

Universidad Nacional de Rosario
Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura



Proyecto de Grado
Carrera de Ingeniería Civil

Reservorios de atenuación como medida de mitigación de inundaciones en la ciudad de El Trébol - Provincia de Santa Fe

ESTUDIANTES

CELOTTI, Bianca (Legajo N° C-6869/1)
FARÍAS, Antonio (Legajo N° F-3554/8)
LALLI, Nazarena (Legajo N° L-3056/2)
SERENO, Fabián (Legajo N° S-5324/4)

DIRECTORES:

Ing. NAVARRO, Raúl
Ing. FIDELEFF, Horacio

ASESORES:

Ing. FORESTIERI, Claudia
Ing. PORTAPILA, Margarita
Ing. LUQUE, Analía
Arq. CERVERA, Cristina

*Trabajo presentado en la Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura,
en cumplimiento parcial de los requisitos para alcanzar la titulación en*

Ingeniería Civil
Marzo de 2026

Agradecimientos

No es fácil sintetizar y plasmar en una hoja a todas las personas que fueron parte, no solo de la carrera, sino de nuestra vida a lo largo de estos años.

En primer lugar, agradecemos a nuestras familias, que estando lejos se hicieron sentir cerca en cada etapa de este camino. Su apoyo incondicional, la confianza absoluta de que podíamos lograrlo y el amor que nos brindaron fueron fundamentales para llegar hasta este punto.

A nuestros docentes, por su compromiso y por transmitirnos el valor de la ingeniería como herramienta para transformar la realidad en la que vivimos. Cada clase, cada consejo y cada desafío planteado contribuyeron a nuestra formación, no solo profesional, sino también personal.

A nuestros compañeros, ahora amigos y colegas, que nos dio la universidad. Compartimos largas jornadas de estudio, logros, fracasos, pero sobre todo risas y buenos momentos. La vida universitaria no hubiese sido lo mismo sin ustedes.

Entre nosotros, los integrantes de este equipo, gracias por la dedicación, la paciencia, el esfuerzo y la confianza mutua. Las largas jornadas, que juntos se hicieron más llevaderas y hasta divertidas. A través de este trabajo no solo nos hicimos compañeros de grupo, sino también amigos.

Finalmente, pero no menos importante, a la Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura de la Universidad Nacional de Rosario. Educación pública, gratuita y de calidad, siempre.

A todos los que, de una u otra manera, formaron parte de este proceso. Gracias.

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	5
2. OBJETIVOS	7
2.1. Objetivo general.	7
2.2. Objetivos particulares.	8
3. SITUACIÓN ACTUAL	8
3.1. Lugar de emplazamiento.	8
3.2. Conectividad.	9
3.3. Flora y fauna.	10
3.4. Clima y suelo.	12
3.5. Dinámica hídrica.	13
3.6. Desagües pluviales urbanos.	16
4. ESTUDIO DE ANTECEDENTES	21
4.1. Inundación Diciembre 2023.	25
5. INFORMACIÓN DISPONIBLE	28
5.1. Curvas IDR.	28
5.2. Curvas de Nivel.	30
5.3. Cotas actuales de la red vial.	31
5.4. Relevamiento del Canal “12 de Octubre”.	31
5.5. Memoria descriptiva y técnica: “Canales El Trébol” - Ex Ministerio de Infraestructura, Servicios Públicos y Hábitat de la Provincia de Santa Fe. Diciembre 2023.	32
6. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS	33
6.1. Alternativa 1: Conducto subterráneo por calle Río Negro.	36
6.2. Alternativa 2: Conducto subterráneo por Avenida Sarmiento.	37
6.3. Alternativa 3: Reacondicionamiento del canal existente.	37
7. ESTUDIO HÍDRICO	38
7.1. Relevamiento topográfico.	39
7.2. QGIS.	40
7.3. Determinación de la cuenca de aporte a los reservorios.	40
7.4. Curvas Cota-Área-Volumen.	42
7.4.1. Sección de cierre del Reservorio 1.	43
7.4.2. Sección de cierre del Reservorio 2.	46
7.5. Precipitaciones	50
7.6. Hietograma neto	53
7.6.1. Elección del CN	53
7.7. Hidrograma Unitario Sintético	59
7.8. Hidrograma de Diseño	61
8. RESERVORIOS 1 Y 2 PARA RETENCIÓN DE CRECIDAS	62
8.1. Volumen de los reservorios.	64
8.2. Diseño de canal entre Reservorio 1 y Reservorio 2	67
8.2.1. Verificación erosión	68
8.3. Cota de Coronamiento del Vertedero	68

