierra homogéneas sobre cimentaciones estables.

Fuente: (Ruberto, 2021)¹⁵

Caso	Tipo	Propósito	Sujetas a desembalses rápidos 1	Clasificación de los suelos 2	Talud de aguas arriba	Talud de aguas abajo
A	Homogénea ú homogénea modificada	Regulación ó Almacenamiento	No	GW, GP, SW, SP	Permeable no adecuado	
				GC, GM, SC, SM	2½:1	2:1
				CL, ML	3:1	2½:1
				CH, MH	3½:1	2½:1
B	Homogénea modificada	Almacenamiento	Si	GW, GP, SW, SP	Permeable no adecuado	
				GC, GM, SC, SM	3:1	2:1
				CL, ML	3½:1	2½:1
				CH, MH	4:1	2½:1

3.3.4. BERMA Y SISTEMA DE DRENAJE

Para asegurar que la presa no falle por el fenómeno de sifonamiento aguas debajo de la misma, se plantea la construcción de una berma que acompañará la traza de defensa. Estará constituida por arena de refulado en el centro y suelo arcilloso obtenido de préstamo en el límite exterior, como puede apreciarse en la Figura 3.4.

La berma contará con 1,30m de altura y un talud 1:2 del suelo arcilloso que evitará su desmoronamiento. El material permeable permite captar las aguas que atraviesan el talud que luego serán recolectadas por un sistema de drenaje compuesto por 1 tubo de PVC de 0,16m de diámetro perforado y recubierto con geotextil que impedirá el paso del material fino.

El sistema descargará al canal del sistema de macrodrenaje utilizando tubos del mismo diámetro cada 50m.

Si bien no se realiza un análisis exhaustivo, los filtros deberán cumplir:

- Permeabilidad
- Evitar erosión de finos
- No segregación

3.4. VERIFICACIÓN DE ASENTAMIENTOS, ESTABILIDAD Y FILTRACIONES DEL TERRAPLÉN

El programa PLAXIS permite evaluar el comportamiento elastoplástico no lineal de los suelos, el comportamiento hidráulico en régimen estacionario y las deformaciones. Cuenta con una serie de modelos constitutivos para simular el comportamiento de los suelos. Cada modelo exige para su utilización determinados parámetros de comportamiento de los mismos, los cuales pueden ser obtenidos mediante ensayos de campo, ensayos de laboratorio o correlaciones existentes.

Se empleó el modelo elastoplástico denominado Mohr- Coulomb, que asume un comportamiento elástico lineal del material cuando las tensiones no han alcanzado la superficie de fluencia (envolvente de ruptura). La superficie de fluencia para este modelo es una extensión de la ley de fricción de Coulomb y se define mediante dos parámetros: la cohesión (c) y el ángulo de fricción interna (ϕ).

Mediante el programa PLAXIS 8.5 se verificaron las peores condiciones de operación de la presa. Los estados de carga analizados se desarrollan a continuación.

3.4.1. CONDICIONES A ANALIZAR

3.4.1.1. ESTABILIDAD AL FINAL DE LA CONSTRUCCIÓN

El programa PLAXIS calcula el coeficiente de seguridad mediante un procedimiento en el cual los parámetros resistentes (c' y ϕ') son reducidos gradualmente hasta que ocurre el colapso de la estructura. En esta situación el factor de seguridad es definido como la relación entre la resistencia disponible, determinada por los parámetros (c' y ϕ') reales, y la resistencia en colapso, determinada por parámetros reducidos (cr' y $\phi r'$). Por tanto, se utiliza la siguiente relación:

$$FS = \frac{\text{Resistencia Disponible}}{\text{Resistencia en Colapso}}$$

En esta etapa se determina el factor de seguridad a la estabilidad general del sistema, mediante la función “phi – c reduction”.

En el diseño se considera que los suelos cohesivos presentan un comportamiento elastoplástico no drenado y también, que los asentamientos iniciales no son relevantes para el funcionamiento

futuro de la estructura dado que estos, son compensados por el mismo proceso de avance de la construcción del terraplén.

El factor de seguridad mínimo recomendado para este fenómeno es del orden de 1,50, siendo necesario recurrir a modificaciones de proyecto si esta condición no se satisface.

3.4.1.2. ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN

El análisis de consolidación se realiza a los efectos de determinar si los asentamientos diferidos en el tiempo, luego de finalizada la construcción, pueden afectar el correcto funcionamiento de la estructura. El análisis se realiza planteando un comportamiento drenado en suelos cohesivos, es decir, permitiendo que se disipen las presiones neutras generadas en la etapa de construcción. Esta disipación de presiones neutras incrementa las tensiones efectivas lo que se traduce en asentamientos por deformación de la masa de suelos.

3.4.1.3. ESTABILIDAD EN ESTADO DE RÉGIMEN

En este escenario se evaluará el factor de seguridad tal como se explicó en el ítem 3.4.1.1, utilizando la función “phi – c reduction”.

La generación del embalse de agua producto de crecidas del Río Paraná, provocará un gradiente hidráulico dado por el desnivel generado aguas arriba y aguas abajo de la presa. Este gradiente hidráulico fomentará el flujo de agua a través del terraplén y su cimentación, aumentando las poropresiones y reduciendo las fuerzas geotécnicas estabilizantes.

En esta etapa, se calculan las presiones de poros debidas a la cota de inundación de diseño.

El factor de seguridad mínimo recomendado para este fenómeno es del orden de 1,50, siendo necesario recurrir a modificaciones de proyecto si esta condición no se satisface.

3.4.1.4. RUPTURA POR SIFONAJE

En esta etapa se analizan sectores críticos a la ruptura por sifonaje aguas abajo del terraplén de defensa. Partiendo de las cargas hidráulicas determinadas en la etapa anterior (Estado de Régimen), se determina el factor de seguridad al sifonaje.

Este modo de rotura se produce tan pronto como la fuerza ejercida por la subpresión hidrostática ascendente resulta igual al peso de suelo sumergido por encima de la misma. En consecuencia, el factor de seguridad para este fenómeno se define como la relación entre el peso específico de suelo sumergido y la subpresión hidrostática ascendente.

Mediante los resultados del programa pueden determinarse las líneas equipotenciales y las cargas hidráulicas en cada punto de la masa de suelo y con estos datos es posible estimar el gradiente hidráulico en puntos de interés críticos aguas abajo donde puedan generarse rupturas hidráulicas (sifonaje) mediante erosión interna por arrastre de partículas.

El factor de seguridad mínimo recomendado para este fenómeno es del orden de 3, siendo necesario recurrir a modificaciones de proyecto si esta condición no se satisface.

3.4.1.5. DESEMBALE RÁPIDO

En esta etapa de cálculo se considera que los suelos arcillosos presentan también comportamiento elastoplástico no drenado generando exceso de presiones neutras. Para el análisis se asume que el terraplén se encuentra saturado como consecuencia del estado de régimen y que el nivel del agua desciende rápidamente hasta nivel de terreno natural. En estas condiciones se determina el factor de seguridad a la estabilidad general del sistema.

El factor de seguridad mínimo recomendado para este fenómeno es del orden de 1,50, siendo necesario recurrir a modificaciones de proyecto si esta condición no se satisface.

3.4.2. ESCENARIOS DE ANÁLISIS

Se estudiarán 3 situaciones críticas, en las que el terraplén interactúa con diversos componentes del sistema.

- Interacción terraplén – canal
- Interacción terraplén – reservorio 2
- Interacción terraplén – reservorio 3

3.4.3. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS UTILIZADOS EN LA MODELACIÓN

Para comenzar, se analizó la información geotécnica antecedente, producto de estudios previos a la ejecución de proyectos que actualmente se encuentran en ejecución en San Pedro Pescador.

Se utilizaron los estudios geotécnicos realizados para el desarrollo del “Proyecto de defensa contra la erosión”. El mismo cuenta con 5 sondeos exploratorios de 10m de longitud, ubicados en la zona costera del barrio. En la Figura 3.5 se observan las ubicaciones de los sondeos.



Figura 3.5. Ubicación de los sondeos. Fuente: (Gauto Ingeniería S.A., 2022)¹⁶

La localización de los sondeos no es coincidente con la zona de estudio que se presenta en este proyecto, pero se asume (por falta de datos) que se darán estratigrafías similares bajo la traza de la defensa.

Luego de analizar los sondeos en cuestión, se decidió trabajar con el N°3 dado que resulta ser el más desfavorable (Tabla 3.3). A su vez, a este se lo resumió en 5 estratos que se detallan en la Tabla 3.4.

DISEÑO DE LA PRESA

Tabla 3.3. Sondeo N°3. Fuente: (Gauto Ingeniería S.A., 2022)¹⁶

Prof.		Descripción	Hum. Nat. (%)	Análisis granulométrico					Límites de Atterberg			S.P.T. N	Clas. S.U.C.S.
De (m)	Hasta (m)			P.T. 4%	P.T. 10%	P.T. 40%	P.T. 100%	P.T. 200%	LL (%)	LP (%)	IP (%)		
0,50	1	Arcilla fina arenosa	20,3	98	98	94,2	82,8	64,2	29,3	14,6	14,6	11	CL
1	2		20,3	99,2	98,6	95	84	66,6	31,8	14,6	17,2	7	
2	3	Limo arenoso	26,3	100	100	96,4	81,8	65	NP	NP	NP	3	ML
3	4	Limo	28,3	100	100	100	100	88,6	NP	NP	NP	2	ML
4	5	Arcilla fina	29	100	100	100	100	98	29,7	15	14,7	2	CL
5	6	Arena limosa	21,7	100	100	97,6	72,2	28,2	NP	NP	NP	11	SM
6	7		19,6	100	100	98,8	65	46,4	NP	NP	NP	10	
7	8		17,4	100	100	94,8	57,6	28,6	NP	NP	NP	13	
8	9		17,9	100	100	95,8	51,4	24,8	NP	NP	NP	12	
9	10		15,9	100	100	92,6	54,4	26,6	NP	NP	NP	15	

Tabla 3.4. Perfil estratigráfico a utilizar en la modelación. Fuente: Elaboración propia

SONDEO N°3					
Estrato	Profundidad		Espesor estrato (m)	Tipo de suelo	SPT promedio
	Desde	Hasta			
1	0,5	2	1,5	Arcilla fina arenosa	9
2	2	3	1	Limo arenoso	3
3	3	4	1	Limo	2
4	4	5	1	Arcilla fina	2
5	5	10	5	Arena limosa	12,2

Como consecuencia de la falta de ensayos geotécnicos para la determinación de los parámetros de los suelos, se establecieron correlaciones utilizando diversas bibliografías. Según corresponda en cada estrato de suelo, se determinaron:

- **Peso unitario del suelo seco – Peso unitario del suelo saturado (Tabla 3.5)**

Tabla 3.5. Pesos específicos típicos.

Soil Type and Unified Soil Classification (See Section 5.3)	Typical Unit Weight, γ			
	Above Groundwater Table		Below Groundwater Table	
	(lb/ft ³)	(kN/m ³)	(lb/ft ³)	(kN/m ³)
GP — Poorly graded gravel	110 - 130	17.5 - 20.5	125 - 140	19.5 - 22.0
GW — Well graded gravel	110 - 140	17.5 - 22.0	125 - 150	19.5 - 23.5
GM — Silty gravel	100 - 130	16.0 - 20.5	125 - 140	19.5 - 22.0
GC — Clayey gravel	100 - 130	16.0 - 20.5	125 - 140	19.5 - 22.0
SP — Poorly graded sand	95 - 125	15.0 - 19.5	120 - 135	19.0 - 21.0
SW — Well graded sand	95 - 135	15.0 - 21.0	120 - 145	19.0 - 23.0
SM — Silty sand	80 - 135	12.5 - 21.0	110 - 140	17.5 - 22.0
SC — Clayey sand	85 - 130	13.5 - 20.5	110 - 135	17.5 - 21.0
ML — Low plasticity silt	75 - 110	11.5 - 17.5	80 - 130	12.5 - 20.5
MH — High plasticity silt	75 - 110	11.5 - 17.5	75 - 130	11.5 - 20.5
CL — Low plasticity clay	80 - 110	12.5 - 17.5	75 - 130	11.5 - 20.5
CH — High plasticity clay	80 - 110	12.5 - 17.5	70 - 125	11.0 - 19.5

- **Módulo de Young drenado para arenas (Sotelo)²²**

Se determina mediante la correlación que se detalla a continuación:

$$\frac{E'}{N60} = 1 \text{ MPa}$$

- **Módulo de Young drenado para arcillas (Sotelo)²²**

Inicialmente se debe determinar el Módulo de Young no drenado mediante la siguiente correlación:

$$\frac{Eu}{N60} = 1 \text{ MPa}$$

Luego, se determina el Módulo efectivo utilizando la siguiente expresión.

$$Eu = \frac{3}{2 * (1 + \nu')} * E'$$

- **Resistencia no drenada del suelo (Sotelo)²²**

Si el NSPT > 5 se puede determinar la resistencia no drenada (S_u) mediante la siguiente expresión:

$$S_u \cong 6 * NSPT \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

Como la información con la que se cuenta es deficiente y no hay otra forma de determinar este parámetro, se debió establecer la Resistencia No Drenada (S_u) utilizando esta metodología, aunque el NSPT resulte menor a 5 golpes.

- **Ángulo de fricción (Sotelo)²²**

Para determinarlo se utilizó el Ábaco de Mitchell (Figura 3.6) en función al número de golpes del ensayo SPT y la presión vertical efectiva. En consecuencia, en la Tabla 3.6 se observan los valores utilizados para la obtención de este parámetro según corresponda.

Tabla 3.6. NSPT promedio y presiones verticales efectivas. Fuente: Elaboración propia.

Estrato	Tipo de suelo	SPT promedio	Presión vertical efectiva (KN/m ²)
2	Limo arenoso	3	41
3	Limo	2	48
5	Arena limosa	12,2	102

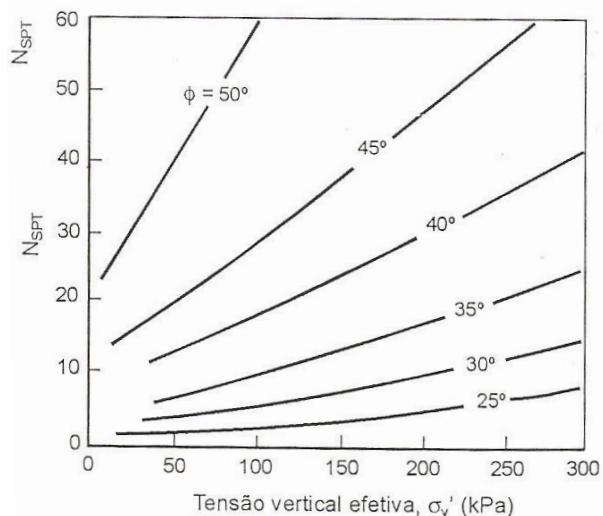


Figura 3.6. Ábaco de Mitchell. Fuente: (Sotelo)²²

- **Coeficiente de permeabilidad** (Terzaghi, 1996)²³

Al considerar al estrato homogéneo e isotrópico, los coeficientes de permeabilidad no varían en dirección vertical u horizontal, es decir $K_h = K_v$.

Tabla 3.7. Permeabilidad y drenaje característicos de los suelos. Fuente: (Terzaghi, 1996)²³

Coefficient of Permeability k (m/s)												
	10^0	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}	10^{-10}	10^{-11}
Drainage	Good						Poor			Practically Impervious		
Soil types	Clean gravel	Clean sands, clean sand and gravel mixtures				Very fine sands, organic and inorganic silts, mixtures of sand silt and clay, glacial till, stratified clay deposits, etc.				"Impervious" soils, e.g., homogeneous clays below zone of weathering		
						"Impervious" soils modified by effects of vegetation and weathering						

En las Tablas 3.8 y 3.9 se observan los parámetros definidos para cada tipo de suelo.

Tabla 3.8. Parámetros geotécnicos de cimentación. Fuente: Elaboración propia.

Parámetro	Unidad	Material				
		Arcilla fina arenosa	Limo arenoso	Limo	Arcilla fina	Arena limosa
Peso Unitario del Suelo Seco (γ_{seco})	KN/m ³	16	17	15	16	16
Peso Unitario del Suelo Saturado (γ_{sat})	KN/m ³	19	19	17	19	19
Condición	---	Undrained	Drained	Drained	Undrained	Drained
Módulo de Young No Drenado (E_u)	KN/m ²	5400	---	---	1200	---
Módulo de Young Drenado (E')	KN/m ²	4680	1800	1200	1040	7320
Cohesión	KN/m ²	54	---	---	12	---
Ángulo de fricción (ϕ')	Grados	---	30	26	---	37
Coef. de permeabilidad ($K_h=K_v$)	m/s	1×10^{-7}	1×10^{-5}	1×10^{-5}	1×10^{-9}	1×10^{-5}

Tabla 3.9. Parámetros geotécnicos del terraplén. Fuente: Elaboración propia.

Parámetro	Unidad	Material	
		Arena de refulado	Suelo arcilloso de préstamo
Peso Unitario del Suelo Seco (γ_{seco})	KN/m ³	18	12
Peso Unitario del Suelo Saturado (γ_{sat})	KN/m ³	20	17
Condición	---	Drained	Undrained
Módulo de Young Drenado (E')	KN/m ²	30000	800
Cohesión	KN/m ²	---	60
Ángulo de fricción (ϕ')	Grados	30	---
Coefficiente de permeabilidad ($K_h=K_v$)	m/s	1×10^{-5}	1×10^{-9}

3.4.4. DISEÑO GEOMÉTRICO PARA MODELACIÓN DE LA PRESA

A continuación, se detallan las 3 secciones transversales de estudio teniendo en cuenta los escenarios críticos de análisis mencionados anteriormente. A lo largo de su recorrido, el terraplén de defensa se verá obligado a interactuar con diferentes elementos que forman parte del sistema y que lograrán un funcionamiento óptimo del conjunto.

- Interacción terraplén – canal (Figura 3.7)
- Interacción terraplén – reservorio 2 (Figura 3.8)
- Interacción terraplén – reservorio 3 (Figura 3.9)

En todos los casos, se utilizará una sobrecarga de 20KN/m² sobre el coronamiento que simulará el paso de una aplanadora.

Para el estado de régimen, se trabajará con la cota correspondiente al tiempo de recurrencia de 100 años, siendo esta 50,65m IGN y representando una altura de 8,80m. Mediante este análisis se consigue una revancha de 35cm entre el pelo de agua en este estado y el coronamiento del terraplén.

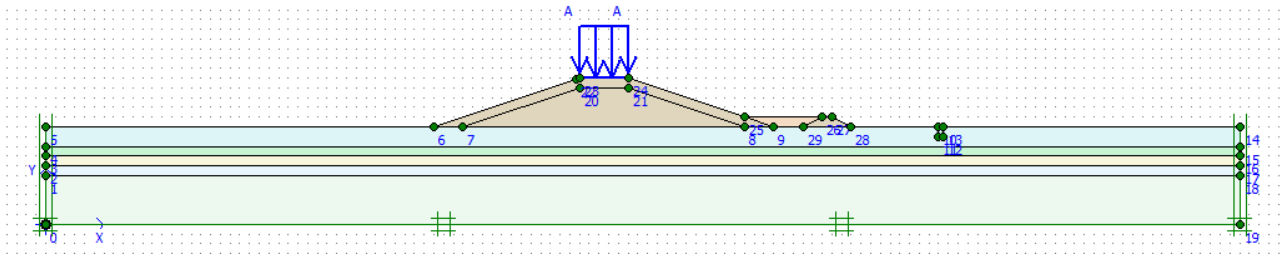


Figura 3.7. Terraplén – canal. Fuente: PLAXIS

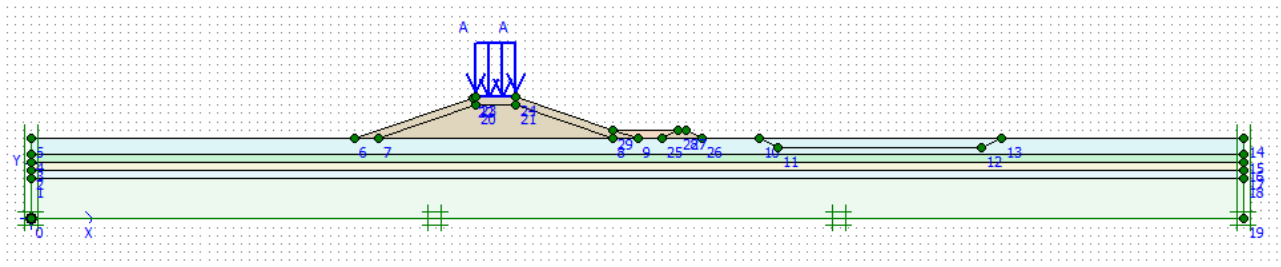


Figura 3.8. Terraplén – reservorio 2. Fuente: PLAXIS

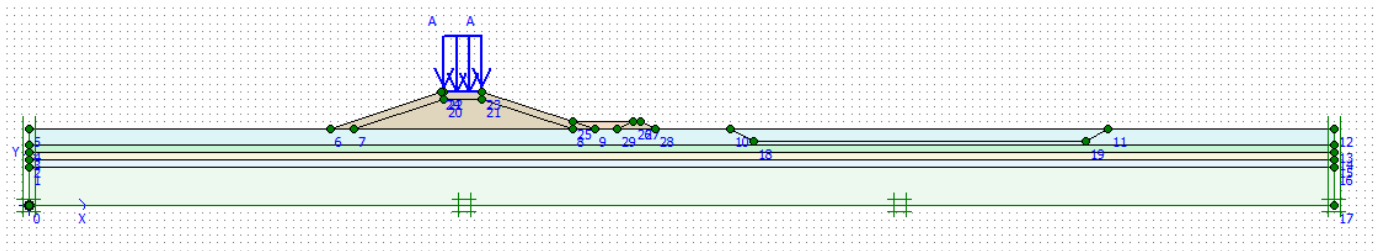


Figura 3.9. Terraplén – reservorio 3. Fuente: PLAXIS

3.4.5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

NOTA: En las figuras de desplazamientos totales que se muestran a continuación, los valores que se presentan en las escalas no representan la realidad, solo son desplazamientos necesarios que el programa realiza para poder calcular el Factor de Seguridad del modelo. Esto se da porque en dicha etapa se realiza un análisis de Factor de Seguridad y para poder obtenerlo, el PLAXIS debe llevar al modelo a hacer grandes desplazamientos.

3.4.5.1. INTERACCIÓN TERRAPLÉN – CANAL

- MALLA DE ELEMENTOS FINITOS

En la Figura 3.10 se muestra la malla de elementos finitos generada por el programa para la sección en estudio.

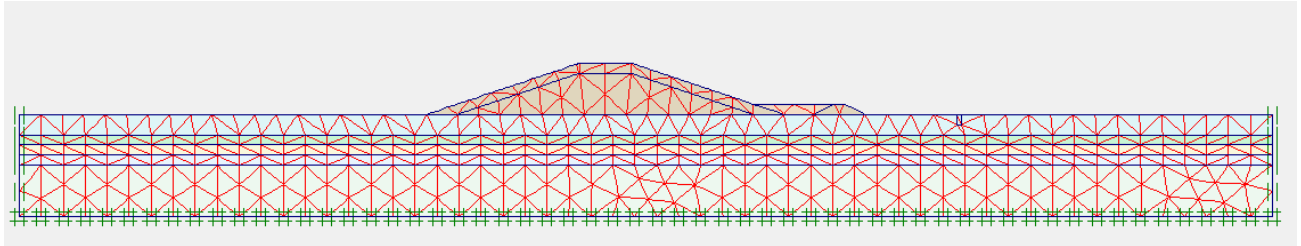


Figura 3.10. Malla de elementos finitos. Fuente: PLAXIS

- ESTABILIDAD AL FINAL DE LA CONSTRUCCIÓN

En la Figura 3.11 se observa el gráfico de desplazamientos totales arrojado por el programa PLAXIS, representando el mecanismo de colapso.

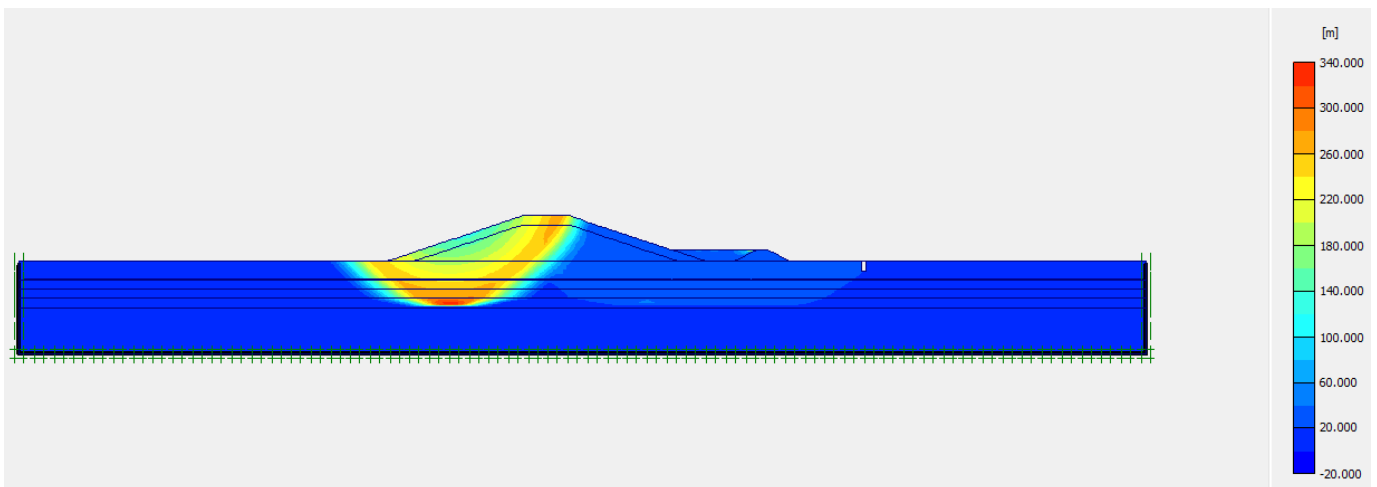


Figura 3.11. Desplazamientos totales. Fuente: PLAXIS

En la Figura 3.12 puede verse el coeficiente de seguridad obtenido para este escenario de estudio. En el eje de las ordenadas se observa el “sum-msf” y que justamente, representa el coeficiente de seguridad cuando los desplazamientos resultan incontrolables alcanzando el colapso. En el de las

abscisas, se observan los desplazamientos totales de un punto situado en el coronamiento del terraplén.

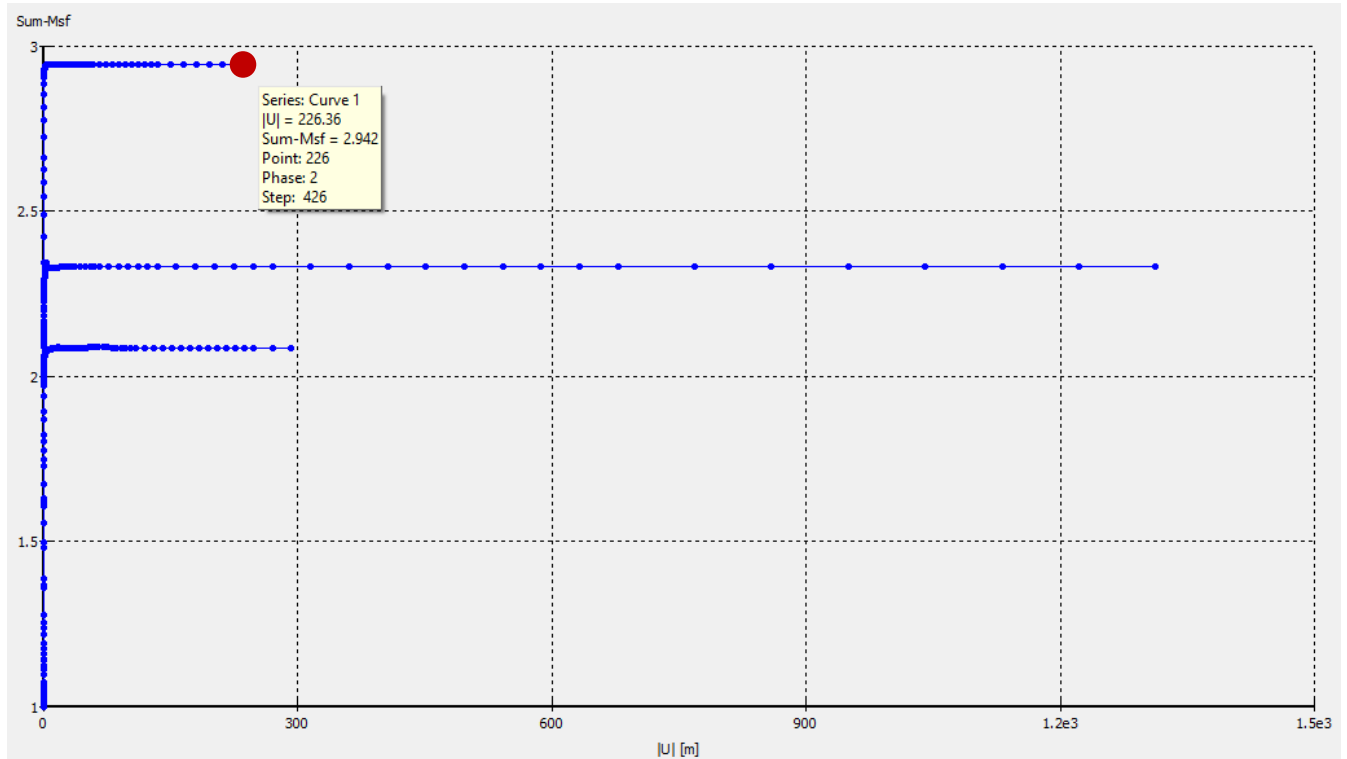


Figura 3.12. Factor de seguridad. Fuente: PLAXIS

Como puede apreciarse, la fase se encuentra en buenas condiciones dado que el coeficiente de seguridad es de 2,94 y se encuentra por encima del factor de seguridad mínimo de 1,50 recomendado para este tipo de obras.

- **ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN**

Mediante PLAXIS, pueden obtenerse las distribuciones y magnitudes de los asentamientos totales. En la Figura 3.13 se observan los desplazamientos totales para una condición drenada, que representaría el comportamiento a largo plazo del suelo.

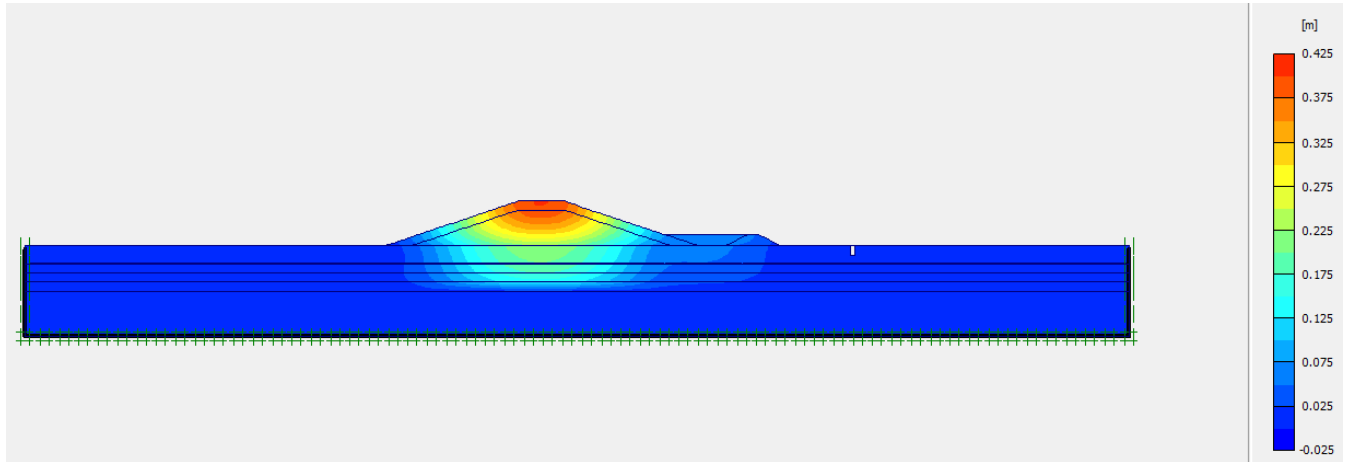


Figura 3.13. Desplazamientos totales – Comportamiento drenado. Fuente: PLAXIS

En la Figura 3.14 se observan los desplazamientos totales para una condición NO drenada, que representaría el comportamiento a corto plazo del suelo.

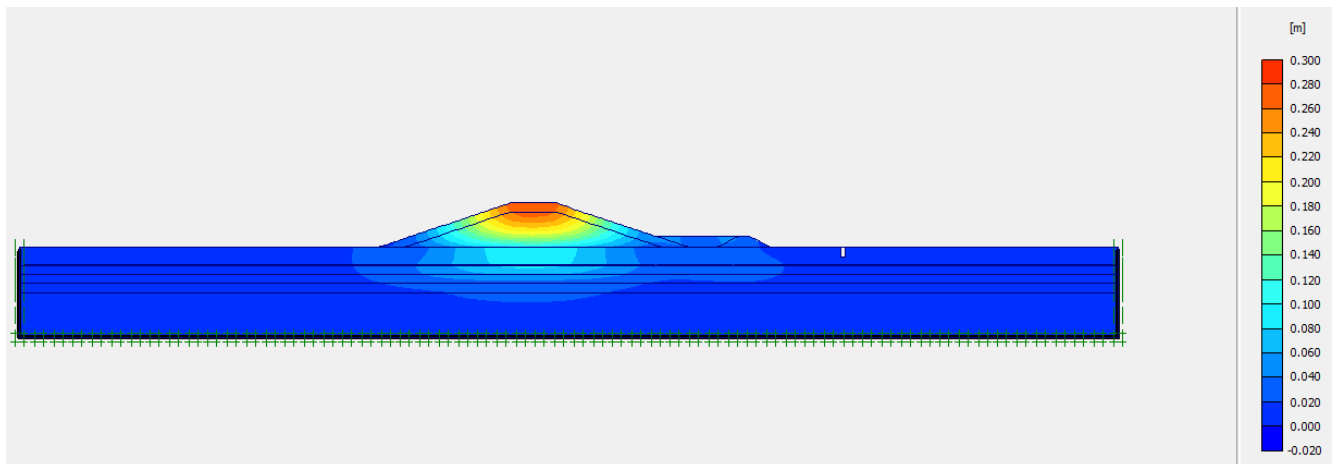


Figura 3.14. Desplazamientos totales – Comportamiento NO drenado. Fuente: PLAXIS

Bajo estas condiciones, el asentamiento por consolidación resulta de la diferencia entre los valores máximos de ambos escenarios. En consecuencia:

$$\text{Asentamiento por consolidación} = 0,40m - 0,28m = 0,12m$$

Considerando las características del tipo de obra, el asentamiento por consolidación no afectará el funcionamiento futuro de la obra.

- ESTABILIDAD EN ESTADO DE RÉGIMEN

En la Figura 3.15 se observa el gráfico de desplazamientos totales arrojado por el programa PLAXIS, representando el mecanismo de colapso.

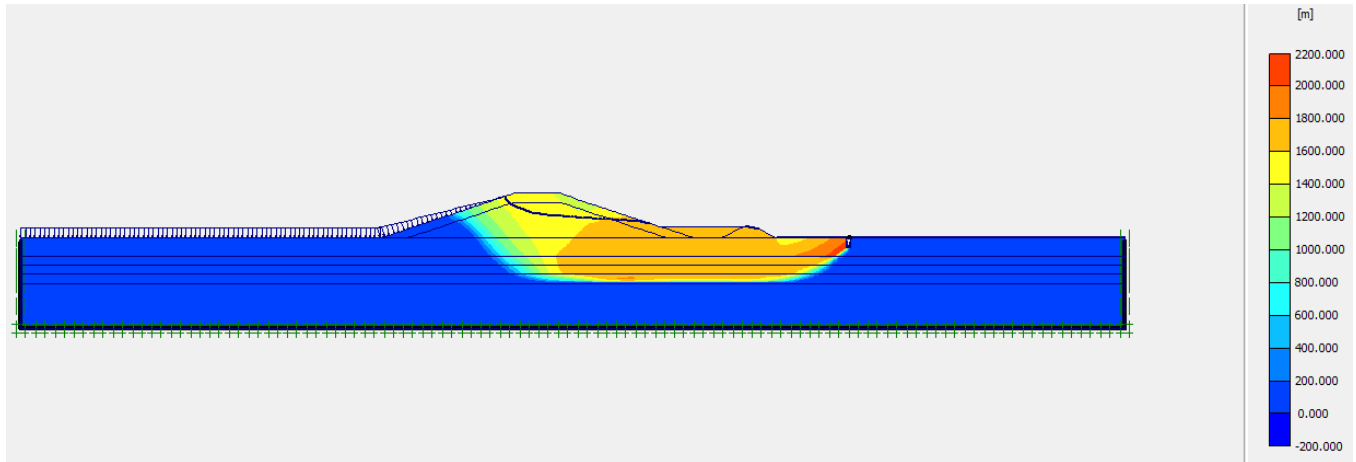


Figura 3.15. Desplazamientos totales. Fuente: PLAXIS

En la Figura 3.16 puede verse el coeficiente de seguridad obtenido para este escenario de estudio. En el eje de las ordenadas se observa el “sum-msf” y que justamente, representa el coeficiente de seguridad cuando los desplazamientos resultan incontrolables alcanzando el colapso. En el de las abscisas, se observan los desplazamientos totales de un punto situado en el coronamiento del terraplén.

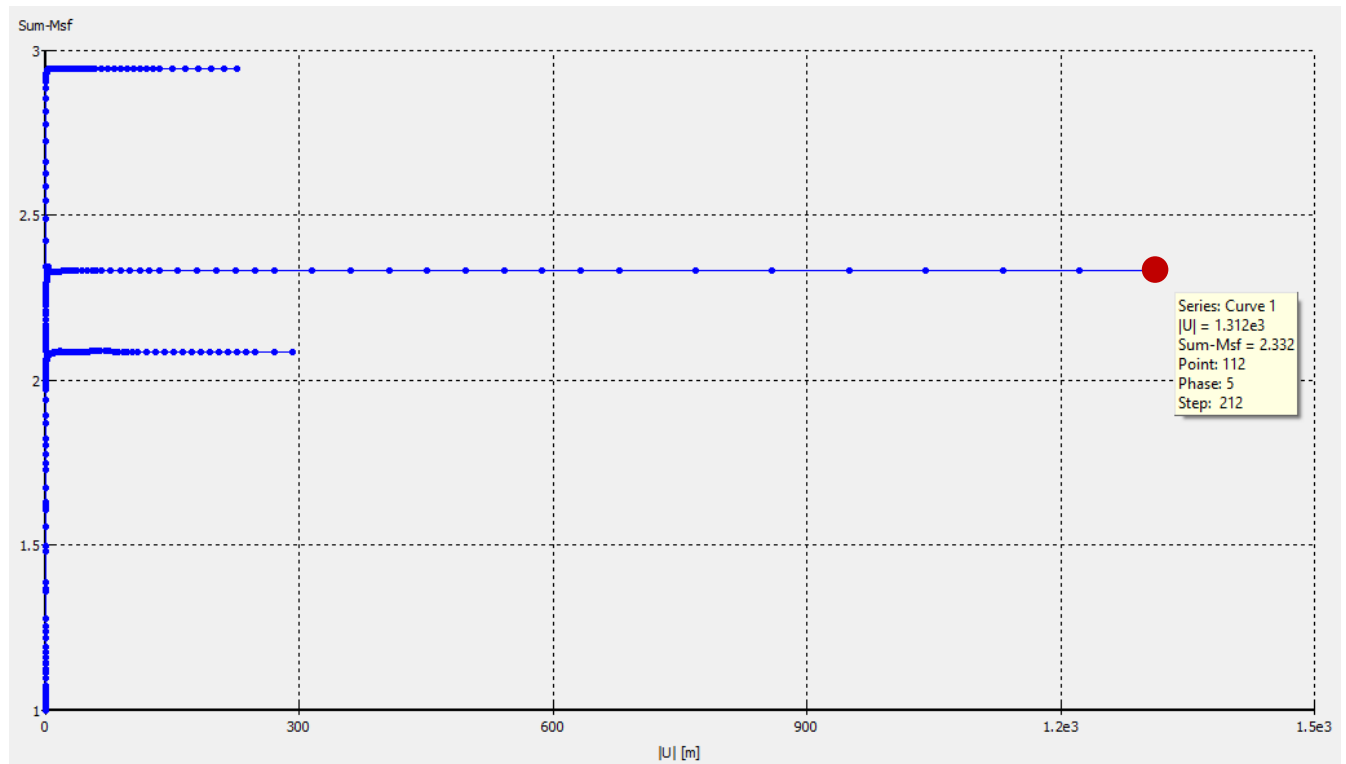


Figura 3.16. Factor de seguridad. Fuente: PLAXIS

Como puede apreciarse, la fase se encuentra en buenas condiciones dado que el coeficiente de seguridad es de 2,33 y se encuentra por encima del factor de seguridad mínimo de 1,50 recomendado para este tipo de obras.

- **RUPTURA POR SIFONAJE**

En la Figura 3.17 se muestra la distribución de las cargas hidráulicas generadas como consecuencia del estado de régimen.

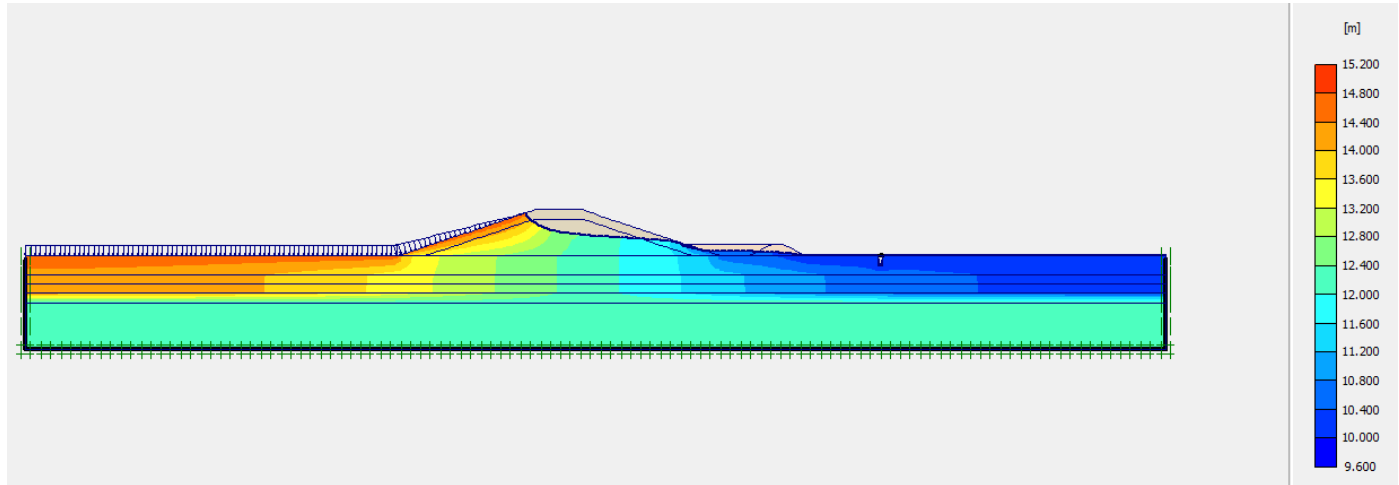


Figura 3.17. Cargas hidráulicas. Fuente: PLAXIS

Para determinar el factor de seguridad, se analizaron detalladamente las cargas hidráulicas generadas aguas abajo del terraplén, inmediatamente después del final de la base (Figura 3.18). Para este caso, resulta de interés el punto D.

Allí, la subpresión hidrostática ascendente a una profundidad de 0,50m por debajo de la superficie del terreno es de:

$$h_w = 10,80\text{m} - 10\text{m} = 0,80\text{m}$$

El factor de seguridad al sifonaje resulta:

$$FS = \frac{W'}{U} = \frac{h * \gamma'}{h_w * \gamma_w} = \frac{\frac{18\text{KN}}{\text{m}^3} * 0,80\text{m} + \frac{(20 - 10)\text{KN}}{\text{m}^3} * 0,50\text{m} + \frac{(19 - 10)\text{KN}}{\text{m}^3} * 0,70\text{m}}{10 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} * 0,80\text{m}} = 3,20$$

Si bien alcanza el factor de seguridad mínimo requerido para verificar este estado, será necesaria la colocación de drenes que mantendrían a la berma no saturada y colectarían las aguas que llegan a ella. En consecuencia, el factor aproximado sería:

$$FS = \frac{W'}{U} = \frac{h * \gamma'}{h_w * \gamma_w} = \frac{\frac{18\text{KN}}{\text{m}^3} * 1,30\text{m} + \frac{(19 - 10)\text{KN}}{\text{m}^3} * 0,70\text{m}}{10 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} * 0,80\text{m}} \cong 3,71$$

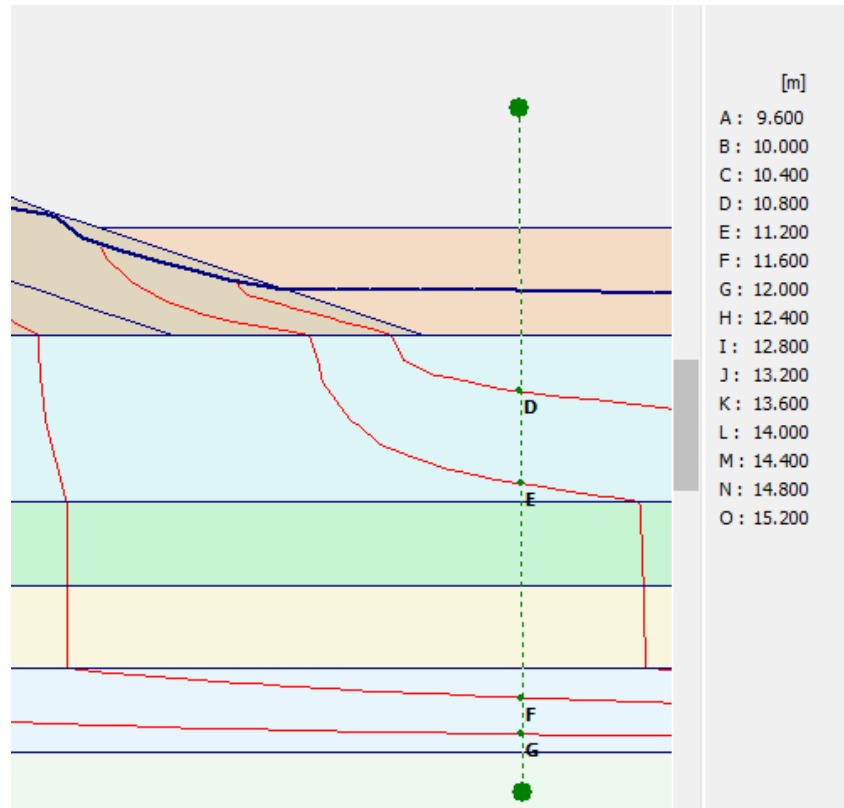


Figura 3.18. Cargas hidráulicas en detalle. Fuente: PLAXIS

- **DESEMBALSE RÁPIDO**

En la Figura 3.19 se observa el gráfico de desplazamientos totales arrojado por el programa PLAXIS, representando el mecanismo de colapso.

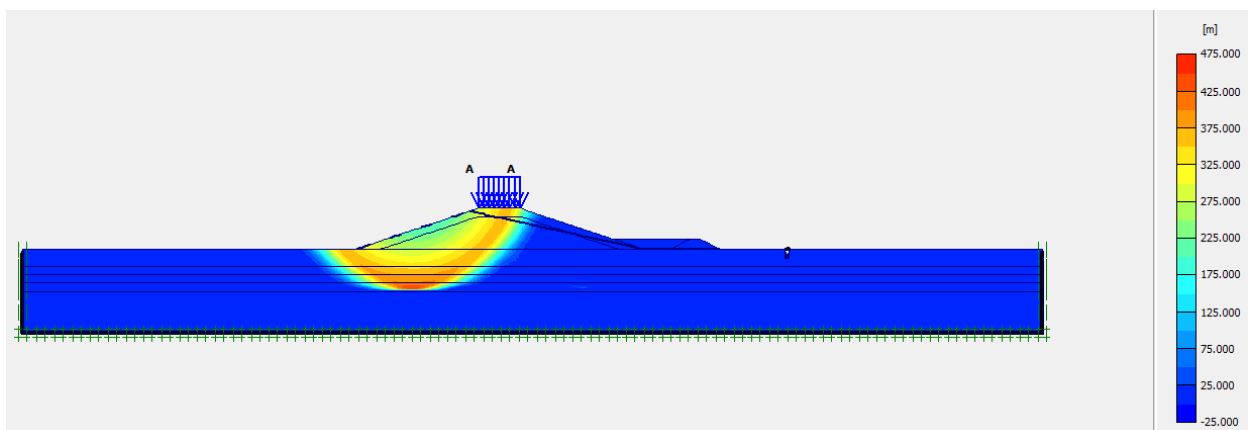


Figura 3.19. Desplazamientos totales. Fuente: PLAXIS

En la Figura 3.20 puede verse el coeficiente de seguridad obtenido para este escenario de estudio. En el eje de las ordenadas se observa el “sum-msf” y que justamente, representa el coeficiente de seguridad cuando los desplazamientos resultan incontrolables alcanzando el colapso. En el de las abscisas, se observan los desplazamientos totales de un punto situado en el coronamiento del terraplén.

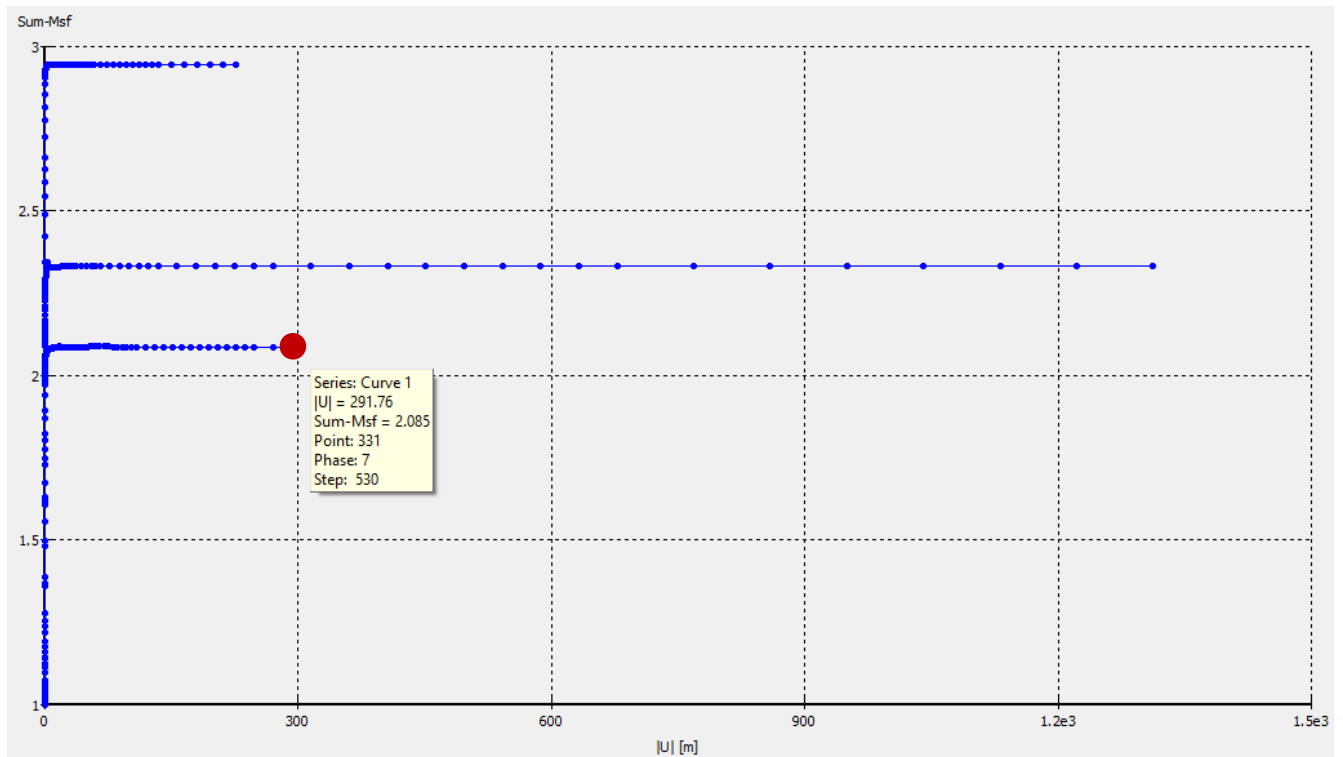


Figura 3.20. Factor de seguridad. Fuente: PLAXIS

Como puede apreciarse, la fase se encuentra en buenas condiciones dado que el coeficiente de seguridad es de 2,08 y se encuentra por encima del factor de seguridad mínimo de 1,50 recomendado para este tipo de obras.

3.4.5.2. INTERACCIÓN TERRAPLÉN – RESERVORIO 2

- MALLA DE ELEMENTOS FINITOS

En la Figura 3.21 se muestra la malla de elementos finitos generada por el programa para la sección en estudio.

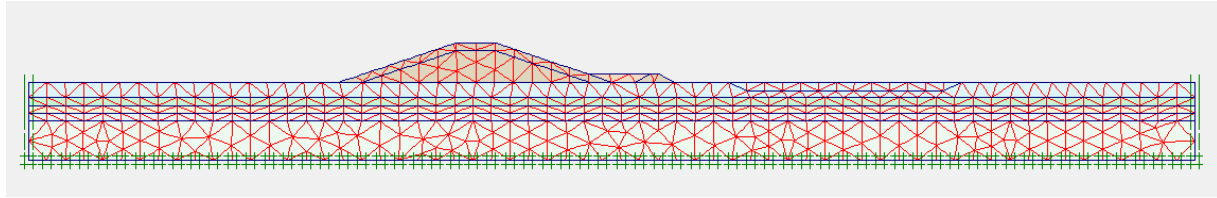


Figura 3.21. Malla de elementos finitos. Fuente: PLAXIS

- ESTABILIDAD AL FINAL DE LA CONSTRUCCIÓN

En la Figura 3.22 se observa el gráfico de desplazamientos totales arrojado por el programa PLAXIS, representando el mecanismo de colapso.

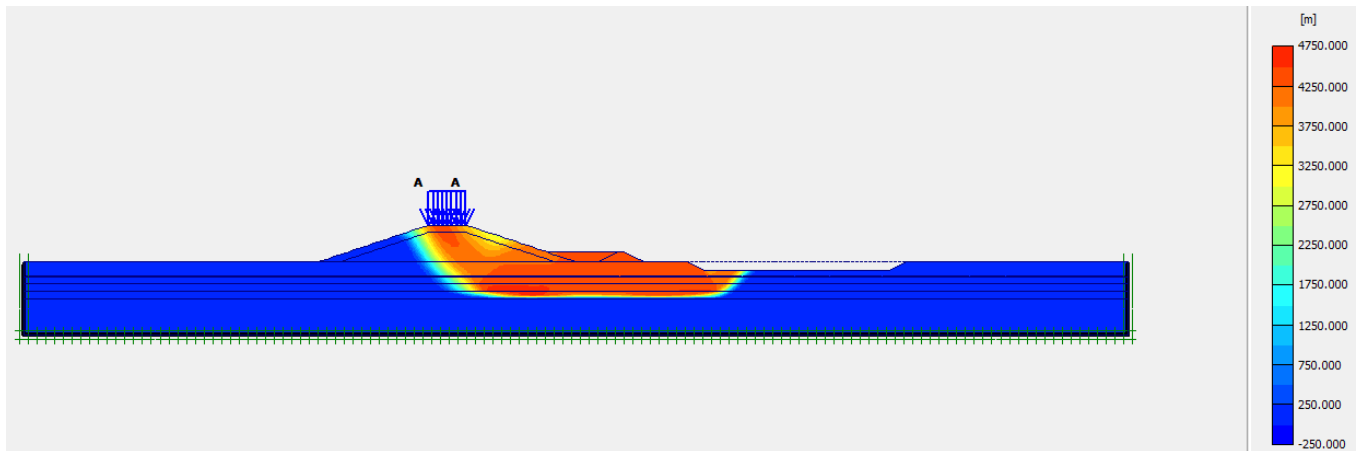


Figura 3.22. Desplazamientos totales. Fuente: PLAXIS

En la Figura 3.23 puede verse el coeficiente de seguridad obtenido para este escenario de estudio. En el eje de las ordenadas se observa el “sum-msf” y que justamente, representa el coeficiente de seguridad cuando los desplazamientos resultan incontrolables alcanzando el colapso. En el de las abscisas, se observan los desplazamientos totales de un punto situado en el coronamiento del terraplén.

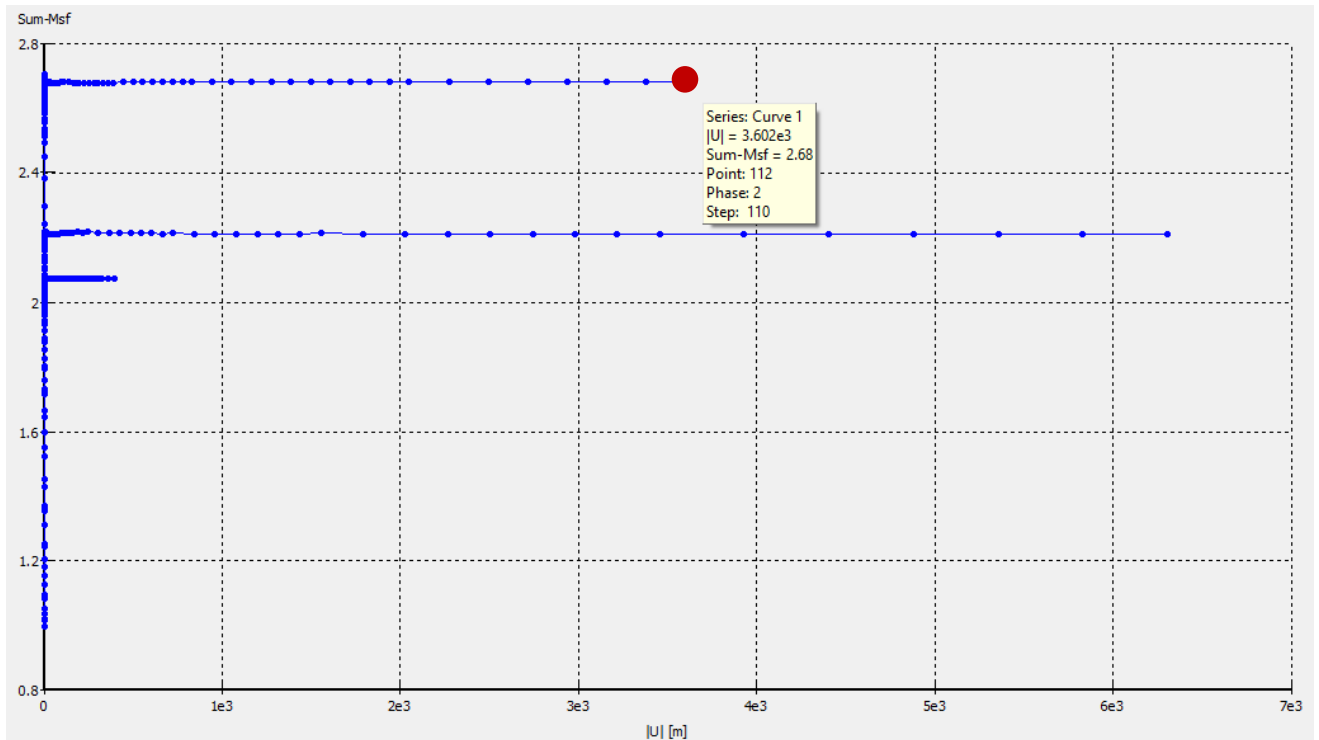


Figura 3.23. Factor de seguridad. Fuente: PLAXIS

Como puede apreciarse, la fase se encuentra en buenas condiciones dado que el coeficiente de seguridad es de 2,68 y se encuentra por encima del factor de seguridad mínimo de 1,50 recomendado para este tipo de obras.

- **ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN**

Mediante PLAXIS, pueden obtenerse las distribuciones y magnitudes de los asentamientos totales. En la Figura 3.24 se observan los desplazamientos totales para una condición drenada, que representaría el comportamiento a largo plazo del suelo.

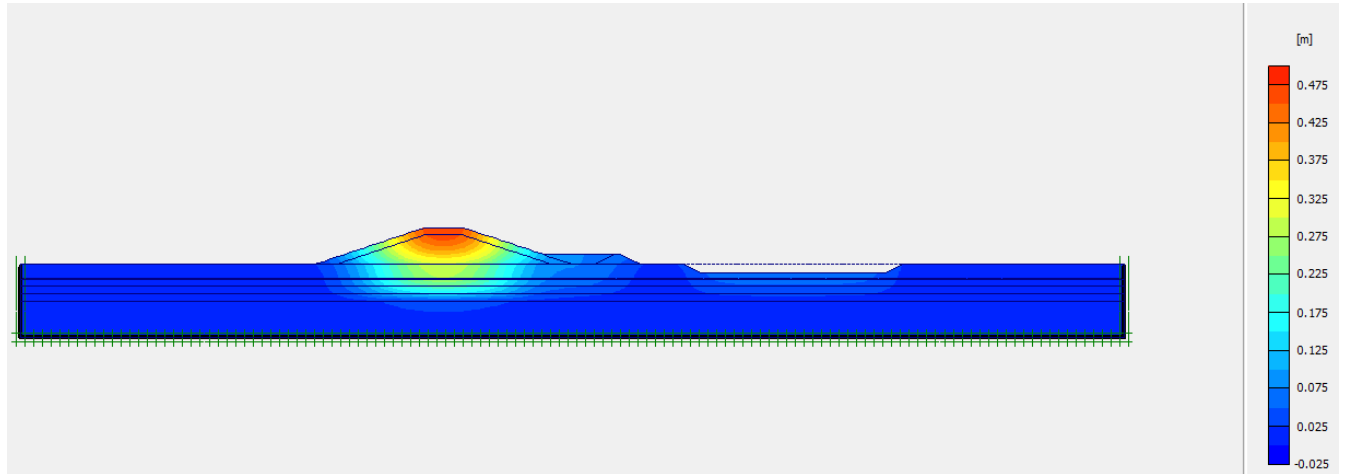


Figura 3.24. Desplazamientos totales – Comportamiento drenado. Fuente: PLAXIS

En la Figura 3.25 se observan los desplazamientos totales para una condición NO drenada, que representaría el comportamiento a corto plazo del suelo.

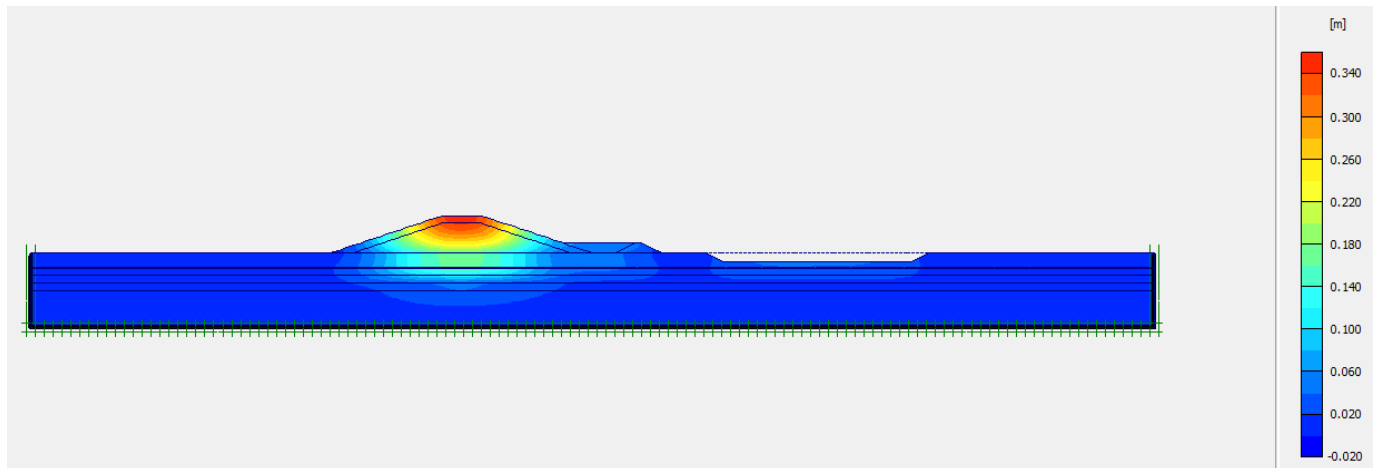


Figura 3.25. Desplazamientos totales – Comportamiento NO drenado. Fuente: PLAXIS

Bajo estas condiciones, el asentamiento por consolidación resulta de la diferencia entre los valores máximos de ambos escenarios. En consecuencia:

$$\text{Asentamiento por consolidación} = 0,47m - 0,35m = 0,12m$$

Considerando las características del tipo de obra, el asentamiento por consolidación no afectará el funcionamiento futuro de la obra.

- ESTABILIDAD EN ESTADO DE RÉGIMEN

En la Figura 3.26 se observa el gráfico de desplazamientos totales arrojado por el programa PLAXIS, representando el mecanismo de colapso.

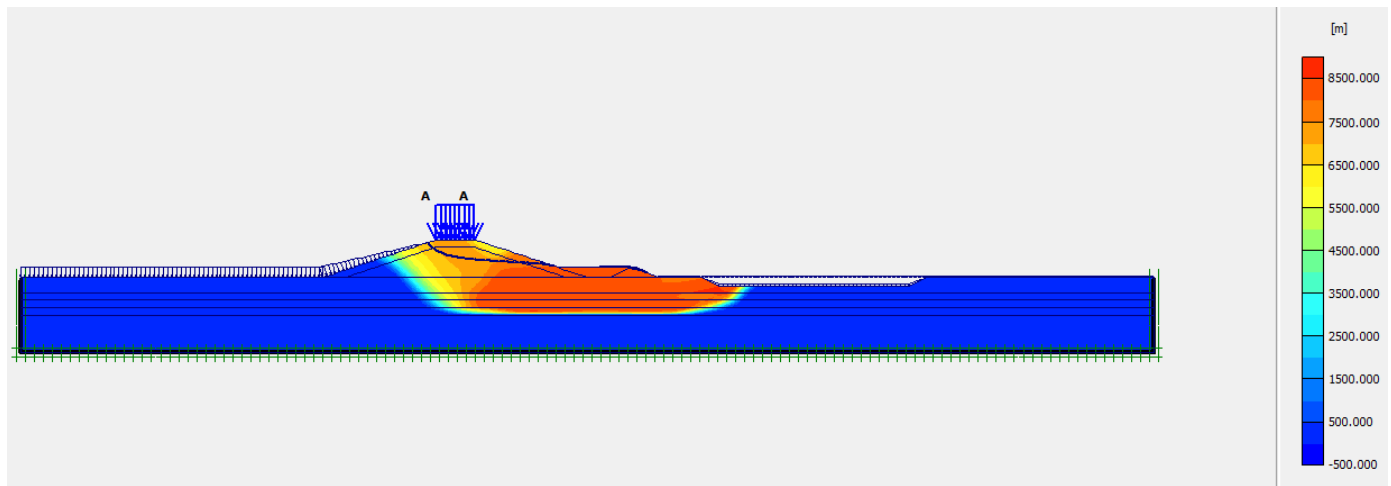


Figura 3.26. Desplazamientos totales. Fuente: PLAXIS

En la Figura 3.27 puede verse el coeficiente de seguridad obtenido para este escenario de estudio. En el eje de las ordenadas se observa el “sum-msf” y que justamente, representa el coeficiente de seguridad cuando los desplazamientos resultan incontrolables alcanzando el colapso. En el de las abscisas, se observan los desplazamientos totales de un punto situado en el coronamiento del terraplén.

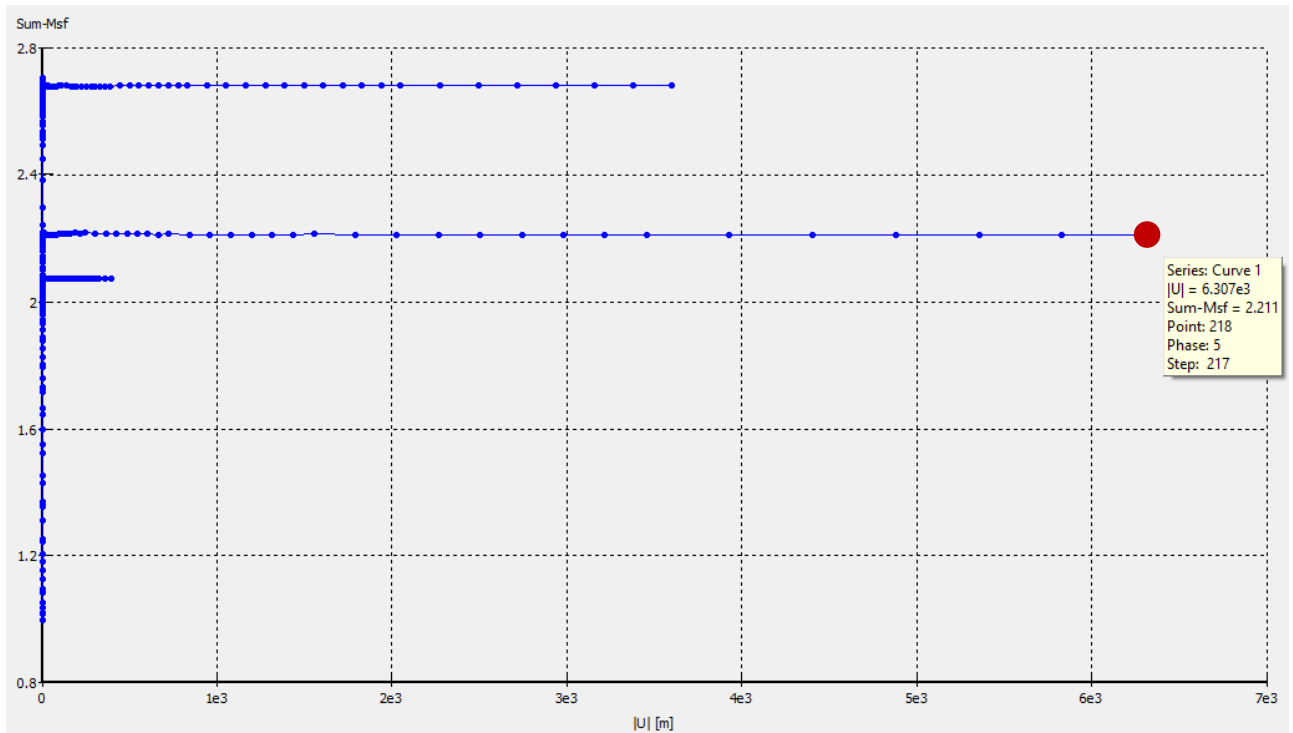


Figura 3.27. Factor de seguridad. Fuente: PLAXIS

Como puede apreciarse, la fase se encuentra en buenas condiciones dado que el coeficiente de seguridad es de 2,21 y se encuentra por encima del factor de seguridad mínimo de 1,50 recomendado para este tipo de obras.

- RUPTURA POR SIFONAJE

En la Figura 3.28 se muestra la distribución de las cargas hidráulicas generadas como consecuencia del estado de régimen.

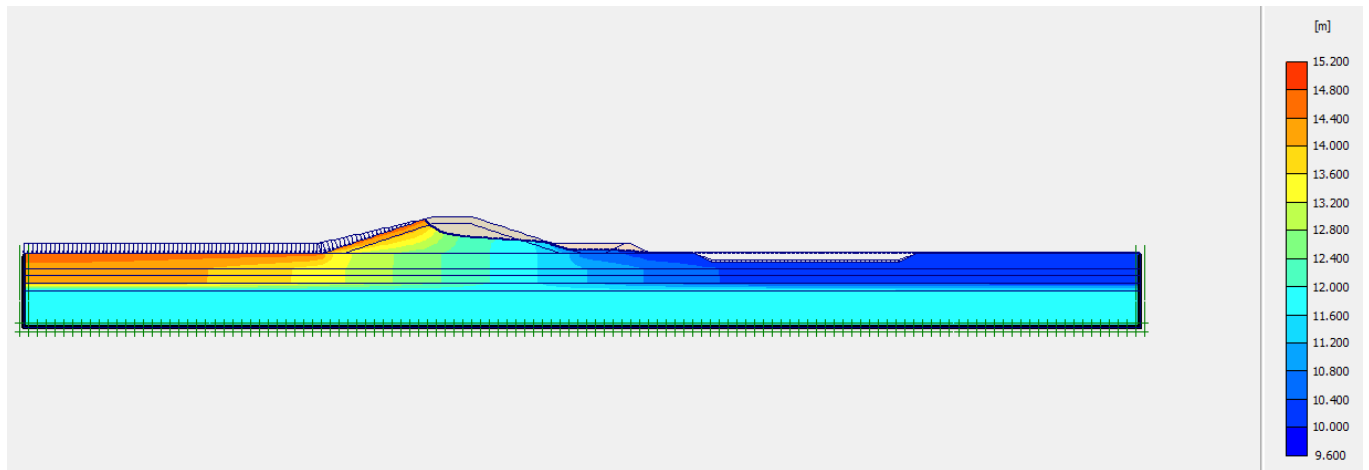


Figura 3.28. Cargas hidráulicas. Fuente: PLAXIS

Para determinar el factor de seguridad, se analizaron detalladamente las cargas hidráulicas generadas aguas abajo del terraplén, inmediatamente después del final de la base (Figura 3.29). Para este caso, resulta de interés el punto D.

Allí, la subpresión hidrostática ascendente a una profundidad de 0,50m por debajo de la superficie del terreno es de:

$$h_w = 10,80\text{m} - 10\text{m} = 0,80\text{m}$$

El factor de seguridad al sifonaje resulta:

$$FS = \frac{W'}{U} = \frac{h * \gamma'}{h_w * \gamma_w} = \frac{\frac{18\text{KN}}{\text{m}^3} * 0,80\text{m} + \frac{(20 - 10)\text{KN}}{\text{m}^3} * 0,50\text{m} + \frac{(19 - 10)\text{KN}}{\text{m}^3} * 0,70\text{m}}{10 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} * 0,80\text{m}} = 3,20$$

Si bien alcanza el factor de seguridad mínimo requerido para verificar este estado, será necesaria la colocación de drenes que mantendrían a la berma no saturada y colectarían las aguas que llegan a ella. En consecuencia, el factor aproximado sería:

$$FS = \frac{W'}{U} = \frac{h * \gamma'}{h_w * \gamma_w} = \frac{\frac{18\text{KN}}{\text{m}^3} * 1,30\text{m} + \frac{(19 - 10)\text{KN}}{\text{m}^3} * 0,70\text{m}}{10 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} * 0,80\text{m}} \cong 3,71$$

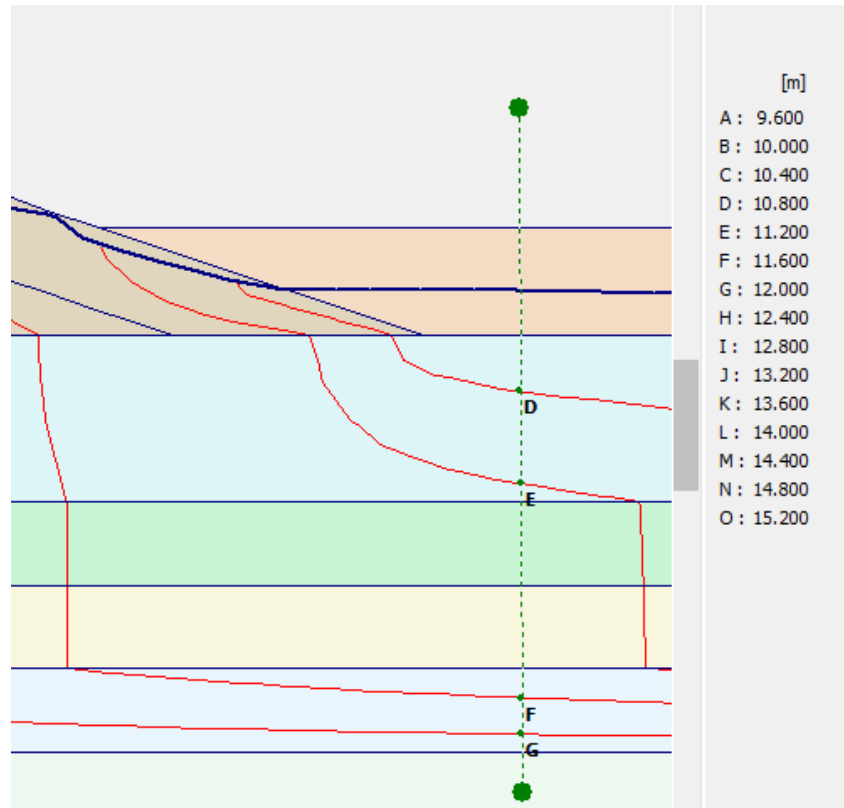


Figura 3.29. Cargas hidráulicas en detalle. Fuente: PLAXIS

- DESEMBALSE RÁPIDO

En la Figura 3.30 se observa el gráfico de desplazamientos totales arrojado por el programa PLAXIS, representando el mecanismo de colapso.

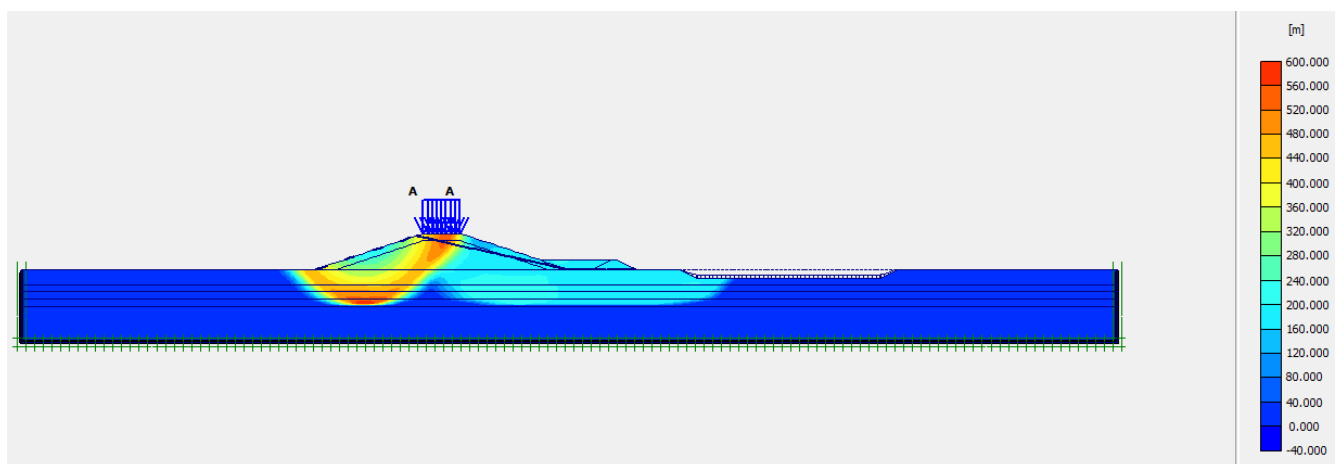


Figura 3.30. Desplazamientos totales. Fuente: PLAXIS

En la Figura 3.31 puede verse el coeficiente de seguridad obtenido para este escenario de estudio. En el eje de las ordenadas se observa el “sum-msf” y que justamente, representa el coeficiente de seguridad cuando los desplazamientos resultan incontrolables alcanzando el colapso. En el de las abscisas, se observan los desplazamientos totales de un punto situado en el coronamiento del terraplén.

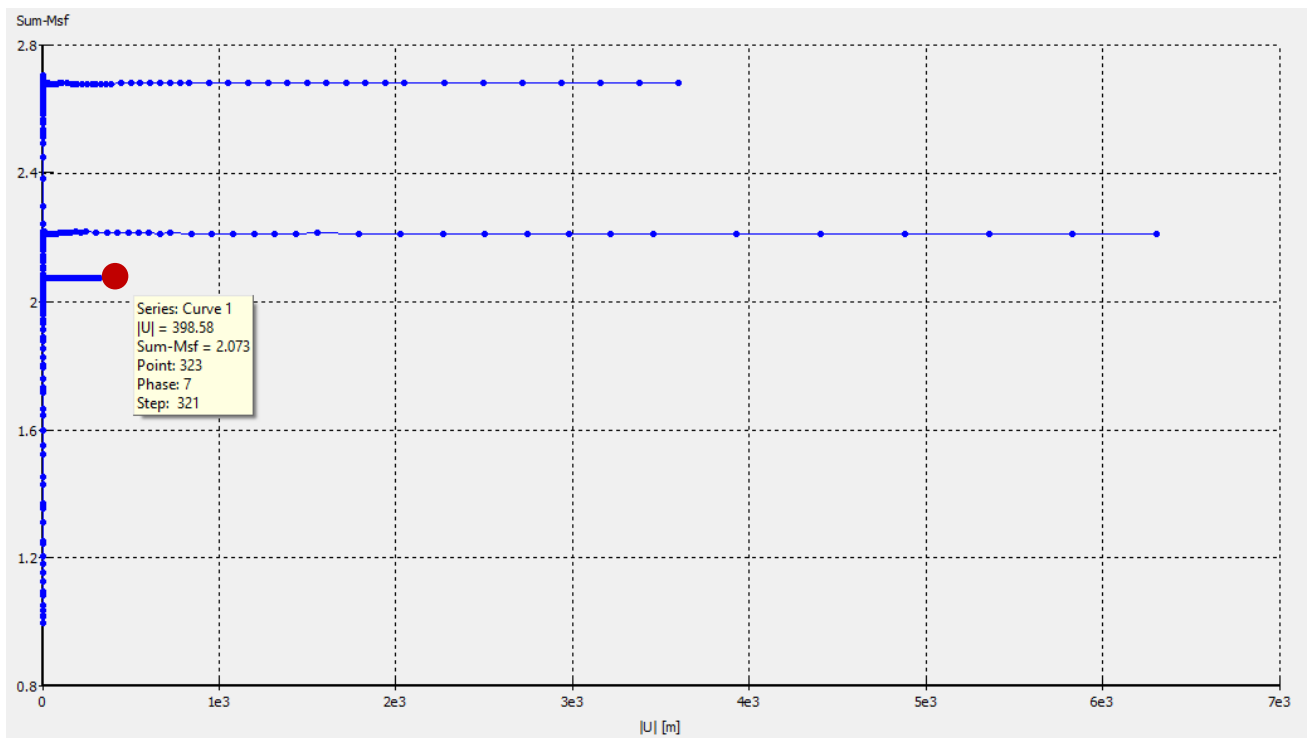


Figura 3.31. Factor de seguridad. Fuente: PLAXIS

Como puede apreciarse, la fase se encuentra en buenas condiciones dado que el coeficiente de seguridad es de 2,07 y se encuentra por encima del factor de seguridad mínimo de 1,50 recomendado para este tipo de obras.

3.4.5.3. INTERACCIÓN TERRAPLÉN – RESERVORIO 3

- MALLA DE ELEMENTOS FINITOS

En la Figura 3.32 se muestra la malla de elementos finitos generada por el programa para la sección en estudio.

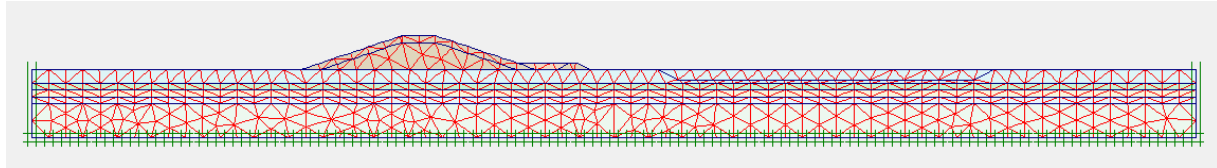


Figura 3.32. Malla de elementos finitos. Fuente: PLAXIS

- ESTABILIDAD AL FINAL DE LA CONSTRUCCIÓN

En la Figura 3.33 se observa el gráfico de desplazamientos totales arrojado por el programa PLAXIS, representando el mecanismo de colapso.

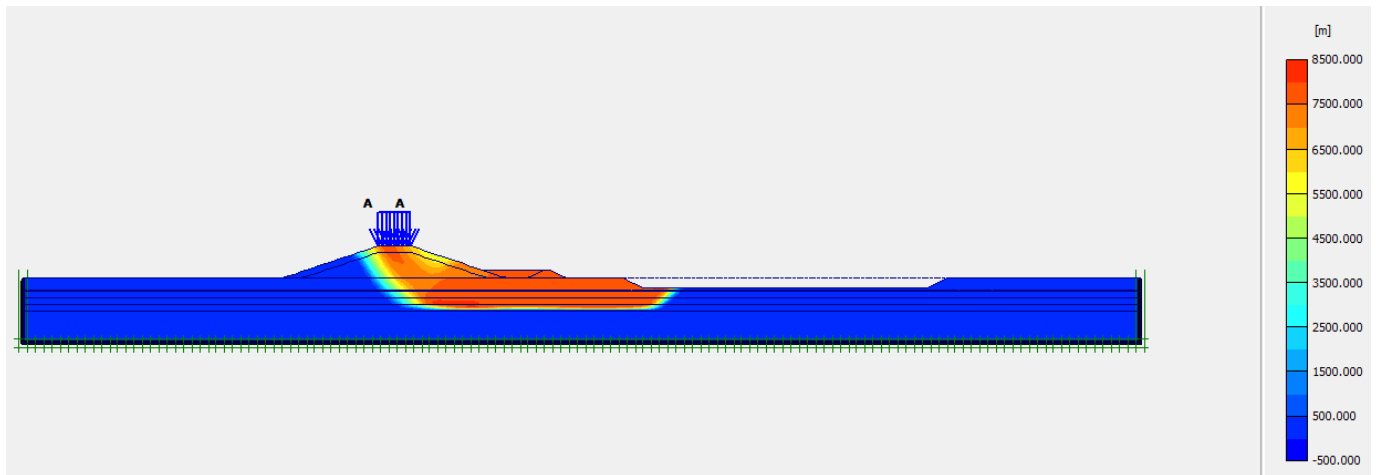


Figura 3.33. Desplazamientos totales. Fuente: PLAXIS

En la Figura 3.34 puede verse el coeficiente de seguridad obtenido para este escenario de estudio. En el eje de las ordenadas se observa el “sum-msf” y que justamente, representa el coeficiente de seguridad cuando los desplazamientos resultan incontrolables alcanzando el colapso. En el de las abscisas, se observan los desplazamientos totales de un punto situado en el coronamiento del terraplén.

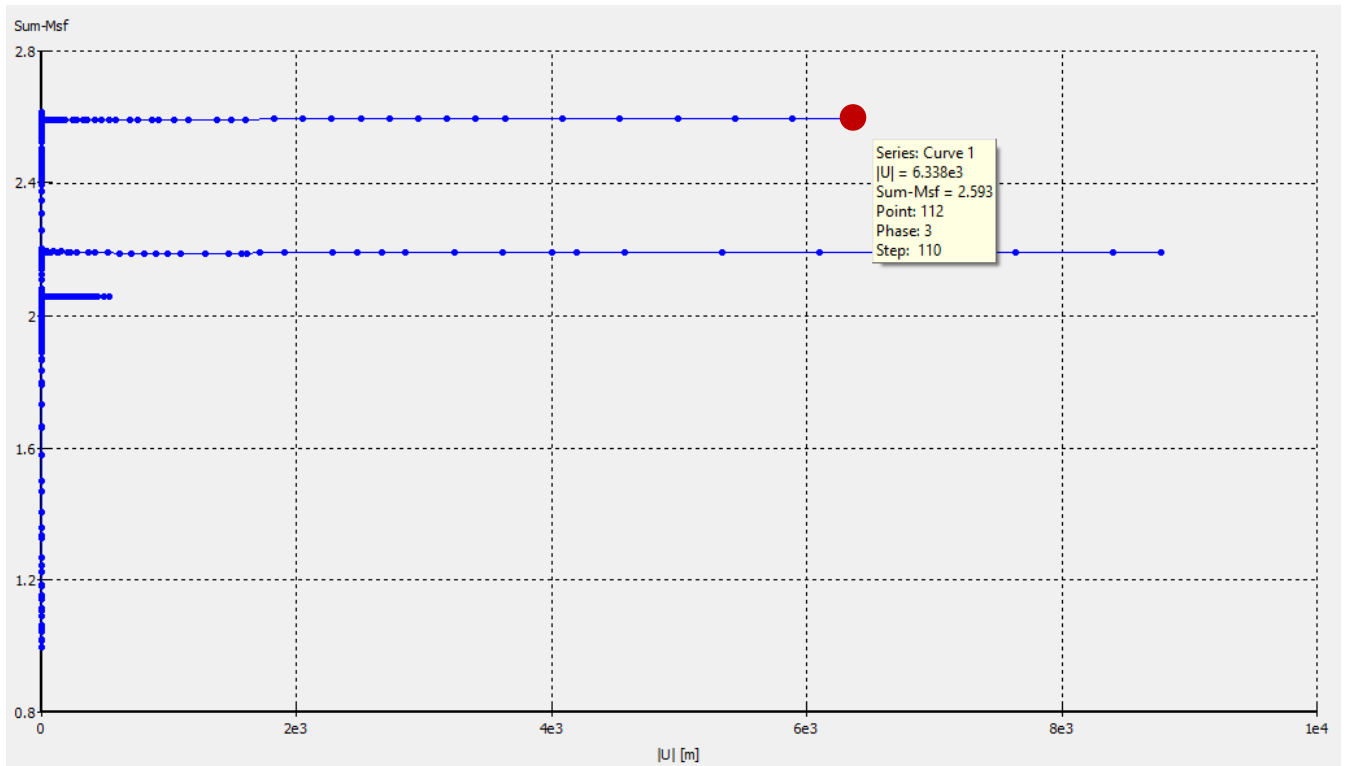


Figura 3.34. Factor de seguridad. Fuente: PLAXIS

Como puede apreciarse, la fase se encuentra en buenas condiciones dado que el coeficiente de seguridad es de 2,60 y se encuentra por encima del factor de seguridad mínimo de 1,50 recomendado para este tipo de obras.

- **ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN**

Mediante PLAXIS, pueden obtenerse las distribuciones y magnitudes de los asentamientos totales. En la Figura 3.35 se observan los desplazamientos totales para una condición drenada, que representaría el comportamiento a largo plazo del suelo.

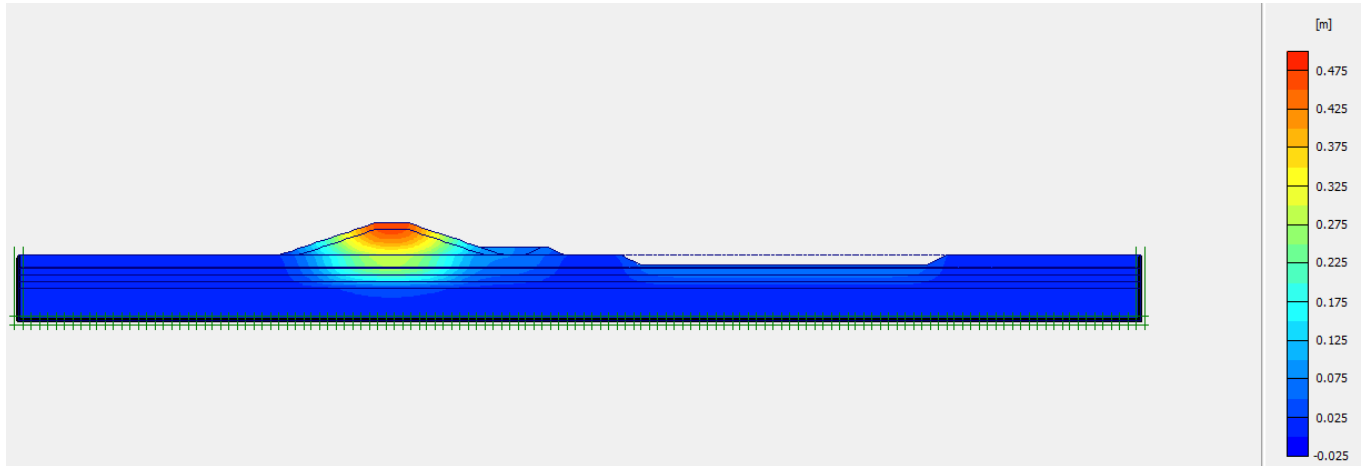


Figura 3.35. Desplazamientos totales – Comportamiento drenado. Fuente: PLAXIS

En la Figura 3.36 se observan los desplazamientos totales para una condición NO drenada, que representaría el comportamiento a corto plazo del suelo.

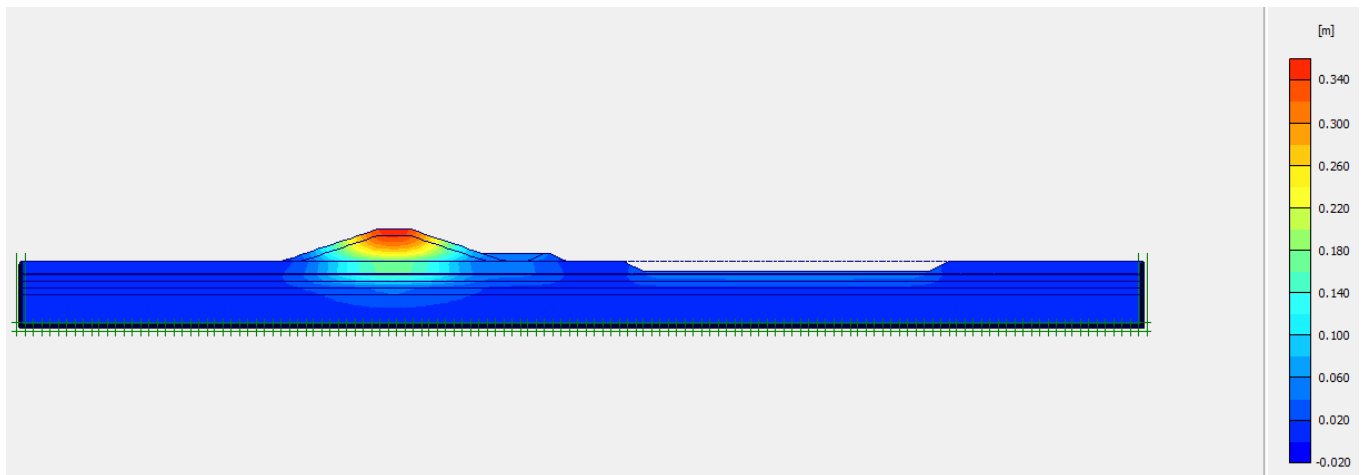


Figura 3.36. Desplazamientos totales – Comportamiento NO drenado. Fuente: PLAXIS

Bajo estas condiciones, el asentamiento por consolidación resulta de la diferencia entre los valores máximos de ambos escenarios. En consecuencia:

$$\text{Asentamiento por consolidación} = 0,47m - 0,35m = 0,12m$$

Considerando las características del tipo de obra, el asentamiento por consolidación no afectará el funcionamiento futuro de la obra.

- ESTABILIDAD EN ESTADO DE RÉGIMEN

En la Figura 3.37 se observa el gráfico de desplazamientos totales arrojado por el programa PLAXIS, representando el mecanismo de colapso.

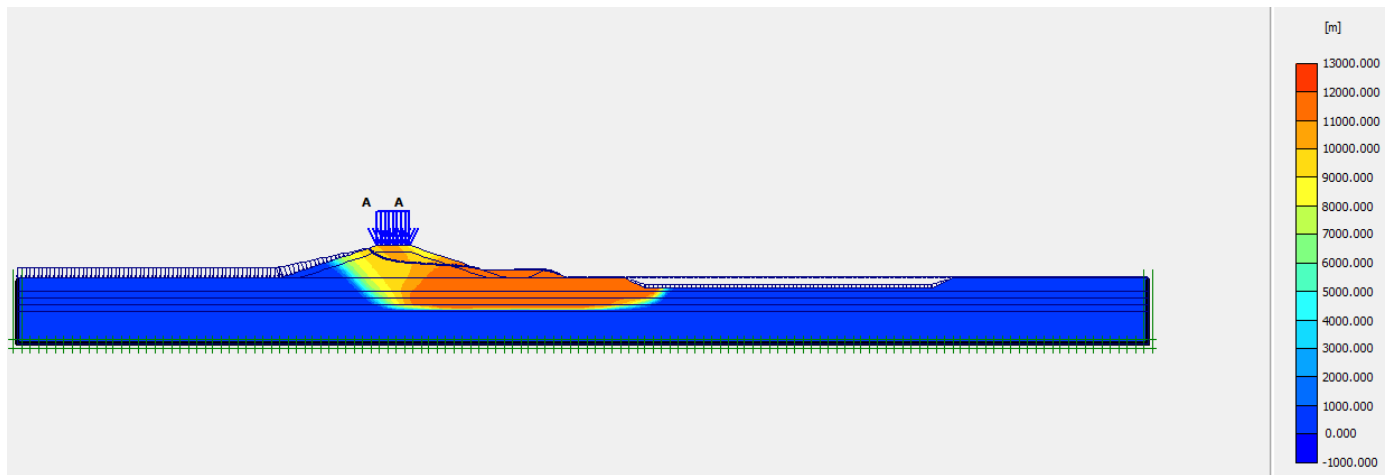


Figura 3.37. Desplazamientos totales. Fuente: PLAXIS

En la Figura 3.38 puede verse el coeficiente de seguridad obtenido para este escenario de estudio. En el eje de las ordenadas se observa el “sum-msf” y que justamente, representa el coeficiente de seguridad cuando los desplazamientos resultan incontrolables alcanzando el colapso. En el de las abscisas, se observan los desplazamientos totales de un punto situado en el coronamiento del terraplén.