8.3.1. Reservorio 1.	69
8.3.2. Reservorio 2.	70
8.4. Orificios de descarga	70
8.4.1. Diseño de descargadores de fondo del Reservorio 1	71
8.4.2. Diseño de descargadores de fondo del Reservorio 2	74
8.5. Análisis de consistencia y homogeneidad de datos de Rafaela para una recurrencia de 200 años	76
8.5.1. Método de dobles acumulaciones	77
8.5.1.1. Recurrencia 2 años	77
8.5.1.2. Recurrencia 5 años	77
8.5.1.3. Recurrencia 10 años	78
8.5.1.4. Recurrencia 25 años	79
8.5.1.5. Recurrencia 50 años	79
8.5.1.6. Recurrencia 100 años	80
8.5.2. Método del Test "U"	81
8.5.2.1. Recurrencia 2 años	82
8.5.2.2. Recurrencia 5 años.	82
8.5.2.3. Recurrencia 10 años	82
8.5.2.4. Recurrencia 25 años	82
8.5.2.5. Recurrencia 50 años	82
8.5.2.6. Recurrencia 100 años	83
8.6. Hidrograma de diseño R = 200	83
8.6.1. Hietograma neto	83
8.6.2. Hidrograma de diseño	85
8.7. Longitud de vertedero y laminación de crecidas	86
8.7.1. Vertedero transitable del Reservorio 1	87
8.7.1.1. Laminación en Reservorio 1	89
8.7.2. Vertedero tipo WES del Reservorio 2	91
8.7.2.1. Laminación en Reservorio 2	93
8.8. Altura de la presa	94
8.8.1. Determinación de la altura del terraplén del Reservorio 1	95
8.8.2. Determinación de la altura del terraplén del Reservorio 2	96
9. ANÁLISIS DE TRANSITABILIDAD SOBRE VERTEDERO EN RESERVORIO 1: SOLUCIÓN PLANTEADA	97
9.1. Tránsito	98
9.2. Protección del terreno	101
10. DISEÑO Y CÁLCULO ESTRUCTURAL: RESERVORIO 2	103
10.1. Verificaciones del suelo en servicio	103
10.1.1. Verificación al vuelco	105
10.1.2. Verificación al deslizamiento	106
10.1.3. Verificación al hundimiento (capacidad portante)	109
10.2. Dimensionamiento de armaduras	110
10.2.1. Armadura del cuerpo principal del vertedero	110
10.2.2. Armadura de la solera	112

10.2.2.1. Solera frontal (lado aire)	112
10.2.2.2. Solera dorsal (lado agua)	112
11. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS TRAMA URBANA	114
11.1. Selección de la alternativa más favorable.	115
11.2. Cálculo de la alternativa seleccionada	116
12. INCORPORACIÓN DE LA DIMENSIÓN AMBIENTAL	123
12.1. Objetivos de Desarrollo Sostenible	123
12.2. Propuesta metodológica de cálculo de un indicador ambiental	126
12.2.1. Comparación del indicador propuesto para las distintas alternativas.	127
12.2.1.1. Volumen de suelo a excavar	127
12.2.1.2. Transporte del material	128
12.2.1.3. Disposición final del suelo	128
12.2.1.4. Intervención urbana y rotura de pavimentos	129
12.2.1.5. Evaluación comparativa final	130
13. CONCLUSIONES	130
14. BIBLIOGRAFÍA	133
15. ANEXOS	135
15.1. Anexo fotográfico	136
15.2. Anexo estructural	140
15.3 Anexo geotécnico	149
16. PLANOS	162

1. INTRODUCCIÓN

Geográficamente, la Argentina se puede dividir en diferentes regiones determinadas por un relieve y clima homogéneos; éstas, a su vez, se subdividen según sus rasgos más salientes. La cuenca hidrográfica que analizaremos en este caso se encuentra al sur de la Llanura Platense, en la subregión Llanura Pampeana. Esta última se desarrolla sobre rocas cristalinas del macizo de Brasilia, donde se asienta una gruesa capa formada por polvo llevado por el viento desde las regiones montañosas del oeste que constituye el loess pampeano, así como sedimentos marinos producto de las transgresiones marinas cenozoicas, cubiertos finalmente por una capa húmida de extraordinaria fertilidad (Dente y Martínez, s.f.).