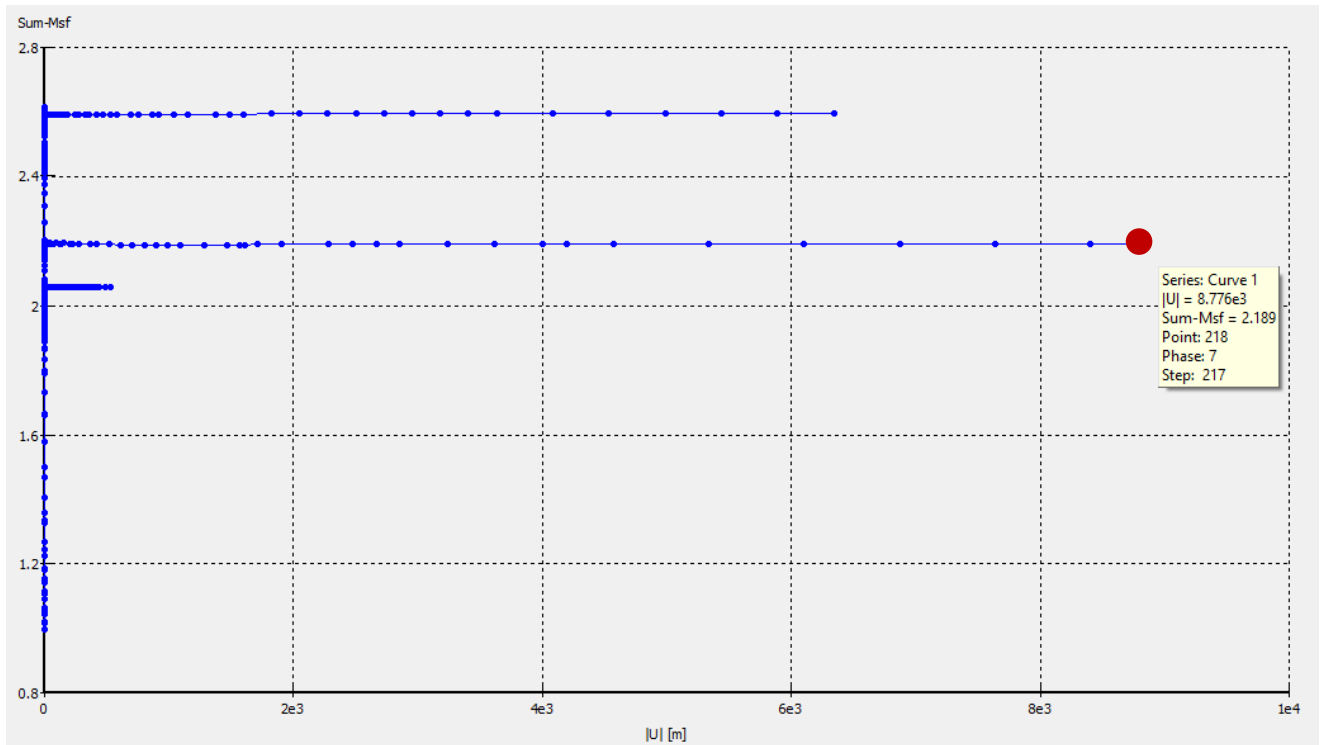


Figura 3.38. Factor de seguridad. Fuente: PLAXIS

Como puede apreciarse, la fase se encuentra en buenas condiciones dado que el coeficiente de seguridad es de 2,19 y se encuentra por encima del factor de seguridad mínimo de 1,50 recomendado para este tipo de obras.

- **RUPTURA POR SIFONAJE**

En la Figura 3.39 se muestra la distribución de las cargas hidráulicas generadas como consecuencia del estado de régimen.

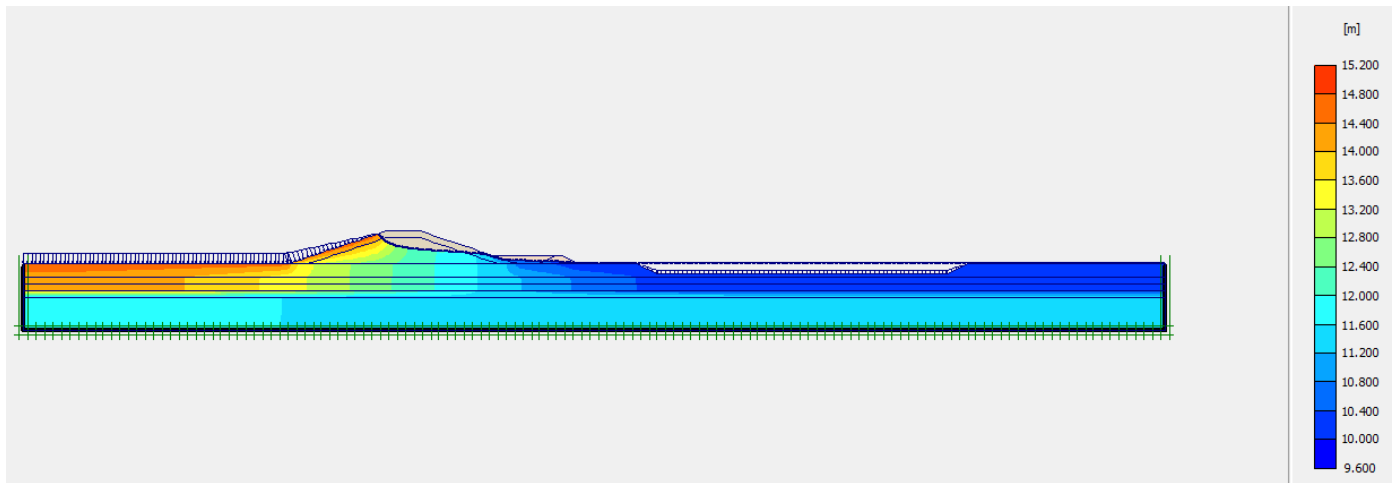


Figura 3.39. Cargas hidráulicas. Fuente: PLAXIS

Para determinar el factor de seguridad, se analizaron detalladamente las cargas hidráulicas generadas aguas abajo del terraplén, inmediatamente después del final de la base (Figura 3.40). Para este caso, resulta de interés el punto D.

Allí, la subpresión hidrostática ascendente a una profundidad de 0,50m por debajo de la superficie del terreno es de:

$$h_w = 10,80\text{m} - 10\text{m} = 0,80\text{m}$$

El factor de seguridad al sifonaje resulta:

$$FS = \frac{W'}{U} = \frac{h * \gamma'}{h_w * \gamma_w} = \frac{\frac{18\text{KN}}{\text{m}^3} * 0,80\text{m} + \frac{(20 - 10)\text{KN}}{\text{m}^3} * 0,50\text{m} + \frac{(19 - 10)\text{KN}}{\text{m}^3} * 0,70\text{m}}{10 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} * 0,80\text{m}} = 3,20$$

Si bien alcanza el factor de seguridad mínimo requerido para verificar este estado, será necesaria la colocación de drenes que mantendrían a la berma no saturada y colectarían las aguas que llegan a ella. En consecuencia, el factor aproximado sería:

$$FS = \frac{W'}{U} = \frac{h * \gamma'}{h_w * \gamma_w} = \frac{\frac{18\text{KN}}{\text{m}^3} * 1,30\text{m} + \frac{(19 - 10)\text{KN}}{\text{m}^3} * 0,70\text{m}}{10 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} * 0,80\text{m}} \cong 3,71$$

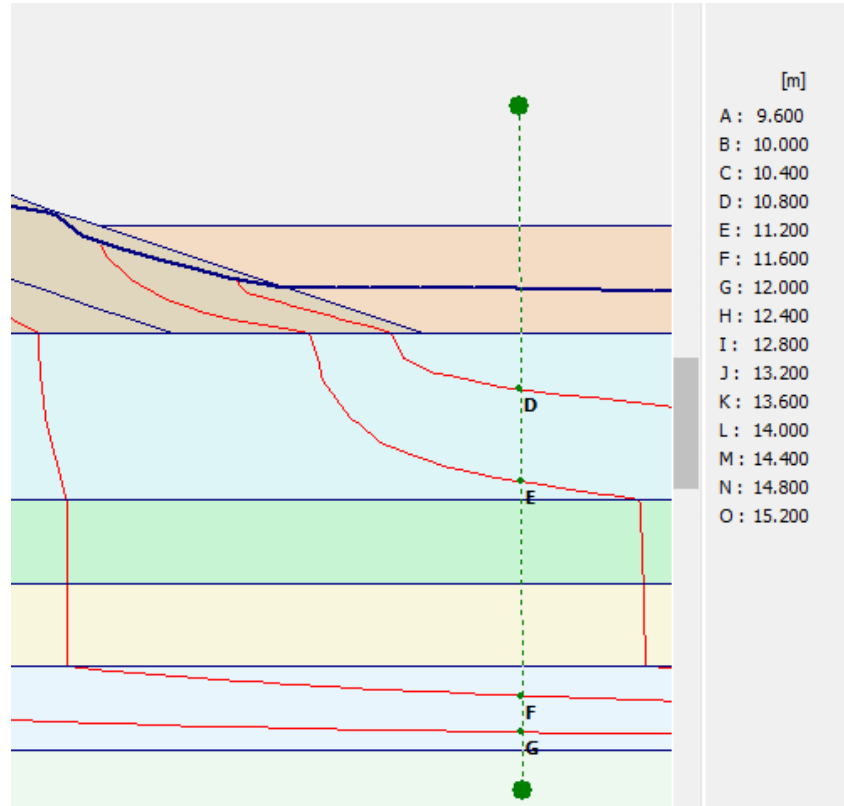


Figura 3.40. Cargas hidráulicas en detalle. Fuente: PLAXIS

- DESEMBALSE RÁPIDO

En la Figura 3.41 se observa el gráfico de desplazamientos totales arrojado por el programa PLAXIS, representando el mecanismo de colapso.

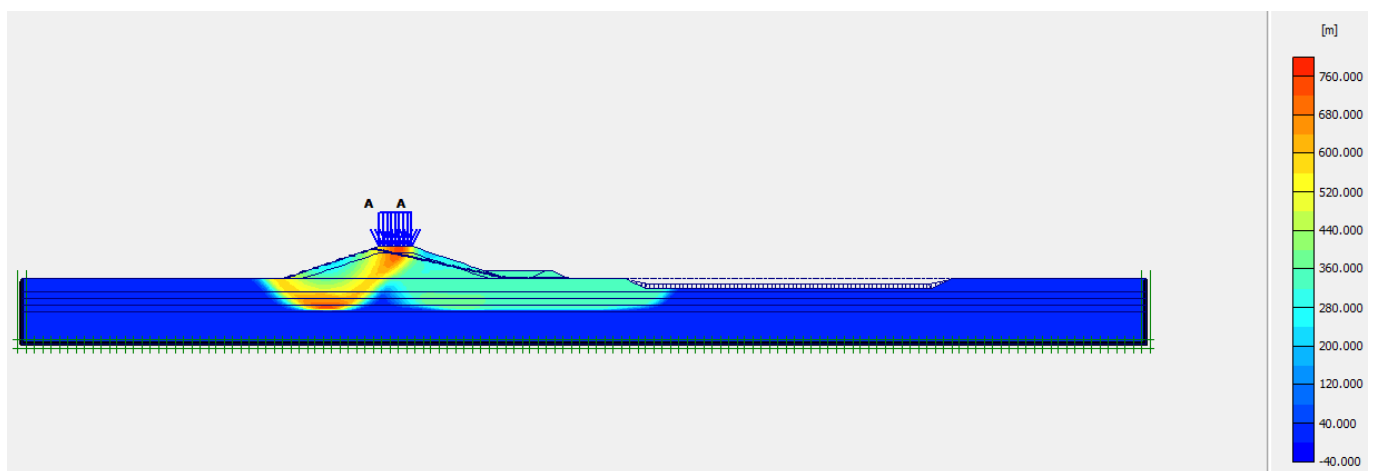


Figura 3.41. Desplazamientos totales. Fuente: PLAXIS

En la Figura 3.42 puede verse el coeficiente de seguridad obtenido para este escenario de estudio. En el eje de las ordenadas se observa el “sum-msf” y que justamente, representa el coeficiente de seguridad cuando los desplazamientos resultan incontrolables alcanzando el colapso. En el de las abscisas, se observan los desplazamientos totales de un punto situado en el coronamiento del terraplén.

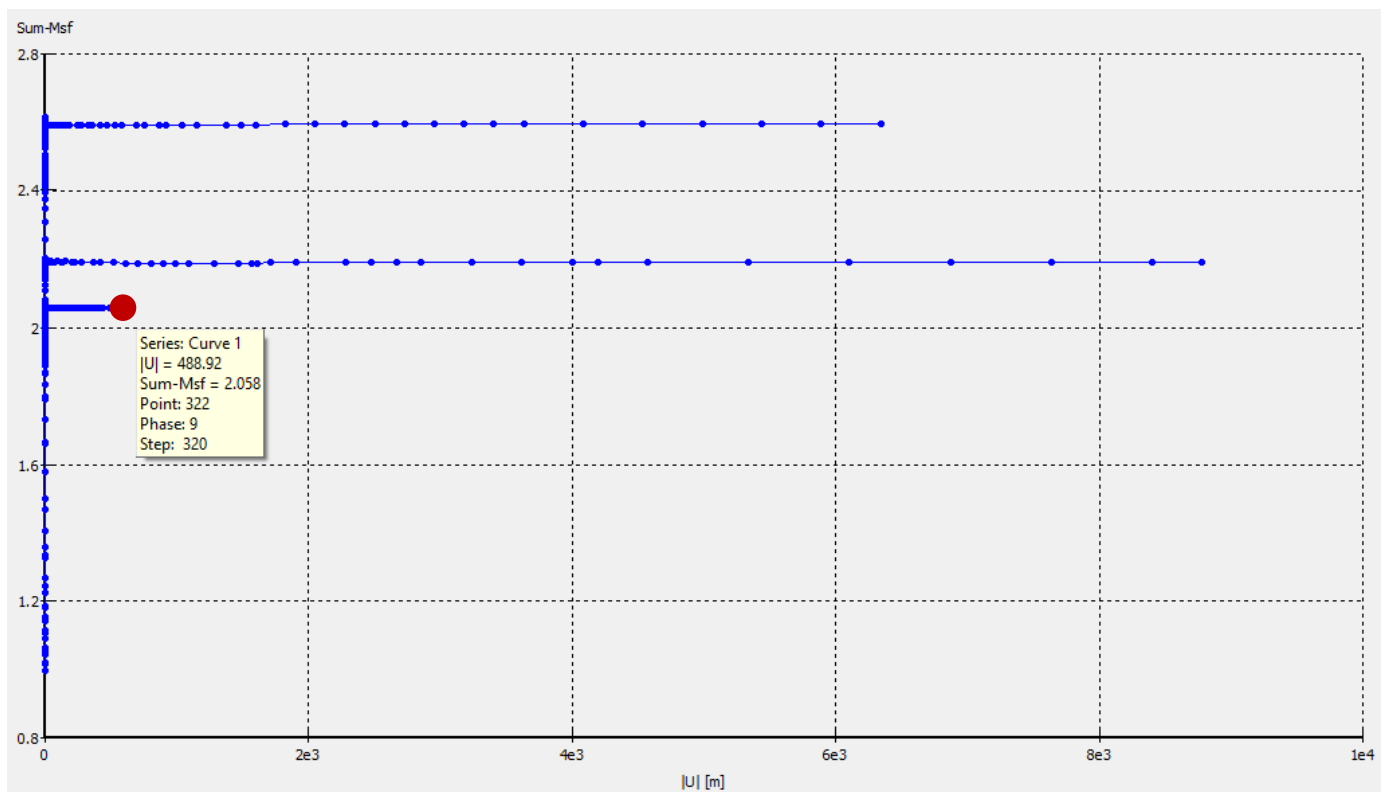


Figura 3.42. Factor de seguridad. Fuente: PLAXIS

Como puede apreciarse, la fase se encuentra en buenas condiciones dado que el coeficiente de seguridad es de 2,06 y se encuentra por encima del factor de seguridad mínimo de 1,50 recomendado para este tipo de obras.

3.5. CIERRE DE DEFENSA

Para el cierre de la defensa, se propone el alteo a cota 51m IGN de la calle principal de atraviesa al Barrio San Pedro Pescador y que funciona como parteaguas, dividiendo al barrio prácticamente a la mitad (Figura 3.43).



Figura 3.43. Cierre de defensa. Fuente: Elaboración propia

3.6. METODOLOGÍA DE CONSTRUCCIÓN

Antes de proceder a la colocación del material del terraplén, se debe efectuar la limpieza del terreno. Aquí se deberán remover los primeros 50cm de suelo vegetal dado que estos no cuentan con resistencia mecánica.

Esta presa de tierra homogénea se corresponde con las de tipo “capas compactadas”. La mayor parte del terraplén se construye mediante la compactación mecánica de estratos sucesivos. El material obtenido en las zonas de préstamos, se transporta hasta el dique por medio de camiones. Posteriormente se extiende con motoniveladoras y se riega, si es necesario, para formar capas de espesor limitado y con la cantidad de agua necesaria, que se compactan completamente y se unen con la precedente por medio de apisonadoras de características y peso adecuados.

Como en la zona abundan las arcillas dispersivas, se colocará un revestimiento de suelo cal de 70cm de espesor a fin de estabilizarlas. El suelo inestable se deberá transportar a un área de mezcla, donde se utilizará el equipo de construcción disponible para llevar a cabo las operaciones de unión entre materiales.

En la parte superior del coronamiento, se deberá colocar un enripiado que permita la circulación de vehículos para las tareas inspección y mantenimiento, una vez finalizado el proceso de construcción.

A fin de no sufrir fallas producto del sifonamiento, se llevará a cabo una berma aguas abajo del terraplén, compuesta por arena de refulado que permita la captación del agua que atraviesa el mismo.

El sistema de drenaje de la berma estará compuesto por 1 tubo de PVC de 0,16m de diámetro perforado en el tercio superior con cuatro líneas longitudinales de agujeros de 8mm separados cada 0,30m. Contará con un recubrimiento mediante geotextil que impedirá el paso del material fino a los drenes. Finalmente, se materializará la descarga al canal del sistema de macrodrenaje utilizando tubos de PVC de 0,16m de diámetro cada 50m.

Finalmente, se colocará un recubrimiento de suelo vegetal de 20cm de espesor para proteger al terraplén contra posibles fenómenos de erosión hidráulica (por precipitaciones) y eólica.

3.7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. A la hora de desarrollar el proyecto definitivo, se deberían hacer sondeos concretamente bajo la zona de interés donde pasará la traza de defensa, los resultados de estos podrían generar una posible variación en los resultados de la modelación.
2. Para que la construcción del terraplén genere el impacto deseado en el ordenamiento territorial del barrio, debería acompañarse al proyecto de medidas no estructurales.
3. Si bien una vez concluida la obra de defensa contra erosión de las márgenes, las velocidades no serán significativas, podría considerarse una verificación de oleaje en la zona de interés, evaluando la posibilidad de colocar algún elemento que proteja el coronamiento del terraplén de ser necesario (por ejemplo, rip rap).
4. Una vez terminada la obra que se plantea en este anteproyecto, se deberán controlar los asentamientos por consolidación y prever posibles soluciones.

5. En periodos húmedos, algunas zonas de interés en el trazado de la presa podrían encontrarse bajo agua durante la construcción de la obra. En tal caso, se deberá contar con el equipamiento necesario para garantizar la continuidad de la misma.



TRABAJO FINAL

ANTEPROYECTO DE DEFENSA URBANA Y DESAGÜES PLUVIALES: BARRIO SAN PEDRO PESCADOR

CAPITULO 4:

DISEÑO DEL DRENAJE URBANO

4.1. METODOLOGÍA

4.1.1. GENERALIDADES

El sistema de defensa o “polderización” que protegerá al barrio contra anegamientos de origen fluvial, consecuentemente generará una desconexión del sistema hidrológico local del regional. Por ende, se propone un sistema de desagües pluviales que permitan evacuar las aguas provenientes de las precipitaciones.

Se recurrió a un modelo de transformación lluvia – caudal, para la determinación de los volúmenes de agua generados por la zona de estudio en una unidad de tiempo.

Para la determinación del evento meteorológico a simular, se utilizaron las Curvas de Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF) del Área Metropolitana del Gran Resistencia aprobadas por la resolución 71/1997 de la Administración Provincial del Agua, considerando un tiempo de recurrencia para el diseño de desagües pluviales igual a 10 años y, a través del método de los bloques alternos, se determinó la tormenta de diseño con una duración de 6 horas.

Se utilizó el programa EPA SWMM que permite analizar procesos hidrológicos e hidráulicos en un mismo marco conceptual. En efecto, con el hietograma de diseño se simuló exitosamente el escenario de estudio permitiendo obtener los caudales y niveles alcanzados en los reservorios que intervienen en la modelación, así como también, los caudales de bombeo necesarios para evacuar los excedentes hídricos.

4.1.2. TORMENTA DE DISEÑO

Como se mencionó anteriormente, para obtener la tormenta de diseño se utilizaron las Curvas de Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF) del Área Metropolitana del Gran Resistencia aprobadas por la resolución 71/1997 de la Administración Provincial del Agua (Figura 4.1).

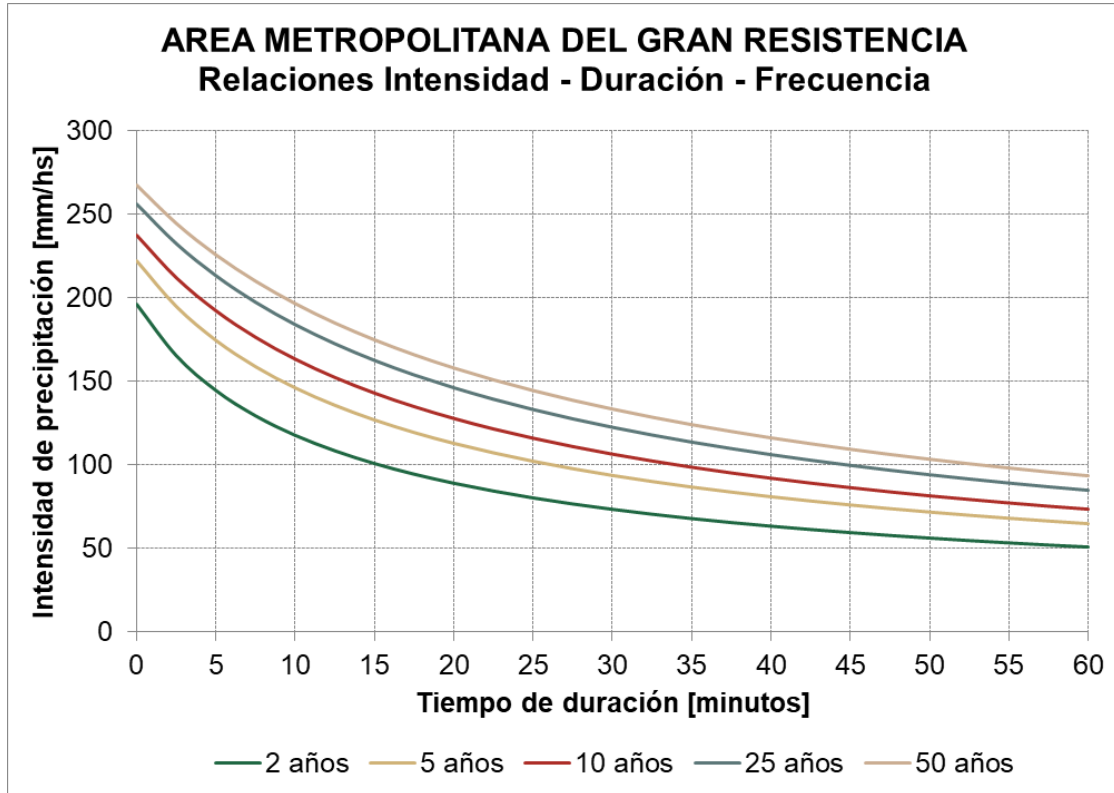


Figura 4.1. Curvas IDF del AMGR. Fuente: APA CHACO

Las relaciones intensidad – duración – frecuencia permiten definir el valor de intensidad media de lluvia para una duración igual o mayor al tiempo de concentración de la cuenca, y para un tiempo de recurrencia acorde al riesgo asociado a la falla.

La intensidad media de lluvia disminuye a medida que se incrementa la duración de la tormenta. A su vez, para una duración de tormenta determinada, cuanto mayor sea el tiempo de recurrencia de la tormenta, mayor será su intensidad.

Para el estudio en cuestión se decidió trabajar con una recurrencia de 10 años, dado que este es un valor recomendable para el diseño de desagües pluviales. Así, utilizando los parámetros asociados a ésta, se determinaron los valores de intensidad media de lluvia mediante la siguiente expresión (Ecuación 4.1):

$$I = \frac{A}{(t+B)^C} \quad [4.1]$$

Dónde:

I: Intensidad de precipitación (mm/h)

t: duración de la precipitación (min)

A, B, C: parámetros de ajuste de la ecuación (Tabla 4.1)

Tabla 4.1. Parámetros de ajuste de la ecuación – TR = 10años.

Fuente: APA CHACO

TR (años)	A	B	C
10	1639.94	14.681	0.7193

Para la determinación de la duración de la tormenta, se verificó que ésta fuera mayor al tiempo de concentración (ver 4.1.4.2) de las cuencas en estudio. Por lo tanto, se adoptó una precipitación de 360 min de duración (6 hs) con intervalos de 5 minutos.

Finalmente, para obtener la distribución temporal de la tormenta se utilizó el “Método de los Bloques Alternos”. En la Figura 4.2 se observa el hietograma de diseño utilizado.

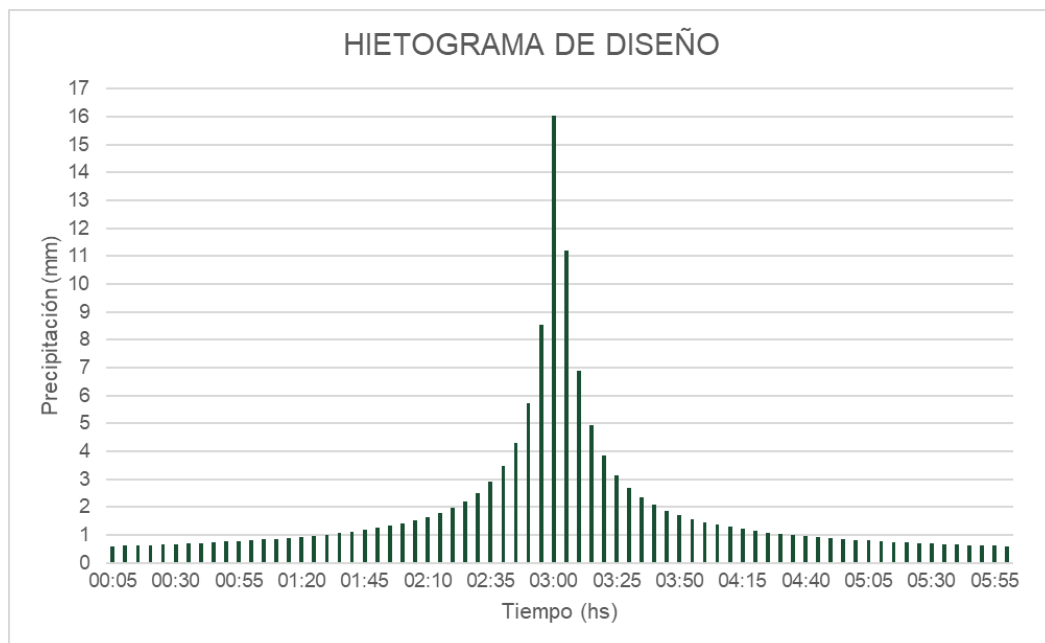


Figura 4.2. Hietograma de diseño utilizado – TR = 10 años – Td = 6 horas. Fuente: Elaboración propia

DISEÑO DEL DRENAJE URBANO

En la Tabla 4.2, se indican los valores de intensidad y alturas precipitadas del hietograma de la tormenta de diseño para un TR de 10 años.

Tabla 4.2. Hietograma de diseño utilizado – TR = 10 años – Td = 6 horas. Fuente: Elaboración propia

Intervalo (hh:mm)	Precipitación (mm)	Intensidad (mm/h)
0:05	1	7
0:10	1	7
0:15	1	8
0:20	1	8
0:25	1	8
0:30	1	8
0:35	1	8
0:40	1	9
0:45	1	9
0:50	1	9
0:55	1	9
1:00	1	10
1:05	1	10
1:10	1	10
1:15	1	11
1:20	1	11
1:25	1	12
1:30	1	12
1:35	1	13
1:40	1	13
1:45	1	14
1:50	1	15
1:55	1	16
2:00	1	17
2:05	2	18
2:10	2	20
2:15	2	22
2:20	2	24
2:25	2	27
2:30	3	30
2:35	3	35
2:40	3	42
2:45	4	52

DISEÑO DEL DRENAJE URBANO

2:50	6	69
2:55	9	102
3:00	16	192
3:05	11	135
3:10	7	82
3:15	5	59
3:20	4	46
3:25	3	38
3:30	3	32
3:35	2	28
3:40	2	25
3:45	2	23
3:50	2	21
3:55	2	19
4:00	1	18
4:05	1	16
4:10	1	15
4:15	1	15
4:20	1	14
4:25	1	13
4:30	1	13
4:35	1	12
4:40	1	11
4:45	1	11
4:50	1	11
4:55	1	10
5:00	1	10
5:05	1	10
5:10	1	9
5:15	1	9
5:20	1	9
5:25	1	9
5:30	1	8
5:35	1	8
5:40	1	8
5:45	1	8
5:50	1	8
5:55	1	7
6:00	1	7
TOTAL	139	

4.1.3. FUNCIONAMIENTO GENERAL DEL SISTEMA

Teniendo en cuenta la zona de interés para el desarrollo de este estudio, se dividió a San Pedro Pescador en tres cuencas que por simplicidad se denominaron 1, 2 y 3 (Figura 4.3). En función de ello, se analizó la topografía del área en estudio y se determinó que la cuenca 1 no aportará al sistema de macrodrenaje que aquí se diseña y que, además, ya cuenta con un proyecto que desagotará los excedentes hídricos generados en ella.

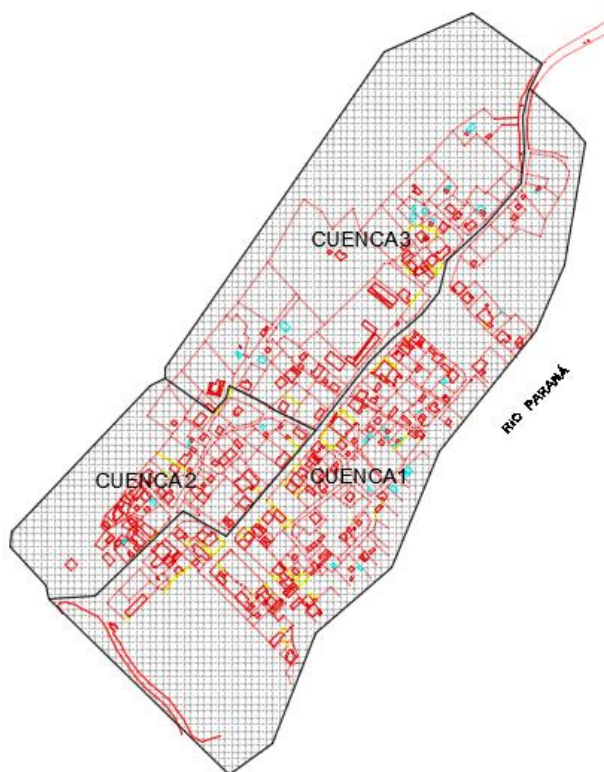


Figura 4.3. Ubicación de las cuencas. Fuente: Elaboración propia

En consecuencia, solo se trabajó con las cuencas 2 y 3. El relieve de la zona indica que la cuenca 3 recibe las aguas pluviales de la cuenca 2. A su vez, para lograr un transporte adecuado de las mismas, se ejecutará un canal a cielo abierto de 431m de longitud. Finalmente, se consideraron dos alternativas de descarga dependiendo de los niveles de agua alcanzados por la laguna que se encuentra aguas abajo del terraplén.

El reservorio ubicado en la cuenca 3 recibirá los volúmenes excedentes de las cuencas 2 y 3, y la obra de control que se materializará en su vera será la encargada de descargar al sistema hidrológico

regional. Si el pelo de agua de la laguna se encuentra por encima de los 45,5m IGN la misma se llevará a cabo mediante un sistema de bombeo. De manera opuesta, si se encuentra por debajo, lo hará utilizando un sistema de compuertas que permitirán el transporte de los excesos hídricos generados (Figura 4.4).



Figura 4.4. Esquema de funcionamiento general del sistema. Fuente: Elaboración propia

4.1.4. CARACTERÍSTICAS DE LAS CUENCAS

En la Tabla 4.3 se indican las características morfológicas de las cuencas en estudio.

Tabla 4.3. Características morfológicas de las cuencas de estudio. Fuente: Elaboración propia

Designación	Área (ha)	Tiempo de concentración (hs)	Pendiente (%)	CN II
Cuenca 2	3,52	3,84	6,15	77,53
Cuenca 3	8,33	5,37	6,56	74,60
Total	11,85	---	---	---

4.1.4.1. DETERMINACIÓN DE LA PENDIENTE

Para la definición de este parámetro se recurrió al “Método de Alvord”, que analiza inicialmente la pendiente existente entre curvas de nivel y luego, mediante el promedio pesado de la pendiente de cada faja en relación con su área, determina la correspondiente a la cuenca (Tablas 4.4, 4.5 y Ecuación 4.2).

$$S = \frac{D * L}{A} \quad [4.2]$$

Dónde:

A: área de la cuenca

D: desnivel constante entre curvas de nivel

L: longitud total de las curvas de nivel dentro de la cuenca

S: pendiente de la cuenca

Tabla 4.4. Determinación de la pendiente – Cuenca 2. Fuente: Elaboración propia

CUENCA 2						
Curvas de nivel		Longitud total de curvas (m)	Área de la cuenca (m2)	Desnivel constante entre curvas (m)	Pendiente de la cuenca (m/m)	Pendiente de la cuenca (%)
Cota (m)	Longitud (m)					
46	---	1529,3	24864,36	1	0,061505705	6,15
47	---					
48	101,87					
49	175,08					
50	640,75					
51	611,6					
52	---					

Tabla 4.5. Determinación de la pendiente – Cuenca 3. Fuente: Elaboración propia

CUENCA 3						
Curvas de nivel		Longitud total de curvas (m)	Área de la cuenca (m2)	Desnivel constante entre curvas (m)	Pendiente de la cuenca (m/m)	Pendiente de la cuenca (%)
Cota (m)	Longitud (m)					
46	294,54	5470,05	83346,76	1	0,065630026	6,56
47	597,56					
48	852,52					
49	1446,79					
50	1060,55					
51	760,83					
52	457,26					

4.1.4.2. DETERMINACIÓN DE LOS TIEMPOS DE CONCENTRACIÓN

El tiempo de concentración (t_c) es el mayor tiempo alcanzado para los diferentes recorridos posibles del agua en la cuenca, hasta alcanzar el punto de salida.

La fórmula de Kirpich ha sido desarrollada para pequeñas cuencas rurales, pero tiene una amplia aceptación también en áreas urbanas. Sus restricciones dimensionales son:

$$3\% < S < 10\%$$

$$A < 50has$$

El Método de Kirpich propone la siguiente expresión (Ecuación 4.3):

$$t_c = 0,0078 * L^{0,77} * S^{-0,385} \quad [4.3]$$

En la Tabla 4.6 se detallan los parámetros utilizados en la aplicación de la metodología, así como también, los resultados arrojados por la misma.

Tabla 4.6. Determinación de los tiempos de concentración. Fuente: Elaboración propia

Designación	Longitud (pies)	Pendiente (%)	Tiempo de concentración (min)
Cuenca 2	778,64	6,15	3,84
Cuenca 3	1240,5	6,56	5,37

4.1.4.3. DETERMINACIÓN DEL VALOR DE LA CURVA NÚMERO (CN)

El valor de CN se obtiene analizando los siguientes factores:

- a) Uso de la tierra
- b) Condiciones hidrológicas de los suelos
- c) Condiciones de humedad antecedente

Básicamente la metodología sugiere calcular un valor de CNII representativo de toda la cuenca (teniendo en cuenta el uso del suelo y sus condiciones hidrológicas) y luego, estudiar las condiciones

de humedad antecedente para justificar si será necesaria una transformación de los valores de CN II a una humedad precedente de suelo de Clase I o III.

Para comenzar, se consideró que el suelo presenta un comportamiento hidrológico tipo B (Figuras 4.5 y 4.6). Eso se debe a que, si bien se cuenta con ensayos geotécnicos a modo de respaldo y en estos se observan suelos cohesivos cercanos a la superficie, su ejecución se llevó adelante en zonas costeras y no sobre el refulado de arena sobre el que se encuentra asentado el mayor porcentaje de San Pedro Pescador. Es por ello que, a pesar de lo indicado en las pruebas geotécnicas, se decidió adoptar por esta categoría considerando la incidencia que pudiera tener la porción de arcilla en el proceso de infiltración de agua de lluvia.

Tipo de suelo	Potencial de escurrimiento
A	Mínimo
B	Medio
C	Alto
D	Máximo

Figura 4.5. Comportamiento hidrológico de los suelos. Fuente: (Cátedra de Hidrología, UNNE)¹²

Suelo	Infiltración	CN	Escoorrentia	Textura
A	Alta	Chico	Poca	Arena
B	Moderada	Medio	Media	Mas arena y menos arcilla
C	Lenta	Alto	Alta	Mas arcilla y menos arena
D	Muy lenta	Máximo	Máxima	Arcilla

Figura 4.6. Comportamiento hidrológico de los suelos. Fuente: (Cátedra de Hidrología, UNNE)¹²

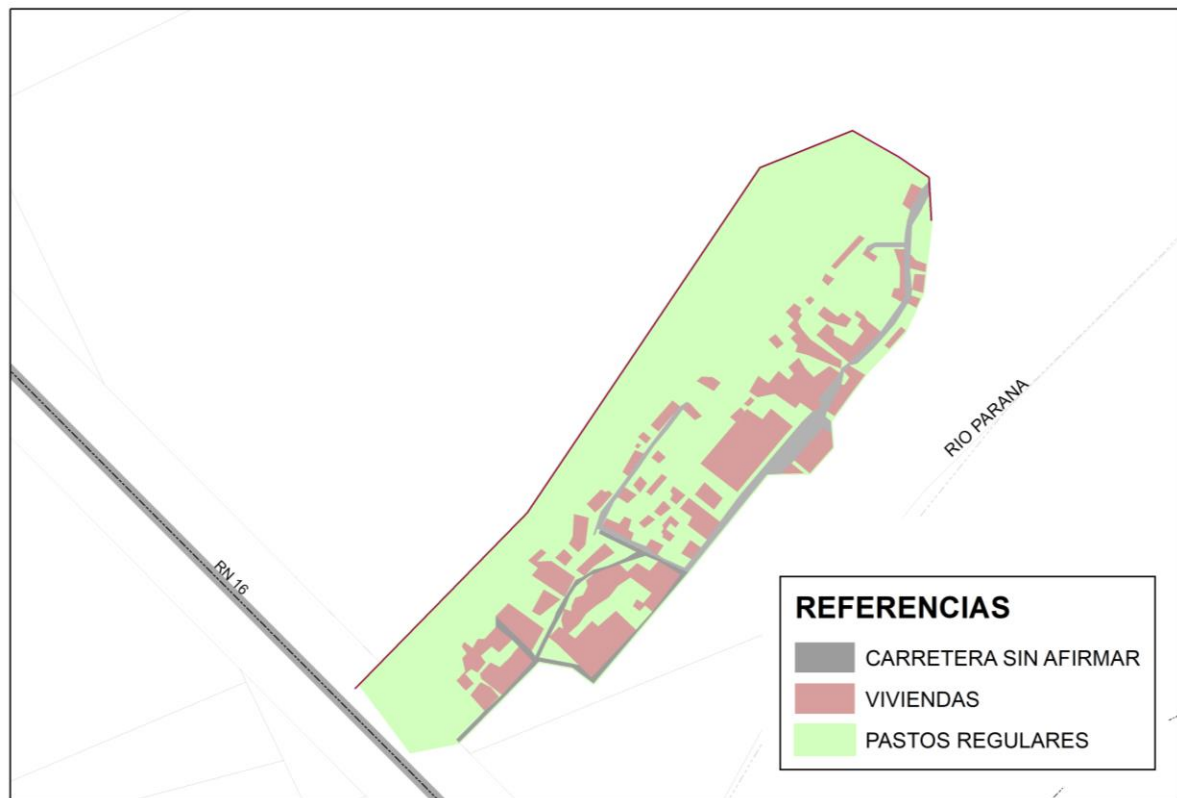


Figura 4.7. Uso de los suelos. Fuente: Elaboración propia

Seguidamente se realizó una clasificación del uso de los suelos, determinando sus áreas y también adoptando un valor de CN II (Cátedra de Hidrología, UNNE)¹² para cada uno. Finalmente, se ponderan estos valores para obtener un CN II representativo de toda la cuenca (Tablas 4.7 y 4.8):

Tabla 4.7. Usos de suelo y CN II – Cuenca 2. Fuente: Elaboración propia

CUENCA 2						
Clasificación	Área total de la cuenca (m2)	Área clasificada (m2)	Porcentaje que representa (%)	Porcentaje que representa en decimales	CN II	CN II (%)
Pastos regulares	35185,4	22478,45	63,89	0,64	69	44,08
Carretera sin firmar		2324,35	6,61	0,07	82	5,42
Viviendas		10382,6	29,51	0,30	95	28,03
CN II ponderado						77,53

Tabla 4.8. Usos de suelo y CN II – Cuenca 3. Fuente: Elaboración propia

CUENCA 3						
Clasificación	Área total de la cuenca (m2)	Área clasificada (m2)	Porcentaje que representa (%)	Porcentaje que representa en decimales	CN II	CN II (%)
Pastos regulares	83346,76	62838,91	75,39	0,75	69	52,02
Carretera sin firmar		5163,7	6,20	0,06	82	5,08
Viviendas		15344,15	18,41	0,18	95	17,49
CN II ponderado						74,59

Por último, para saber si era necesario un ajuste en el tipo de CN, se estudiaron las condiciones de humedad antecedente que indican el estado de la humedad del perfil del suelo en la cuenca al producirse una tormenta determinada. Por ello se analizó la precipitación ocurrida en un período anterior de 5 a 30 días. Por lo tanto y bajo un criterio precautorio, se analizaron las tres precipitaciones máximas precedentes (Tabla 4.9):

Tabla 4.9. Precipitaciones antecedentes. Fuente: Elaboración propia

Fecha	Precipitación en 1 día (mm)	Precipitación 5 días antecedentes (mm)	CN
20/11/1982	144	56	III
06/03/1993	132	35	I
23/04/1996	136	15	I

Teniendo en cuenta la similitud de los valores precipitados (132mm, 136mm y 144mm) y la variación en los tipos de CN resultantes (I y III), se ha decidido trabajar con valores de CN tipo II considerando un criterio medio.

4.1.5. CARACTERÍSTICAS DE LOS RESERVORIOS

Para el almacenamiento temporal de los excedentes hídricos se plantea la ejecución de dos reservorios cuyas características se aprecian en la Tabla 4.10. Ambos estarán emplazados en las zonas más bajas posibles del barrio.

Tabla 4.10. Características de los reservorios. Fuente: Elaboración propia

Designación	Unidad	Reservorio 2	Reservorio 3
Pendiente	---	1:2	1:2
Altura	m	1,20	1,50
Sección en planta a nivel de TN	m	30x35	50x70

4.1.6. CARACTERÍSTICAS DEL CANAL

Para la conexión entre reservorios y, en consecuencia, el transporte de las aguas pluviales, se plantea un canal que acompaña la traza de defensa y que, a su vez, recogerá los excedentes generados por las cuencas en su recorrido (Figura 4.8). Las características del mismo se detallan en la Tabla 4.11.

Perfil longitudinal del canal

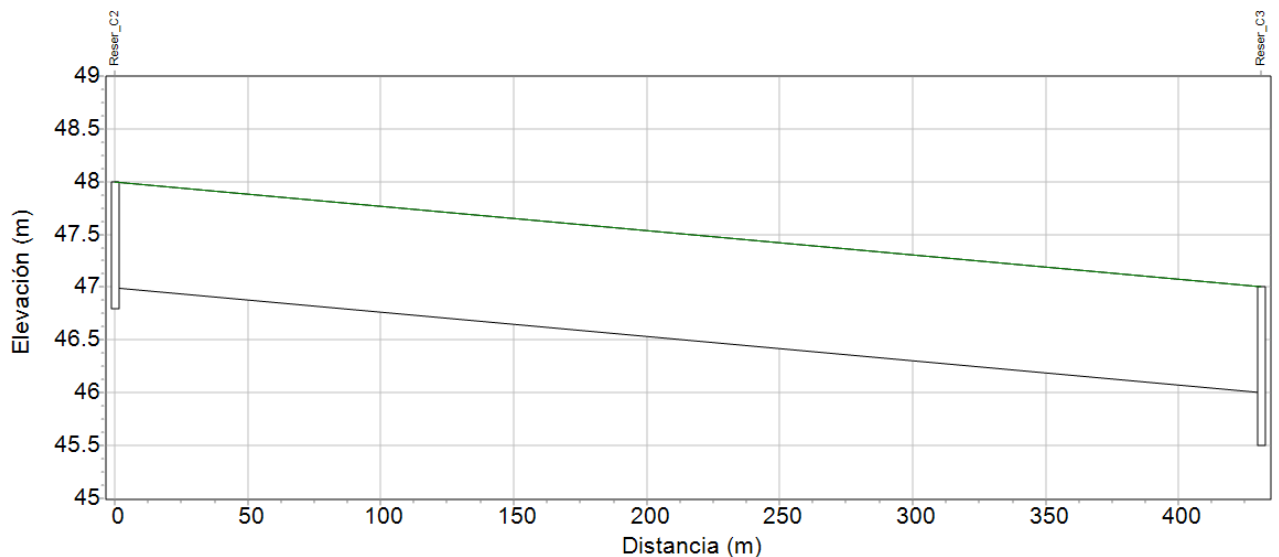


Figura 4.8. Perfil longitudinal – Canal. Fuente: SWMM

Tabla 4.11. Dimensiones del canal. Fuente: Elaboración propia

Designación	Unidad	Canal
Forma	---	Rectangular abierto
Ancho de fondo	m	0,50
Máxima profundidad	m	1
Longitud	m	431
Pendiente de fondo	%	13,3

4.1.7. MODELO HIDROLÓGICO - HIDRÁULICO

El diseño del modelo se realizó en base a las siguientes consideraciones (Figuras 4.9 y 4.10):

1. Se dividió a San Pedro Pescador en tres cuencas que por simplicidad se denominaron 1, 2 y 3. Pero como se explicó anteriormente, solo se trabajará con las cuencas 2 y 3.
2. Cada una de las cuencas, descargará a un reservorio, ubicado en la zona más baja posible dentro de ella.
3. El reservorio 2 descarga en el reservorio 3. La conexión entre ellos se materializará mediante un canal de sección rectangular abierta de 431m de longitud.
4. Desde el reservorio 3 se contará con dos posibilidades de descarga en función de la cota de pelo agua de la laguna que se encuentra aguas abajo del terraplén. Si la misma se encuentra por debajo de los 45,5m IGN se materializará la descarga mediante un sistema de compuertas. Caso contrario, se evacuarán las aguas pluviales almacenadas utilizando un sistema de bombeo compuesto por dos bombas.



Figura 4.9. Esquema de modelación utilizado en SWMM con compuertas. Fuente: SWMM



Figura 4.10. Esquema de modelación utilizado en SWMM con bombeo. Fuente: SWMM

4.1.7.1. PROGRAMA UTILIZADO

Se recurrió al programa Stormwater Management Model (SWMM) de la Environmental Protection Agency (EPA) de los Estados Unidos. Para el desarrollo del mismo, se transcribe la explicación del Mg. Ing. Guillermo José Mendez en su Tesis de Maestría (Mendez, 2012)¹³.

Este es un modelo dinámico de simulación de precipitaciones que puede ser utilizado para un periodo extendido de tiempo. El programa permite calcular tanto la cantidad como la calidad del agua evacuada. El módulo de escorrentía hidrológico funciona como una serie de cuencas en las cuales cae agua de lluvia y se genera escorrentía (Rossman, 2010)¹⁴.

Cada cuenca del modelo funciona como un embalse no lineal (Figura 4.11). La capacidad de este embalse es el valor un parámetro denominado “almacenamiento en depresión (dp)”, que corresponde con el máximo almacenamiento en superficie del suelo y los caudales interceptados en la escorrentía superficial por las irregularidades del terreno. A diferencia de los modelos de “embalse lineal”, donde la escorrentía es proporcional a la profundidad del agua en el embalse, en el SWMM la escorrentía superficial se produce únicamente cuando la profundidad del agua excede el máximo almacenamiento en depresión (Mendez, 2012)¹³.

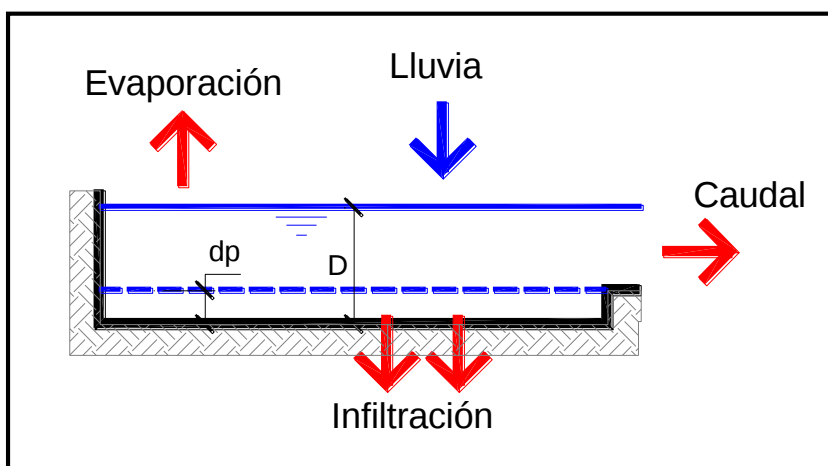


Figura 4.11. Esquema de Embalse No Lineal

(Referencias: D: profundidad del agua en el depósito; dp : almacenamiento en depresión)

Así, el caudal de salida de cada cuenca se obtiene de la Ecuación 4.4.

$$Q = W \cdot (D - dp)^{5/3} \cdot \frac{\sqrt{I_0}}{n} \quad [4.4]$$

donde:

Q = caudal de salida de la subcuenca [m^3/s]

W = ancho de la subcuenca [m]

n = coeficiente de rugosidad de Manning

D = profundidad del agua [m]

dp = profundidad de retención superficial [m]

I_0 = pendiente

La ecuación del depósito no lineal se establece resolviendo el sistema de ecuaciones que constituyen la ecuación de continuidad y la ecuación de Manning. La continuidad para cada subcuenca expresa en la Ecuación 4.5.

$$\frac{dV}{dt} = A \cdot \frac{dH}{dt} = A \cdot i - Q \quad [4.5]$$

Donde:

V = volumen de agua en la subcuenca ($V=A H$) [m^3]

t = tiempo [s]

A = superficie de la cuenca [m^2]

i = lluvia neta [m/s]

Las Ecuaciones 4.4 y 4.5 se combinan para dar lugar a la ecuación diferencial (Ecuación 4.6), no lineal, para el calado.

$$\frac{dh}{dt} = i - \frac{W}{A \cdot n} \cdot (D - dp)^{5/3} \cdot S^{1/2} \quad [4.6]$$

La Ecuación 4.6 se resuelve mediante un esquema en diferencias finitas de Newton-Raphson, para cada incremento de tiempo.

Los resultados, consistentes en la evolución temporal de la entrada del agua de escorrentía en la red de alcantarillado a través de los imbornales (o nodos de entrada), son empleados para modelar el

flujo del agua por la red de alcantarillado, a través de los conductos, nodos y depósitos, mediante la resolución de las ecuaciones completas de Saint-Venant.

Al reproducir el flujo gradualmente variado, el modelo permite la modelización de orificios, bombeos, compuertas, depósitos, redes malladas y vertidos, con las condiciones de contorno deseadas. Las ecuaciones de Saint-Venant son las siguientes:

- La ecuación de continuidad del flujo para secciones prismáticas (Ecuación 4.7).

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad [4.7]$$

donde:

A = área de la sección;

Q = caudal;

x = distancia a lo largo del conducto;

t = tiempo.

- Ecuación de conservación de la cantidad de movimiento (Ecuación 4.8).

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial (Q^2/A)}{\partial x} + g \cdot A \cdot \frac{\partial H}{\partial x} + g \cdot A \cdot S_f = 0 \quad [4.8]$$

Donde:

g = gravedad;

H = cota piezométrica (H = z + h);

z = cota de solera o lecho;

h = calado;

Sf = pendiente de fricción, según la ecuación de Manning;

Para resolver este sistema de ecuaciones diferenciales, se emplea una descripción de la red en nodos (junctions) y conductos (links), con elementos singulares tales como orificios o depósitos, para representar el problema físico matemáticamente (Figura 4.12).

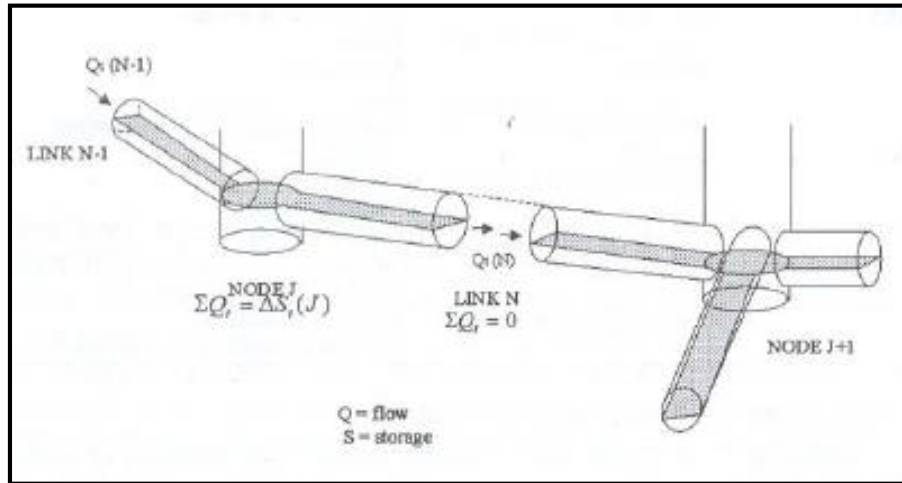


Figura 4.12. Representación Conceptual del Modelo Hidráulico

A su vez, las cuencas pueden dividirse en subáreas permeables e impermeables. La escorrentía superficial puede infiltrarse en las subáreas permeables, pero no a través de las impermeables. Las áreas impermeables pueden dividirse a su vez en dos subáreas: una que contiene almacenamiento en depresión y otra que no lo contempla. El flujo de la escorrentía desde una subárea de la cuenca puede fluir hacia otra subárea o, por el contrario, dos subáreas pueden drenar directamente hacia la salida de la cuenca (Figura 4.13).

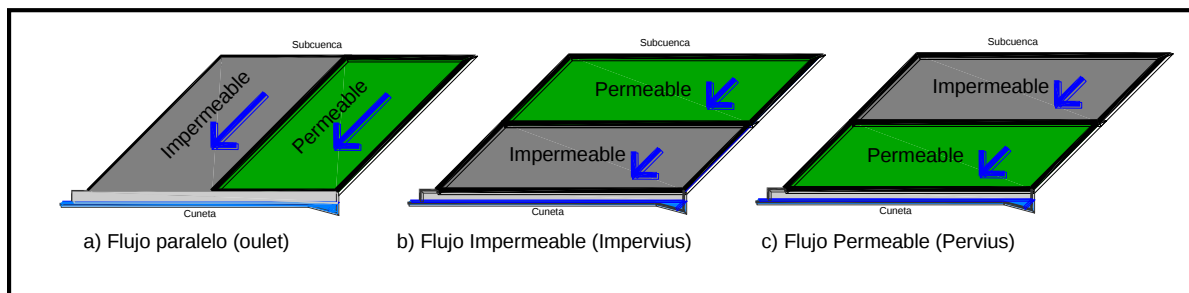


Figura 4.13. Flujo entre áreas de una subcuenca en el modelo SWMM (Mendez, 2012)

La infiltración dentro de suelos permeables puede describirse usando tres modelos diferentes:

- Modelo de Infiltración de Horton;
- Modelo de Infiltración de Green Ampt;
- Modelo de Infiltración de Curva Número,

Como en el presente estudio se optó por la utilización de un modelo de Curva Numero, a continuación, se detalla un breve resumen del funcionamiento de tal modelo en el programa SWMM.

El modelo de curva número es, por su simplicidad, el más utilizado a nivel mundial. Fue desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos para determinar el volumen de escurrimiento total de un solo evento. Debido a esto el método original no contempla una actualización de condiciones antecedentes de humedad del suelo luego de una precipitación dada, esto es fundamental para realizar análisis continuo. Por tanto, el SWMM introdujo modificaciones en la metodología original del modelo, a fin de utilizar el mismo en análisis continuo para un período extendido de tiempo. El método tradicional dado por el Servicio de Conservación de Suelo de los Estados Unidos parte de la Ecuación 4.9 donde se considera que la relación entre la retención real y la potencial del suelo es igual a la relación entre la escorrentía real y la potencial.

$$\frac{Pr - Q - Ia}{S_{\max}} = \frac{Q}{Pr - Ia} \quad [4.9]$$

Donde:

Pr: Precipitación total

Q: Escorrentía

Ia: Abstracción inicial

Smax: Máxima retención potencial del suelo

Sin embargo, el modelo SWMM no utiliza el valor de Ia, ya que, considera que el mismo se encuentra implícito en el parámetro “almacenamiento en depresión”. Por tanto, el modelo utiliza la Ecuación 4.10 para obtener la escorrentía

$$Q = \frac{Pr^2}{S_{\max} + Pr} \quad [4.10]$$

En tanto que el almacenamiento máximo potencial se obtiene de la Ecuación 4.11.

$$S_{\max} = \frac{1000}{CN} - 10 \quad [4.11]$$

El valor de CN se encuentra tabulado, por lo que a partir de las características de suelo se adopta un valor determinado. En tanto que, a partir de la Ec. 4.10, se puede determinar la cantidad de agua infiltrada (F) en un intervalo de tiempo determinado (Ec. 12).

$$F = Pr - \frac{Pr^2}{S_{\max} + Pr} \quad [4.12]$$

De lo expuesto se desprende que el valor de Curva Número utilizado en el modelo SWMM debe referirse únicamente para un suelo permeable.

4.1.7.2. ESCENARIO DE ANÁLISIS

Para el desarrollo de la simulación, se trabajó con valores de CN ponderados con áreas impermeables y, por tanto, solo se consideró en la modelación el efecto de un solo tipo de suelo.

Teniendo en cuenta todo lo desarrollado precedentemente, a continuación, se detallan los parámetros utilizados en SWMM para ambas cuencas de estudio (Tablas 4.12):

Tabla 4.12. Parámetros de SWMM utilizados. Fuente: Elaboración propia

Designación	Unidad	Cuenca 2	Cuenca 3
Área	ha	3,52	8,33
Ancho	m	148,3	220,4
Pendiente	%	6,15	6,56
Área Impermeable	%	0	0
Coeficiente n para área impermeable	---	0,015	0,015
Coeficiente n para área permeable	---	0,04	0,04
Área impermeable sin almacenamiento	%	No se considera	No se considera
Flujo entre áreas	---	No se considera	No se considera
Escorrentía transportada entre áreas	%	No se considera	No se considera
Curva Número	---	77,53	74,6

Seguidamente, las curvas cota – áreas de inundación utilizadas en la modelación para los reservorios 2 y 3 son las indicadas en las Tablas 4.13 y 4.14 respectivamente.

Tabla 4.13. Curva cota – áreas de inundación para el reservorio 2. Fuente: Elaboración propia

H [m.s.n]	h [m]	Área [m ²]
46,8	0	---
46,9	0,1	783,36
47	0,2	806
47,1	0,3	828,96
47,2	0,4	852,24
47,3	0,5	875,84
47,4	0,6	899,76
47,5	0,7	824
47,6	0,8	948,56
47,7	0,9	973,44
47,8	1	998,64
47,9	1,1	1024,16
48	1,2	1050

Tabla 4.14. Curva cota – áreas de inundación para el reservorio 3. Fuente: Elaboración propia

H [m.s.n]	h [m]	Área [m ²]
45,5	0	---
45,6	0,1	2859,36
45,7	0,2	2903,04
45,8	0,3	2947,04
45,9	0,4	2991,36

46	0,5	3036
46,1	0,6	3080,96
46,2	0,7	3126,24
46,3	0,8	3171,84
46,4	0,9	3217,76
46,5	1	3264
46,6	1,1	3310,56
46,7	1,2	3357,44
46,8	1,3	3404,64
46,9	1,4	3452,16
47	1,5	3500

Finalmente, en la Tabla 4.15 se detallan las dimensiones correspondientes al canal a cielo abierto que une ambos reservorios.

Tabla 4.15. Parámetros del canal. Fuente: Elaboración propia

Designación	Unidad	Canal
Forma	---	Rectangular abierto
Number of Barrels	Un	1
Ancho de fondo	m	0,50
Máxima profundidad	m	1
Longitud	m	431
Rugosidad	---	0,016
Desnivel a la entrada	m	0,20
Desnivel a la salida	m	0,50

4.2. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

4.2.1. CUENCAS

En las Figuras 4.14 y 4.15 se observan los hietogramas de entrada y los caudales generados en ambas cuencas de estudio.

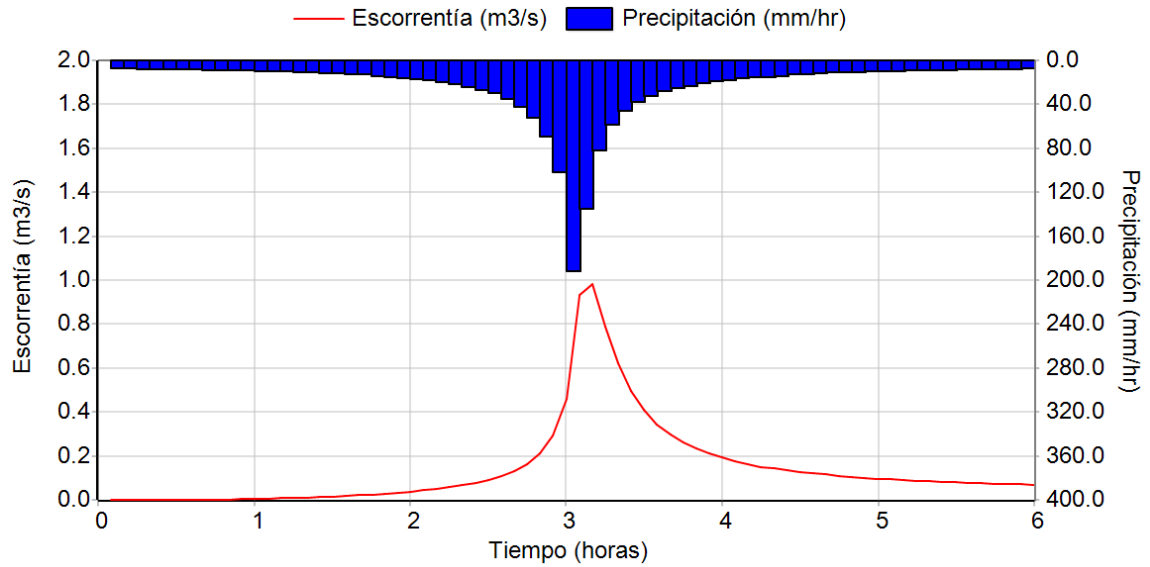


Figura 4.14. Hietograma de entrada y escorrentía generada – Cuenca 2. Fuente: SWMM

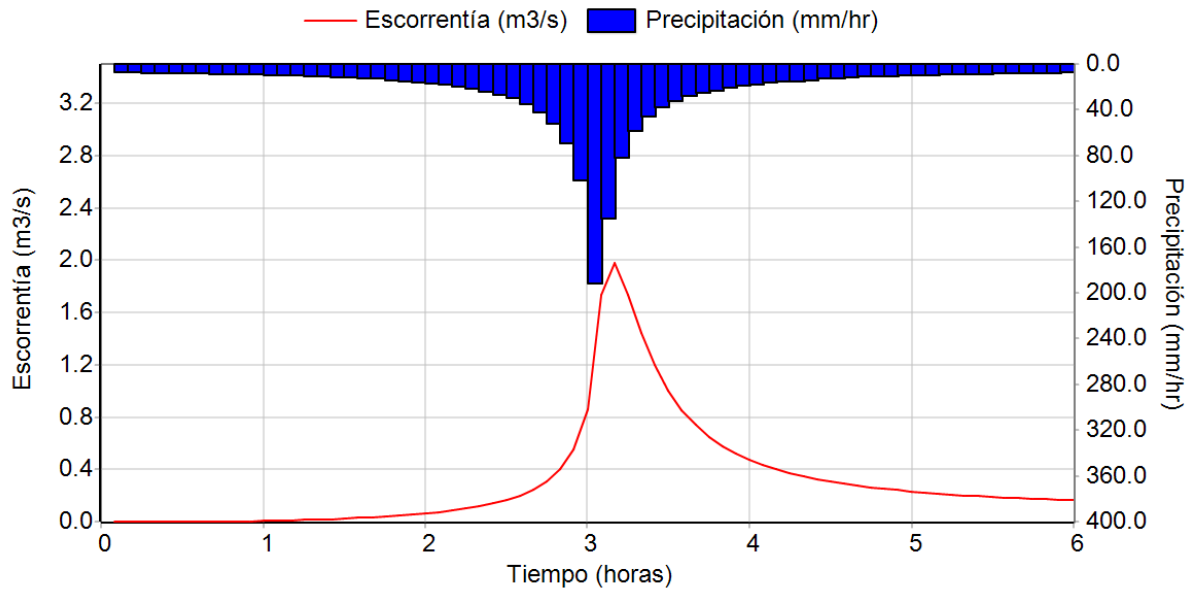


Figura 4.15. Hietograma de entrada y escorrentía generada – Cuenca 3. Fuente: SWMM

4.2.2. DESCARGA MEDIANTE SISTEMA DE COMPUERTAS

Para la descarga por gravedad mediante un sistema de compuertas, se planteó una curva H-Q que oficia de control de la descarga (Tabla 4.16).

Las alturas se corresponden con los niveles de agua alcanzados por el reservorio 3, que es el encargado de almacenar el agua hasta producirse su descarga final.

Tabla 4.16. Curva H-Q de la descarga por compuertas. Fuente: Elaboración propia

Altura (m)	Caudal (m ³ /s)	Altura (m)	Caudal (m ³ /s)
0	0	0,8	1,74
0,1	0,08	0,9	2,08
0,2	0,22	1	2,44
0,3	0,4	1,1	2,56
0,4	0,62	1,2	2,67
0,5	0,86	1,3	2,78
0,6	1,13	1,4	2,88
0,7	1,43	1,45	2,93

4.2.2.1. CANAL

En la Figura 4.16 se ilustra la variación del caudal en el paso del tiempo junto con la capacidad que posee el mismo.

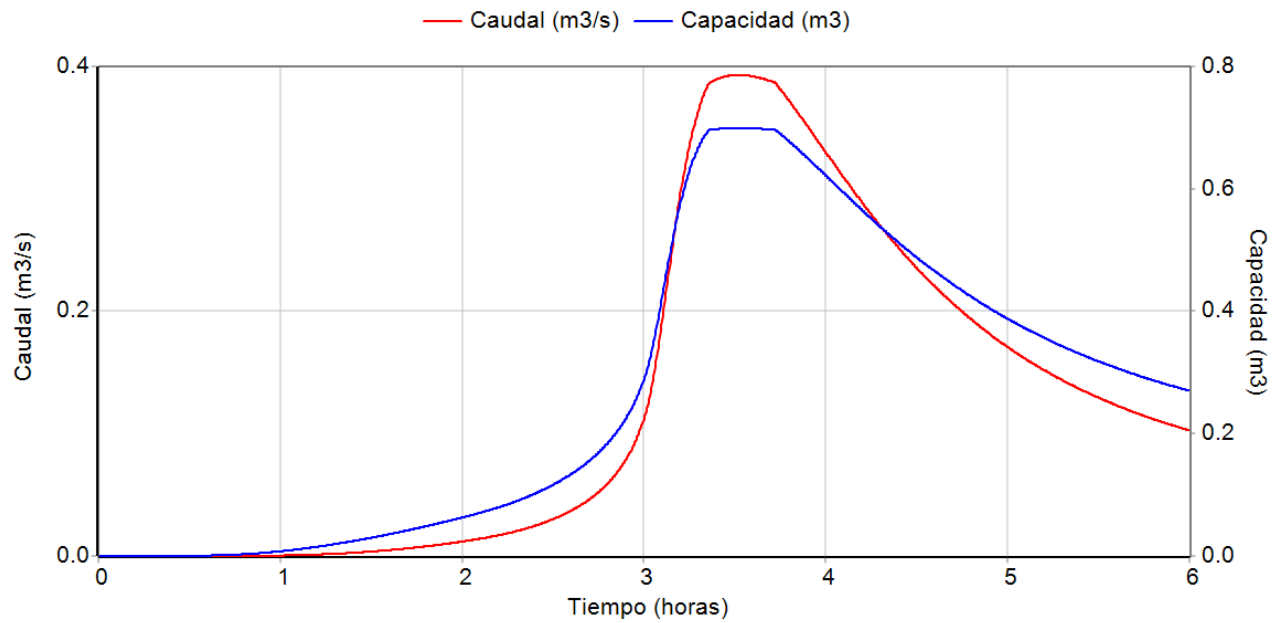


Figura 4.16. Gráfico Caudal – Capacidad, vs Tiempo. Fuente: SWMM

El perfil longitudinal del canal se aprecia en la Figura 4.17.

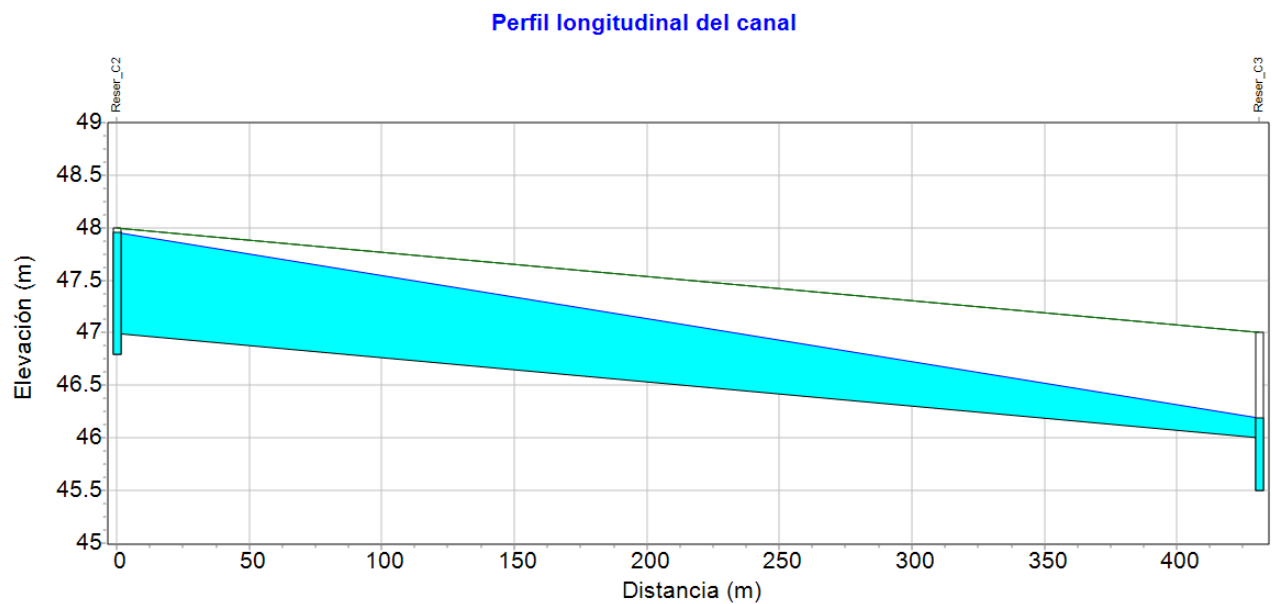


Figura 4.17. Perfil longitudinal del canal. Fuente: SWMM

4.2.2.2. RESERVORIO 2

En la Figura 4.18 se aprecian las profundidades alcanzadas por el agua en el reservorio 2, así como también, los caudales de ingreso y salida del mismo.

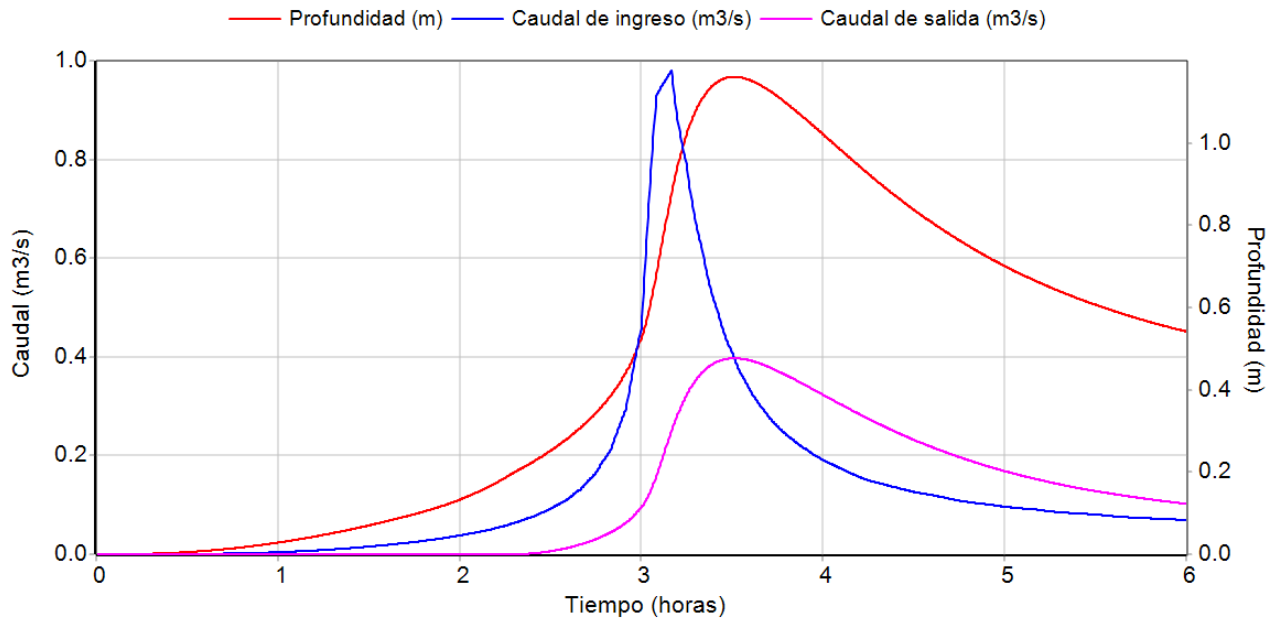


Figura 4.18. Profundidad – Caudal de entrada – Caudal de salida (descarga por gravedad). Fuente: SWMM

4.2.2.3. RESERVORIO 3

En la Figura 4.19 se aprecian las profundidades alcanzadas por el agua en el reservorio 3, así como también, los caudales de ingreso y salida del mismo.

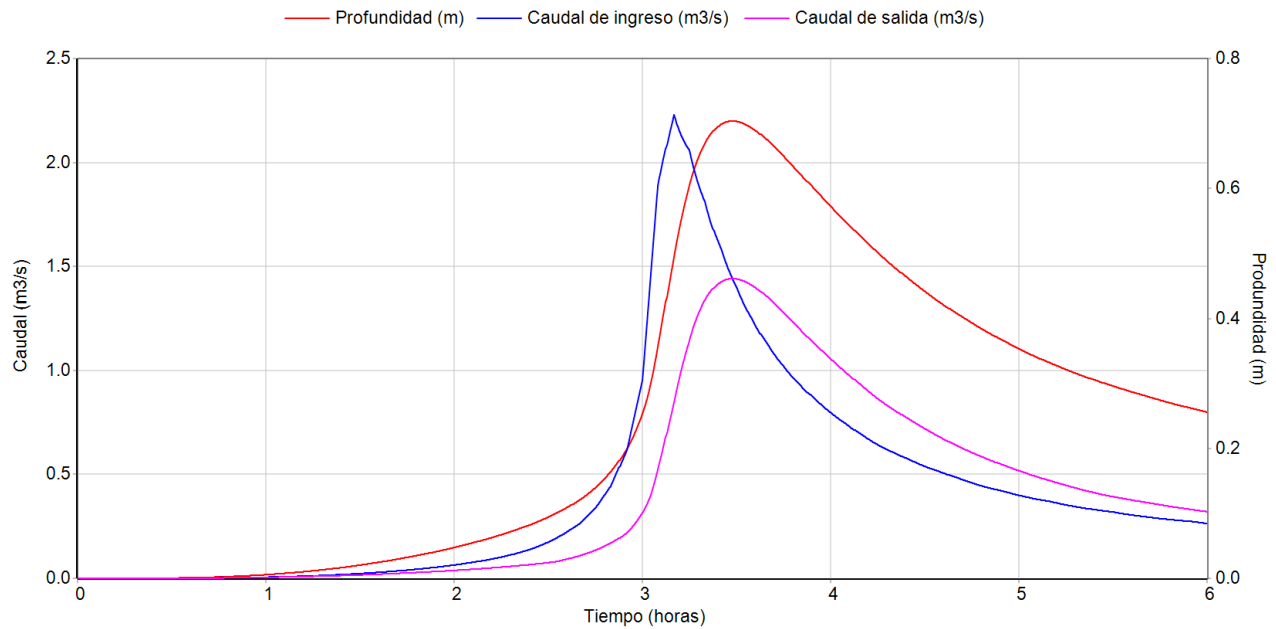


Figura 4.19. Profundidad – Caudal de entrada – Caudal de salida. Fuente: SWMM

4.2.3. DESCARGA MEDIANTE SISTEMA DE BOMBEO

4.2.3.1. BOMBAS

Se ha decidido trabajar con dos bombas iguales que respondan a las necesidades de proyecto, pero, cabe mencionar que con los caudales de bombeo juzgados como exitosos según los resultados de la modelación, se seleccionaron los tipos y modelos de bombas a instalar, tareas que son descriptas en el Capítulo 5 “Obra de Control”.

En SWMM se ha trabajado con curvas de bombeo tipo II, que permiten cargar la relación Profundidad vs Caudal que, en este caso, fueron escalonadas según la regla de funcionamiento de las bombas previstas (Tabla 4.17 y Figura 4.24).

Se aprecia que, de 0 a 0,59m funcionará una sola bomba con un caudal de 0,40 m³/s y, a partir de 0,60m hasta la profundidad máxima de 1,50m funcionarán ambas bombas, trabajando con 0,80 m³/s en conjunto.

Tabla 4.17. Curva escalonada de las bombas. Fuente: Elaboración propia

Profundidad [m]	Caudal [m^3/s]
0	0
0,05	0,4
0,1	0,4
0,2	0,4
0,3	0,4
0,4	0,4
0,5	0,4
0,59	0,4
0,6	0,8
0,7	0,8
0,8	0,8
0,9	0,8
1	0,8
1,1	0,8
1,2	0,8
1,3	0,8
1,4	0,8
1,5	0,8

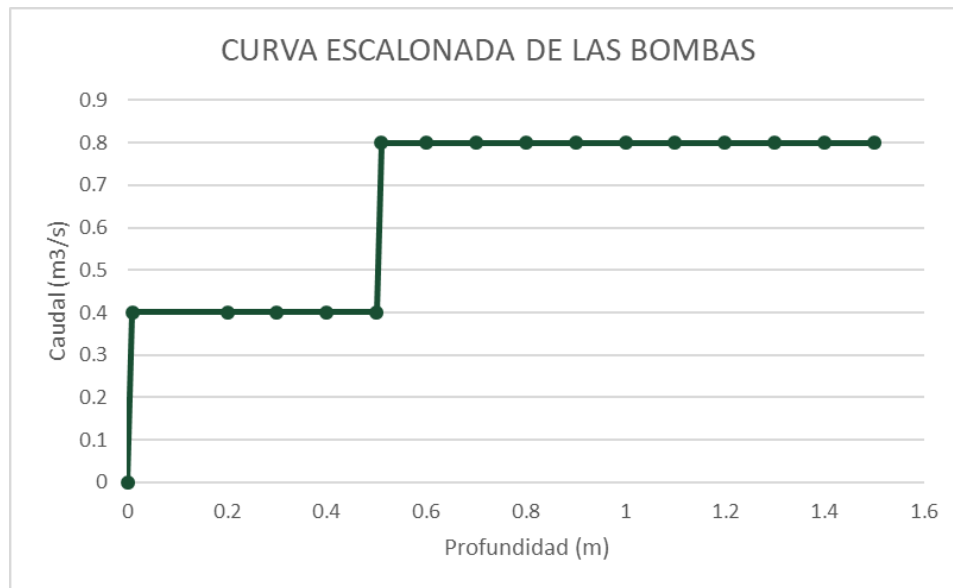


Figura 4.24. Curva escalonada de las bombas. Fuente: Elaboración propia

4.2.3.2. CANAL

En la Figura 4.20 se ilustra la variación del caudal en el paso del tiempo junto con la capacidad que posee el mismo.

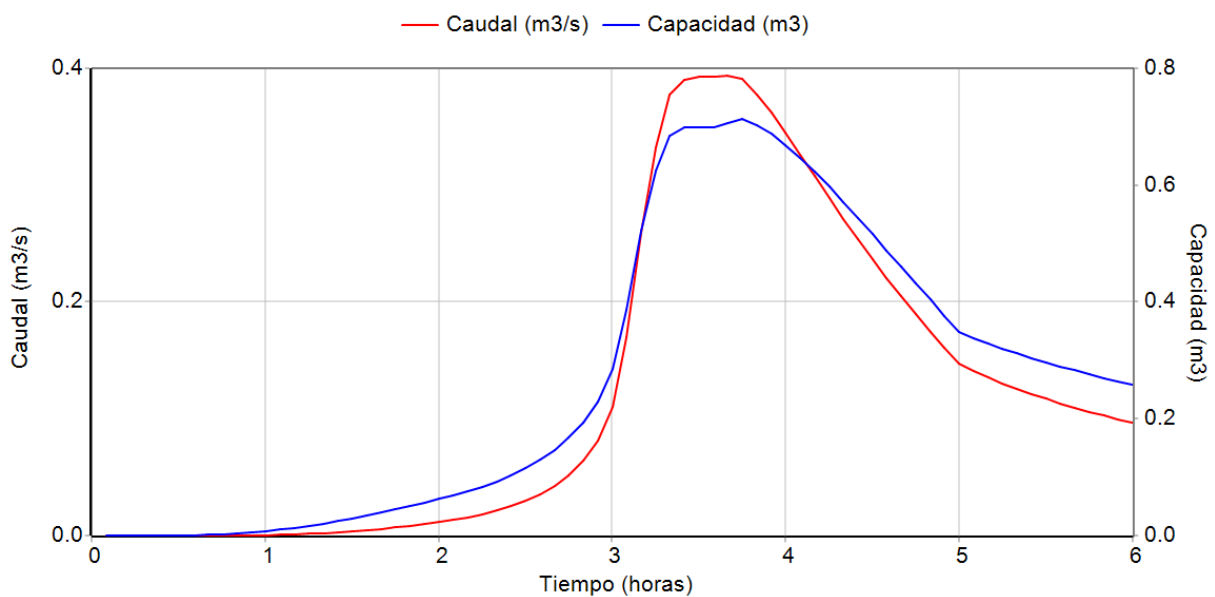


Figura 4.20. Gráfico Caudal – Capacidad, vs Tiempo. Fuente: SWMM

El perfil longitudinal del canal se aprecia en la Figura 4.21.

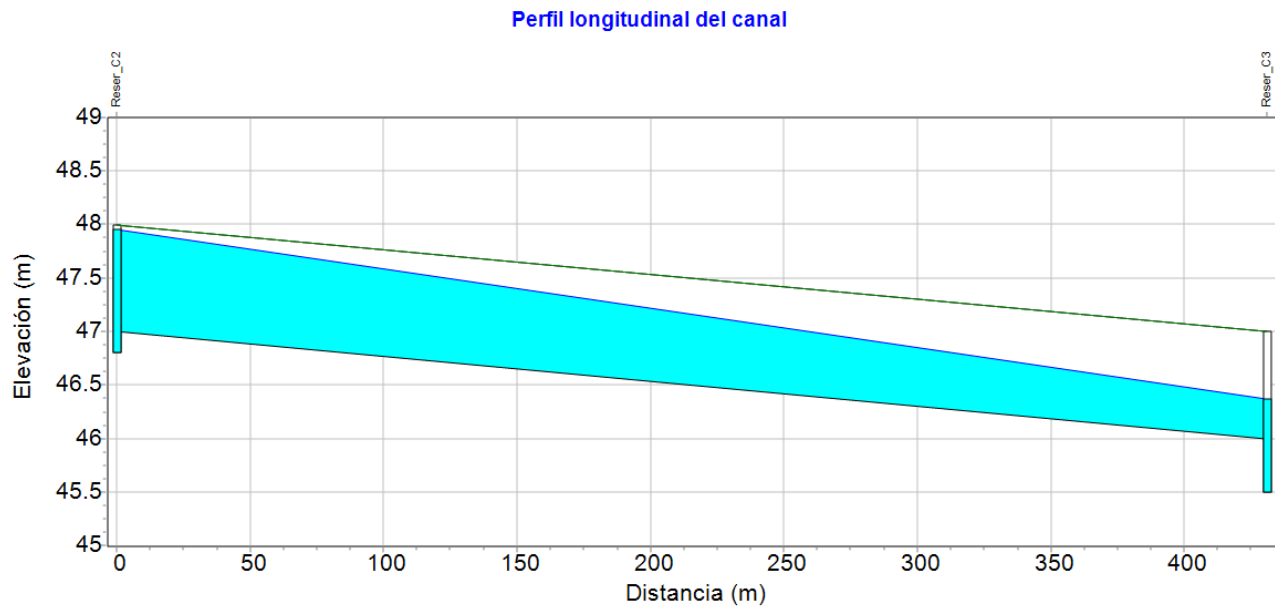


Figura 4.21. Perfil longitudinal del canal. Fuente: SWMM

4.2.3.3. RESERVORIO 2

En la Figura 4.22 se aprecian las profundidades alcanzadas por el agua en el reservorio 2, así como también, los caudales de ingreso y salida del mismo.

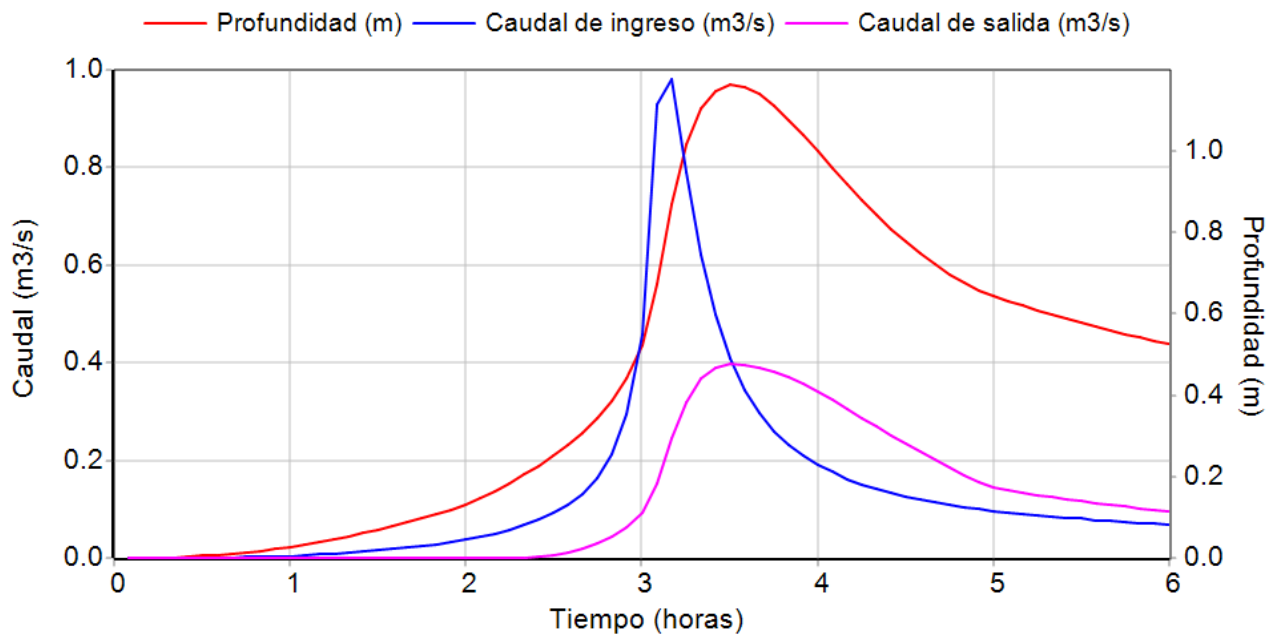


Figura 4.22. Profundidad – Caudal de entrada – Caudal de salida (Descarga por bombeo). Fuente: SWMM

4.2.3.4. RESERVORIO 3

En la Figura 4.23 se aprecian las profundidades alcanzadas por el agua en el reservorio 3, así como también, los caudales de ingreso y salida del mismo.

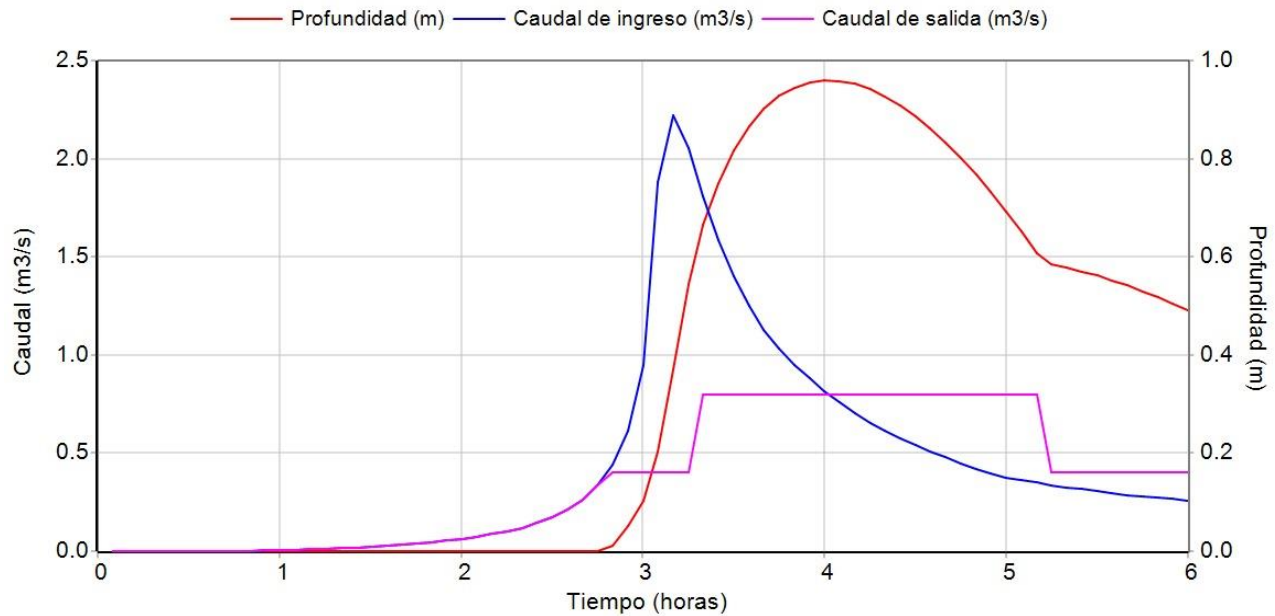


Figura 4.23. Profundidad – Caudal de entrada – Caudal de salida (Descarga por bombeo). Fuente: SWMM

4.2.4. CONCLUSIONES

Tanto para la descarga por compuertas como por bombeo, los resultados son satisfactorios.

En ambos escenarios, se aprecian revanchas de varios centímetros en los elementos componentes del sistema, estas servirán para albergar los excedentes hídricos provenientes del drenaje del terraplén que descarga al canal, desarrollado en el Capítulo 3.

Estas premisas se explicarán en detalle en el Capítulo 5 “Obra de Control”.



TRABAJO FINAL

ANTEPROYECTO DE DEFENSA URBANA Y DESAGÜES PLUVIALES: BARRIO SAN PEDRO PESCADOR

CAPITULO 5:

OBRA DE CONTROL

5.1. OBJETIVOS

Como se comentó en capítulos anteriores el objetivo de la obra de control es concretar la descarga de los excesos de precipitaciones acumulados del sistema de drenaje pluvial afuera del recinto defendido por el cinturón de defensa. La misma se ubicará en el reservorio 3, ya que este recibirá los excesos acumulados en el reservorio de la cuenca 2 (reservorio 2), canal mediante, y los volúmenes excedentes de la cuenca 3.

Los niveles topográficos y la pendiente que existe en ambas cuencas permiten que los excesos provenientes de las precipitaciones se acumulen por acción de la gravedad en los reservorios dimensionados para tal fin. Asimismo, la diferencia de niveles topográficos existentes entre ambos reservorios permite que los excesos del reservorio 2 sean fácilmente conducidos a través del canal mencionado hacia el reservorio 3.

Una vez que todos los excesos pluviales son acumulados en el reservorio 3 y cuando el sistema lo requiera, éstos serán evacuados a través de la estación de bombeo.

Además de la estación de bombeo, este sistema de desagües contara con una descarga a gravedad. Ambos tipos de descarga tendrán su punto de salida final en una laguna existente del lado exterior del terraplén de defensa proyectado como se muestra en la figura 5.1. Esto implica que para los casos en los que las precipitaciones excedan el límite de almacenamiento de los reservorios, pero el nivel de pelo de agua de la laguna en la que se produce la descarga se encuentre a cota inferior a 45,5m (IGN), se generara la descarga simplemente a través de las compuertas a gravedad.

En la Figura 5.1 se presenta un esquema del sistema completo con las ubicaciones de cada uno de los componentes mencionados.



Figura 5.1. Esquema del sistema completo. Fuente: Google Earth

5.2. FUNCIONAMIENTO GENERAL DE LA OBRA DE CONTROL

La obra de control que se proyecta se ubica entre el terraplén de defensa contra inundaciones diseñado en este proyecto y el reservorio 3 y tiene por objeto trasvasar los caudales generados por los excesos de lluvia de las cuencas 2 y 3, que se almacenan temporalmente en los reservorios dentro del área defendida por el terraplén. Estos excesos se almacenan siempre que el nivel de pelo de agua de la laguna se encuentre por encima de 45,5m (IGN). La descarga del bombeo se realiza a través de una tubería que bordea el talud y coronamiento del terraplén de manera de depositar los excesos en una laguna ubicada del lado externo del área defendida.

Para determinar la capacidad de bombeo se trabajó con los caudales generados por una tormenta de diseño de 10 años de recurrencia y conducidos hacia el reservorio desde el cual se realiza la descarga final. Todo el sistema se modeló con el programa EPA SWMM.

Los límites de operación de la estación de bombeo están directamente relacionados con las características geométricas del reservorio desde el cual se realiza el bombeo. Este reservorio cuenta con una capacidad de almacenamiento de 4700m^3 .

De esta manera, se tiene como nivel mínimo en el reservorio 3 a una tirante de agua de 0.05m (arranque de la primera bomba) y como máximo un tirante de 1.5m. Al ser el objetivo de estos sistemas el de funcionar como almacenamiento provisorio de los excesos hasta poder evacuarlos, no se proyecta un nivel mínimo permanente de agua en ellos.

5.3. DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTACIÓN DE BOMBEO

5.3.1. DETERMINACIÓN DE LAS NECESIDADES DE BOMBEO

En la determinación de los caudales de bombeo necesarios para que el sistema de reservorios funcione de manera correcta se realizó una modelación con el programa EPA SWMM. Esta modelación se realizó ingresando al programa diferentes curvas de bombas y modelando el flujo que esta generaba en los reservorios.

La alternativa que mejores resultados arrojó fue la de 2 bombas en funcionamiento de $0.4\text{m}^3/\text{s}$ cada una, arrancando la primera con niveles de reservorio en 0,05m y la segunda con un nivel de 0,6m. Si bien el arranque de la bomba se produce cuando el reservorio cuenta con un nivel de pelo de agua de 0.05m, la bomba se encuentra en un recinto de impulsión a una cota inferior al nivel cero del reservorio de manera que se encuentre en todo momento con una sumergencia mínima indispensable para su funcionamiento.