La cuenca en estudio se encuentra en una zona de escasa o nula pendiente que sumado a las características climáticas presenta un escenario donde frecuentemente las inundaciones causan graves problemas.

Las inundaciones constituyen uno de los fenómenos naturales que más impacto generan en las comunidades, tanto por las pérdidas materiales que ocasionan como por las consecuencias sociales, económicas y ambientales que dejan a su paso. La ciudad de El Trébol no ha sido ajena a esta problemática. Su localización en una llanura con baja pendiente, como se mencionó anteriormente, sumada a factores climáticos de intensas precipitaciones y a transformaciones en el uso del suelo, han contribuido a que, a lo largo de los años, la población enfrente recurrentes episodios de anegamientos.

El análisis de las inundaciones en El Trébol resulta de gran relevancia no sólo para comprender sus causas y efectos, sino también para reflexionar sobre la planificación urbana, la infraestructura hidráulica y las medidas de prevención necesarias para mitigar futuros riesgos. Este trabajo busca abordar la problemática desde una perspectiva integral, considerando los aspectos técnicos, sociales y ambientales que intervienen, con el objetivo de aportar posibles soluciones adaptadas a la realidad local.

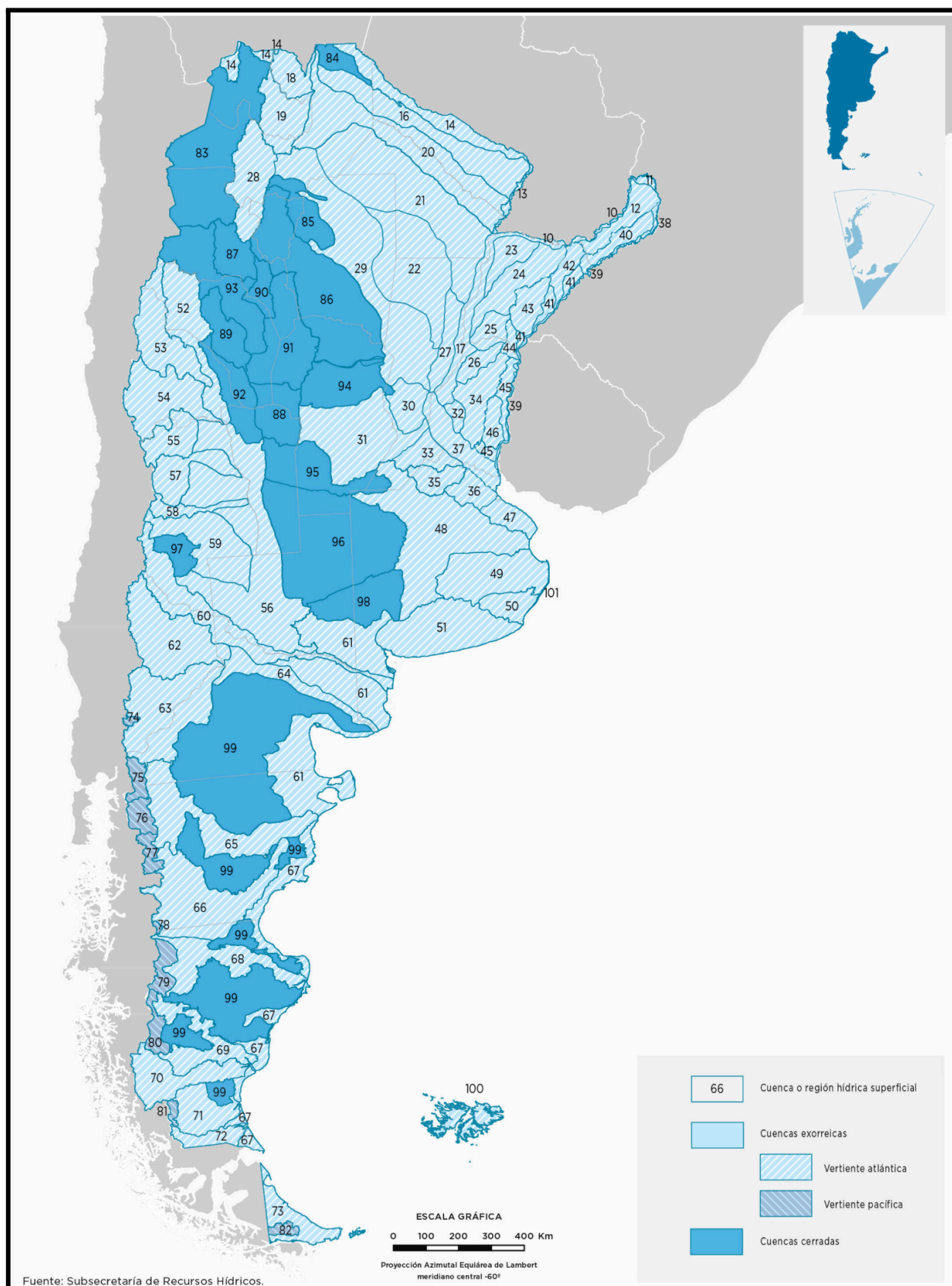


Imagen 1.1. Cuenas y regiones hídricas superficiales de la Argentina.
Fuente: Instituto Geográfico Nacional, 2023.

10 - Cuenca propia del río Paraná hasta Confluencia	59 - Cuenca del río Atuel
11 - Parte argentina de la cuenca del río Iguazú	60 - Cuenca del río Colorado
12 - Cuenca de arroyos de Misiones sobre el río Paraná hasta Posadas	61 - Ríos y arroyos menores con vertiente atlántica entre el SO de Buenos Aires y el río Chubut
13 - Cuenca propia del río Paraguay en Argentina	62 - Cuenca del río Neuquén
14 - Parte argentina de la cuenca del río Pilcomayo	63 - Cuenca del río Limay
16 - Zona de ríos y arroyos en Salta y Formosa afluentes del río Paraguay	64 - Cuenca del río Negro
17 - Cuenca propia del río Paraná medio	65 - Cuenca del río Chubut
18 - Cuenca del río Bermejo superior	66 - Cuenca de los ríos Senguerr y Chico
19 - Cuenca del río San Francisco	67 - Zona de ríos y arroyos menores con vertiente atlántica del SE de Chubut y E de Santa Cruz
20 - Cuenca del río Bermejo medio e inferior	68 - Cuenca del río Deseado
21 - Zona sin ríos ni arroyos de importancia en Salta, Chaco, Santa Fe y Santiago del Estero	69 - Cuenca del río Chico
22 - Cuenca propia de los Bajos Submeridionales	70 - Cuenca del río Santa Cruz
23 - Cuenca del río Santa Lucía	71 - Cuenca del río Coyle o Coig
24 - Cuenca del río Corrientes	72 - Cuenca de los ríos Gallego y Chico