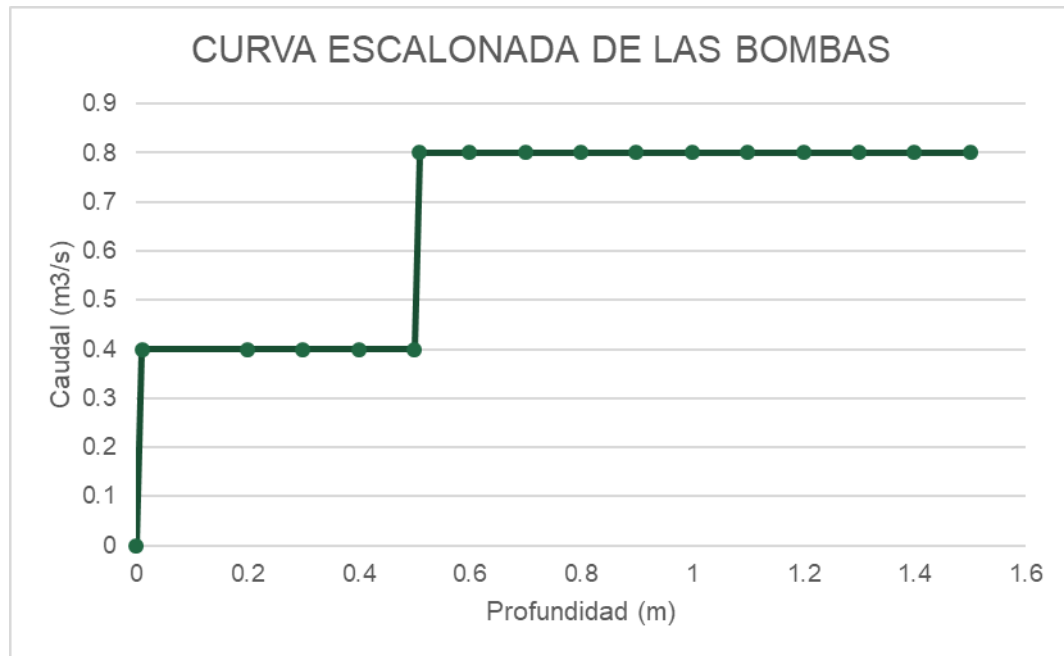


Figura 5.2. Curva escalonada de bombeo

A partir de este primer dimensionamiento se comenzaron a diseñar todo el resto de los componentes.

5.3.2. DEFINICIÓN DE LA CONDUCCIÓN

Una vez definidos los caudales necesarios se procedió a definir la traza de los conductos de impulsión para luego poder calcular las pérdidas de carga en la cañería.

Luego de analizar diversas alternativas, se optó por la opción que recomienda la bibliografía del cuerpo de ingenieros de los estados unidos. (USACE, 1995)¹⁷

Se descartó la opción de atravesar el terraplén con la cañería, ya que esto implicaría por un lado debilitar esa sección del terraplén de defensa, y por otro dificultaría cualquier tarea de reparación necesaria en dicha conducción.

Como se puede observar en la figura 5.3, la alternativa seleccionada sugiere que la cañería copie la forma que adopta el terraplén y finalice con una descarga a 45° para disipar parte de la energía que trae el fluido y prevenir la erosión aguas abajo.

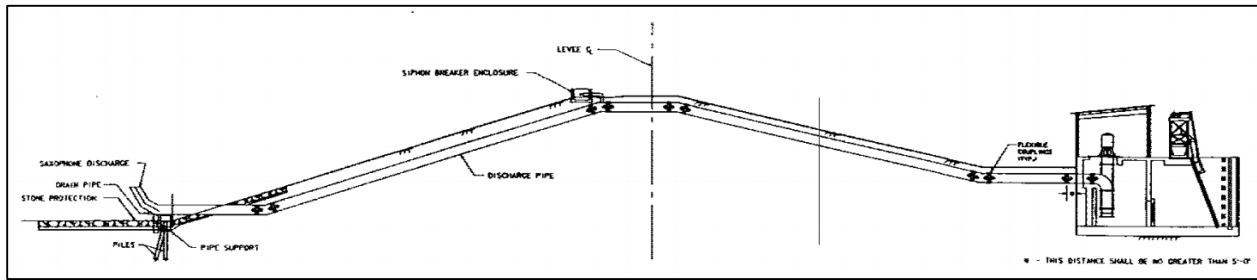


Figura 5.3. Modelo de descarga. Fuente: USACE¹⁷

Tomando como referencia el modelo de descarga presentado en la Figura 5.3 se realizó el trazado de la conducción adaptándose a las necesidades del proyecto, resultando este como se muestra en la Figura 5.4.

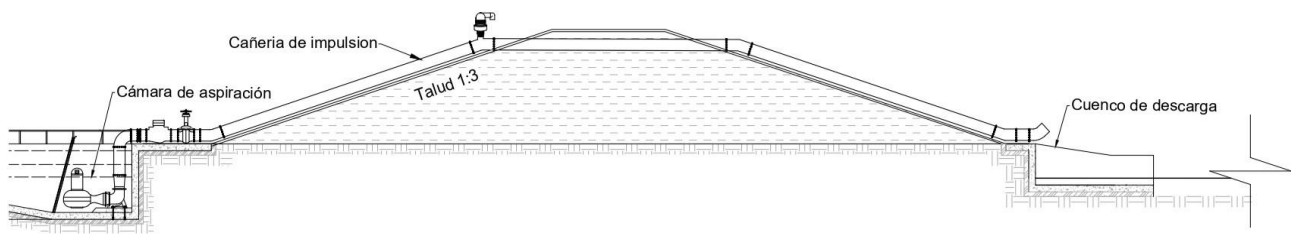


Figura 5.4. Trazo de cañería de impulsión. Fuente: Elaboración propia

5.3.2.1. SUJECCIÓN DE LA CAÑERÍA

Para la correcta colocación de la cañería de deberá realizar un estudio de suelo para comprobar si este es capaz de soportar los esfuerzos transmitidos por la cañería de impulsión, de no ser así se deberán colocar dispositivos de anclaje para asegurar la misma y prevenir los movimientos excesivos de esta sobre el terraplén.

Para soportar los esfuerzos transmitidos por los cambios de dirección de la tubería se colocarán dados de anclaje de hormigón armado y se sujetará la misma a estos dados mediante dispositivos de anclaje que permitan la unión de la cañería a los mismos.

5.3.3. SELECCIÓN DEL TIPO DE BOMBA

Para el desarrollo de este proyecto, se llevó a cabo un análisis de las opciones disponibles en cuanto a sistemas de bombeo, considerando tanto bombas sumergibles como verticales.

Tras un estudio de las ventajas, desventajas y requerimientos específicos del proyecto, se llegó a la conclusión de que las bombas sumergibles son las que mejor se adaptan a las necesidades de proyecto.

En este tipo de bombas, todos o parte de sus componentes principales (voluta y motor) se encuentran sumergidos. Dentro de las ventajas que presentan podemos nombrar: **(TFB, Flygt S.A, 2004)**¹⁸

- No requieren aspiración y por lo tanto no requieren cebado. Arranques muy sencillos.
- Requieren una obra civil mínima.
- Instalaciones menos ruidosas (bombas con motor sumergido)

La bibliografía indica que dentro de sus campos de aplicación se encuentran:

- En instalaciones donde la entrada del fluido no sea por una conducción a presión, sino atmosférica
- En captaciones, toma del fluido directamente de la balsa, pozo o canal.
- Al no requerir cebado, en instalaciones donde haya que garantizar un arranque rápido o frecuente arranques.
- En pozos profundos (bombas de pequeño diámetro).
- En aguas sucias (bombas con motor sumergible)
- En instalaciones provisionarias.

Como se puede observar las condiciones mencionadas se adaptan a las necesidades de este proyecto. El fluido ingresa a la bomba desde un recinto de bombeo, es decir que se encuentra a presión atmosférica. Por otro lado, la ventaja que presenta este tipo de bombas de permitir un arranque rápido propicia la rápida evacuación de los excesos almacenados en los reservorios que es un requisito indispensable para este proyecto.

Además, las bombas sumergibles no requieren sistemas externos de refrigeración ya que estas trabajan bajo el agua. Dentro de las sumergibles existen algunas que requieren estar

completamente sumergidas para refrigerarse correctamente y otras que exigen una sumergencia mínima lo que implica que no es necesario sumergir el equipo completo.

5.3.4. CÁLCULO DE LAS PÉRDIDAS DE CARGA EN LAS CONDUCCIONES

Siguiendo el trazado de la cañería de impulsión expuesto en la Figura 5.4 y adoptando las dimensiones del terraplén proyectado, se calcularon las pérdidas de cargas continuas y localizadas en esta conducción.

El material seleccionado para la cañería de impulsión fue el acero, y para determinar el diámetro adecuado se realizó un predimensionamiento basado en diferentes velocidades. Inicialmente, se consideraron velocidades de 1 m/s, 2 m/s y 3 m/s. Teniendo en cuenta que los caudales necesarios obtenidos en la modelación para cada bomba fueron de 0,4 m³/s, los diámetros calculados fueron:

Tabla 5.1. Predimensionamiento según velocidades.

Velocidad (m/s)	Diámetro (mm)
1	713,6
2	504,6
3	412,0

Luego, se seleccionaron los diámetros comerciales disponibles más cercanos a los calculados y se recalcularon las velocidades, obteniendo así los valores expuestos en la Tabla 5.2.

Tabla 5.2. Diámetros comerciales adoptados.

Diámetro comercial (mm)	Velocidad (m/s)
600	1,41
500	2,04
450	2,52

Se utilizaron las velocidades mencionadas como base para el cálculo de las pérdidas continuas y localizadas para los tres diámetros. En el análisis de las pérdidas continuas en la conducción, se evaluaron dos metodologías: la de Darcy-Weisbach y la de Williams-Hazen. Sin embargo, se optó por emplear la primera debido a que la segunda es empírica limitada a agua limpia en cambio Darcy-Weisbach es aplicable a todo tipo de líquidos.

Pérdidas lineales:

$$H_f = f * \frac{L}{D} * \left(\frac{V^2}{2 * g} \right) \quad [5.1]$$

Pérdidas singulares:

$$H_s = K_s * \left(\frac{v^2}{2g} \right) \quad [5.2]$$

Siendo:

F: coeficiente de fricción

L,D: longitud/diámetro tubería

Ks: coeficiente de pérdidas singulares

Para las pérdidas localizadas también se utilizó la fórmula de Darcy-Weisbach teniendo en cuenta para cada bomba: 1 codo a 90°, 4 codos a 45°, una válvula de retención, una válvula esclusa y una descarga ahogada. Los valores de coeficientes para calcular estas pérdidas por accesorios fueron obtenidos de la tabla 5.3.

Tabla 5.3. Coeficientes de accesorios. Fuente: (CONAGUA, 2002)¹⁹

Pieza, conexión o dispositivo	K_i
Rejilla de entrada	0.80
Válvula de pie	3.00
Entrada cuadrada	0.50
Entrada abocinada	0.10
Entrada de borda o reentrada	1.00
Ampliación gradual	0.30
Ampliación brusca	0.20
Reducción gradual	0.25
Reducción brusca	0.35
Codo corto de 90°	0.90
Codo corto de 45°	0.40
Codo largo de 90°	0.40
Codo largo de 45°	0.20
Codo largo de 22° 30'	0.10
Tee con flujo en línea recta	0.10
Tee con flujo en ángulo	1.50
Tee con salida bilateral	1.80
Válvula de compuerta abierta	5.00
Válvula de ángulo abierta	5.00
Válvula de globo abierta	10.0
Válvula alfallera	2.00
Válvula de retención	2.50
Boquillas	2.75
Controlador de gasto	2.50
Medidor Venturi	2.50
Confluencia	0.40
Bifurcación	0.10
Pequeña derivación	0.03
Válvula de mariposa abierta	0.24

Finalmente, se calcularon las pérdidas continuas y localizadas para el diámetro elegido que fue el de 500mm ya que fue el que producía una velocidad aceptable para este tipo de conducciones.

Tabla 5.4. Datos para cálculo de pérdidas

Caudal de bombeo (m3/s)	0,4	m3/s
Longitud de impulsión (m)	41,25	m
Diámetro en mm para vel de 2m/s	504,6	mm
Para diam de 500mm Vel (m/s) -->	2,04	m/s
Diam interno real (m)	0,5	m
V: viscosidad de efluentes pluviales	0,0000015	m2/s
Re: Numero de Reynolds	679061,09	adim

Tabla 5.5. Pérdidas de carga

	PÉRDIDAS		D=500mm	
CONTINUAS	f: coeficiente de fricción		0,018	
	$h_l = f \frac{L}{D} \left(\frac{v^2}{2g} \right)$		0,322m	
LOCALIZADAS	Tipo	Cant	Ku	Kt
	Entrada	1	0,50	0,500
	Codo a 90	1	1,13	1,130
	Codo a 45	4	0,40	1,600
	VR	1	2,50	2,500
	VE	1	0,25	0,250
	DESCARGA AHOGADA	1	1	1,000
	$j_L = \frac{V^2 \cdot \Sigma K_t}{2 \cdot g} =$		1,476m	
PÉRDIDAS LOCALIZADAS + CONTINUAS			1,798 m	

Entonces se tiene como pérdidas totales considerando localizadas y continuas: 1.798m, a esto hay que sumarle el desnivel geométrico que debe vencer la bomba a la hora de elevar el fluido y este en nuestro sistema es de: 6,45m con el reservorio en nivel mínimo.

5.3.5. CARACTERÍSTICAS BÁSICAS DEL BOMBEO

El sistema contara con dos equipos de bombeo que trabajaran en iguales condiciones de instalación e independientemente uno del otro. El primer equipo comienza a trabajar con un nivel de reservorio de 0,05m y el segundo cuando el reservorio alcanza un tirante de 0,6m.

Para cada uno de estos niveles se tienen los siguientes desniveles topográficos respecto al punto más alto de la cañería:

Tabla 5.6. Desniveles para bombeo

DESNIVEL ARRANQUE BOMBA 1	6,45	m
DESNIVEL ARRANQUE BOMBA 2	5,90	m
CON NIVEL MAXIMO EN RESERVORIO	5,30	m

El equipo seleccionado es el modelo S3.110.500.500.8.66L.S.426.G.N.511 de GRUNDFOS capaz de erogar el caudal necesario a la altura de proyecto cuenta con las siguientes características:

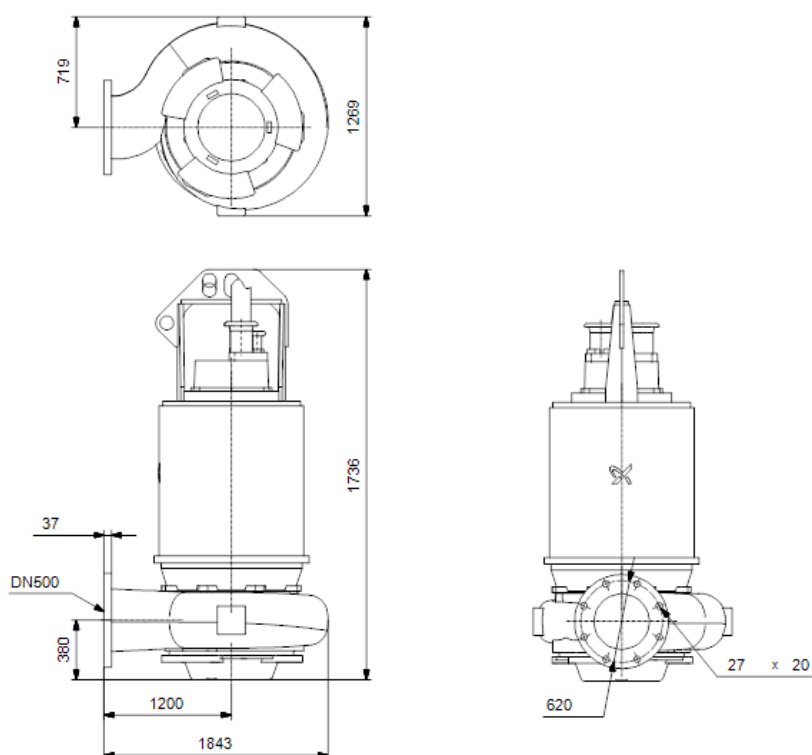


Figura 5.5. Esquema de bomba. Fuente: GRUNDFOS

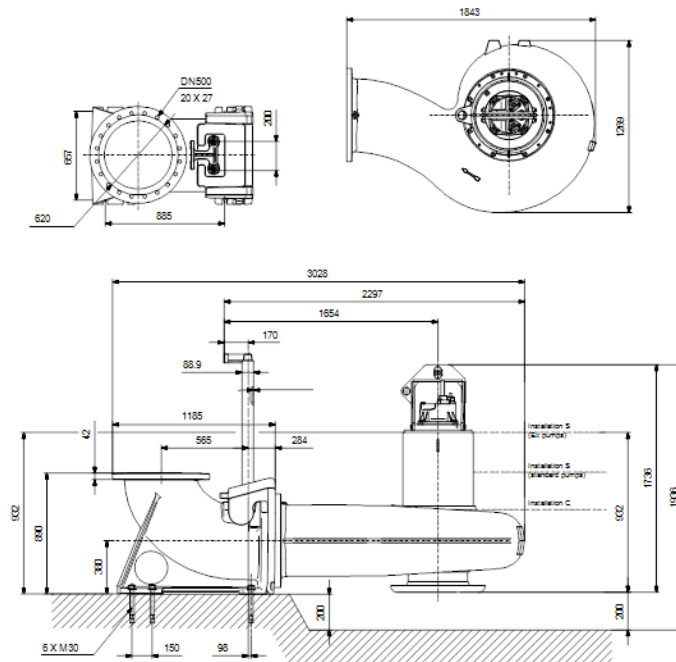


Figura 5.6. Esquema de bomba. Fuente: GRUNDFOS

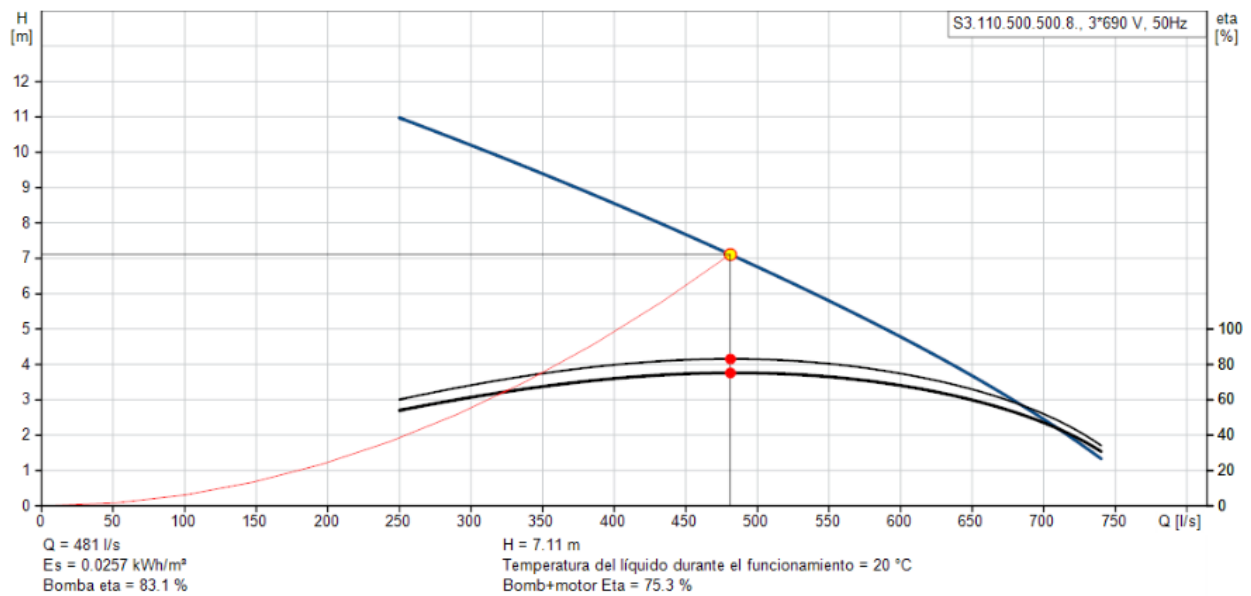


Figura 5.7. Curva de la bomba con punto de funcionamiento nominal. Fuente: GRUNDFOS

5.3.6. PUNTOS DE FUNCIONAMIENTO Y RENDIMIENTOS

Para la selección del equipo de bombeo se tuvo en cuenta el punto de funcionamiento que mayor caudal y altura de elevación requiere. Se buscó que el equipo tenga un buen nivel de rendimiento para el punto de funcionamiento de $Q = 0,4 \text{ m}^3/\text{s}$ y $H_{\text{max}} = 8,25 \text{ m}$ (considerando tanto pérdidas como desnivel geométrico).

Pero además se verificaron los rendimientos del equipo para otros dos puntos de funcionamiento considerando el nivel de arranque de la segunda bomba y el punto en el que el reservorio 3 se encuentra en su nivel máximo.

Tabla 5.7. Puntos de funcionamiento.

	PUNTOS DE FUNCIONAMIENTO	Htotal	Hestatico	Q
		(m)	(m)	L/s
1	ARRANQUE BOMBA 1	8,25	6,45	400
2	ARRANQUE BOMBA 2	7,7	5,9	400
3	NIVEL MAX RESERVORIO	7,1	5,3	400

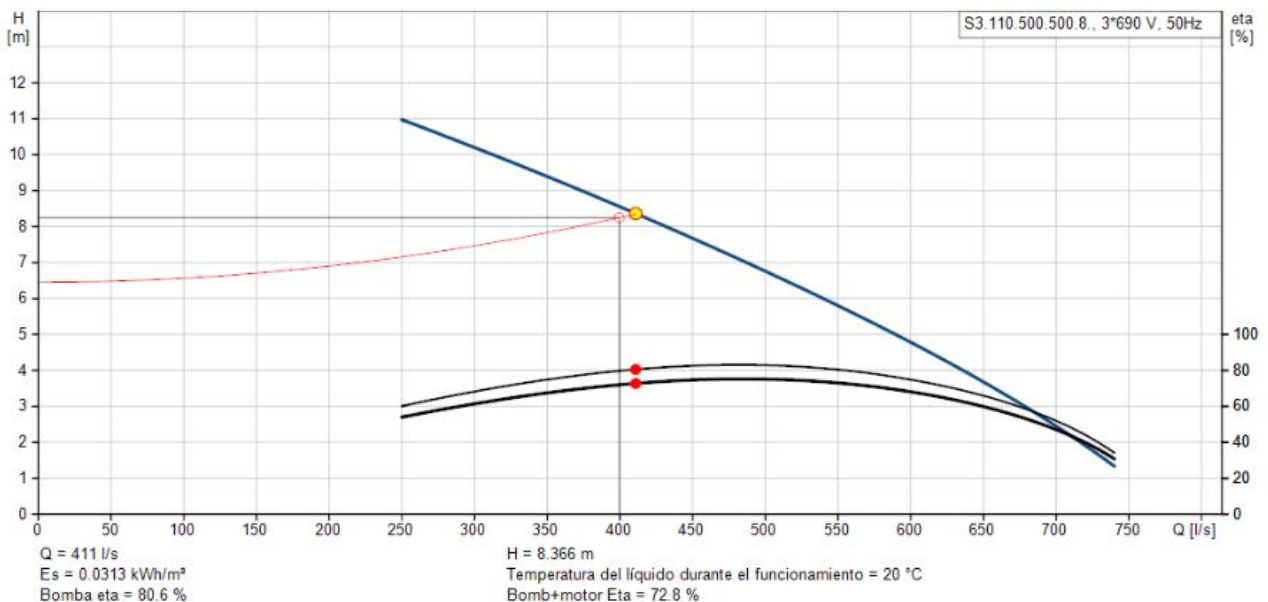


Figura 5.8. Punto de funcionamiento 1. Fuente: GRUNDFOS

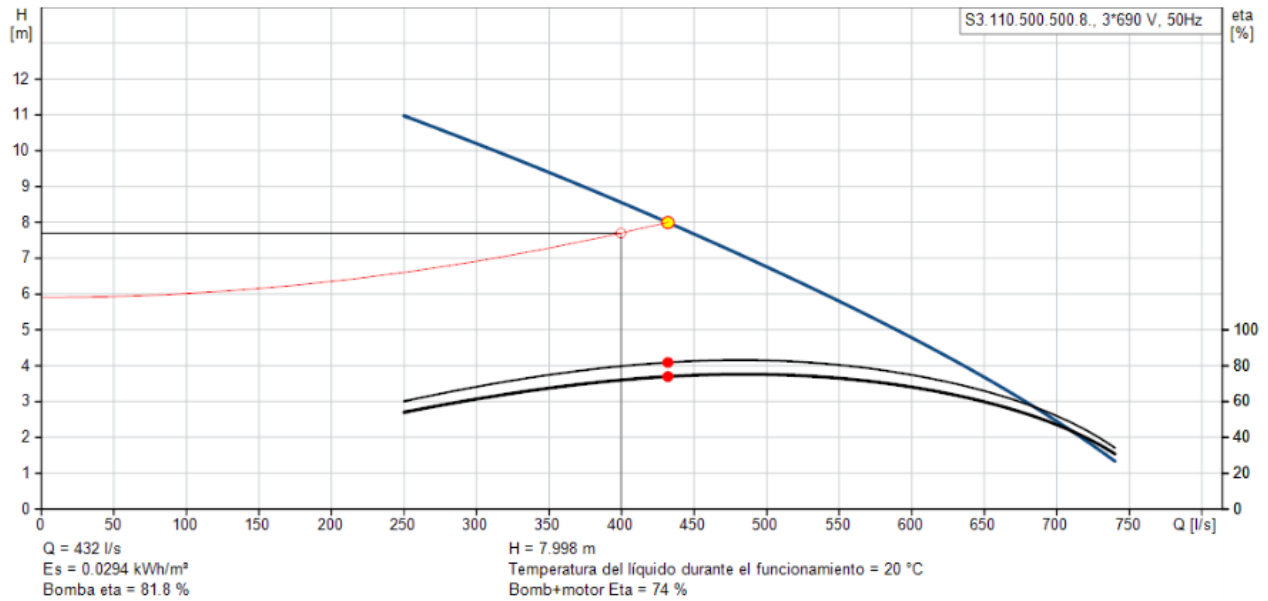


Figura 5.9. Punto de funcionamiento 2. Fuente: GRUNDFOS

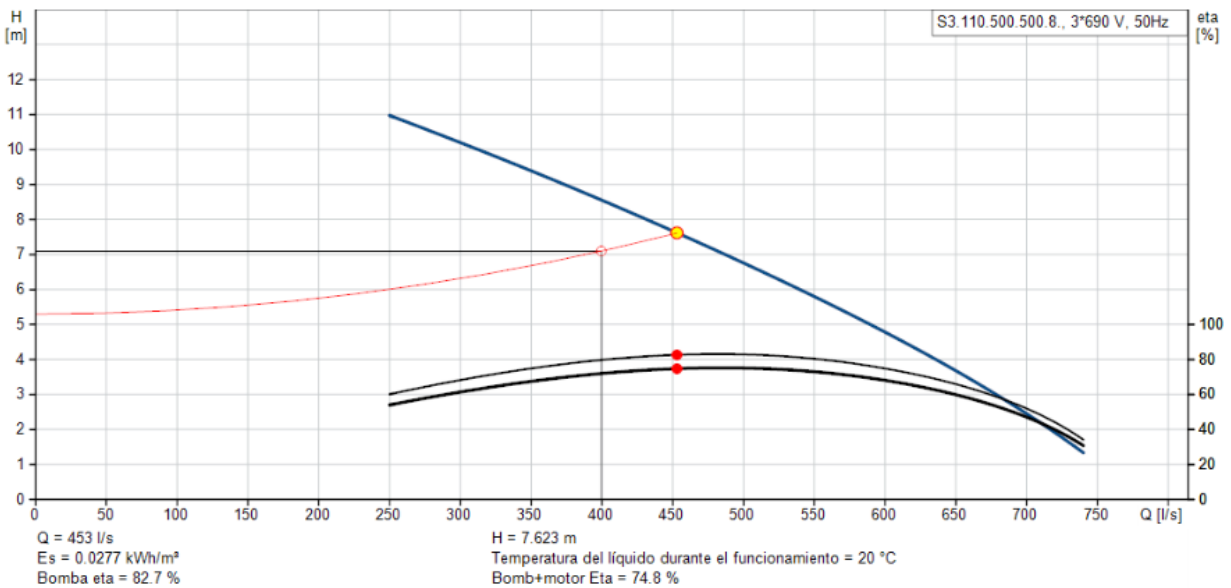


Figura 5.10. Punto de funcionamiento 3. Fuente: GRUNDFOS

Como se puede observar en la figura 5.7 el rendimiento en el punto de funcionamiento nominal del sistema es de 75.3% considerando bomba y motor y los rendimientos de los puntos de funcionamiento modelados son de 72.8%, 74% y 74,8% respectivamente por lo que consideramos que un equipo de estas características se adapta a las condiciones que exige el sistema proyectado.

5.3.7. DISEÑO DE LA CÁMARA DE ASPIRACIÓN

Siguiendo las recomendaciones del ENHOSA para Estaciones de bombeo de agua cruda y tratada se diseñó la cámara de aspiración siguiendo los siguientes lineamientos (HYTSA)²⁰:

- 1- La zona de entrada de las cámaras de bombeo deben permitir una equitativa distribución del flujo hacia cada bomba.
- 2- Se deben evitar velocidades de aproximación elevadas a las electrobombas, para no formar vórtices, que con bajos tirantes líquidos, puedan producir introducción de aire en las cañerías de aspiración, situación que produce ruidos y vibraciones (cavitación).
- 3- Para evitar los problemas mencionados en el numeral anterior, no basta con reducir la velocidad de aproximación, sino que también debe dimensionarse la cámara de aspiración de manera de evitar la formación de vórtices. La solución ideal sería que cada bomba tenga un canal largo e independiente tal que minimice el problema mencionado. Si no es posible su realización y las bombas deben ser colocadas en un recinto único, es conveniente disponer de pantallas divisorias entre las mismas para romper e impedir la formación de los vórtices.

A continuación se presenta en la figura 5.11 y 5.13 cuales son las dimensiones mínimas y máximas a respetar para seguir los lineamientos arriba mencionados. Estas dimensiones fueron obtenidas a través del nomograma presentado en la figura 5.12 al cual se ingresa con el caudal dimensionado para la estación de bombeo proyectada.

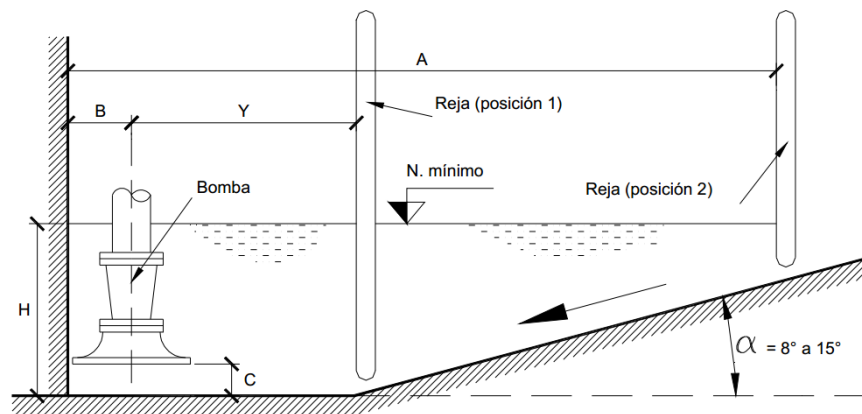


Figura 5.11. Disposiciones geométricas recomendadas. Fuente: (HYTSA)²⁰

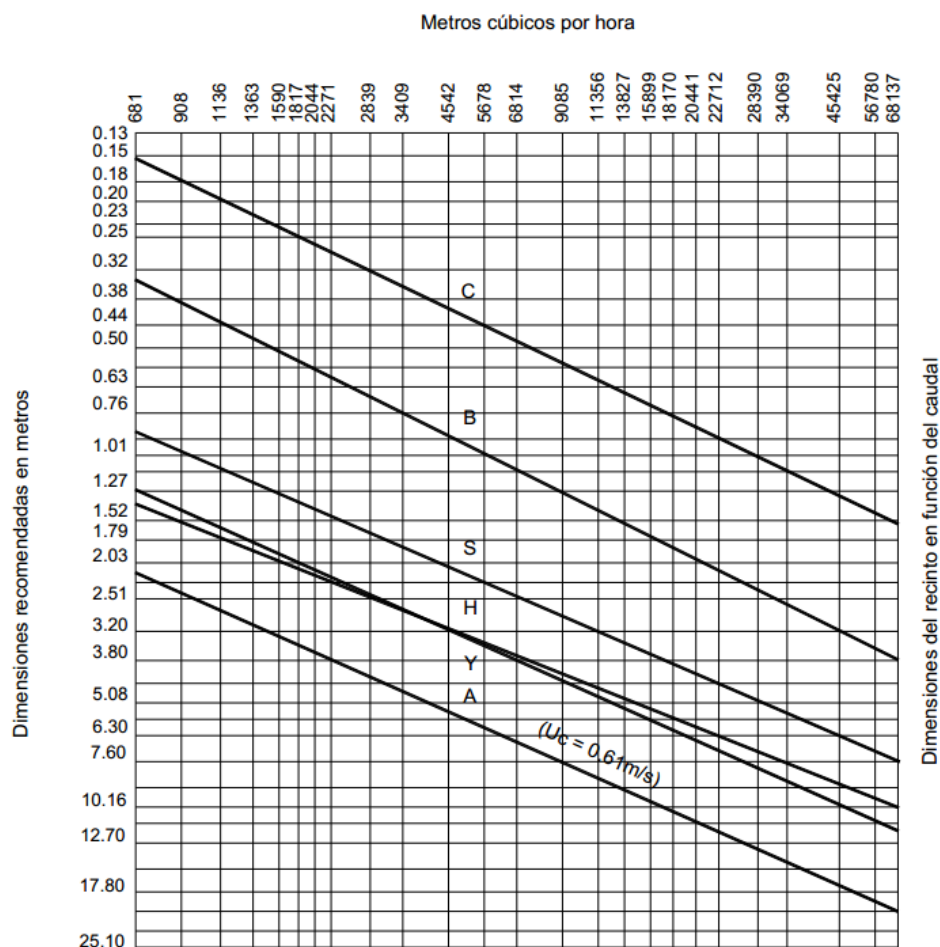


Figura 5.12. Diagrama de disposiciones geométricas recomendadas. Fuente (HYTSA)²⁰

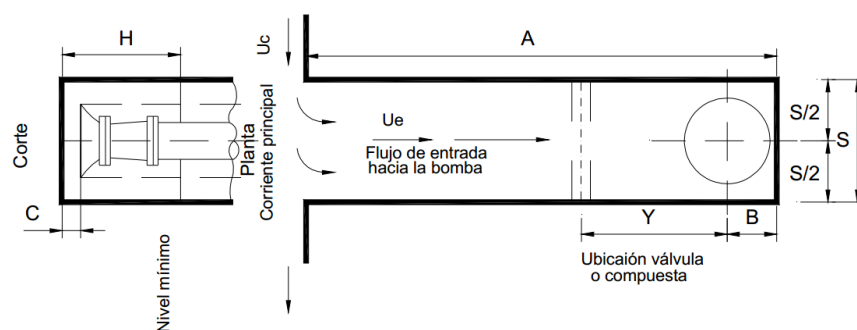


Figura 5.13. Diagrama de disposiciones geométricas recomendadas. Fuente (HYTSA)²⁰

Del nomograma, considerando un caudal de 800m³/s se obtuvo:

C= 0,16m (valor promedio para una velocidad de 0,61m/s)

B= 0,36m (máximo admisible)

S= 1m (mínimo)

H= 1,4m (mínima nominal)

Y= 1,27m (mínima recomendada)

Estas dimensiones siempre se deben comparar con las recomendaciones específicas del fabricante de la bomba seleccionada, especialmente los niveles de sumergencia mínima. Finalmente, el diseño adoptado para este sistema es el que se muestra en la figura 5.14.

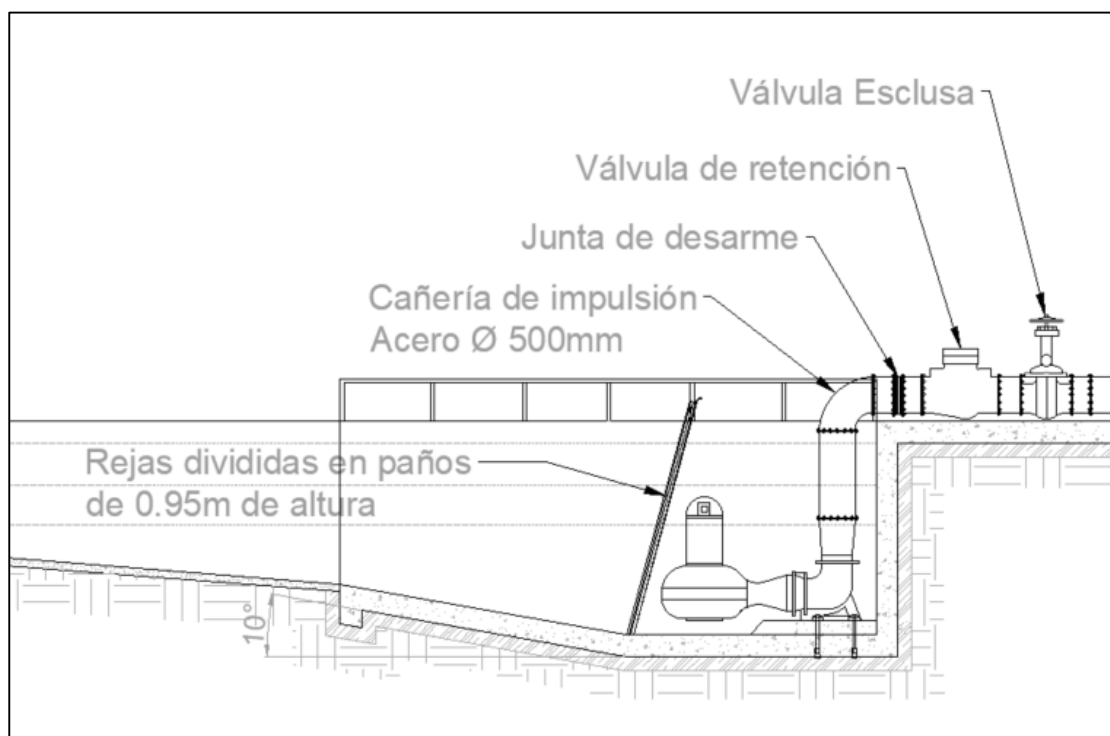


Figura 5.14. Vista lateral cámara de aspiración. Fuente: Elaboración propia

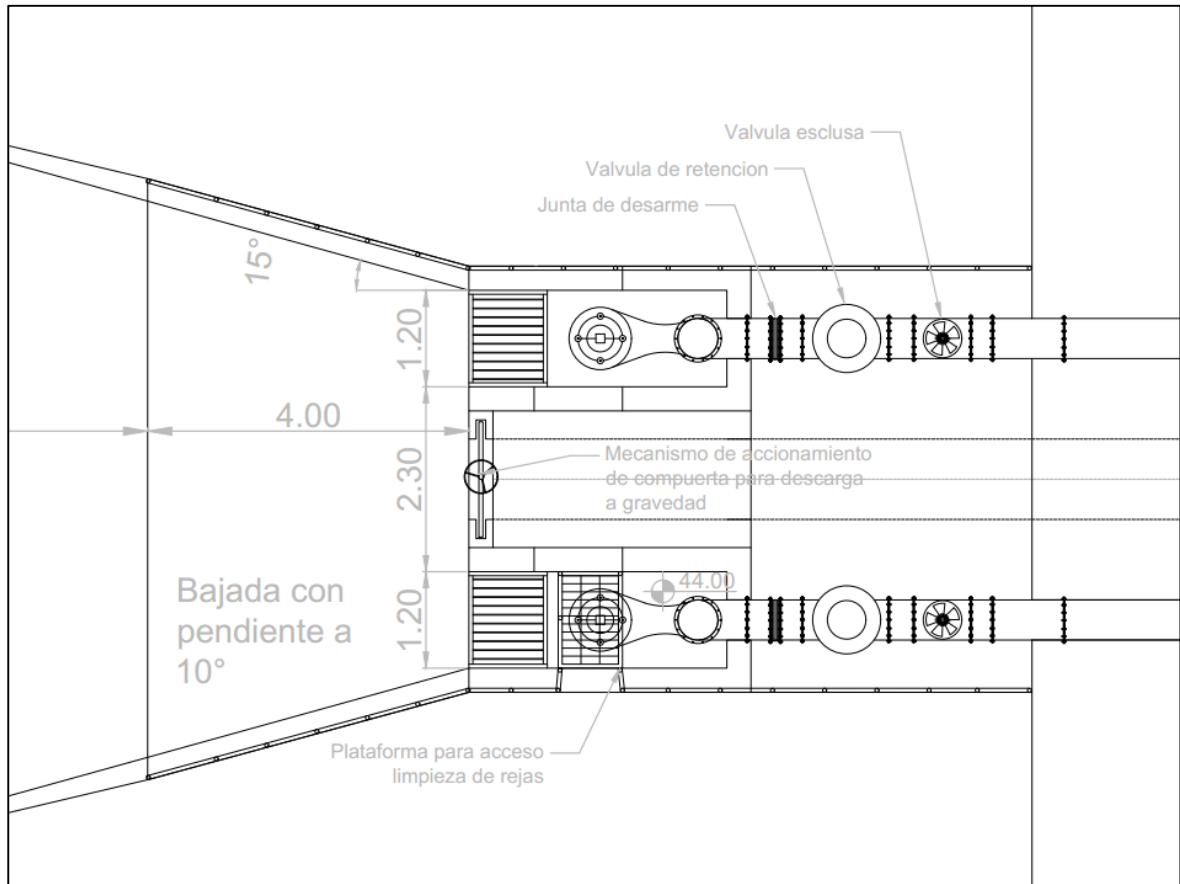


Figura 5.15. Planta cámara de aspiración. Fuente: Elaboración propia

5.3.8. VERIFICACIÓN DE CAVITACIÓN

La presión negativa de ingreso a las bombas, deberá ser menor que la presión de vapor del agua a la temperatura de trabajo para evitar la formación de burbujas de vapor. Este fenómeno produce la cavitación de los álabes de las bombas por implosiones, que al romper la burbuja, lo hace con proyección centrípeta y no centrífuga, como correspondería a una explosión, produciéndose ruidos y vibraciones en la bomba comenzando ésta a apartarse de la curva original "H - Q". (HYTSA Estudios y Proyectos S.A) ²⁰

Como en este caso se dispone de una curva de ANPA requerido para el punto de funcionamiento más crítico del sistema, se calculara el ANPA disponible con la siguiente relación:

$$ANPA_d = P_a / \gamma - P_v / \gamma - H_s - U^2 / (2 * g) + \Sigma \Delta h \quad [5.3]$$

P_a / γ = Presión atmosférica local

P_v/γ = presión de vapor del agua para una temperatura determinada

u = velocidad en la cañería de aspiración

$\Sigma \Delta h$ = sumatoria de las pérdidas de energía friccionales y por singularidades en la cañería de aspiración

$$P_v/\gamma = \frac{233,5 \text{ kg/m}^2}{1000 \text{ kg/m}^3} = 0,2335 \text{ m}$$

$$P_a/\gamma = \frac{10135,7 \text{ kg/m}^2}{1000 \text{ kg/m}^3} = 10,135 \text{ m}$$

$H_s = 0,97 \text{ m}$ (nivel de agua mínimo en el ingreso a la bomba)

$$\text{Velocidad de aspiración} = \frac{Q}{A} = \frac{0,4 \text{ m}^3/\text{s}}{\frac{\pi \cdot 0,5^2}{4}} = 2,04 \text{ m/s} \rightarrow \text{por lo tanto:}$$

$$U^2/(2 \cdot g) = \frac{2,04^2}{2 \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 0,2115 \text{ m} \quad [5.4]$$

$\Delta h = 0,01 \text{ m}$ (considerando la pérdida que se produce en el ingreso a la bomba)

$$ANPA_d = 10,13 \text{ m} - 0,2335 \text{ m} + 0,97 \text{ m} - 0,2115 \text{ m} + 0,01 \text{ m} = \mathbf{10,67 \text{ m}}$$

Comparando con la curva de ANPA requerido vemos que para esta bomba se requiere una altura neta de 3,69m y el sistema dispone de 10,67m por lo tanto no se requiere ninguna modificación para prevenir la cavitación de la bomba en este sistema.

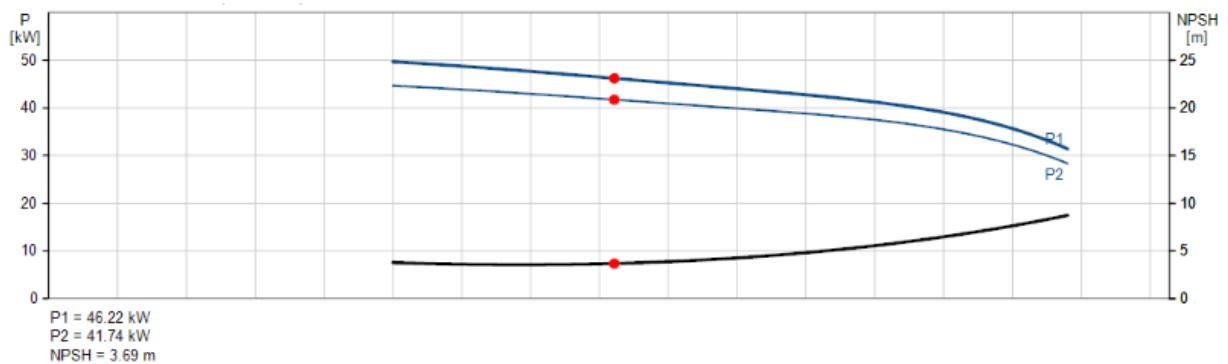


Figura 5.16. Curva de ANPAreq por la bomba. Fuente: GRUNDFOS

5.3.9. VERIFICACIÓN DE LÍNEA DE ENERGÍA

Si bien se tuvieron en cuenta todas las pérdidas tanto localizadas como continuas en el sistema y además el desnivel geométrico existente, se realizó una comprobación de línea de energía. Al estar todas las válvulas concentradas en el inicio de la impulsión se buscó comprobar que esta concentración de pérdidas localizadas no cause algún corte de línea de energía con la cañería de impulsión en su parte más alta (figura 5.17).

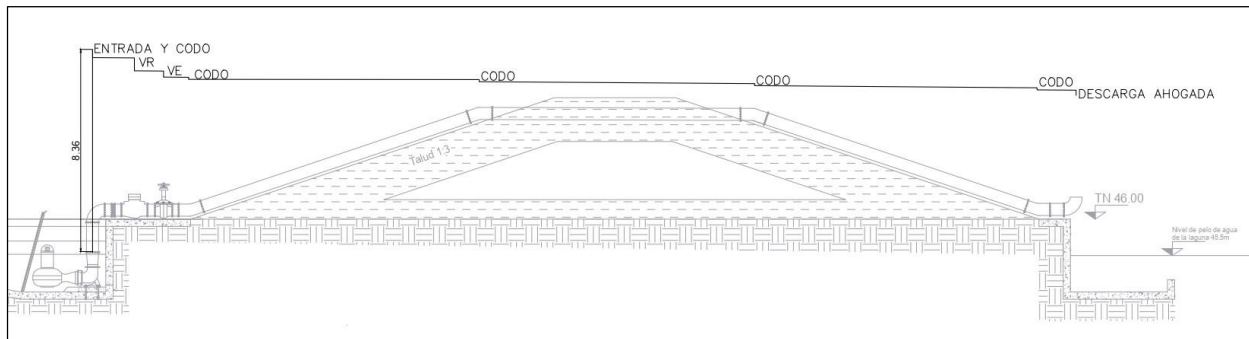


Figura 5.17. Línea de energía con la bomba elevando 8.36m. Fuente: Elaboración propia

Para trazar la línea de energía se consideró el reservorio 3 en su nivel más bajo es decir a cota 45.55m y la bomba funcionando en el punto de funcionamiento 1 es decir elevando un caudal de 411 L/s a una altura de 8.36m como se puede ver en la figura 5.8.

Al trazar la línea de energía considerando todas las pérdidas del sistema se comprobó que esta queda por encima de la tubería en toda la impulsión como se observa en la figura 5.17.

5.4. CONDUCTO DE DESCARGA A GRAVEDAD

Las compuertas de descarga se accionarán sólo cuando el nivel de la laguna en la que se produce la descarga se encuentre a una cota menor que 45,5m ya que esto generará que la descarga se pueda producir a superficie libre como fue modelada y evitando cualquier tipo de ingreso de agua desde la laguna hacia el reservorio.

Esta descarga atraviesa el terraplén de 34m, con una solera en cota 45,5m y una compuerta en el ingreso desde el reservorio 3.

Partiendo de los caudales generados en la modelación se diseñó una compuerta de salida del reservorio de 1m x 1m.

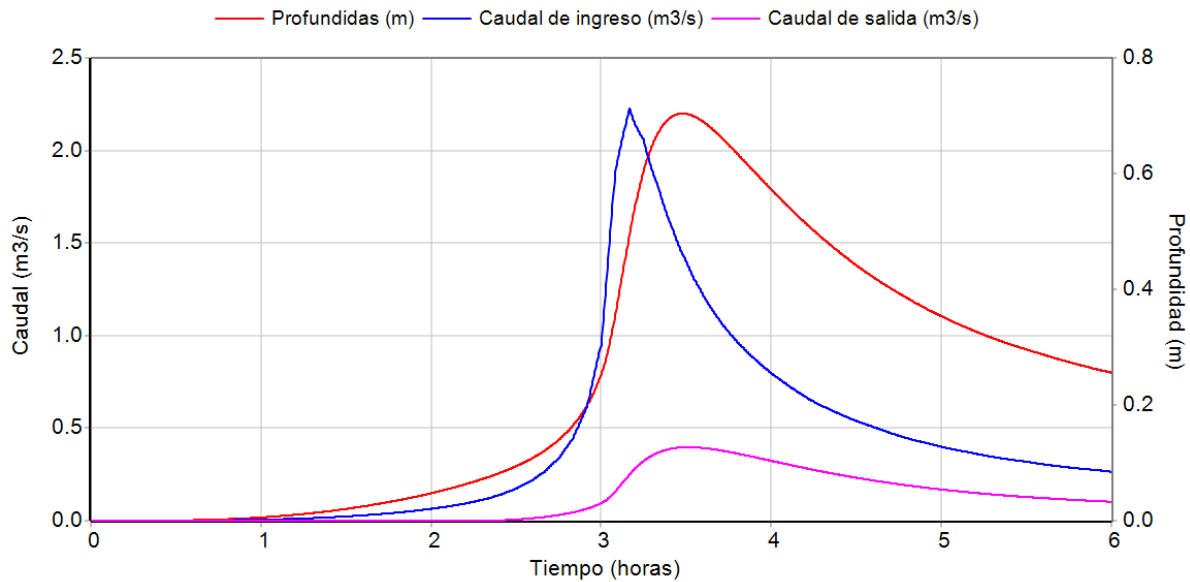


Figura 5.18. Profundidad – Caudal de entrada – Caudal de salida Reservorio 3. Fuente: Modelación en SWMM

Para el diseño de las características técnicas de la estructura que va a conformar la compuerta de descarga a gravedad se tomaron como referencia las recomendaciones del manual del USACE: EM-110-2-3102.

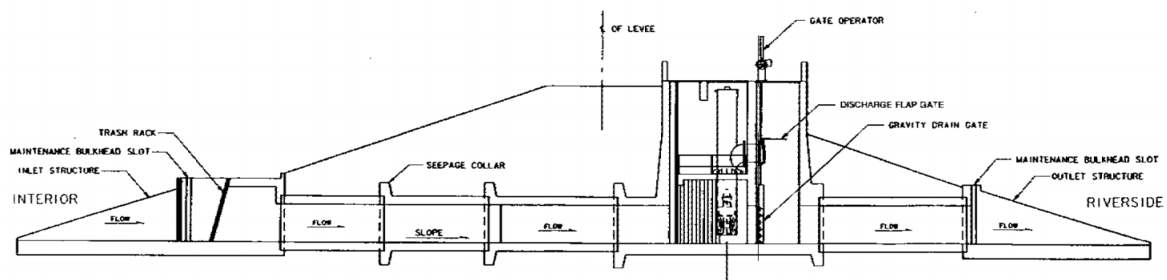


Figura 5.19. Diseño de la compuerta de descarga a gravedad. Fuente: (USACE)¹⁷

Dado que el terraplén está compuesto de arcilla y la alcantarilla de descarga por gravedad será construida con hormigón armado, existe la posibilidad de que se produzcan filtraciones en la unión de estos dos materiales. Por este motivo, se planea instalar pantallas corta flujo que puedan redirigir y bloquear las rutas de filtración en caso de que se produzcan como se puede observar en el esquema de las figuras 5.19 y 5.20.

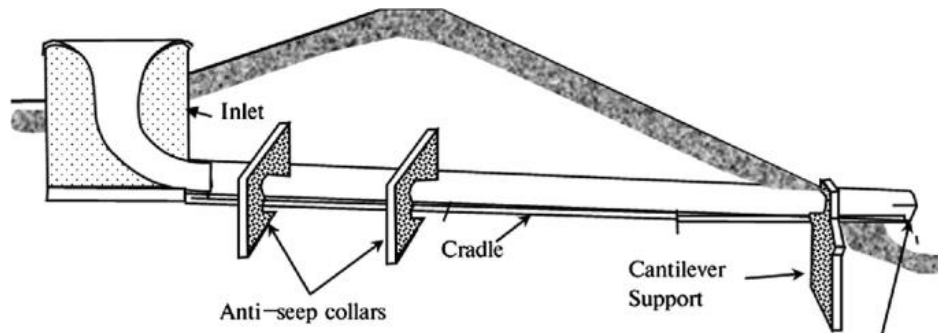


Figura 5.20. Paneles corta flujo en presas. Fuente: (Singh, R. 2023)²¹

5.4.1. DIMENSIONAMIENTO DE CUENCO AMORTIGUADOR

Para prevenir la erosión aguas abajo de la descarga de la compuerta a gravedad se ejecutará un cuenco amortiguador. Este cuenco propiciará la generación de un resalto hidráulico, que disipará parte de la energía cinética que trae el fluido y así se evitara el arrastre del suelo del lecho y la consecuente erosión aguas abajo.

Para definir las dimensiones del cuenco amortiguador se tendrá en cuenta el resalto que genera la descarga para propiciar la longitud necesaria para garantizar el paso de régimen de supercrítico a subcrítico.

Para ello se calcularon los tirantes que se registrarán en las secciones 1-1 y 2-2 del mismo (Figura 5.21). En esta figura se muestra el resalto que genera una descarga tipo vertedero. En el caso de este proyecto la descarga se produce a través de la compuerta, pero se aplicará el concepto de las longitudes necesarias para disipar la energía en un resalto para dimensionar el cuenco amortiguador.

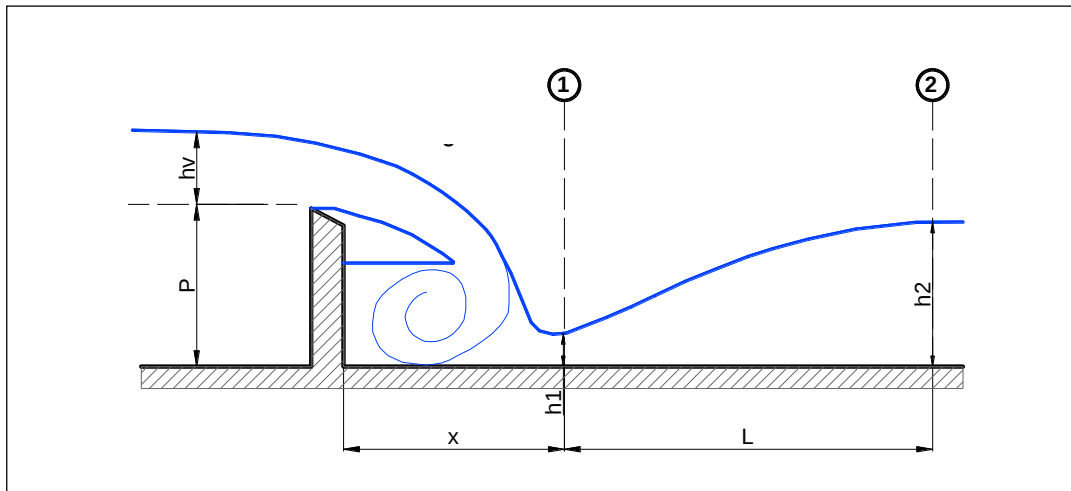


Figura 5.21. Geometría del flujo en el resalto generado y secciones críticas.

De la modelación con EPA SWMM se obtuvo el caudal de descarga de la compuerta siendo este de 1,45m³/s. Recordando que las dimensiones de la compuerta son 1x1m, por lo que siguiendo la nomenclatura de la figura 5.21:

Para la determinación del tirante crítico (Ecuación 5.6) primeramente se determina el caudal específico (q) mediante la Ecuación 5.5

$$q = \frac{Q}{B} = 0,017 \text{ m}^3/\text{s.m} \quad [5.5]$$

Donde:

B: ancho de la compuerta= 1 m

$$hv = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = 0,598 \text{ m} \quad [5.6]$$

Distancia de caída de la lámina de agua (x)

$$x = \sqrt{2 \cdot hv \cdot (hv + P)} = 1,147 \text{ m} \quad [5.7]$$

Donde:

P: Caída del vertedero = 0,5 m

Para la determinación del tirante en la sección 1 – 1 (Régimen Supercrítico) se utilizó la Ecuación 5.8

$$h_1 = \frac{\sqrt{2} \cdot hc}{1,06 + \sqrt{\frac{P}{hv} + 1,5}} = 0,327 \text{ m} \quad [5.8]$$

Considerando que el canal tiene un ancho constante ($b=1$) fue posible determinar la velocidad media en la sección 1-1 (Ecuación 5.9).

$$U_1 = \frac{q}{h_1} = 4,43 \text{ m/s} \quad [5.9]$$

Se verifico que el resalto generado no fuera oscilante siguiendo la clasificación dada por USBR (1987) e indicada en Tabla 5.8. La clasificación usada utiliza el número de Froude (F), calculado en la Ecuación 5.10. Se buscó que el resalto generado no fuera oscilante dado que es posible que esta particularidad pueda afectar los procesos que se desarrollaran aguas abajo.

Tabla 5.8. Tipos de Resalto hidráulicos (USBR, 1987)

Número de Froude (F)	Tipo de Resalto
1,7 a 2,5	Débil
2,5 a 4,5	Oscilante
4,5 a 9	Estable
mayor a 9	Fuerte

$$F_1 = \frac{U_1}{\sqrt{g \cdot h_1}} = 2,48 \rightarrow \text{Resalto Débil (Buenas Condiciones)} \quad [5.10]$$

El cálculo del tirante en la sección 2-2 (h_2) se realizó mediante la Ecuación 5.11, considerando que h_1 y h_2 son tirantes conjugados. En tanto que mediante las Ecuaciones 5.12 y 5.13 se obtuvieron la velocidad y el número de Froude, respectivamente.

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \cdot \left(\sqrt{1 + 8 \cdot F_1^2} - 1 \right) = 0,99 \text{ m} \quad [5.11]$$

$$U_2 = \frac{q}{h_2} = 0,37 \text{ m/s} \quad [5.12]$$

$$F_2 = \frac{U_2}{\sqrt{g \cdot h_2}} = 0,12 \quad [5.13]$$

Calculados los tirantes conjugados, fue posible determinar la pérdida de carga generada y la longitud del resalto, mediante la Ecuaciones 5.14 y 5.15 respectivamente.

$$J = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4 \cdot h_1 \cdot h_2} = 0,23 \text{ m} \quad [5.14]$$

$$L = 6 \cdot (h_2 - h_1) = 3,99 \text{ m} \quad [5.15]$$

Teniendo en cuenta estas longitudes necesarias para la disipación de la energía. El cuenco deberá tener una longitud igual a $L + x = 3,99\text{m} + 1,147\text{m} = 5,137\text{m}$

5.5. REGLAS DE OPERACIÓN

El sistema de reservorios y canal deja de trabajar completamente a gravedad cuando la laguna que se ubica del lado externo al terraplén alcanza una cota de 45,5m IGN en este momento se cierra la compuerta y comienza a trabajar el sistema de bombeo.

Para la situación de proyecto, es decir considerando una tormenta de diseño de 10 años de tiempo de recurrencia, se propone programar el sistema de bombeo de la siguiente manera, el arranque de la bomba N°1 para una cota de pelo de agua de 45,55m IGN, es decir apenas el reservorio aumenta su nivel 5cm, y el arranque de la bomba N°2 se produce en cota 46,1m IGN, es decir cuando el reservorio tiene un nivel de 60cm o 55cm de almacenamiento más que cuando se produce el arranque de la bomba N°1.

El apagado de las bombas comienza con el descenso del nivel de agua en el reservorio, en el caso de la bomba N°2 cuando la cota en el mismo sea de 46,09m IGN y para la bomba N°1, cuando la cota de pelo de agua en el reservorio se haya restituido a 45,5m IGN

En la tabla 5.9 se resumen las alturas en cotas IGN de arranque y parada de las máquinas.

Tabla 5.9. Cotas de arranque y parada de las bombas.

BOMBA	NIVEL DE ARRANQUE	NIVEL DE PARADA
	(m)	(m)
BOMBA 1	45,55	45,5
BOMBA 2	46,1	46,09

5.5.1. CASO DE FALLA DE UN EQUIPO

Como se puede observar a lo largo de este capítulo los equipos necesarios para erogar el caudal de proyecto a la altura requerida son equipos muy grandes y costosos. Por tanto, se diseñó el equipo de bombeo de reserva, y se modeló el sistema con un solo equipo en funcionamiento erogando su caudal proyectado y se obtuvieron los siguientes resultados:

En la figura 5.22 vemos el bombeo introducido al programa de modelación que indica que para cualquier altura y a partir de un nivel de reservorio de 0.05m, la bomba erogara un caudal de 0.4m³/s.

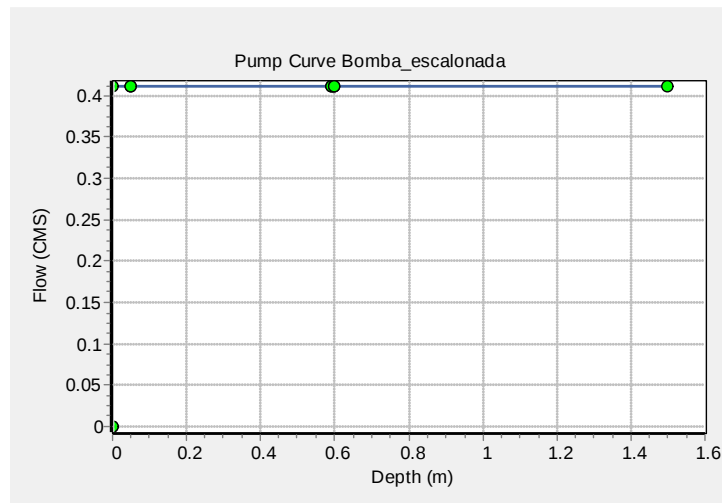


Figura 5.22. Curva de 1 sola bomba en funcionamiento Fuente: EPA SWMM

A continuación se observa en la figura 5.23 como los niveles en el reservorio 2 con una sola bomba en funcionamiento se mantienen con un tirante menor a 1,2m, siendo este el nivel máximo.



Figura 5.23. Niveles en reservorio 2 con una bomba en funcionamiento. Fuente: SWMM

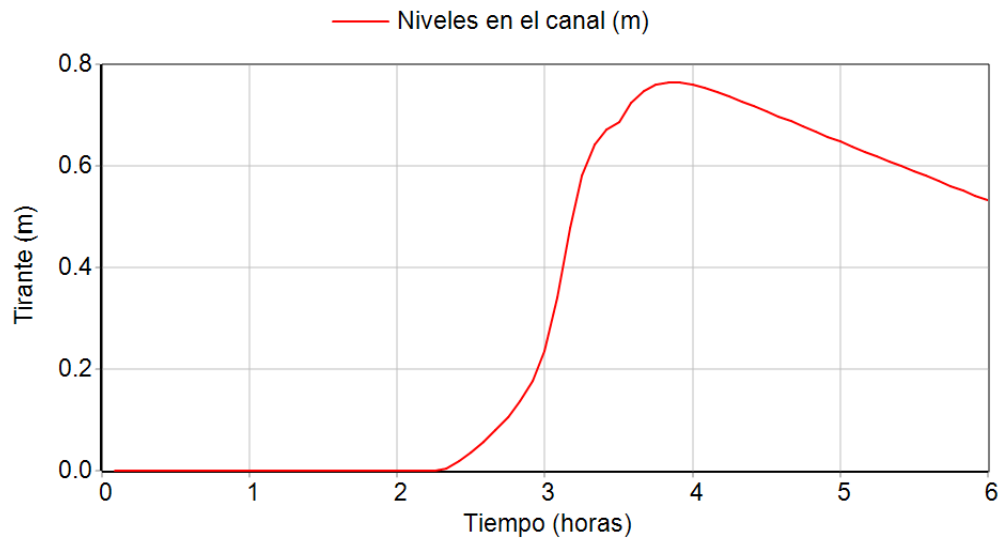


Figura 5.24. Niveles en canal una bomba en funcionamiento. Fuente: SWMM

En el canal, el tirante de agua se mantiene por debajo de 0,8m teniendo este una capacidad de 1m de altura, por lo que no tendría desbordes.

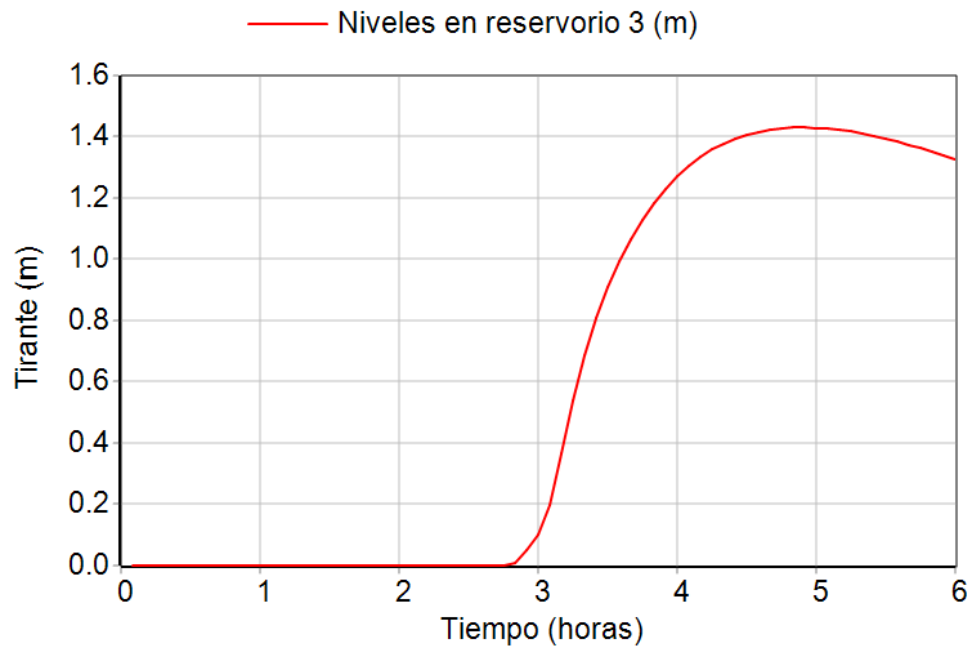


Figura 5.25. Niveles en reservorio 3 con una bomba en funcionamiento. Fuente: SWMM

Por otro lado, el reservorio 3 se mantiene con tirantes máximos que apenas superan los 1,4m como se puede ver en la figura 5.25, siendo el nivel máximo en este de 1,5m.

Se observa que, no se produciría una situación de anegamiento del barrio en estas condiciones. Teniendo en cuenta esto, se decide que el sistema puede funcionar con 1 sola bomba llegado el caso de que la otra tuviese algún desperfecto hasta que esta sea reparada o reemplazada.



TRABAJO FINAL

ANTEPROYECTO DE DEFENSA URBANA Y DESAGÜES PLUVIALES: BARRIO SAN PEDRO PESCADOR

CAPITULO 6:

CÓMPUTO MÉTRICO Y PRESUPUESTO

Al evaluar el presupuesto necesario para llevar a cabo la obra propuesta en este anteproyecto, se considera relevante realizar un análisis integral de las obras ejecutadas en el barrio hasta la fecha, con el fin de salvaguardar su integridad.

Dentro de este análisis se incluyen las obras de defensa costera, las cuales se han segmentado en dos tramos para su materialización. El primer tramo ha concluido su construcción, mientras que el segundo se encuentra actualmente en proceso de licitación.

De este modo, se procedió a actualizar los costos de ambos tramos a noviembre de 2023, que corresponde a la fecha en la que se ha elaborado el presupuesto de este anteproyecto. Esta actualización tiene como finalidad proporcionar un análisis de la inversión total que implicarán estas obras.

Tabla 6.1. Inversiones. Fuente: Elaboración propia.

Concepto	Monto actualizado	% de la inversión total
Defensa Costera – Tramo 1	\$5.819.617.440,18	62,2%
Defensa Costera – Tramo 2	\$1.682.173.767,85	18%
Defensa contra inundaciones	\$1.855.151.618,45	19,8%
Total de inversión	\$9.356.942.826,48	100%

Como se observa en la tabla 6.1 este proyecto representaría el 20% de la inversión total necesaria para proteger al barrio.

A continuación, se proporciona un análisis detallado que abarca precios de materiales, mano de obra y un análisis de los costos de los ítems que componen este anteproyecto. A través de este análisis se llegó al presupuesto presentado en la tabla 6.1.

Materiales al pie de la obra

[illegible]

Defensa Urbana y Desagües Pluviales: Barrio San Pedro Pescador

Mano de Obra

Resumen

nov.-23

Jornal Básico Zona A

Oficial Especializado	\$ 3.740,01
Oficial	\$ 3.188,06
Ayudante	\$ 2.697,93
Sereno	\$ 489.489,13

\$ 1.694,00
\$ 1.444,00
\$ 1.222,00
\$ 221.709,00

Horas de trabajo anuales = 2112,00 hs

Jornal básico = 1222,000 \$/hs

Nº	Concepto	Días / Año	% Parcial	% suma parcial	\$/año
1	Salario por tiempo efectivamente trabajado		100,00	100,00	2580864,00
2	Asistencia Perfecta		18,00	18,00	464555,52
3	Salarios Pagados por tiempos no trabajados, incluida indemnización por causa climáticas		18,16	18,16	468684,90
4	Asignación por Vestimenta		3,70	3,70	95491,97
5	Sueldo Anual Complementario		11,59	11,59	299122,14
6	Fondo de Cese Laboral e indemnización por fallecimiento		17,06	17,06	440295,40
7	Subtotal liquidado			168,51	4349013,93
8	Contribuciones Patronales y Seguro de Vida Colectivo Obligatorio		42,26	42,26	1090673,13
9	A.R.T. Aseguradora de Riesgos de Trabajo		10,01	10,01	258344,49
Total anual =					5698031,54
Incidencia Porcentual =					220,78
Ayudante \$/hs =					2697,93

Horas de trabajo anuales = 2112,00 hs

Jornal básico = 1444,000 \$/hs

Nº	Concepto	Días / Año	% Parcial	% suma parcial	\$/año
1	Salario por tiempo efectivamente trabajado		100,00	100,00	3049728,00
2	Asistencia Perfecta		18,00	18,00	464555,52
3	Salarios Pagados por tiempos no trabajados, incluida indemnización por causa climáticas		18,16	18,16	468684,90
4	Asignación por Vestimenta		3,70	3,70	95491,97
5	Sueldo Anual Complementario		11,59	11,59	299122,14
6	Fondo de Cese Laboral e indemnización por fallecimiento		17,06	17,06	440295,40
7	Subtotal liquidado			168,51	4349013,93
8	Contribuciones Patronales y Seguro de Vida Colectivo Obligatorio		42,26	42,26	1090673,13
9	A.R.T. Aseguradora de Riesgos de Trabajo		10,01	10,01	258344,49
Total anual =					5698031,54
Incidencia Porcentual =					220,78
Oficial \$/hs =					3188,06

Horas de trabajo anuales = 2112,00 hs

Jornal básico = 1694,000 \$/hs

Nº	Concepto	Días / Año	% Parcial	% suma parcial	\$/año
1	Salario por tiempo efectivamente trabajado		100,00	100,00	3577728,00
2	Asistencia Perfecta		18,00	18,00	464555,52
3	Salarios Pagados por tiempos no trabajados, incluida indemnización por causa climáticas		18,16	18,16	468684,90
4	Asignación por Vestimenta		3,70	3,70	95491,97
5	Sueldo Anual Complementario		11,59	11,59	299122,14
6	Fondo de Cese Laboral e indemnización por fallecimiento		17,06	17,06	440295,40
7	Subtotal liquidado			168,51	4349013,93
8	Contribuciones Patronales y Seguro de Vida Colectivo Obligatorio		42,26	42,26	1090673,13
9	A.R.T. Aseguradora de Riesgos de Trabajo		10,01	10,01	258344,49
Total anual =					5698031,54
Incidencia Porcentual =					220,78
Oficial Especializado \$/hs =					3740,01

Meses de trabajo anuales = 12 meses

Jornal básico = 221709,00 \$/mes

Nº	Concepto	Días / Año	% Parcial	% suma parcial	\$/año
1	Salario por tiempo efectivamente trabajado		100,00	100,00	2660508,00
2	Asistencia Perfecta		18,00	18,00	464555,52
3	Salarios Pagados por tiempos no trabajados, incluida indemnización por causa climáticas		18,16	18,16	468684,90
4	Asignación por Vestimenta		3,70	3,70	95491,97
5	Sueldo Anual Complementario		11,59	11,59	299122,14
6	Fondo de Cese Laboral e indemnización por fallecimiento		17,06	17,06	440295,40
7	Subtotal liquidado			168,51	4349013,93
8	Contribuciones Patronales y Seguro de Vida Colectivo Obligatorio		42,26	42,26	1090673,13
9	A.R.T. Aseguradora de Riesgos de Trabajo		10,01	10,01	258344,49
Total anual =					5698031,54
Incidencia Porcentual =					220,78
Sereno \$/mes =					489489,13

Defensa Urbana y Desagües Pluviales: Barrio San Pedro Pescador

Cálculo de Coeficientes Fijos

AMORTIZACION E INTERESES						
8 h/d	+	0,120 /a	x	8 h/d		
10000 h		2 años	x	2000 h	=	0,001040 1/d
REPARACIONES Y REPUESTOS						
Equipos-(70% Amort) =			0,70	x	0,0008 1/d	= 0,000560 1/d
Camión-(50% Amort) =			0,50	x	0,0008 1/d	= 0,000400 1/d
COMBUSTIBLES Y LUBRICANTES						
Equipos						
0,15 lts/HPh	x	8 h/d	x	365,69 \$/lts	1,3	= 570,4761 lts/HPd
Camiones						
0,3 lts/Km	x		1,3			= 0,390000 lts/Km
0,03 lts/Hm	x		1,3			= 0,03900 lts/Hm
CAMARAS Y CUBIERTAS (Camiones)						
6 /		45000 km				= 0,000133 1/Km
6 /		450000 hm				= 0,000013 1/Hm
SEGUROS Y PATENTES (Camiones)						
0,020 /a	x	8 h/d				
		2000 h/d			=	0,000080 1/d

Defensa Urbana y Desagües Pluviales: Barrio San Pedro Pescador

PLANILLA SINTESIS DE COSTO DE UTILIZACION DE EQUIPOS

Defensa Urbana y Desagües Pluviales: Barrio San Pedro Pescador

EQUIPOS						
	DESCRIPCION	UNIDAD	POTENCIA	VALOR U\$S	VALOR \$	VALOR RESIDUAL
0	1	2	3		4	
1	Acoplado tanque 10000 lt			10500	3932250	786450
2	Acoplado Playo hasta 3000kg		0	3500	1310750	262150
3	Barredora Sopladora		50	12000	4494000	898800
4	Barredora Sopladora		70			0
5	Camión Aplicador Asfalto 10m³		210	157500	58983750	11796750
6	Camión Mixer		200	105000	39322500	7864500
7	Camión Mixer		240	126000	47187000	9437400
8	Camión regador		140	58000	21721000	4344200
9	Camión regador de agua 10m³		145	58000	21721000	4344200
10	Camión con batea M. BENZ 1114 10m³		145	131200	49134400	9826880
11	Camión con batea MACK 20m³		350	210000	78645000	
12	Camión Volcador / Regador		145	58000	21721000	4344200
13	Camión con acoplado carga generales L.D.- 114H 30Tn		300	168000	62916000	12583200
14	Camioneta doble cabina		110	45000	16852500	3370500
15	Cargador Frontal 938 - G - 2.5m³		145	210000	78645000	15729000
16	Cargadora Excavadora CASE 580		80	100000	37450000	7490000
17	Cargador Frontal 924 - GZ - 2.0m³		104	157500	58983750	
18	Carretón "CONAR-FIAT"		260	148000	55426000	
19	Compactador manual Canguro		12	10000	3745000	749000
20	Compresor con martillo neumático		80	23500	8800750	
21	Compactador Autopr. CP 533 D- PATA DE CABRA 8 Tn		145	117500	44003750	
22	Compactador Autopr. DYNAPAC CA25 P de cabra (11 tn)		145	91300	34191850	
23	Compactador Autopr. 815 F - CAT - PATA DE CABRA 4RUEDAS		150	366000	137067000	
24	Compactador Autopr. DYNAPAC CP 30 16Tn		125	136400	51081800	
25	Casilla Rodante			6000	2247000	449400
26	Desmalezadora		50	200	74900	14980
27	Desmalezadora de arrastre		0	3500	1310750	
28	Electrobomba		4,5	1260	471870	94374
29	Retro cargadora 416 D - CAT 0.2-0.8m³		74	73600	27563200	5512640
30	Excavadora S/ ORUGA - 320-CL-CAT 1.4m³		220	195200	73102400	14620480
31	Excavadora S/ ORUGA - 220-CL-CAT 1.0m³		220	132300	49546350	
32	Grúa		160	49850	18668825	3733765
33	Grupo electrógeno 3408 - CATERPILLAR		444	100000	37450000	7490000
34	Grupo electrógeno 3306 - TA		300	28300	10598350	
35	Hormigonera TROMPO 500 lt		7	4200	1572900	314580
36	Planta Dosificadora de Hormigón TECNUS TM 30			70000	26215000	
37	Mini cargadora Bobcat con carretón y retroexcavadora		61	93300	34940850	
38	Moldes y Herramientas Menores para pavimento		0	20746	7769377	
39	Motoniveladora 120 G - CATERPILLAR		150	135000	50557500	
40	Motoniveladora 140 H - CATERPILLAR		185	310000	116095000	
41	Motobomba de agua		40	5250	1966125	
42	Motosierra					0
43	Regla vibradora Sorrento		10	12315	4611967,5	922393,5
44	Tanque depósito de 10000 lt.					0
45	Tractor Deutz 160 hp		160	110000	41195000	8239000
46	Tractor Deutz 160 hp con rastra de disco		160	118000	44191000	8838200
47	Tractor Deutz 120 hp		120	60000	22470000	4494000
48	Tractor Deutz con hoyadora		120	63000	23593500	4718700
49	Topadora D-6 RXL		175	251000	93999500	18799900
50	Topadora D-7 CAT		270	420000	157290000	31458000
51	Pala de arrastre en tándem			25000	9362500	1872500
52	Rastra de Discos		0	8000	2996000	
53	Pata de cabra			2500	936250	187250
54	Aserradora de juntas - Sorrento AM8 con motor Honda		9	3150	1179675	
55	Herramientas Menores		0	2100	786450	
56	Vibrador de inmersión		5.5	735	275257,5	55051,5

Defensa Urbana y Desagües Pluviales: Barrio San Pedro Pescador

TRANSPORTES EN GENERAL

Costo del Transporte =	24,087 \$/tnxKm
------------------------	-----------------

RENDIMIENTO

Para Camión y Acoplado de 30 tn.			
Rendimiento	tnkm/d		7410
Recorrido diario	km/día		260

1 - EQUIPOS

DESIGNACION EQUIPO	CAPAC. tn	POTENCIA H.P.	CANTIDAD		VALOR \$
CAMION Y ACOPLADO	30	300	1		62916000
TOTAL =		300			62916000

DESIGNACION EQUIPO	VALOR \$	COEF			PRECIO \$/d
AMORTIZAC. E INTERESES	62916000	0,001040			65.432,6
REPARAC. Y REPUESTOS	62916000	0,000400			25.166,4
COMBUST. Y LUBRICANTES	365,69	101,400			37.080,9
CAMARAS Y CUBIERTAS	194877,00	0,104000			20.267,21
SEGURO Y PATENTE	62916000	0,000080			5.033,3
TOTAL =					152980,48

2 - MANO DE OBRA

NOMINA	CANTIDAD	hs/d	\$/hs		PRECIO \$/d
OFICIAL	1,00	8,00	3188,06		25504,51
		0,00			0,00
TOTAL =					25504,51

COSTO (1+2) =	178485 \$/d	=	24,087
RENDIMIENTO =	7410,00 tnkm/d		
COSTO - COSTO \$/tn.km			24,087

Defensa Urbana y Desagües Pluviales: Barrio San Pedro Pescador

GASTOS

Obra:

Defensa Urbana y Desagües Pluviales: Barrio San Pedro Pescador

Plazo: 12

Garantía 6

Precio Estimado: \$ 1.855.152.105,40

Descripción	Cantidad	Valor	PARCIAL	TOTAL
SUELDOS				
Jefe de Obra y Rte.Téc.	2	750.000,00	18.000.000,00	88.183.676,15
Capataz	1	664.459,49	7.973.513,86	
Sereno	1	543.332,96	6.519.995,48	
Choferes	2	622.493,63	14.939.847,01	
Topógrafo	1	550.000,00	6.600.000,00	
Ayudantes	3	526.904,72	18.968.569,80	
ALQUILERES				
Baño químico	2	400.000,00	9.600.000,00	
INSPECCION				
Mobiliario	1	250.000,00	250.000,00	
Combustible	500	438,90	3.291.750,00	
Luz, Agua, Limpieza e Impuestos	1	170.000,00	2.040.000,00	
OBRADOR				
Casa rodante	1	250.000,00	3.000.000,00	35.919.364,00
Cartel de Obra	2	320.000,00	640.000,00	
Balizamiento y señalización	23	325.000,00	7.475.000,00	
Luz e impuestos	1	170.000,00	2.040.000,00	
HONORARIOS				
Planos conforme a Obra	1	500.000,00	500.000,00	
Apoyo técnico en Obra Seg e Hig. + Ambiental	1	450.000,00	5.400.000,00	
AMORTIZACIONES				
Vehículos de la Empresa	1	315.478,80	4.732.182,00	
Vehículo para la Inspección	1	315.478,80	4.732.182,00	
GASTOS ADMINISTRATIVOS				
Librería	1	50.000,00	600.000,00	
Notebook	1	800.000,00	800.000,00	
SEGUROS				
Personal	1	280.000,00	4.200.000,00	
Vehículos	2	60.000,00	1.800.000,00	
OTROS				
Fondo de reparo	1	2.226.182,53	2.226.182,53	PORCENTUALES
Garantía de oferta	1	166.963,69	166.963,69	
Garantía de contrato	1	5.287.183,50	5.287.183,50	
Sellados	1	27.827.281,58	27.827.281,58	
			TOTAL	
Gastos Directos de Obra =			7,10%	7.680.329,72
				\$ 131.783.369,87

Gastos Generales 7,15%

Determinación Índice Porcentual

Costo - Costo		1,000
Gastos Generales =	7,15%	0,071
Beneficios =	10,00%	0,100
		<u>1,171</u>
Gastos Financieros =	3,00%	0,035
		<u>1,207</u>
I.V.A. =	21,00%	0,253
Ingresos Brutos =	3,75%	0,045
		<u>1,505</u>
Coeficiente Adoptado		1,505

Cómputo métrico

Defensa Urbana y Desagües Pluviales: Barrio San Pedro Pescador

ITEM	DESIGNACION DE LOS TRABAJOS	UNIDAD	CANTIDADES
A - TRABAJOS PRELIMINARES			
A-1	Desmonte, Destronque y Limpieza de terreno	Has.	1,58
A-2	Limpieza y desmalezado del Terreno	Has.	4,73
B - TERRAPLÉN DE DEFENSA			
B-0	Remocion de suelo vegetal	m³	19000
B-1	Movimiento de suelo para conformación de terraplen de defensa	m³	96386,78
B-2	Movimiento de suelo para conformación de berma	m³	11735,00
B-3	Enripiado	m	860,00
B-4	Sistema de drenaje	m	981,00
B-5	Cobertura vegetal	m2	33153,00
C - SISTEMA DE MACRODRENAJE			
C-1	Movimiento de suelo para construccion de reservorio y canal	m³	6073,50
D - OBRA DE CONTROL			
D-1	Equipamiento electromecánico para obra de control	Gl	1,00
D-2	Cañería de impulsión y valvulas	Gl	1,00
D-3	Compuertas de descarga a gravedad y rejas	Gl	1,00
D-4	Obras Civiles para Obra de Control	Gl	1,00
D-5	Camino de servicio	m	70,00

Presupuesto

Defensa Urbana y Desagües Pluviales: Barrio San Pedro Pescador

ITEM	DESIGNACION DE LOS TRABAJOS	UNIDAD	CANTIDADES	PRECIO	PRECIO	INCIDENCIA
				UNITARIO	TOTAL	(%)
A - TRABAJOS PRELIMINARES						
A-1	Desmonte, Destronque y Limpieza de terreno	Has.	1,58	\$ 791.045,43	\$ 1.249.851,77	0,07%
A-2	Limpieza y desmalezado del Terreno	Has.	4,73	\$ 100.615,19	\$ 475.909,86	0,03%
B - TERRAPLÉN DE DEFENSA						
B-0	Remocion de suelo vegetal	m³	19000,00	\$ 2.457,32	\$ 46.688.992,10	2,52%
B-1	Movimiento de suelo para conformación de terraplen de defensa	m³	96386,78	\$ 14.070,66	\$ 1.356.225.560,40	73,11%
B-2	Movimiento de suelo para conformación de berma	m³	11735,00	\$ 10.711,52	\$ 125.699.638,78	6,78%
B-3	Enripiado	m	860,00	\$ 69.539,05	\$ 59.803.581,86	3,22%
B-4	Sistema de drenaje	m	981,00	\$ 15.993,59	\$ 15.689.715,58	0,85%
B-5	Cobertura vegetal	m2	33153,00	\$ 591,67	\$ 19.615.685,44	1,06%
C - SISTEMA DE MACRODRENAJE						
C-1	Movimiento de suelo para construccion de reservorio y canal	m³	6073,50	\$ 2.457,32	\$ 14.924.504,92	0,80%
D - OBRA DE CONTROL						
D-1	Equipamiento electromecánico para obra de control	Gl	1	\$ 127.574.036,39	\$ 127.574.036,39	6,88%
D-2	Cañería de impulsión y valvulas	Gl	1	\$ 68.584.297,97		
D-3	Compuertas de descarga a gravedad y rejas	Gl	1	\$ 17.479.530,07	\$ 17.479.530,07	0,94%
D-4	Obras Civiles para Obra de Control	Gl	1	\$ 57.640.257,86	\$ 57.640.257,86	3,11%
D-5	Camino de servicio	m	70	\$ 172.633,62	\$ 12.084.353,40	0,65%
PRESUPUESTO					\$ 1.855.151.618,45	

Ítem A-1: Desmonte, Destronque y Limpieza de terreno
B - EJECUCION

EQUIPOS

Equipos y sus costos	Cantidad	Potencia H.P.	Valor \$
Topadora	1	175	\$ 93.999.500,00
Tractor con Rastra de Disco	1	160	\$ 44.191.000,00
Motoniveladora	1	150	\$ 50.557.500,00
TOTAL =		485	\$ 188.748.000,00

Costos de operación de los equipos	Valor	Coef. 1/d	Precio \$/d
Amortización e intereses	\$ 188.748.000,00	0,00104	\$ 196.297,92
Reparación y repuestos	\$ 188.748.000,00	0,00056	\$ 105.698,88
Combustibles y lubricantes	485	570,47614	\$ 276.680,93
		TOTAL =	\$ 578.677,73

MANO DE OBRA

Categoría	Costo \$/h	Cantidad	hs/d	Precio \$/d
Oficial especializado	4152,87	2,00	8,00	\$ 66.445,95
Oficial	3536,90	1,00	8,00	\$ 28.295,16
Ayudante	2993,78	4,00	8,00	\$ 95.800,86
			Subtotal	\$ 190.541,97
Vigilancia		10 %		\$ 19.054,20
			TOTAL =	\$ 209.596,17

RESUMEN		\$/Ha
Ejecución	788273,90 \$/d	\$ 525.515,93
Rendimiento	1,50 Ha/d	
Costo Costo		\$ 525.515,93
Coef. Resumen	1,5053	\$ 791.045,43
PRECIO ADOPTADO =		\$ 791.045,43

Ítem N° A-2: Limpieza y desmalezado del Terreno

B - EJECUCION

EQUIPOS

Equipos y sus costos	Cantidad	Potencia H.P.	Valor \$
Desmalezadora	2	100	\$ 149.800,00
Tractor con rastra de disco	1	160	\$ 44.191.000,00
	TOTAL =	260	\$ 44.340.800,00

Costos de operación de los equipos	Valor	Coef. 1/d	Precio \$/d
Amortización e intereses	\$ 44.340.800,00	0,00104	\$ 46.114,43
Reparación y repuestos	\$ 44.340.800,00	0,00056	\$ 24.830,85
Combustibles y lubricantes	260	570,47614	\$ 148.323,80
		TOTAL =	\$ 219.269,08

MANO DE OBRA

Categoría	Costo \$/h	Cantidad	hs/d	Precio \$/d
Oficial especializado	4152,87	0,00	8,00	\$ -
Oficial	3536,90	2,00	8,00	\$ 56.590,33
Ayudante	2993,78	2,00	8,00	\$ 47.900,43
			Subtotal	\$ 104.490,76
Vigilancia		10 %		\$ 10.449,08
			TOTAL =	\$ 114.939,83

RESUMEN			\$/Ha
Ejecución	334208,91 \$/d		\$ 66.841,78
Rendimiento	5,00 Ha/d		
Costo Costo			\$ 66.841,78
Coef. Resumen	1,5034		\$ 100.492,36
		PRECIO ADOPTADO =	\$ 100.492,36

Ítem N° B-1: Movimiento de suelo para conformación de terraplen de defensa
A - MATERIALES

Designación	Dosificación	Costo unitario	Precio \$/m ³
Suelo prestamo	0,78 m3/m3	3745,00 \$/m3	2.921,10
Suelo Cal	0,22 m3/m3	7797,20 \$/m3	1.715,38
		TOTAL=	4636,48

B - EJECUCION

EQUIPOS

Equipos y sus costos	Cantidad	Potencia H.P.	Valor \$
Excavadora S/ ORUGA - 220-CL-CAT 1.0m ³	1	220	\$ 49.546.350,00
Cargador Frontal 938 - G - 2.5m ³	1	145	\$ 78.645.000,00
Camión Volcador / Regador	3	435	\$ 65.163.000,00
Motobomba de agua	4	160	\$ 7.864.500,00
Motoniveladora 140 H - CATERPILLAR	5	925	\$ 580.475.000,00
Rastra de Discos	6	0	\$ 17.976.000,00
Pata de cabra	7	0	\$ 6.553.750,00
Tractor Deutz 160 hp	6	960	\$ 247.170.000,00
TOTAL =		800	\$ 1.053.393.600,00

Costos de operación de los equipos	Valor	Coef. 1/d	Precio \$/d
Amortización e intereses	\$ 1.053.393.600,00	0,00104	\$ 1.095.529,34
Reparación y repuestos	\$ 1.053.393.600,00	0,00056	\$ 589.900,42
Combustibles y lubricantes	800	570,47614	\$ 456.380,91
		TOTAL =	\$ 2.141.810,67

MANO DE OBRA

Categoría	Costo \$/h	Cantidad	hs/d	Precio \$/d
Oficial especializado	4152,87	1,00	8,00	\$ 33.222,97
Oficial	3536,90	4,00	8,00	\$ 113.180,66
Ayudante	2993,78	2,00	8,00	\$ 47.900,43
			Subtotal	\$ 194.304,06
Vigilancia		10 %		\$ 19.430,41
		TOTAL =		\$ 213.734,47

RESUMEN			\$/m
Materiales			\$ 4.636,48
Ejecución	2355545,14 \$/d		\$ 4.711,09
Rendimiento	500,00 m ³ /d		
Costo Costo			\$ 9.347,57
Coef. Resumen	1,5034		\$ 14.053,48
PRECIO ADOPTADO =			\$ 14.053,48

Ítem N° B-2: Movimiento de suelo para conformación de berma
A - MATERIALES

Designación	Dosificación		Costo unitario		Precio \$/m ³
Arena refulado	0,65	m3/m3	3745,00	\$/m3	2.434,25
Suelo prestamo	0,35	m3/m3	4048,00	\$/m3	1.416,80
				TOTAL=	3851,05

B - EJECUCION

EQUIPOS

Equipos y sus costos	Cantidad	Potencia H.P.	Valor \$
Excavadora S/ ORUGA - 220-CL-CAT 1.0m ³	1	220	\$ 49.546.350,00
Cargador Frontal 938 - G - 2.5m ³	1	145	\$ 78.645.000,00
Camión Volcador / Regador	3	435	\$ 65.163.000,00
TOTAL =		800	\$ 193.354.350,00

Costos de operación de los equipos	Valor	Coef. 1/d	Precio \$/d
Amortización e intereses	\$ 193.354.350,00	0,00104	\$ 201.088,52
Reparación y repuestos	\$ 193.354.350,00	0,00056	\$ 108.278,44
Combustibles y lubricantes	800	570,47614	\$ 456.380,91
		TOTAL =	\$ 765.747,87

MANO DE OBRA

Categoría	Costo \$/h	Cantidad	hs/d	Precio \$/d
Oficial especializado	4152,87	1,00	8,00	\$ 33.222,97
Oficial	3536,90	4,00	8,00	\$ 113.180,66
Ayudante	2993,78	2,00	8,00	\$ 47.900,43
			Subtotal	\$ 194.304,06
Vigilancia		10 %		\$ 19.430,41
			TOTAL =	\$ 213.734,47

RESUMEN			\$/m ³
Materiales			\$ 3.851,05
Ejecución	979482,34 \$/d		\$ 3.264,94
Rendimiento	300,00 m ³ /d		
Costo Costo			\$ 7.115,99
Coef. Resumen	1,5034		\$ 10.698,44
PRECIO ADOPTADO =			\$ 10.698,44

Ítem N° B-3: Enripiado
A - MATERIALES

Designación	Dosificación	Costo unitario	Precio \$/m ³
Ripio	2,00 tn/m3	21247,00 \$/m3	42.494,00
		TOTAL=	42494,00

B - EJECUCION

EQUIPOS

Equipos y sus costos	Cantidad	Potencia H.P.	Valor \$
Motoniveladora 140 H - CATERPILLAR	1	185	\$ 116.095.000,00
Tractor Deutz 160 hp con rastra de disco	2	320	\$ 88.382.000,00
Compactador Autopr. CP 533 D- PATA DE CABRA 8 Tn	1	145	\$ 44.003.750,00
Camión regador	1	140	\$ 21.721.000,00
	TOTAL =	650	\$ 270.201.750,00

Costos de operación de los equipos	Valor	Coef. 1/d	Precio \$/d
Amortización e intereses	\$ 270.201.750,00	0,00104	\$ 281.009,82
Reparación y repuestos	\$ 270.201.750,00	0,00056	\$ 151.312,98
Combustibles y lubricantes	650	570,47614	\$ 370.809,49
		TOTAL =	\$ 803.132,29

MANO DE OBRA

Categoría	Costo \$/h	Cantidad	hs/d	Precio \$/d
Oficial especializado	4152,87	2,00	8,00	\$ 66.445,95
Oficial	3536,90	5,00	8,00	\$ 141.475,82
Ayudante	2993,78	3,00	8,00	\$ 71.850,64
			Subtotal	\$ 279.772,42
Vigilancia		10 %		\$ 27.977,24
			TOTAL =	\$ 307.749,66

RESUMEN			\$/m ³
Materiales			\$ 42.494,00
Ejecución	1110881,95 \$/d		\$ 3.702,94
Rendimiento	300,00 m ³ /d		
Costo Costo			\$ 46.196,94
Coef. Resumen	1,5034		\$ 69.454,16
		PRECIO ADOPTADO =	\$ 69.454,16

Ítem N° B-4: Sistema de drenaje
A - MATERIALES

Designación	Dosificación		Costo unitario		Precio \$/m
Caño de PVC DN 160	1,00	m/m	9471,00	\$/m	9.471,00
Geotextil	0,50	m2/m	534,00	\$/m2	267,00
				TOTAL=	9738,00

B - EJECUCION

EQUIPOS

Equipos y sus costos	Cantidad	Potencia H.P.	Valor \$
1	0	#N/A	#N/A
TOTAL =		#N/A	#N/A

Costos de operación de los equipos	Valor	Coef. 1/d	Precio \$/d
Amortización e intereses	#N/A	0,00104	#N/A
Reparación y repuestos	#N/A	0,00056	#N/A
Combustibles y lubricantes	#N/A	570,47614	#N/A
		TOTAL =	#N/A

MANO DE OBRA

Categoría	Costo \$/h	Cantidad	hs/d	Precio \$/d
Oficial especializado	4152,87	1,00	8,00	\$ 33.222,97
Oficial	3536,90	0,00	8,00	\$ -
Ayudante	2993,78	4,00	8,00	\$ 95.800,86
			Subtotal	\$ 129.023,83
Vigilancia		10 %		\$ 12.902,38
			TOTAL =	\$ 141.926,22