25 - Cuenca del río Guayquiraró	73 - Cuenca de las variadas de Tierra del Fuego
26 - Cuenca del río Feliciano	74 - Cuenca del río Hua-Hum
27 - Cuenca del arroyo Saladillo y afluentes menores del río San Javier	75 - Cuenca del río Manso y del lago Puelo
28 - Alta cuenca del río Juramento	76 - Cuenca del río Futaleufú
29 - Cuenca del río Pasaje o Salado	77 - Cuenca de los ríos Carrenleufú y Pico
30 - Cuenca de los arroyos Colastine, Corralito y otros	78 - Cuenca del río Simpson
31 - Cuenca del río Carcarañá	79 - Cuenca de los lagos Buenos Aires y Pueyrredón
32 - Cuenca del río Nogoyá	80 - Cuenca del río Mayer y el lago San Martín
33 - Cuenca de arroyos del SE de Santa Fe y N de Buenos Aires	81 - Cuenca del río Vizcachas
34 - Cuenca del río Gualaguay	82 - Cuenca del lago Fagnano
35 - Cuenca del río Arrecifes	83 - Cuenca de las variadas de la Puna
36 - Cuenca de arroyos del NE de Buenos Aires	84 - Cuenca del río Itiyuro o Carapari
37 - Delta del Paraná	85 - Cuenca de los ríos Rosario u Horcones y Urueña
38 - Cuenca propia del río Papirí - Guazú en Argentina	86 - Cuenca del río Salí - Dulce
39 - Cuenca propia del río Uruguay en Argentina	87 - Cuenca del Salar de Pipanaco
40 - Cuenca de arroyos de Misiones afluentes del río Uruguay	88 - Cuenca del río Conlara y de arroyos menores del N de San Luis y O de Córdoba
41 - Cuenca menores de Corrientes afluentes del río Uruguay	89 - Cuenca de las variadas de Velazco
42 - Cuenca del río Aguapey	90 - Cuenca de la falda oriental de Ambato
43 - Cuenca del río Miriñay	91 - Cuenca de las variadas de las Salinas Grandes
44 - Cuenca del río Mocoretá	92 - Cuenca de Pampa de las Salinas
45 - Cuenca de arroyos menores de Entre Ríos afluentes del río Uruguay	93 - Cuenca del río Abaucán
46 - Cuenca del río Gualaguaychú	94 - Cuenca de los ríos Primero y Segundo
47 - Cuenca de desagüe al Río de la Plata al N del río Samborombón	95 - Cuenca del río Quinto y arroyos menores de San Luis
48 - Cuenca del río Salado de Buenos Aires	96 - Región sin drenaje superficial de San Luis, Córdoba, La Pampa y Buenos Aires
49 - Zona de canales al S del río Salado de Buenos Aires	97 - Cuenca de la laguna Llanquanelo
50 - Cuenca de arroyos del SE de Buenos Aires	98 - Región lagunera del SO de Buenos Aires
51 - Cuenca y arroyos del S de Buenos Aires	99 - Cuenca de ríos y arroyos de la Meseta Patagónica
52 - Cuenca del río Vinchina - Bermejo	100 - Cuenca de las variadas de Antártida e Islas del Atlántico Sur, incluidas las Islas Malvinas
53 - Cuenca del río Jáchal	101 - Región de médanos costeros sin drenaje definido del E de Buenos Aires
54 - Cuenca del río San Juan	
55 - Cuenca del río Mendoza	
56 - Cuenca del río Desaguadero y áreas vecinas sin drenaje definido	
57 - Cuenca del río Tunuyán	
58 - Cuenca del río Diamante	