RESUMEN			\$/m
Materiales			\$ 9.738,00
Ejecución	141926,22 \$/d		\$ 887,04
Rendimiento	160,00 m/d		
Costo Costo			\$ 10.625,04
Coef. Resumen	1,5034		\$ 15.974,07
PRECIO ADOPTADO =			\$ 15.974,07

Ítem N° B-5: Cobertura vegetal**B - EJECUCION****EQUIPOS**

Equipos y sus costos	Cantidad	Potencia H.P.	Valor \$
Cargador Frontal 938 - G - 2.5m³	1	145	\$ 78.645.000,00
TOTAL =		145	\$ 78.645.000,00

Costos de operación de los equipos	Valor	Coef. 1/d	Precio \$/d
Amortización e intereses	\$ 78.645.000,00	0,00104	\$ 81.790,80
Reparación y repuestos	\$ 78.645.000,00	0,00056	\$ 44.041,20
Combustibles y lubricantes	145	570,47614	\$ 82.719,04
TOTAL =			\$ 208.551,04

MANO DE OBRA

Categoría	Costo \$/h	Cantidad	hs/d	Precio \$/d
Oficial especializado	4152,87	1,00	8,00	\$ 33.222,97
Oficial	3536,90	0,00	8,00	\$ -
Ayudante	2993,78	1,00	8,00	\$ 23.950,21
			Subtotal	\$ 57.173,19
Vigilancia		10 %		\$ 5.717,32
TOTAL =				\$ 62.890,51

RESUMEN		\$/m2
Materiales		\$ -
Ejecución	62890,51 \$/d	\$ 393,07
Rendimiento	160,00 m2/d	
Costo Costo		\$ 393,07
Coef. Resumen	1,5034	\$ 590,95
PRECIO ADOPTADO =		\$ 590,95

Ítem N° C-1: Movimiento de suelo para construccion de reservorio y canal

B - EJECUCION

EQUIPOS

Equipos y sus costos	Cantidad	Potencia H.P.	Valor \$
Excavadora S/ ORUGA - 220-CL-CAT 1.0m³	1	220	\$ 49.546.350,00
Cargador Frontal 938 - G - 2.5m³	1	145	\$ 78.645.000,00
Camión Volcador / Regador	3	435	\$ 65.163.000,00
TOTAL =		800	\$ 193.354.350,00

Costos de operación de los equipos	Valor	Coef. 1/d	Precio \$/d
Amortización e intereses	\$ 193.354.350,00	0,00104	\$ 201.088,52
Reparación y repuestos	\$ 193.354.350,00	0,00056	\$ 108.278,44
Combustibles y lubricantes	800	570,47614	\$ 456.380,91
		TOTAL =	\$ 765.747,87

MANO DE OBRA

Categoría	Costo \$/h	Cantidad	hs/d	Precio \$/d
Oficial especializado	4152,87	1,00	8,00	\$ 33.222,97
Oficial	3536,90	4,00	8,00	\$ 113.180,66
Ayudante	2993,78	2,00	8,00	\$ 47.900,43
			Subtotal	\$ 194.304,06
Vigilancia		10 %		\$ 19.430,41
			TOTAL =	\$ 213.734,47

RESUMEN			\$/m
Ejecución	979482,34 \$/d		\$ 1.632,47
Rendimiento	600,00 m³/d		
Costo Costo			\$ 1.632,47
Coef. Resumen	1,5034		\$ 2.454,32
PRECIO ADOPTADO =			\$ 2.454,32

Ítem N° D-1: Equipamiento electromecánico para obra de control

A - MATERIALES

Designación	Cantidad		Costo unitario		Precio
					\$
Bomba eléctrica, capacidad 0,48 m3/s, a una altura total de 7,11m, completa, provista de sensores por sobreelevación temperatura en motor, rodamientos, carcasa motor y caja de conexión. Con recubrimiento protector.	2,0	Un.	\$ 36.490.531,00	\$/Un.	\$ 72.981.062,00
Instalacion de sala de tableros mano de obra instalaciones, conductores y puesta en funcionamiento	1,0	Un.	\$ 10.947.159,30	\$/Un.	\$ 10.947.159,30
TOTAL =					\$ 83.928.221,30

B - EJECUCION

EQUIPOS

Equipos y sus costos	Cantidad	Potencia H.P.	Valor \$
Grúa	1	160	\$ 18.668.825,00
TOTAL =		160	\$ 18.668.825,00

Costos de operación de los equipos	Valor	Coef. 1/d	Precio \$/d
Amortización e intereses	\$ 18.668.825,00	0,00104	\$ 19.415,58
Reparación y repuestos	\$ 18.668.825,00	0,00056	\$ 10.454,54
Combustibles y lubricantes	160	570,47614	\$ 91.276,18
TOTAL =			\$ 121.146,30

MANO DE OBRA

Categoría	\$/h	Cantidad	hs/d	Precio \$/d
Oficial especializado	4152,87	1,00	8,00	\$ 33.222,97
Oficial	3536,90	1,00	8,00	\$ 28.295,16
Ayudante	2993,78	6,00	8,00	\$ 143.701,29
Subtotal				\$ 171.996,45
Vigilancia		10%		\$ 17.199,65
Subtotal				\$ 189.196,10
Desgaste de Herramientas		10%		\$ 18.919,61
TOTAL =				\$ 208.115,71

RESUMEN			\$/Un
Materiales			\$ 83.928.221,30
Ejecución	329262,01 \$/d		\$ 823.155,02
Rendimiento	0,40 Km/d		
Costo Costo			\$ 84.751.376,32
Coef. Resumen	1,5034		\$ 127.418.299,67
PRECIO ADOPTADO =			\$ 127.418.299,67

Ítem N° D-2: Cañería de impulsión y valvulas

A - MATERIALES

Designación	Cantidad		Costo unitario		Precio
					\$
Cañería de acero DN 500 con soportes de anclaje	88,0	m	\$ 390.196,00	\$/m.	\$ 34.337.248,00
Junta de desarme	2,0	Un	\$ 355.775,00	\$/Un	\$ 711.550,00
Valvula de retencion	2,0	Un	\$ 2.395.302,00	\$/Un	\$ 4.790.604,00
Valvula esclusa	2,0	Un	\$ 1.591.625,00	\$/Un	\$ 3.183.250,00
Accesorios 5%	1	Gl	\$ 1.716.862,40	Gl	\$ 1.716.862,40
TOTAL =					\$ 44.739.514,40

B - EJECUCION

EQUIPOS

Equipos y sus costos	Cantidad	Potencia H.P.	Valor \$
Grua	1	160	\$ 18.668.825,00
TOTAL =		160	\$ 18.668.825,00

Costos de operación de los equipos	Valor	Coef. 1/d	Precio \$/d
Amortización e intereses	\$ 18.668.825,00	0,00104	\$ 19.415,58
Reparación y repuestos	\$ 18.668.825,00	0,00056	\$ 10.454,54
Combustibles y lubricantes	160	570,47614	\$ 91.276,18
TOTAL =			\$ 121.146,30

MANO DE OBRA

Categoría	\$/h	Cantidad	hs/d	Precio \$/d
Oficial	3536,90	1,00	8,00	\$ 28.295,16
Ayudante	2993,78	6,00	8,00	\$ 143.701,29
Subtotal				\$ 171.996,45
Vigilancia		10%		\$ 17.199,65
Subtotal				\$ 189.196,10
Desgaste de Herramientas		10%		\$ 18.919,61
TOTAL =				\$ 208.115,71

RESUMEN			\$/Un
Materiales			\$ 44.739.514,40
Ejecución	329262,01 \$/d		\$ 823.155,02
Rendimiento	0,40 Km/d		
Costo Costo			\$ 45.562.669,42
Coef. Resumen	1,5034		\$ 68.500.573,30
PRECIO ADOPTADO =			\$ 68.500.573,30

Ítem N° D-3: Compuertas de descarga a gravedad y rejas

A - MATERIALES

Designación	Cantidad		Costo unitario		Precio
					\$
Compuertas de acero soldado de 1000 x 1000 mm., con sello umbral, laterales y dintel, patines posteriores con ballesta y guía de deslizamiento frontal de bronce.	1,0	Gl	\$ 2.696.400,00	\$/Gl	\$ 2.696.400,00
Vástagos de izaje diámetro 60 mm de acero inoxidable, con acople, soporte deslizante con buje	1,0	Gl	\$ 576.730,00	\$/Gl	\$ 576.730,00
Mecanismo de izaje tipo tandem, con accionamiento manual, con vástago roscado	1,0	Gl	\$ 1.767.640,00	\$/Gl	\$ 1.767.640,00
Piezas fijas con placas de acero inoxidable	1,0	Gl	\$ 1.177.428,00	\$/Gl	\$ 1.177.428,00
Pintado con epoxy bituminosos	1,0	Gl	\$ 1.441.825,00	\$/Gl	\$ 1.441.825,00
Paños de rejas de acero de 3,4m x 1,2m divididas en paños de 0,95m de altura	2,0	Un	\$ 830.180,00	\$/Gl	\$ 1.660.360,00
Barandas	22,0	m	\$ 22.327,69	\$/m	\$ 491.209,18
Piezas fijas para soporte de rejas	1,0	Gl	\$ 977.445,00	\$/Gl	\$ 977.445,00
TOTAL =					\$ 10.789.037,18

B - EJECUCION

EQUIPOS

Equipos y sus costos	Cantidad	Potencia H.P.	Valor \$
Grúa	1	160	\$ 18.668.825,00
TOTAL =		160	\$ 18.668.825,00

Costos de operación de los equipos	Valor	Coef. 1/d	Precio \$/d
Amortización e intereses	\$ 18.668.825,00	0,00104	\$ 19.415,58
Reparación y repuestos	\$ 18.668.825,00	0,00056	\$ 10.454,54
Combustibles y lubricantes	160	570,47614	\$ 91.276,18
TOTAL =			\$ 121.146,30

MANO DE OBRA

Categoría	\$/h	Cantidad	hs/d	Precio \$/d
Oficial	3536,90	1,00	8,00	\$ 28.295,16
Ayudante	2993,78	6,00	8,00	\$ 143.701,29
Subtotal				\$ 171.996,45
Vigilancia		10%		\$ 17.199,65
Subtotal				\$ 189.196,10
Desgaste de Herramientas		10%		\$ 18.919,61
TOTAL =				\$ 208.115,71

RESUMEN				\$/Gl
Materiales				\$ 10.789.037,18
Ejecución	329262,01	\$/d		\$ 823.155,02
Rendimiento	0,40	Km/d		
Costo Costo				\$ 11.612.192,20
Coef. Resumen	1,5034			\$ 17.458.191,83
PRECIO ADOPTADO =				\$ 17.458.191,83

Ítem N° D-4: Obras Civiles para Obra de Control

A - MATERIALES

Designación	Cantidad		Costo unitario		Precio
					\$
Hormigon H-21 Mixer	62,4	m3	237761,87	\$/m3	\$ 14.836.816,27
Acero para Armaduras	3,7	tn	2471393	\$/tn	\$ 9.253.190,57
Colocación suelo de base y compactación	172,7	m3	36093	\$/m3	\$ 6.232.405,57
TOTAL =					\$ 30.322.412,41

B - EJECUCION

EQUIPOS

Equipos y sus costos	Cantidad	Potencia H.P.	Valor \$
Camión Volcador / Regador	6,0	870	\$ 101.115.000,00
Cargadora Excavadora CASE 580	1,0	80	\$ 44.003.750,00
Motobomba de agua	1,0	40	\$ 44.191.000,00
Motoniveladora 140 H - CATERPILLAR	1,0	185	\$ 41.195.000,00
Tractor Deutz 160 hp	1,0	160	\$ 157.290.000,00
TOTAL =		1335	\$ 387.794.750,00

Costos de operación de los equipos	Valor	Coef. 1/d	Precio \$/d
Amortización e intereses	\$ 387.794.750,00	0,00104	\$ 403.306,54
Reparación y repuestos	\$ 387.794.750,00	0,00056	\$ 217.165,06
Combustibles y lubricantes	1335	570,47614	\$ 761.585,65
TOTAL =			\$ 1.382.057,25

MANO DE OBRA

Categoría	\$/h	Cantidad	hs/d	Precio \$/d
Oficial	3536,90	1,00	8,00	\$ 28.295,16
Ayudante	2993,78	6,00	8,00	\$ 143.701,29
Subtotal				\$ 171.996,45
Vigilancia		10%		\$ 17.199,65
Subtotal				\$ 189.196,10
Desgaste de Herramientas		10%		\$ 18.919,61
TOTAL =				\$ 208.115,71

RESUMEN		\$/GI
Materiales		\$ 30.322.412,41
Ejecución	1590172,96 \$/d	\$ 7.950.864,78
Rendimiento	0,20 GI/d	
Costo Costo		\$ 38.273.277,19
Coef. Resumen	1,5034	\$ 57.541.436,07
PRECIO ADOPTADO =		\$ 57.541.436,07

Ítem N° D-5: Camino de servicio**A - MATERIALES**

Designación	Cantidad		Costo unitario		Precio
					\$
Limpieza y desmalezado del Terreno	1,0	m3	100615,19	\$/m3	\$ 100.615,19
Movimiento de suelo	1,0	m3	14071	\$/m3	\$ 14.070,66
TOTAL =					\$ 114.685,85

B - EJECUCION**EQUIPOS**

Equipos y sus costos	Cantidad	Potencia H.P.	Valor \$
		0	\$ -
TOTAL =		0	\$ -

Costos de operación de los equipos	Valor	Coef. 1/d	Precio \$/d
Amortización e intereses	\$ -	0,00104	\$ -
Reparación y repuestos	\$ -	0,00056	\$ -
Combustibles y lubricantes	0	570,47614	\$ -
TOTAL =			\$ -

MANO DE OBRA

Categoría	\$/h	Cantidad	hs/d	Precio \$/d
Oficial	3536,90	0,00	8,00	\$ -
Ayudante	2993,78	0,00	8,00	\$ -
Subtotal				\$ -
Vigilancia		10%		\$ -
Subtotal				\$ -
Desgaste de Herramientas		10%		\$ -
TOTAL =				\$ -

RESUMEN		\$/Km
Materiales		\$ 114.685,85
Ejecución	0,00 \$/d	\$ -
Rendimiento	0,40 Km/d	
Costo Costo		\$ 114.685,85
Coef. Resumen	1,5053	\$ 172.633,62
PRECIO ADOPTADO =		\$ 172.633,62



TRABAJO FINAL

ANTEPROYECTO DE DEFENSA URBANA Y DESAGÜES PLUVIALES: BARRIO SAN PEDRO PESCADOR

REFERENCIAS

1. Comité Intergubernamental Coordinador de los países de la Cuenca del Plata (CIC Cuenca del Plata). https://archive.iwlearn.net/cicplata.org/index404e.html?id=lc_hidro
2. Comité Intergubernamental Coordinador de los países de la Cuenca del Plata (CIC Cuenca del Plata). <https://cicplata.org/es/mapa-subcuencas/>
3. Pesca en el Litoral Argentino. <https://pescalitoral.com/parana-medio/>
4. Amsler, M. L., Cacik, P.A., Cristina, I. M., García, N. O., Giacosa, R. H., Hammerly, R., Iriondo, M. H., Macor, J. L., Montagnini, M. D., Paoli, C. U., Prendes, H. H., Ramonell, C. G., Szupiany, R. N., Toniolo, H. A., Tujchneider, O. C. 2020. El río Paraná en su tramo medio. Tomo I. Universidad Nacional del Litoral.
5. Descubrir Corrientes.
<http://www.descubrircorrientes.com.ar/2012/index.php/geografia/hidrologia/1546-agua-en-estado-liquido/hidrografia-de-corrientes/el-rio-parana>
6. Gómez, M., Pilar, J., Depettris, C. y Mendez, G. 2020. Efecto de la extensión de la serie temporal en la estimativa de recurrencias de eventos hidrológicos críticos. Publicación del Consejo Federal de Decanos de Ingeniería. Revista Argentina de Ingeniería.
7. INGIBA S.R.L. Proyecto de Defensa Barrio San Pedro.
8. Hugo Rohrmann. 2023. Entrevista para FOCO, Agencia Chaqueña de Noticias.
https://agenciafoco.com.ar/detalle_noticia/hugo-rohrmann-esta-es-la-primera-crecida-y-es-como-un-aviso
9. Marcelo Calviño y Asociados S.A. 2020. Proyecto protección de costas. Informe proyecto.
10. Instituto Nacional del Agua (INA). 2012. Estudio de impacto de fallas de Yacyretá para el PAE (Plan de acción frente a emergencias). Primer informe parcial. Análisis hidrológico. Ezeiza.
11. Mendez, G. J. 2016. Situaciones de máxima vulnerabilidad de las Áreas Metropolitanas de Resistencia, Corrientes, Pilar y Paso de la Patria ante derrames de productos tóxicos de una embarcación mercantil. Sistema de Alerta Hidroambiental de la Confluencia de los ríos Paraguay y Paraná. Programa marco.
12. Cátedra de Hidrología. Hidrología. Departamento de Hidráulica. Facultad de Ingeniería. UNNE.
13. Mendez, G.J. 2012.Sedimentos en el drenaje urbano. Tesis de Maestría. Maestría en Ciencias de la Ingeniería. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional del Nordeste.

REFERENCIAS

14. Rossman L. 2010. Storm Water Management Model – User’s Manual (Version 5.0). Water Supply and Water Resources Divison. National Risk Management Research Laboratory. Cincinnati.
15. Ruberto, A. R. 2005_V2021. Presas. Aprovechamiento y Obras Hidráulicas. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional del Nordeste.
16. Gauto Ingeniería S.A. 2022. Estudio de Suelos. Defensa Barrio San Pedro Pescador.
17. USACE, 1995.GENERAL PRINCIPLES OF PUMPING STATION DESIGN AND LAYOUT. EM 1110-2-3102
18. TFB, FLYGT S.A,2004 Bombas Sumergibles Y Estaciones De Bombeo. Capítulo 3: Tipos de bomba y campos de aplicación
19. CONAGUA. (2002). Manual para la elaboración y revisión de proyectos ejecutivos de sistemas de riego parcelario. Comisión Nacional del Agua, Subdirección General de Operación Gerencia de Distritos y Unidades de Riego. México: Comisión Nacional del Agua.
20. HYTSA Estudios y Proyectos S.A – ENE-I Ingeniería S.R.L - ENOHS Capitulo VI. Estaciones de bombeo de Agua cruda y tratada. Recomendaciones del Hydraulic Institute para el diseño de cámaras de aspiración.
21. Singh, R. (2023). Drop-Inlet Spillway. In: Soil and Water Conservation Structures Design. Water Science and Technology Library, vol 123. Springer, Singapore.
22. Sotelo, R. Apunte de Geotecnia Aplicada. Procedimiento e interpretación de ensayos de campo. Capítulo 8. Geotecnia Aplicada. Facultad de Ingeniería. UNNE.
23. Terzaghi, K., Peck R. B., y Mesri, G. 1996. Soil Mechanics in Engineering Practice. Third edition.

EPA STORM WATER MANAGEMENT MODEL - VERSION 5.1 (Build 5.1.015)

NOTE: The summary statistics displayed in this report are based on results found at every computational time step, not just on results from each reporting time step.

Analysis Options

Flow Units CMS

Process Models:

Rainfall/Runoff YES

RDII NO

Snowmelt NO

Groundwater NO

Flow Routing YES

Ponding Allowed NO

Water Quality NO

Infiltration Method CURVE_NUMBER

Flow Routing Method DYNWAVE

Surcharge Method EXTRAN

Starting Date 06/14/2023 00:00:00

Ending Date 06/14/2023 06:00:00

Antecedent Dry Days 0.0

Report Time Step 00:05:00

Wet Time Step 00:01:00

Dry Time Step 01:00:00

Routing Time Step 30.00 sec

Variable Time Step YES

Maximum Trials 8

Number of Threads 1

Head Tolerance 0.001500 m

	Volume	Depth
Runoff Quantity Continuity	hectare-m	mm

Total Precipitation	1.636	138.083
---------------------------	-------	---------

Evaporation Loss	0.000	0.000
------------------------	-------	-------

Infiltration Loss	0.612	51.644
-------------------------	-------	--------

Surface Runoff	0.977	82.483
----------------------	-------	--------

Final Storage	0.048	4.020
---------------------	-------	-------

Continuity Error (%)	-0.046	
----------------------------	--------	--

	Volume	Volume
Flow Routing Continuity	hectare-m	10^6 ltr

Dry Weather Inflow	0.000	0.000
--------------------------	-------	-------

Wet Weather Inflow	0.976	9.764
--------------------------	-------	-------

Groundwater Inflow	0.000	0.000
RDII Inflow	0.000	0.000
External Inflow	0.000	0.000
External Outflow	0.795	7.950
Flooding Loss	0.000	0.000
Evaporation Loss	0.000	0.000
Exfiltration Loss	0.000	0.000
Initial Stored Volume	0.000	0.000
Final Stored Volume	0.177	1.769
Continuity Error (%)	0.460	

Time-Step Critical Elements

None

Highest Flow Instability Indexes

Link 4 (6)

Routing Time Step Summary

Minimum Time Step	:	29.50 sec
Average Time Step	:	29.96 sec
Maximum Time Step	:	30.00 sec
Percent in Steady State	:	0.00
Average Iterations per Step	:	2.49
Percent Not Converging	:	7.77
Time Step Frequencies	:	
30.000 - 13.228 sec	:	100.00 %
13.228 - 5.833 sec	:	0.00 %
5.833 - 2.572 sec	:	0.00 %
2.572 - 1.134 sec	:	0.00 %
1.134 - 0.500 sec	:	0.00 %

Subcatchment Runoff Summary

	Total Precip	Total Runon	Total Evap	Total Infil	Imperv Runoff	Perv Runoff	Total Runoff	Total Runoff	Peak Runoff	Runoff Coef
f Subcatchment	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	10^6 ltr	CMS
Cuenca3	138.08	0.00	0.00	53.18	0.00	80.66	80.66	6.72	1.98	0.5
84 Cuenca2	138.08	0.00	0.00	48.02	0.00	86.80	86.80	3.06	0.98	0.6

Node Depth Summary

Node	Type	Average Depth Meters	Maximum Depth Meters	Maximum HGL Meters	Time of Max Occurrence days hr:min	Max Depth Meters	Reported Max Depth Meters
1	JUNCTION	0.07	0.13	51.13	0 03:17	0.13	0.13
3	OUTFALL	0.07	0.13	0.13	0 03:17	0.13	0.13
Reser_C2	STORAGE	0.46	1.16	47.96	0 03:31	1.16	1.16
Reser_C3	STORAGE	0.36	0.96	46.46	0 04:01	0.96	0.96

Node Inflow Summary

Node	Type	Maximum Lateral Inflow CMS	Maximum Total Inflow CMS	Maximum Time of Max Occurrence days hr:min	Lateral Inflow Volume 10^6 ltr	Total Inflow Volume 10^6 ltr	Flow Balance Error Percent
1	JUNCTION	0.000	0.800	0 03:16	0	7.96	0.185
3	OUTFALL	0.000	0.811	0 03:17	0	7.95	0.000
Reser_C2	STORAGE	0.980	0.980	0 03:10	3.05	3.05	4.231
Reser_C3	STORAGE	1.979	2.232	0 03:10	6.71	9.25	-0.137

Node Surcharge Summary

No nodes were surcharged.

Node Flooding Summary

No nodes were flooded.

Storage Volume Summary

Average Volume	Avg Pcnt	Evap Pcnt	Exfil Pcnt	Maximum Volume	Max Pcnt	Time of Max Occurrence	Maximum Outflow
-------------------	-------------	--------------	---------------	-------------------	-------------	---------------------------	--------------------

Storage Unit	1000 m3	Full	Loss	Loss	1000 m3	Full	days hr:min	CMS
Reser_C2	0.358	34	0	0	1.005	96	0 03:31	0.398
Reser_C3	0.995	22	0	0	2.765	60	0 04:01	0.800

Outfall Loading Summary

Outfall Node	Flow Freq Pcnt	Avg Flow CMS	Max Flow CMS	Total Volume 10^6 ltr
3	84.47	0.435	0.811	7.949
System	84.47	0.435	0.811	7.949

Link Flow Summary

Link	Type	Maximum Flow CMS	Time of Max Occurrence days hr:min	Maximum Veloc m/sec	Maximum Full Flow	Maximum Full Depth
Canal	CONDUIT	0.398	0 03:31	1.17	0.77	0.68
4	CONDUIT	0.811	0 03:17	6.83	0.00	0.03
3	PUMP	0.800	0 03:16	1.00		

Flow Classification Summary

Conduit	Adjusted /Actual Length	----- Up Dry	----- Down Dry	----- Sub Dry	----- Sup Crit	----- Up Crit	----- Down Crit	----- Norm Ltd	----- Inlet Ctrl
Canal	1.00	0.38	0.00	0.00	0.22	0.00	0.00	0.40	0.00
4	1.00	0.04	0.11	0.00	0.02	0.83	0.00	0.21	0.00

Conduit Surcharge Summary

No conduits were surcharged.

Pumping Summary

Pump	Percent	Min	Avg	Max	Total	Power	% Time Off	Pump Curve	
	Utilized	Number of	Flow	Flow	Flow	Volume	Usage	Low	High

3	95.14	1	0.00	0.39	0.80	7.970	107.04	0.0	0.0

Analysis begun on: Mon Nov 27 21:13:48 2023
Analysis ended on: Mon Nov 27 21:13:48 2023
Total elapsed time: < 1 sec

EPA STORM WATER MANAGEMENT MODEL - VERSION 5.1 (Build 5.1.015)

NOTE: The summary statistics displayed in this report are based on results found at every computational time step, not just on results from each reporting time step.

Analysis Options

Flow Units CMS

Process Models:

Rainfall/Runoff YES

RDII NO

Snowmelt NO

Groundwater NO

Flow Routing YES

Ponding Allowed NO

Water Quality NO

Infiltration Method CURVE_NUMBER

Flow Routing Method DYNWAVE

Surcharge Method EXTRAN

Starting Date 06/14/2023 00:00:00

Ending Date 06/14/2023 06:00:00

Antecedent Dry Days 0.0

Report Time Step 00:00:15

Wet Time Step 00:00:15

Dry Time Step 00:00:15

Routing Time Step 1.00 sec

Variable Time Step YES

Maximum Trials 8

Number of Threads 1

Head Tolerance 0.001500 m

*****	Volume	Depth
Runoff Quantity Continuity	hectare-m	mm
*****	-----	-----
Total Precipitation	1.636	138.083
Evaporation Loss	0.000	0.000
Infiltration Loss	0.612	51.644
Surface Runoff	0.977	82.434
Final Storage	0.048	4.020
Continuity Error (%)	-0.011	

*****	Volume	Volume
Flow Routing Continuity	hectare-m	10^6 ltr
*****	-----	-----
Dry Weather Inflow	0.000	0.000
Wet Weather Inflow	0.977	9.767

Groundwater Inflow	0.000	0.000
RDII Inflow	0.000	0.000
External Inflow	0.000	0.000
External Outflow	0.869	8.692
Flooding Loss	0.000	0.000
Evaporation Loss	0.000	0.000
Exfiltration Loss	0.000	0.000
Initial Stored Volume	0.000	0.000
Final Stored Volume	0.106	1.055
Continuity Error (%)	0.199	

Time-Step Critical Elements

None

Highest Flow Instability Indexes

All links are stable.

Routing Time Step Summary

Minimum Time Step	:	0.50 sec
Average Time Step	:	1.00 sec
Maximum Time Step	:	1.00 sec
Percent in Steady State	:	0.00
Average Iterations per Step	:	2.00
Percent Not Converging	:	0.00
Time Step Frequencies	:	
1.000 - 0.871 sec	:	100.00 %
0.871 - 0.758 sec	:	0.00 %
0.758 - 0.660 sec	:	0.00 %
0.660 - 0.574 sec	:	0.00 %
0.574 - 0.500 sec	:	0.00 %

Subcatchment Runoff Summary

	Total Precip	Total Runon	Total Evap	Total Infil	Imperv Runoff	Perv Runoff	Total Runoff	Total Runoff	Peak Runoff	Runoff Coef
f Subcatchment	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	10^6 ltr	CMS
Cuenca3	138.08	0.00	0.00	53.18	0.00	80.61	80.61	6.71	1.98	0.5
84 Cuenca2	138.08	0.00	0.00	48.02	0.00	86.75	86.75	3.05	0.98	0.6

Node Depth Summary

Node	Type	Average Depth Meters	Maximum Depth Meters	Maximum HGL Meters	Time of Max Occurrence days hr:min	Max Depth Meters	Reported Max Depth Meters
4	OUTFALL	0.00	0.00	45.50	0 00:00	0.00	
Reser_C2	STORAGE	0.47	1.16	47.96	0 03:30	1.16	
Reser_C3	STORAGE	0.25	0.70	46.20	0 03:28	0.70	

Node Inflow Summary

Node	Type	Maximum Lateral Inflow CMS	Maximum Total Inflow CMS	Maximum Time of Max Occurrence days hr:min	Lateral Inflow Volume 10^6 ltr	Total Inflow Volume 10^6 ltr	Flow Balance Error Percent
4	OUTFALL	0.000	1.441	0 03:28	0	8.69	0.000
Reser_C2	STORAGE	0.980	0.980	0 03:10	3.05	3.05	2.471
Reser_C3	STORAGE	1.979	2.228	0 03:10	6.71	9.29	0.000

Node Surcharge Summary

No nodes were surcharged.

Node Flooding Summary

No nodes were flooded.

Storage Volume Summary

Storage Unit	Average Volume 1000 m3	Avg Pcnt Full	Evap Pcnt Loss	Exfil Pcnt Loss	Maximum Volume 1000 m3	Max Pcnt Full	Time of Max Occurrence days hr:min	Maximum Outflow CMS
--------------	------------------------------	---------------------	----------------------	-----------------------	------------------------------	---------------------	--	---------------------------

Reser_C2	0.372	36	0	0	1.003	96	0	03:30	0.397
Reser_C3	0.617	13	0	0	1.950	42	0	03:28	1.441

Outfall Loading Summary

Outfall Node	Flow Freq Pcnt	Avg Flow CMS	Max Flow CMS	Total Volume 10^6 ltr
4	95.23	0.423	1.441	8.692
System	95.23	0.423	1.441	8.692

Link Flow Summary

Link	Type	Maximum Flow CMS	Time of Max Occurrence days hr:min	Max Veloc m/sec	Maximum Full Flow	Max/ Full Depth
Canal 2	CONDUIT DUMMY	0.397 1.441	0 03:30 0 03:28	1.17	0.77	0.68

Flow Classification Summary

Conduit	Adjusted /Actual Length	Fraction of Time in Flow Class -----							
		Up Dry	Down Dry	Sub Dry	Sup Crit	Up Crit	Down Crit	Norm Crit	Inlet Ltd Ctrl
Canal	1.00	0.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.62	0.00

Conduit Surge Summary

No conduits were surcharged.

Analysis begun on: Mon Nov 27 21:17:14 2023

Analysis ended on: Mon Nov 27 21:17:14 2023

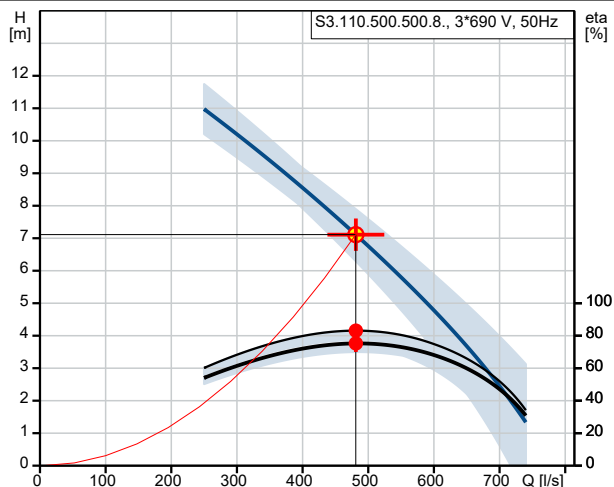
Total elapsed time: < 1 sec

Contar	Descripción
1	S3.110.500.500.8.66L.S.426.G.N.D.511  Advierta! la foto puede diferir del actual producto Código: 95112774 Bomba centrífuga de una etapa, no autocebante, diseñada específicamente para la gestión de aguas residuales, aguas de proceso y aguas fecales sin filtrar. La bomba está diseñada para el funcionamiento intermitente y continuo, como parte de instalaciones sumergidas. El impulsor de tres canales admite sólidos de 110 mm de tamaño máximo. El sistema de ajuste de la holgura del impulsor SmartTrim permite maximizar el rendimiento a todo lo largo de la vida útil de la bomba. Con el fin de facilitar el transporte y la instalación in situ, la bomba está equipada con un resistente soporte de izado. En instalaciones con autoacoplamiento, el sistema de juntas SmartSeal de Grundfos permite disfrutar de una conexión a prueba de fugas. La conexión de las tuberías se lleva a cabo empleando bridas DIN. Más información acerca del producto Las aplicaciones típicas guardan relación con el trasiego de líquidos como: - grandes volúmenes de aguas de drenaje y superficie; - aguas residuales domésticas de descarga de inodoros; - aguas residuales procedentes de instalaciones comerciales sin descarga de inodoros; - aguas residuales industriales con lodos. La bomba es ideal para el bombeo de los líquidos anteriores desde, por ejemplo: - estaciones de bombeo pertenecientes a redes municipales; - edificios públicos; - bloques de apartamentos; - fábricas/instalaciones industriales; - plantas de tratamiento de aguas residuales. Bomba El impulsor de canal posee diseño semiaxial y cuenta con palas extralargas. Esto proporciona el máximo rendimiento e impide que las fibras y tejidos queden atrapados en el impulsor. La parte inferior del impulsor de canal cuenta con palas auxiliares de diseño especial que mantienen el impulsor limpio en todo momento. Tales palas están diseñadas para crear un fuerte caudal destinado a mantener el espacio entre el impulsor y la carcasa de la bomba libre de sólidos o fibras. La bomba está equipada con el exclusivo sistema de ajuste SmartTrim, que facilita el restablecimiento de la holgura de fábrica del impulsor. Apretando los tornillos de ajuste situados en la superficie exterior de la carcasa de la bomba, es posible mantener la máxima eficiencia de bombeo. Esta operación se puede llevar a cabo in situ, rápida y fácilmente, sin desmontar la bomba ni usar herramientas especiales. El cierre mecánico se compone de dos sellos mecánicos que garantizan un sellado fiable entre el líquido bombeado y el motor. - Sello primario: carburo de silicio/carburo de silicio (SiC/SiC). - Sello secundario: carburo de silicio/carbono. Los cierres mecánicos no poseen muelles ni otras piezas en contacto directo con el líquido bombeado, lo cual evita que puedan enredarse en ellas fibras y residuos. Además, los cierres mecánicos son bidireccionales, lo cual significa que pueden funcionar en cualquier sentido, permitiendo de este modo la rotación en sentido inverso que causa el retorno de líquido a través de la bomba.

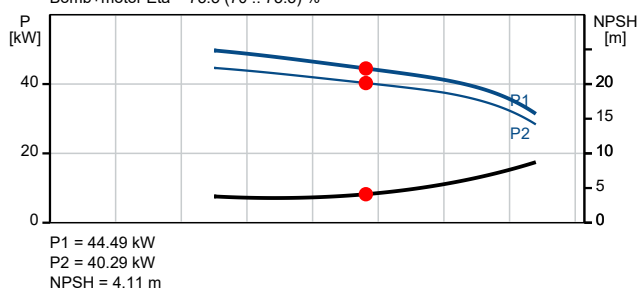
Contar	Descripción
1	La bomba está equipada con cojinetes de alto rendimiento que no precisan mantenimiento y están engrasados de por vida. Los cojinetes principales son cojinetes de bolas de contacto angular (doble hilera), mientras que los cojinetes de soporte son cojinetes de bolas rígidos (una hilera). La brida de descarga de la bomba se monta con una junta de autoacoplamiento SmartSeal de Grundfos, que proporciona una unión completamente hermética entre la bomba y la base del sistema de autoacoplamiento. Esto optimiza la eficiencia del sistema de bombeo en su totalidad, y minimiza los costes asociados al funcionamiento. La bomba ha sido homologada por Baseefa (organismo notificado). Motor El motor incluye un cable de alimentación de 10 m con funda protectora y extremo de cable libre. La bomba está equipada con los siguientes dispositivos de protección del motor y sensores: - Tres interruptores térmicos (Klixon) para proporcionar protección contra excesos de temperatura (uno en cada bobinado del motor). - Existe un interruptor de humedad instalado en el bloque de terminales para la monitorización continua del motor. Cuando se detecta humedad en la carcasa del estátor, el interruptor correspondiente interrumpe automáticamente el suministro eléctrico. Paneles control: Sensor de humedad: con sensores de humedad Detector de agua en aceite: sin detector de agua en aceite Líquido: Líquido bombeado: Cualquier líquido viscoso Rango de temperatura del líquido: 0 .. 40 °C Temperatura del líquido durante el funcionamiento: 20 °C Densidad: 998.2 kg/m³ Técnico: Caudal real calculado: 481 l/s Altura resultante de la bomba: 7.11 m Diámetro real del impulsor: 427 mm Tipo de impulsor: 3-CANAL Diámetro máximo de las partículas: 110 mm Cierre primario: SIC-SIC Homologaciones en placa de características: CE, EAC Tolerancia de curva: ISO9906:2012 3B Materiales: Carcasa de la bomba: Hierro fundido dúctil EN 1563 EN-GJS-500-7 80-55-06 Impulsor: Hierro fundido dúctil EN 1563 EN-GJS-500-7 80-55-06 Motor: Hierro fundido EN 1561 EN-GJL-250 A48 30 Instalación: Rango de temperaturas ambientes: 0 .. 40 °C Tipo de conexión: DIN Tamaño de la conexión de salida: DN 500 Presión nominal: PN 10 Profundidad máxima de instalación: 20 m Autoacoplamiento: 96782485 Alcance de la estructura: 66

Contar	Descripción
1	Datos eléctricos: Potencia de entrada - P1: 56 kW Potencia nominal - P2: 50 kW Frecuencia de red: 50 Hz Tensión nominal: 3 x 400/690 V Toler. tensión: +10/-10 % Arranques máx. por hora: 15 Intensidad nominal: 102/59 A Consumo de intensidad máximo: 102 A Intensidad de arranque: 547 A Intensidad nominal sin carga: 41.5 A Velocidad nominal: 726 rpm Eficiencia del motor a carga total: 89 % Eficiencia del motor a una carga de 3/4: 91 % Eficiencia del motor a una carga de 1/2: 90 % Número de polos: 8 Tipo de arranque: Estrella/triángulo Grado de protección (IEC 34-5): IP68 Clase de aislamiento (IEC 85): F Resistente a explosiones: no Protección estándar Ex: N Longitud de cable: 10 m Tipo de cable: H07RN-F AT Winding resistance: 0.213 Ohm Cos phi 1/1: 0.80 Cos phi 1/2: 0.68 Cos phi 3/4: 0.77 Otros: Peso neto: 1480 kg Peso bruto: 1830 kg País de origen.: DK Tarifa personalizada n.º: 8413.70.10.500H

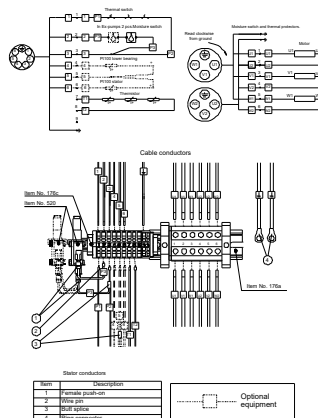
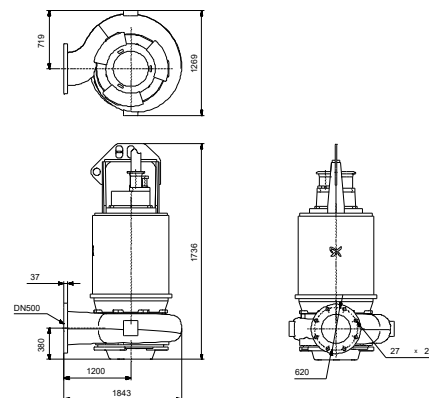
Descripción	Valor
Información general:	
Producto::	S3.110.500.500.8.66L.S.426.G. N.D.511
Código::	95112774
Número EAN::	5700310249001
Precio:	USD 97438
Técnico:	
Caudal real calculado:	481 l/s
Caudal máx.:	737 l/s
Altura resultante de la bomba:	7.11 m
Altura máx.:	10.9 m
Diámetro real del impulsor:	427 mm
Tipo de impulsor:	3-CANAL
Diámetro máximo de las partículas:	110 mm
Cierre primario:	SIC-SIC
Homologaciones en placa de características:	CE, EAC
Tolerancia de curva:	ISO9906:2012 3B
Camisa de refrigeración:	N
Materiales:	
Carcasa de la bomba:	Hierro fundido dúctil
Carcasa de la bomba:	EN 1563 EN-GJS-500-7
Carcasa de la bomba:	80-55-06
Impulsor:	Hierro fundido dúctil
Impulsor:	EN 1563 EN-GJS-500-7
Impulsor:	80-55-06
Motor:	Hierro fundido
Motor:	EN 1561 EN-GJL-250
Motor:	A48 30
Instalación:	
Rango de temperaturas ambientes:	0 .. 40 °C
Tipo de conexión:	DIN
Tamaño de la conexión de salida:	DN 500
Presión nominal:	PN 10
Profundidad máxima de instalación:	20 m
Instalación:	S
Inst. en seco/húmeda:	S
Instalación:	vertical
Autoacoplamiento:	96782485
Alcance de la estructura:	66
Líquido:	
Líquido bombeado:	Cualquier líquido viscoso
Rango de temperatura del líquido:	0 .. 40 °C
Temperatura del líquido durante el funcionamiento:	20 °C
Densidad:	998.2 kg/m³
Datos eléctricos:	
Potencia de entrada - P1:	56 kW
Potencia nominal - P2:	50 kW
Frecuencia de red:	50 Hz
Tensión nominal:	3 x 400/690 V
Toler. tensión:	+10/-10 %
Arranques máx. por hora:	15
Intensidad nominal:	102/59 A
Consumo de intensidad máximo:	102 A
Intensidad de arranque:	547 A



Q = 481 (438 .. 524) l/s H = 7.11 (6.612 .. 7.608) m
 Es = 0.0257 kWh/m³
 Tolerancias: ISO9906:2012 3B
 Temperatura del líquido durante el funcionamiento = 20 °C
 Bomba eta = 83.1 (77.3 .. 83.1) %
 Bomb+motor Eta = 75.3 (70 .. 75.3) %

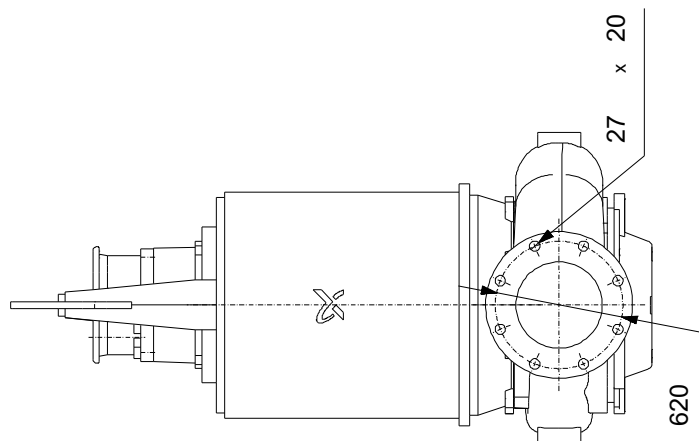
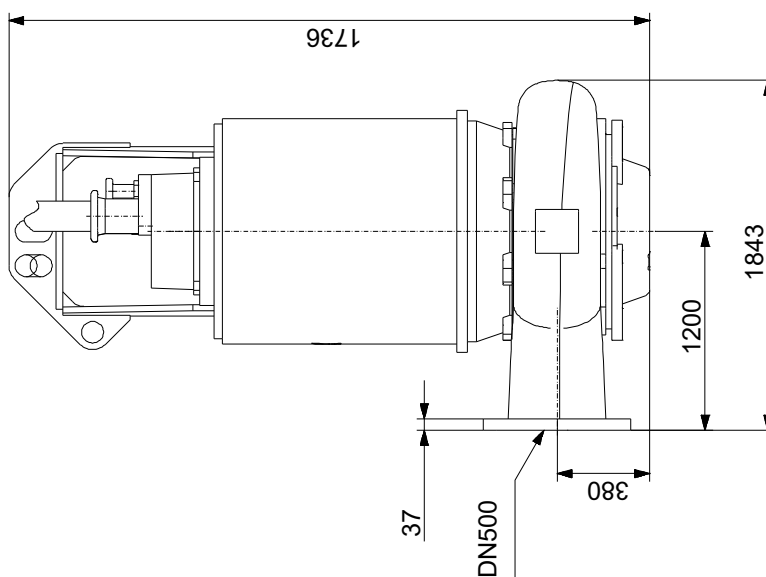
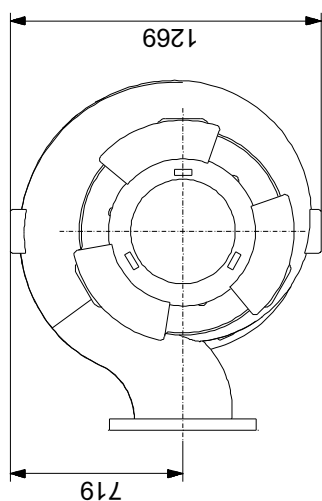


P1 = 44.49 kW
 P2 = 40.29 kW
 NPSH = 4.11 m



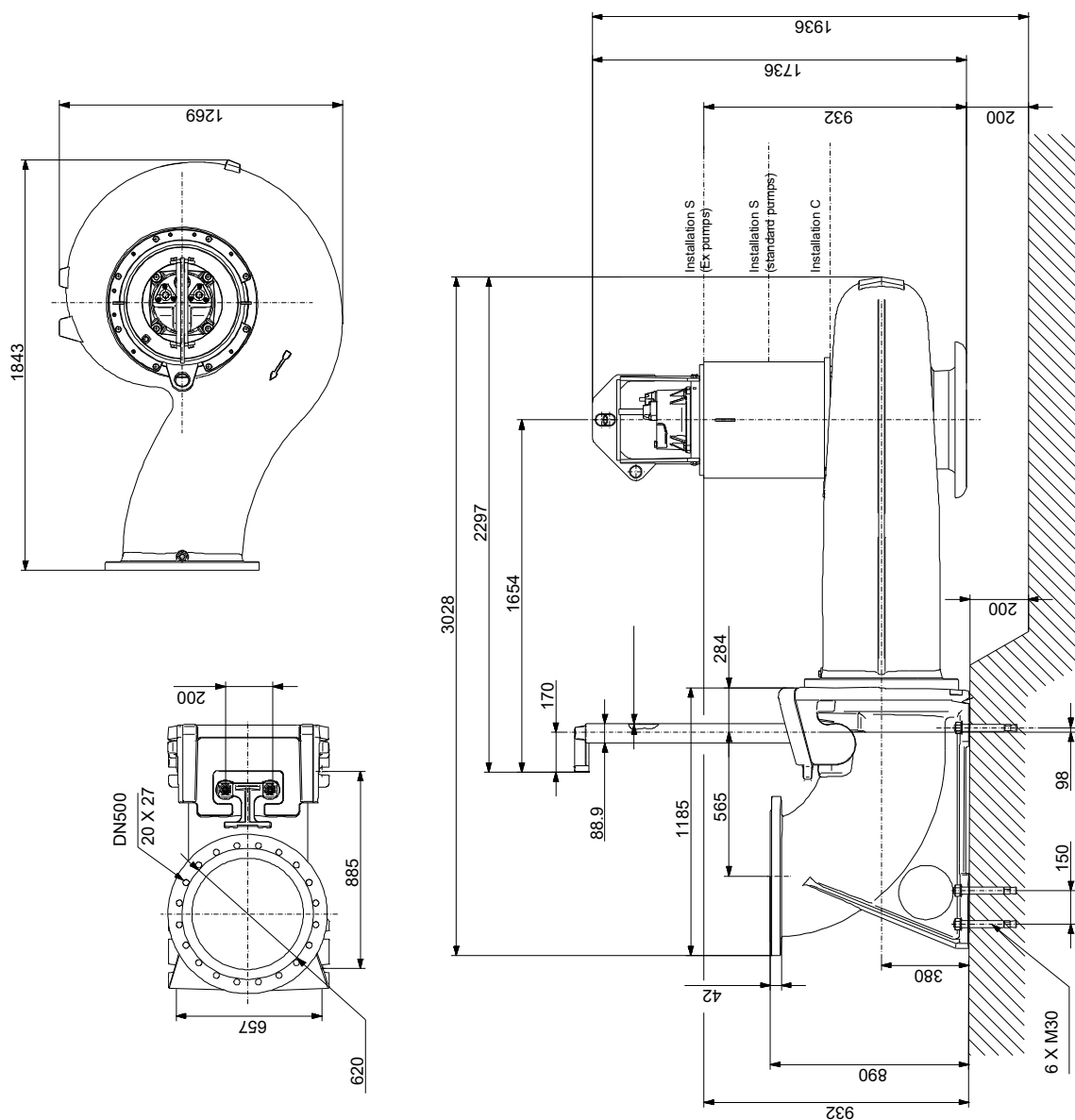
Descripción	Valor
Intensidad nominal sin carga:	41.5 A
Velocidad nominal:	726 rpm
Eficiencia del motor a carga total:	89 %
Eficiencia del motor a una carga de 3/4:	91 %
Eficiencia del motor a una carga de 1/2:	90 %
Número de polos:	8
Tipo de arranque:	Estrella/triángulo
Grado de protección (IEC 34-5):	IP68
Clase de aislamiento (IEC 85):	F
Resistente a explosiones:	no
Protección estándar Ex:	N
Protección de motor integrada:	CLIXON
Longitud de cable:	10 m
Tipo de cable:	H07RN-F AT
Resistencia de cable:	1.21 mOhm/m
Tamaño del cable:	2X4X16MM2+1X7X1,5MM2
Resistencia de los bobinados:	0.213 Ohm
Cos phi 1/1:	0.80
Cos phi 1/2:	0.68
Cos phi 3/4:	0.77
Paneles control:	
Sensor de humedad:	con sensores de humedad
Detector de agua en aceite:	sin detector de agua en aceite
Otros:	
Peso neto:	1480 kg
Peso bruto:	1830 kg
País de origen.:	DK
Tarifa personalizada n.º:	8413.70.10.500H

95112774 S3.110.500.500.8.66L.S.426.G.N.D.511 50 Hz



Nota: todas las unidades están en [mm] a menos que se indiquen otras. Exención de responsabilidad: este esquema dimensional simplificado no muestra todos los detalles.