Imagen 1.2. Referencias cuencas y regiones hídricas superficiales de la Argentina.

Fuente: Instituto Geográfico Nacional, 2023.

2. OBJETIVOS

2.1. Objetivo general.

Analizar la problemática de las inundaciones en la ciudad de El Trébol, Provincia de Santa Fe, con el fin de reducir la vulnerabilidad y promover un desarrollo urbano más seguro y sustentable.

2.2. Objetivos particulares.

- Determinar los factores desencadenantes de las inundaciones producidas.
- Evaluar el impacto sobre la infraestructura y el territorio.
- Diseñar propuestas de planificación y obras hidráulicas.

3. SITUACIÓN ACTUAL

3.1. Lugar de emplazamiento.

El emplazamiento del proyecto se encuentra en la ciudad de El Trébol, ubicada en el departamento San Martín, en la región centro-oeste de la provincia de Santa Fe, Argentina, sobre la R.P.N°13. El casco urbano actual presenta una superficie de aproximadamente 780 ha.

Según el sitio web de la ciudad, se ubica a 179 km de Santa Fe capital, a 430 km de la Capital Federal, a 150 km de la ciudad de Rosario y a 300 km de la ciudad de Córdoba.

La ciudad está situada en el corazón de la denominada Pampa Húmeda, la mayor zona cerealera de Sudamérica y una de las más importantes del mundo en cuanto a calidad y cantidad de tierra cultivable, apta para todo tipo de especies vegetales y cría de ganado.

El Trébol posee una población cercana a los 12.000 habitantes y su estructura urbana se organiza en torno a una trama regular, con espacios verdes, instituciones educativas y sanitarias - y un sector comercial en expansión que refuerza su rol como ciudad intermedia dentro del corredor productivo santafesino.