95112774 S3.110.500.500.8.66L.S.426.G.N.D.511 50 Hz



Nota: todas las unidades están en [mm] a menos que se indiquen otras. Exención de responsabilidad: este esquema dimensional simplificado no muestra todos los detalles.

Instalación y entrada

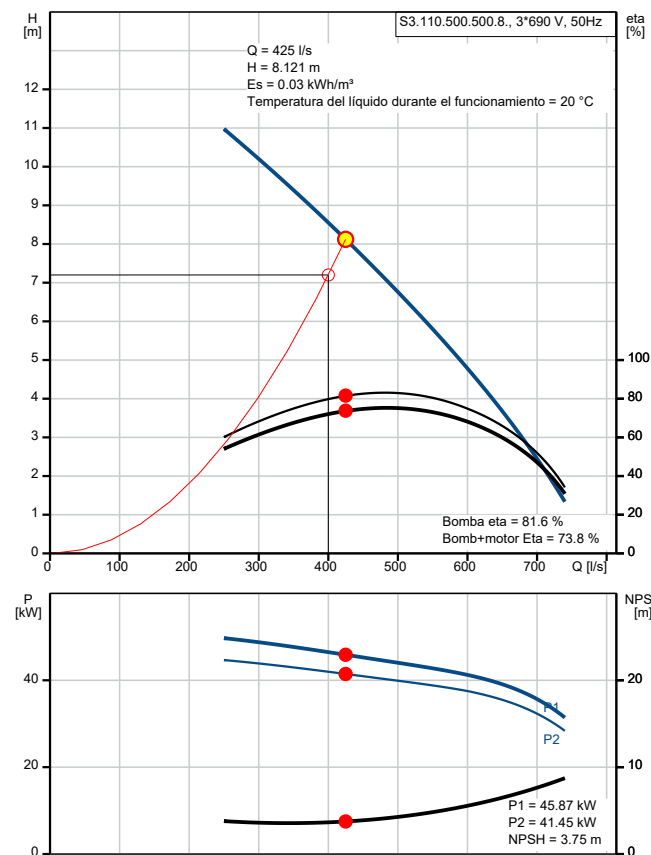
Resultados de dimensionamiento

Código del producto: 95112774
Caud: 425 l/s
Alt.: 8.121 m
Pot. P1: 45.87 kW
BombaEta: 81.6 %
Bomb+motor Eta: 73.8 % =Bomba Eta *motor Eta
Consumo energía: 43193 kWh/Año
Emisión CO2: 24600 kg/Año

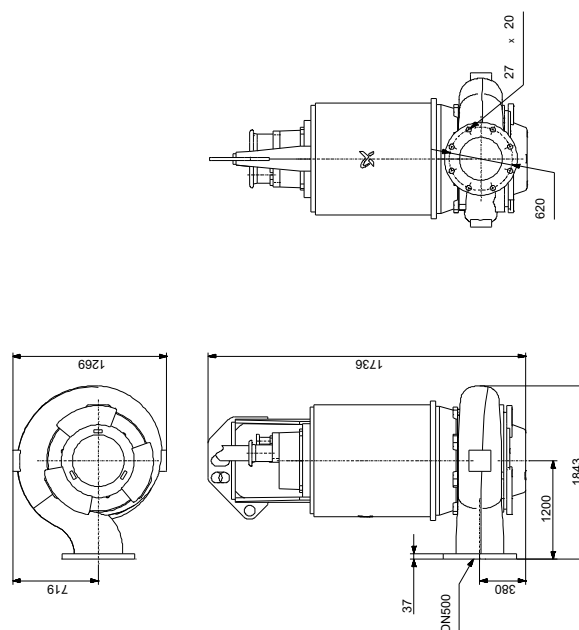
Perfil carga

1
Caud (%) 100
Time (h/a) 1000

Curva de la bomba



Dibujo de dimensionamiento

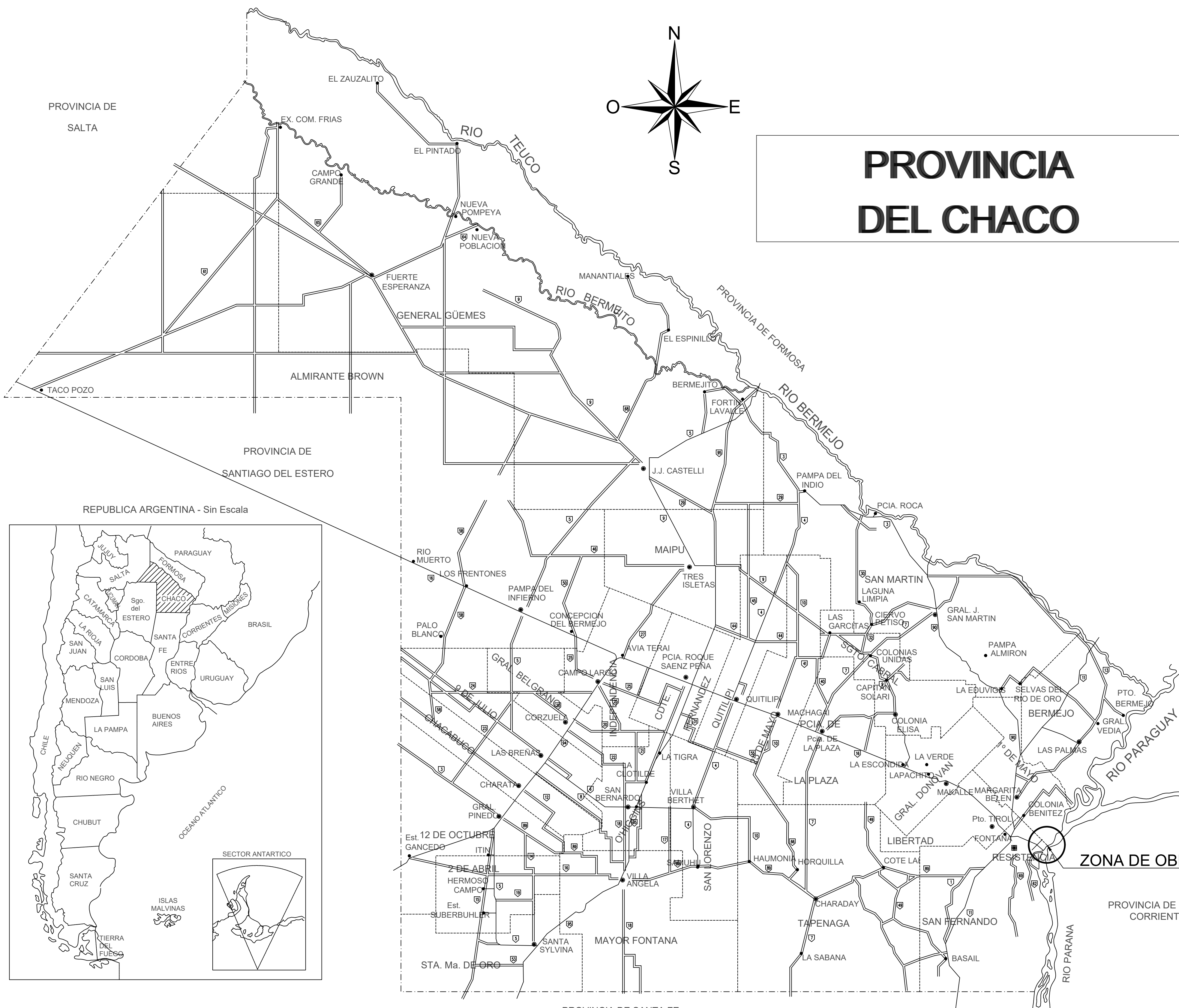




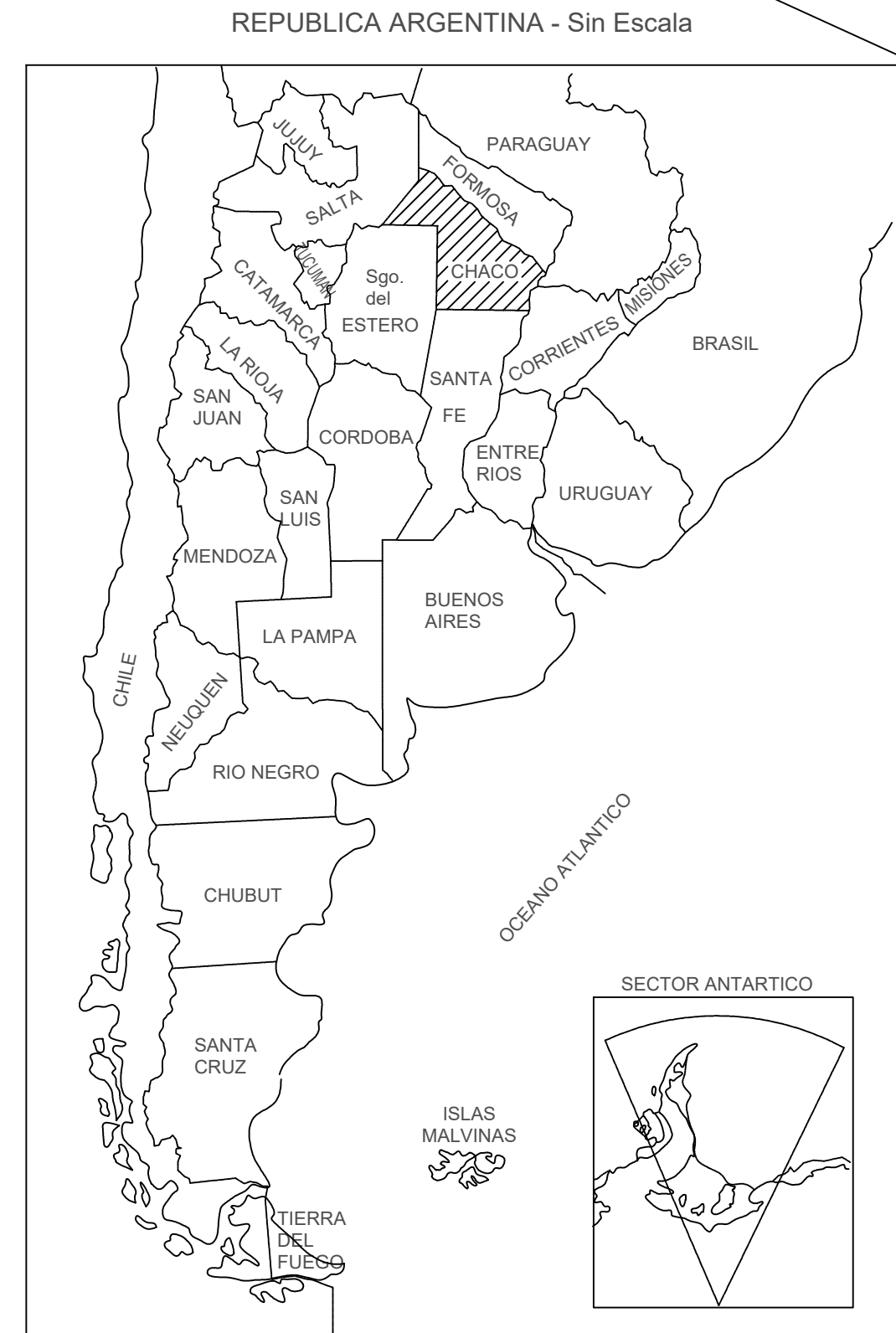
TRABAJO FINAL

ANTEPROYECTO DE DEFENSA URBANA Y DESAGÜES PLUVIALES: BARRIO SAN PEDRO PESCADOR

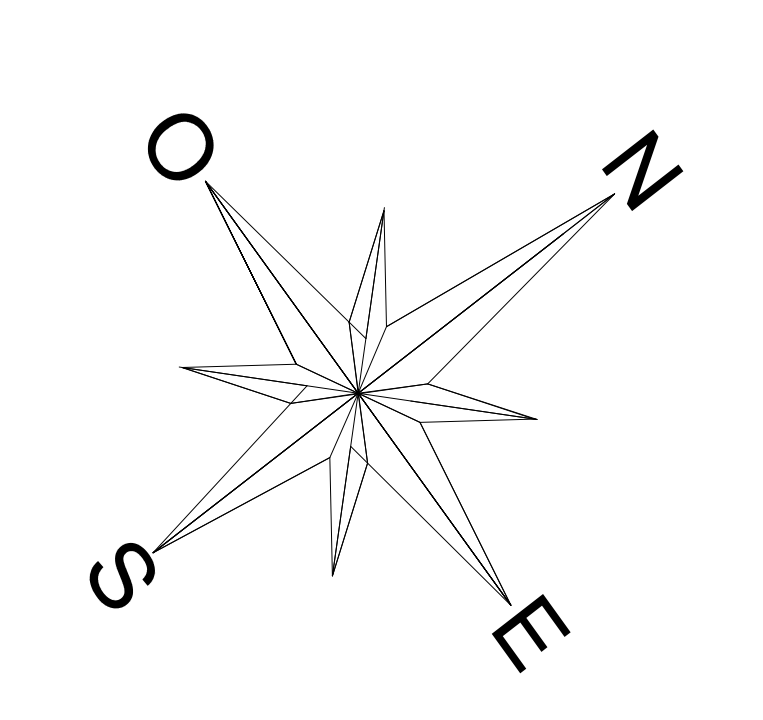
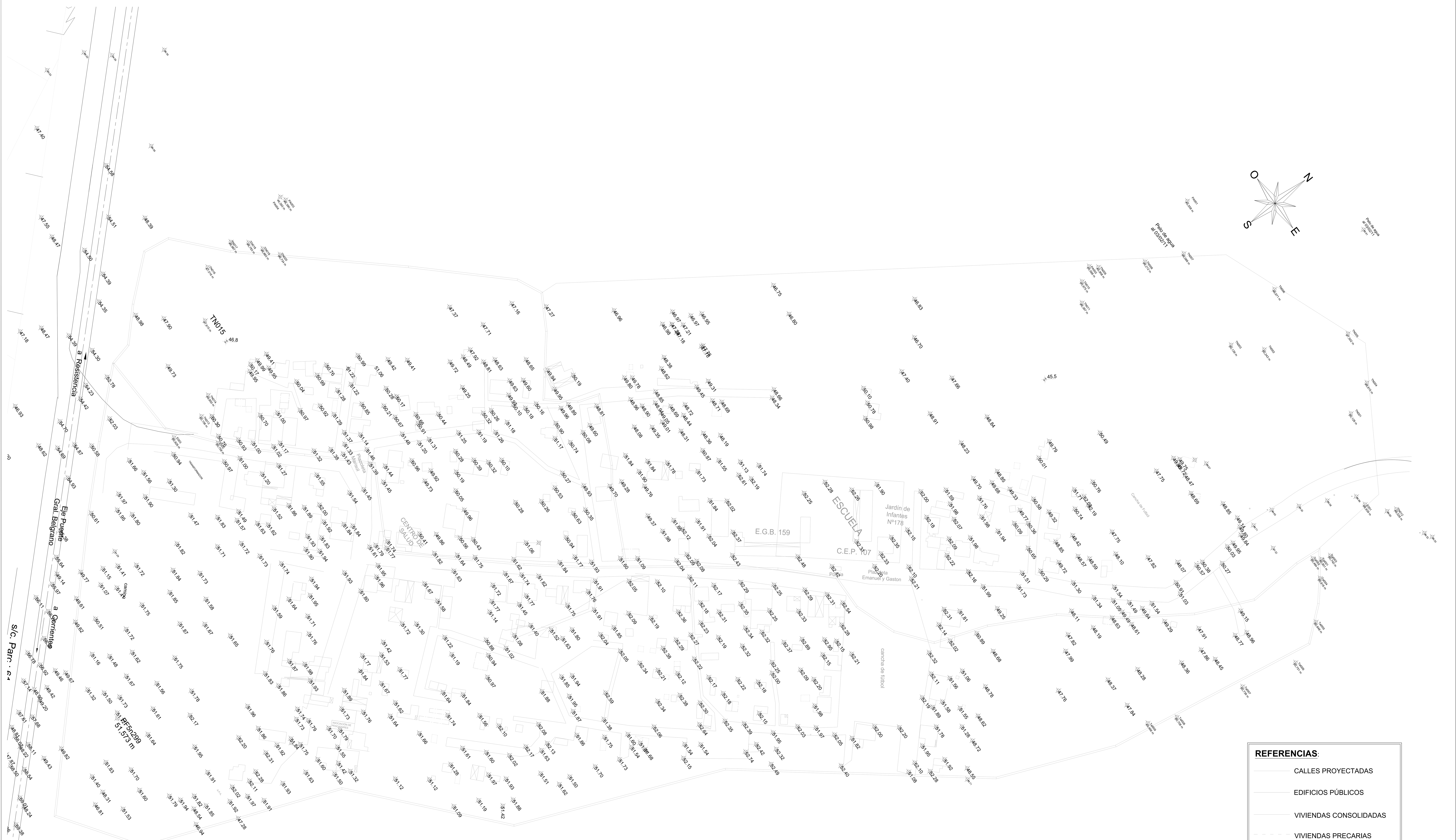
PLANOS



PROVINCIA DEL CHACO



	FACULTAD DE INGENIERÍA UNNE		ANTEPROYECTO DE DEFENSA URBANA Y DESAGÜES PLUVIALES BARRIO "San Pedro Pescador"	
	TRABAJO FINAL		UBICACIÓN GENERAL DEL PROYECTO	
	SALVADOR, MARIA CAMILA SELLESKI, MICHELLE		PLANO N° 1	ESCALA: 1:1.000.000
				FECHA: NOVIEMBRE 2023



REFERENCIAS:

CALLES PROYECTADAS

EDIFICIOS PÚBLICOS

VIVIENDAS CONSOLIDADAS

VIVIENDAS PRECARIAS

VIVIENDAS EN CONSTRUCCIÓN

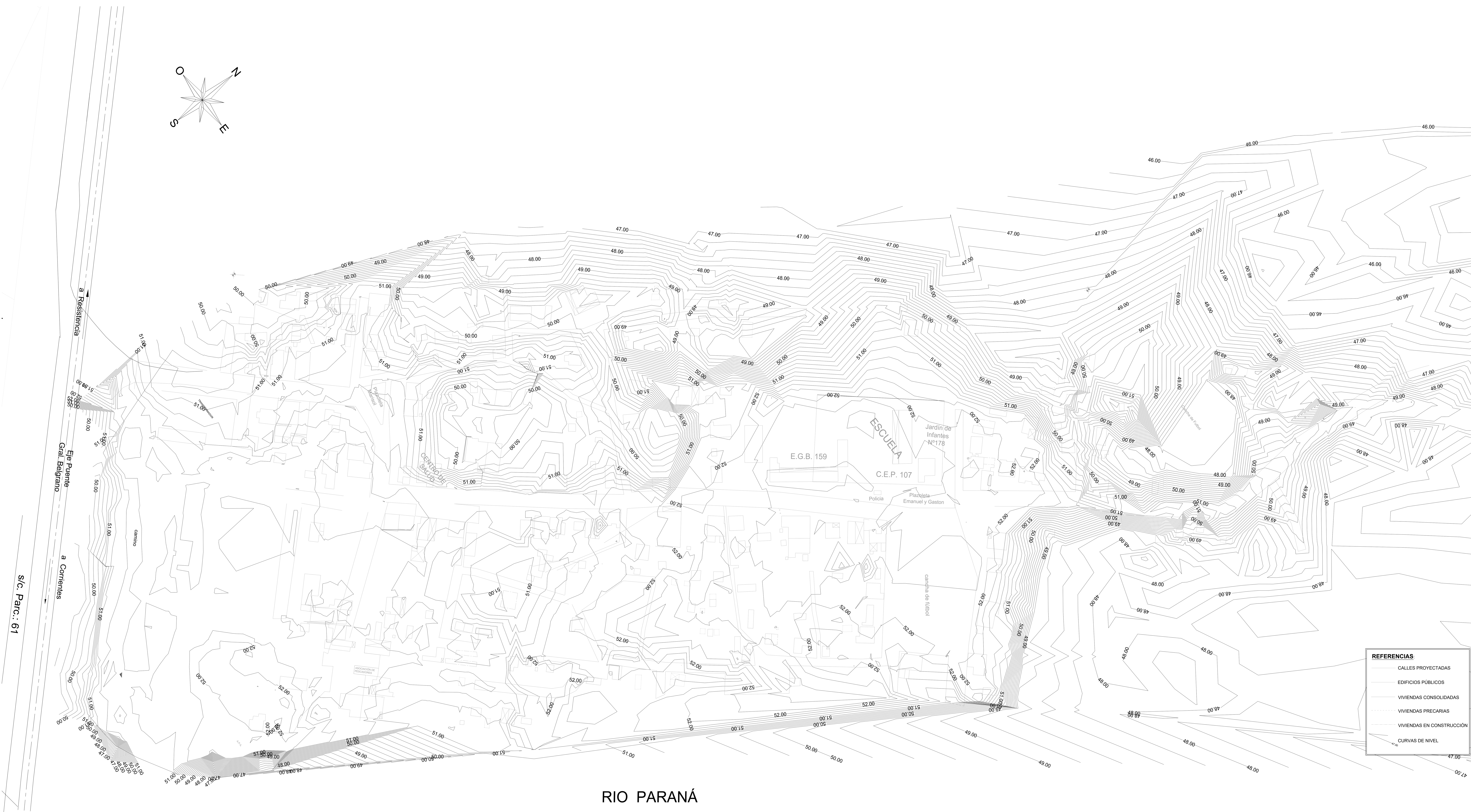
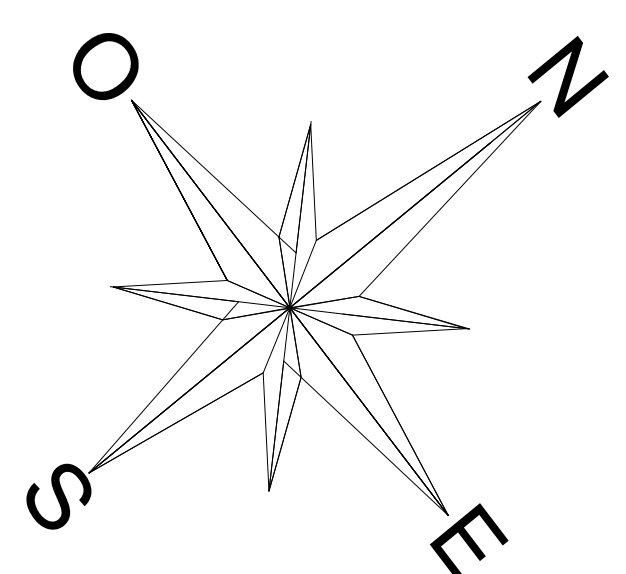
47.32

TOPOGRAFÍA EXISTENTE

49.009 m

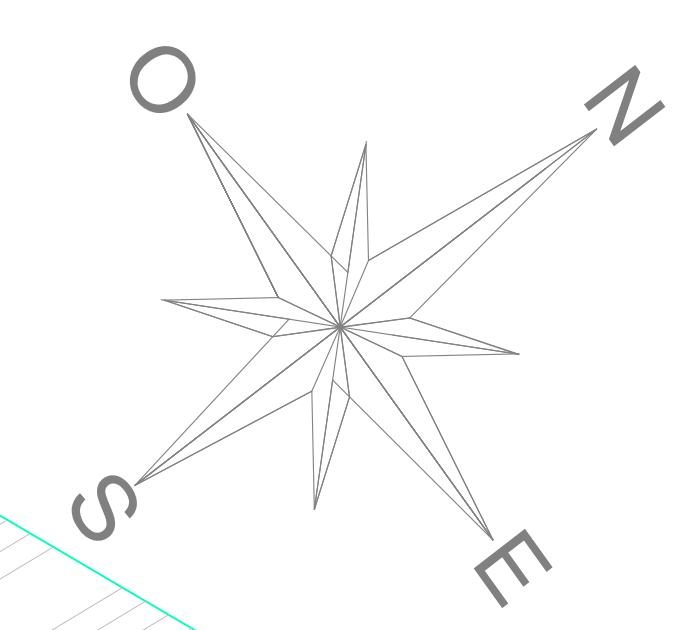
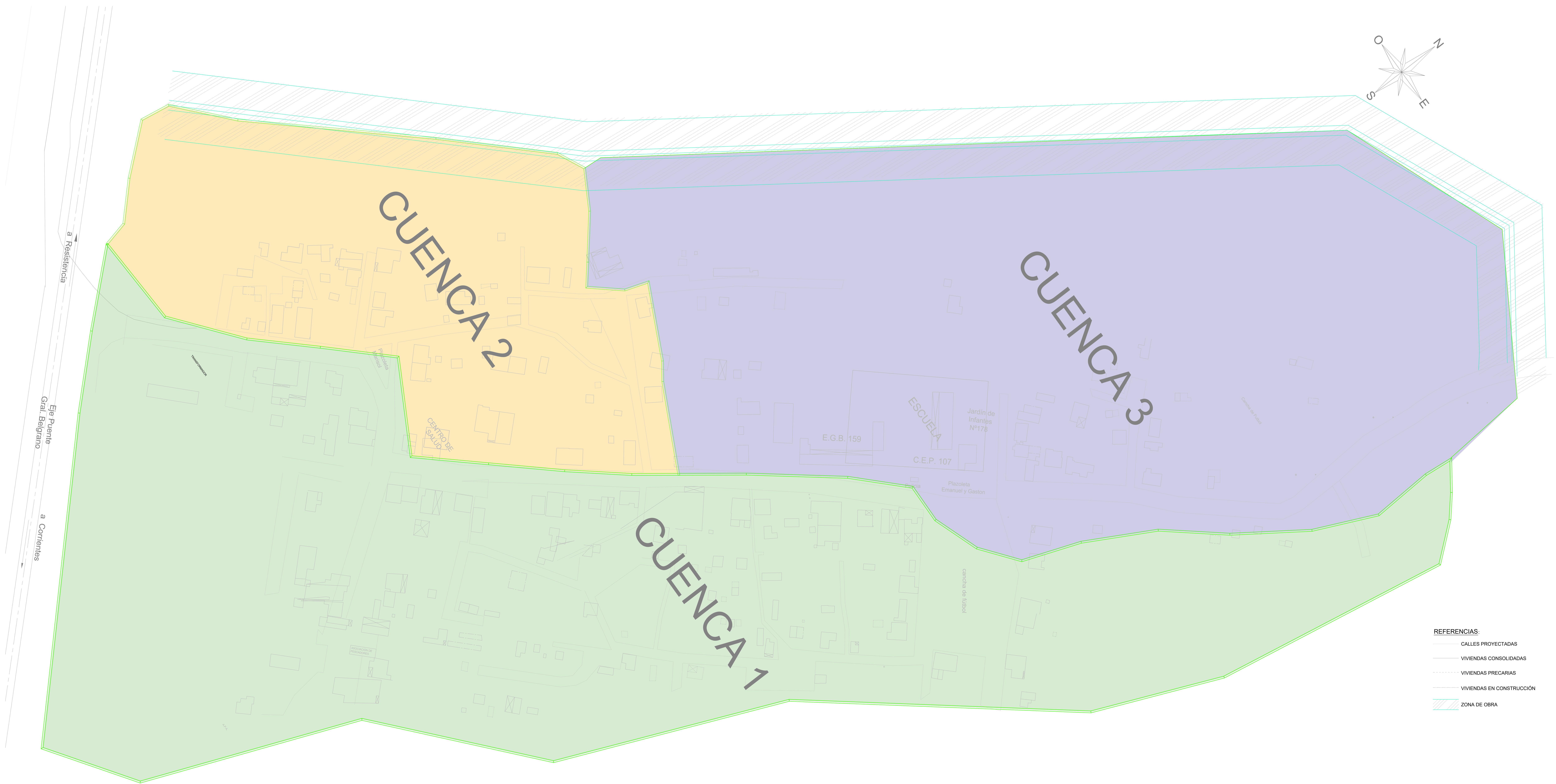
TOPOGRAFÍA REALIZADA
15/05/2023

RIO PARANÁ

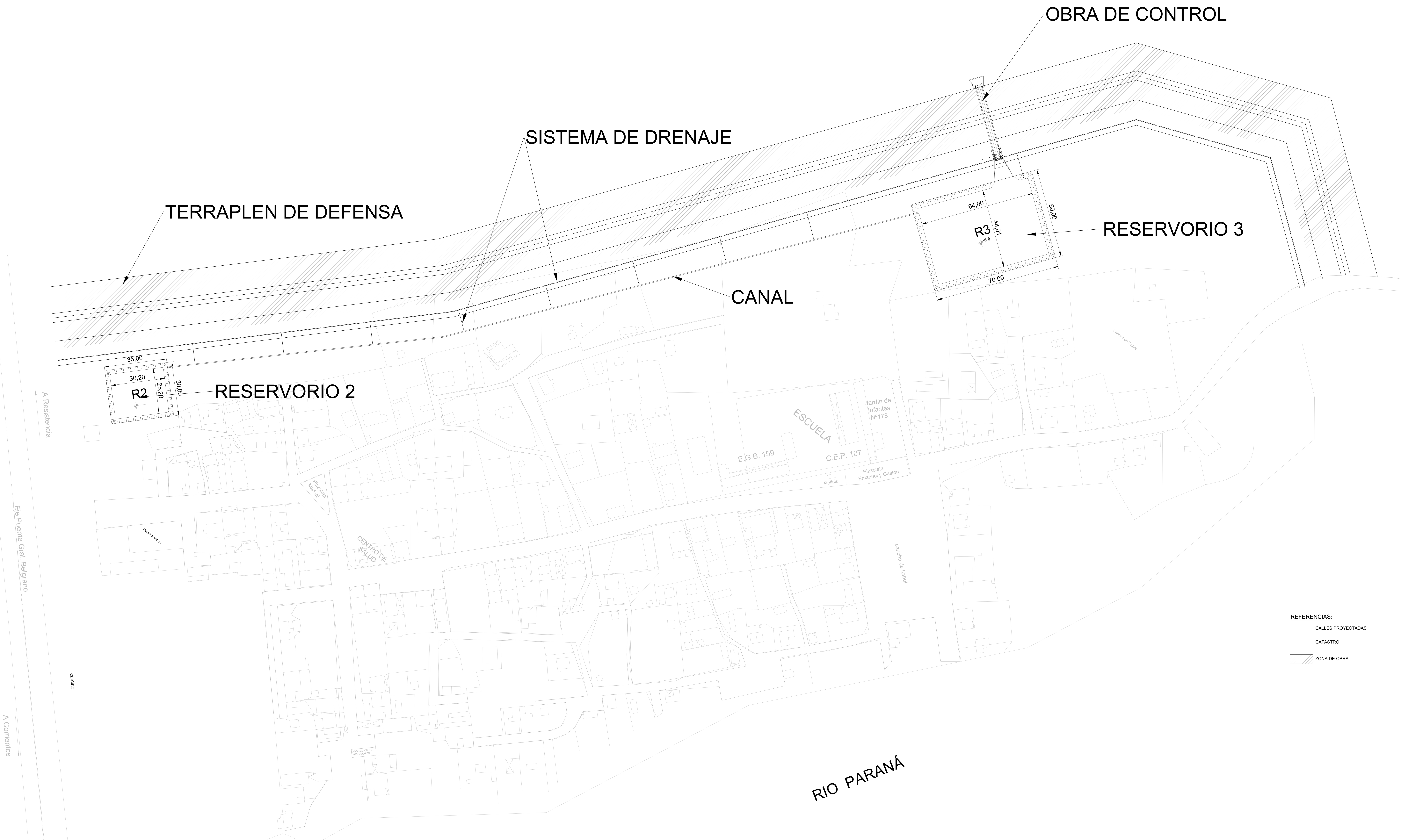


RIO PARANÁ

REFERENCIAS	
	CALLES PROYECTADAS
	EDIFICIOS PÚBLICOS
	VIVIENDAS CONSOLIDADAS
	VIVIENDAS PRECARIAS
	VIVIENDAS EN CONSTRUCCIÓN
	CURVAS DE NIVEL



RIO PARANA

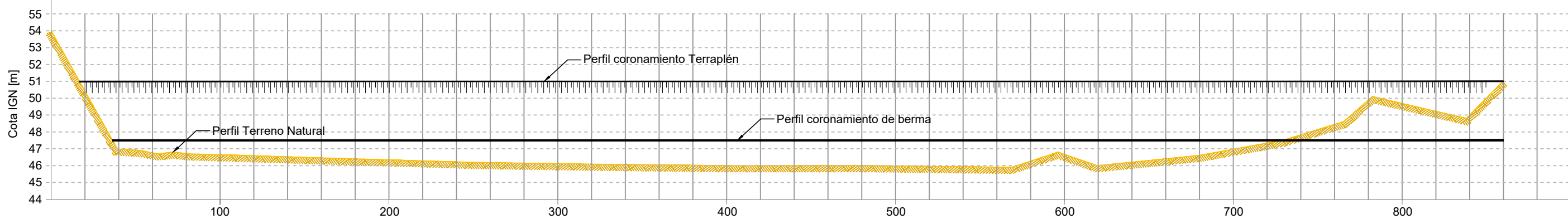
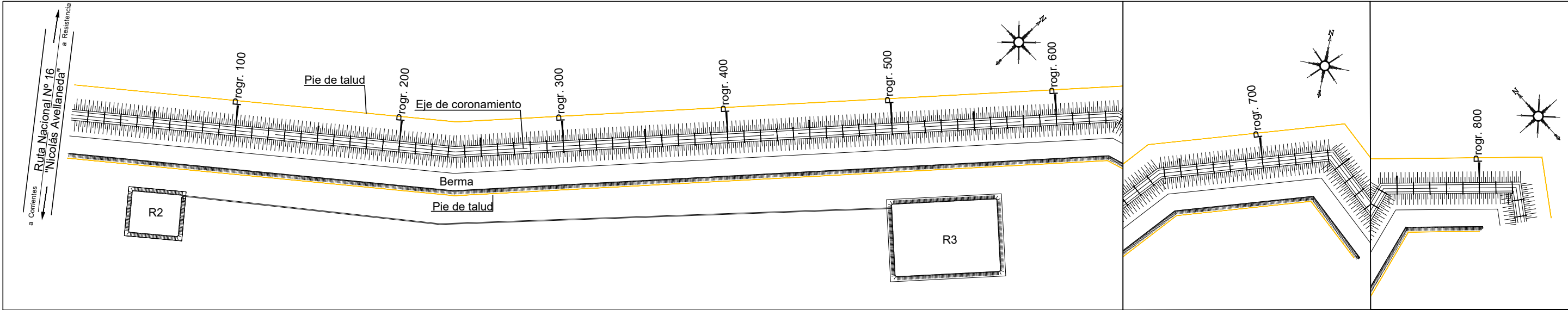


Eje Puente Gral. Belgrano
A Resistencia
camino
A Corrientes

ESQUEMA GENERAL DEL SISTEMA ESC 1:500

PLANIALTIMETRÍA

ESCALA HORIZONTAL 1:250
ESCALA VERTICAL 1:2.500



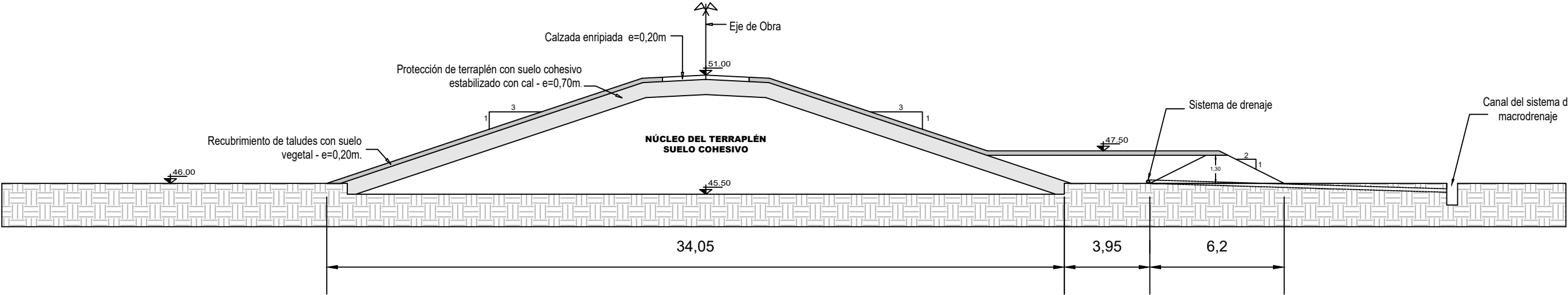
Progresivas [m]	0+000	39+040	52+890	63+060	72+130	82+190	116+120	148+900	180+990	216+190	248+070	314+540	401+780	486+830	568+960	596+360	619+340	679+380	729+230	765+300	782+520	836+030	859+660
Cotas de TN IGN [m]	54.000	47.000	46.900	46.700	46.800	46.700	46.600	46.500	46.400	46.300	46.200	46.100	46.000	46.000	45.900	46.800	46.000	46.600	47.500	48.600	50.100	48.800	51.000
Cotas de coronamiento Terraplén IGN [m]	51.000	51.000	51.000	51.000	51.000	51.000	51.000	51.000	51.000	51.000	51.000	51.000	51.000	51.000	51.000	51.000	51.000	51.000	51.000	51.000	51.000	51.000	51.000

UBICACIÓN DE LAS OBRAS
ESCALA 1:4.000



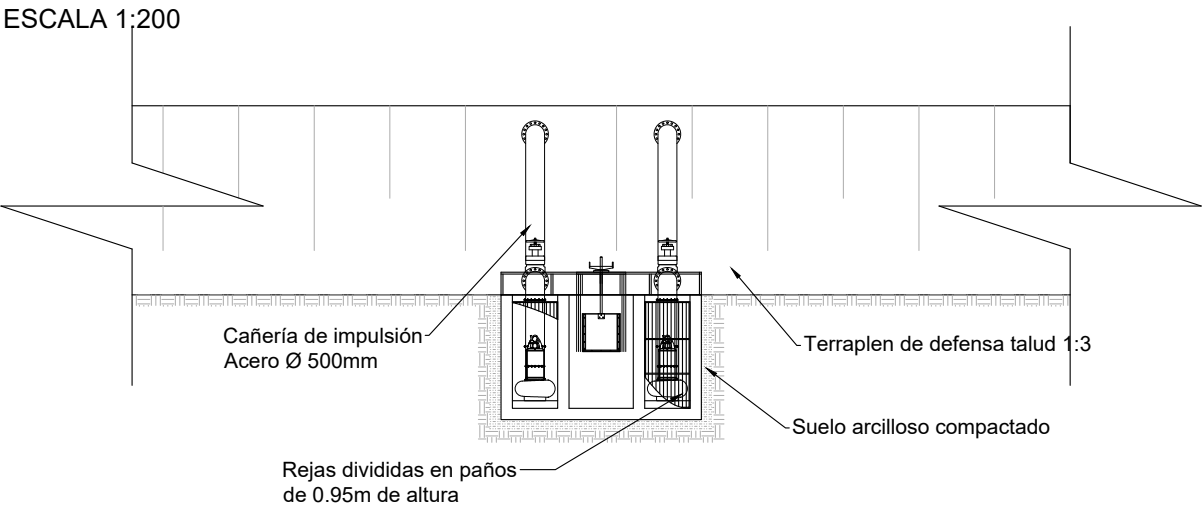
 FACULTAD DE INGENIERÍA UNNE	ANTEPROYECTO DE DEFENSA URBANA Y DESAGÜES PLUVIALES BARRIO "San Pedro Pescador"	
	TRABAJO FINAL	PLANIALTIMETRÍA
SALVADOR, MARIA CAMILA SELLESKI, MICHELLE	PLANO N° 5	ESCALA: H 1:2.500 - V: 1:250
		FECHA: NOVIEMBRE 2023

PERFIL TIPO DE OBRA - TERRAPLÉN DE SUELO COHESIVO

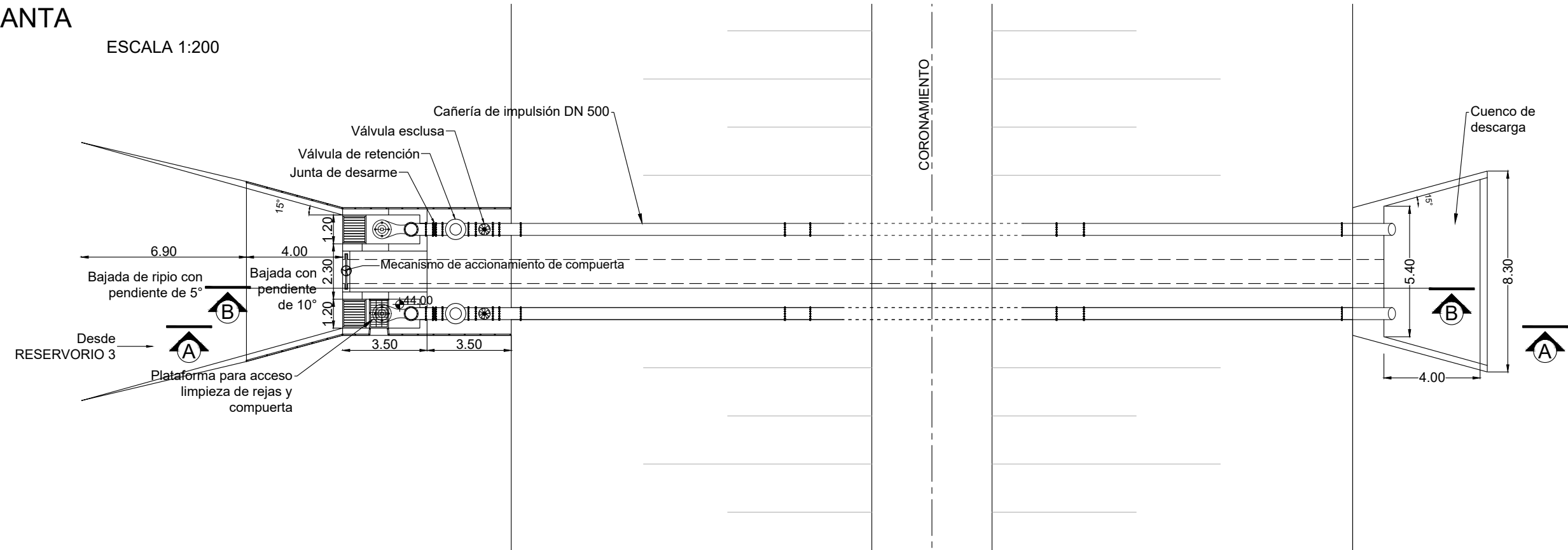


	FACULTAD DE INGENIERÍA UNNE			ANTEPROYECTO DE DEFENSA URBANA Y DESAGÜES PLUVIALES BARRIO "San Pedro Pescador"	
	TRABAJO FINAL			SECCIÓN TRANSVERSAL DEL TERRAPLÉN	
	SALVADOR, MARIA CAMILA SELLESKI, MICHELLE			PLANO N° 7	ESCALA: 1:200
					FECHA: NOVIEMBRE 2023

VISTA DESDE AGUAS ABAJO
DE LA ESTACIÓN DE BOMBEO



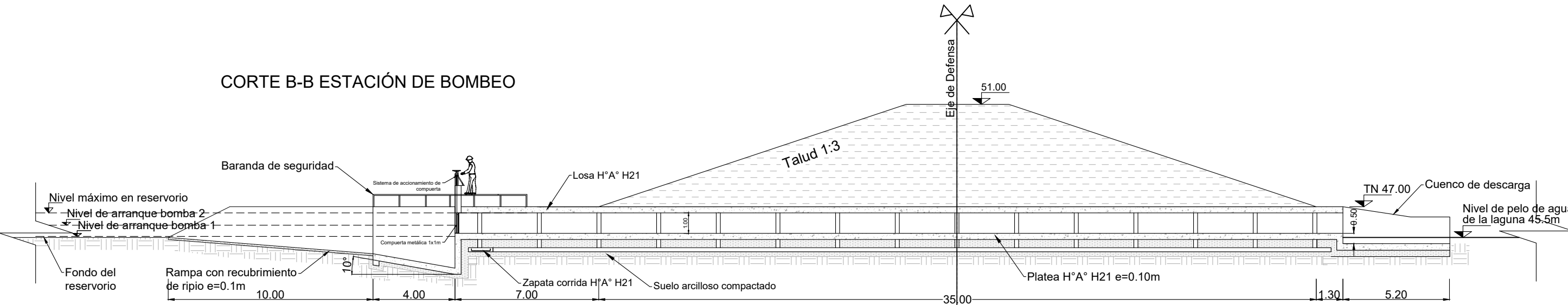
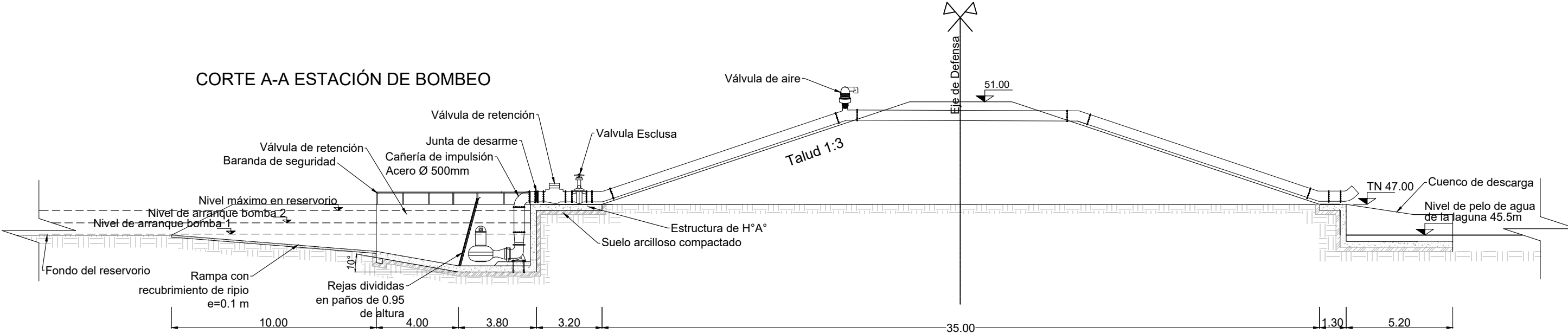
PLANTA



 FACULTAD DE INGENIERÍA UNNE	ANTEPROYECTO DE DEFENSA URBANA Y DESAGÜES PLUVIALES BARRIO "San Pedro Pescador"	
	TRABAJO FINAL	PLANTA Y VISTA OBRA DE CONTROL
SALVADOR, MARIA CAMILA SELLESKI, MICHELLE	PLANO N° 8	ESCALA: 1:200
		FECHA: NOVIEMBRE 2023

CORTES TRANSVERSALES

ESCALA 1:200



	FACULTAD DE INGENIERÍA UNNE	ANTEPROYECTO DE DEFENSA URBANA Y DESAGÜES PLUVIALES BARRIO "San Pedro Pescador"	
TRABAJO FINAL		CORTES TRANSVERSALES OBRA DE CONTROL	
SALVADOR, MARIA CAMILA SELLESKI, MICHELLE		PLANO N° 9	ESCALA: 1:200 FECHA: NOVIEMBRE 2023