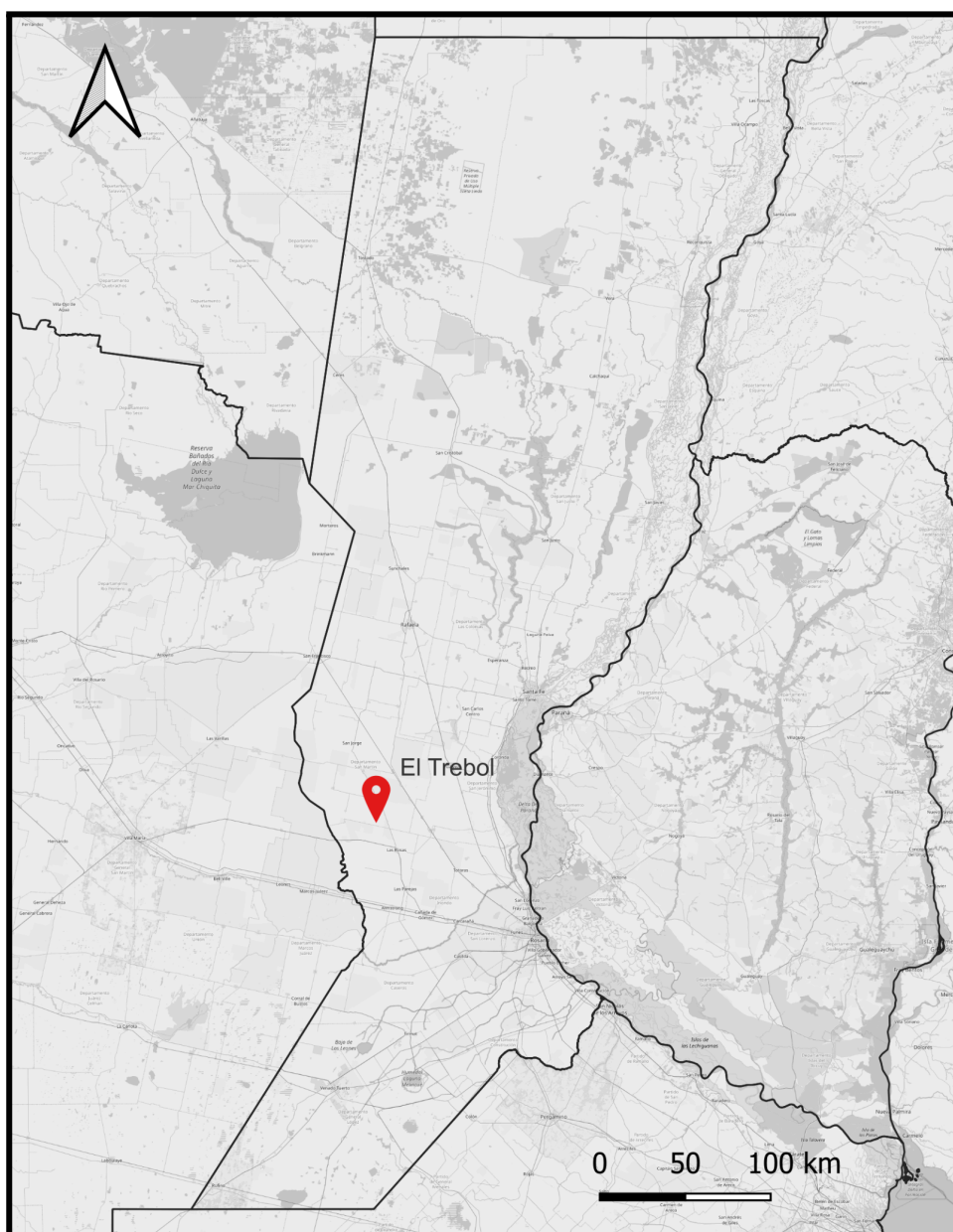


Imagen 3.1.1. Ubicación de El Trébol dentro de la provincia Santa Fe, Argentina.

Fuente: Elaboración propia mediante QGIS.

3.2. Conectividad.

En cuanto a la accesibilidad, la ciudad se conecta mediante la R.P.N°13, que constituye un eje fundamental para la vinculación con los principales centros urbanos de la provincia, como Rosario y Santa Fe Capital, así como con localidades limítrofes de Córdoba. A su vez, la R.P.N°40-S constituye un acceso regional secundario que enlaza a El Trébol con Piamonte hacia el oeste reforzando la comunicación interjurisdiccional (ver imagen 3.2.1).

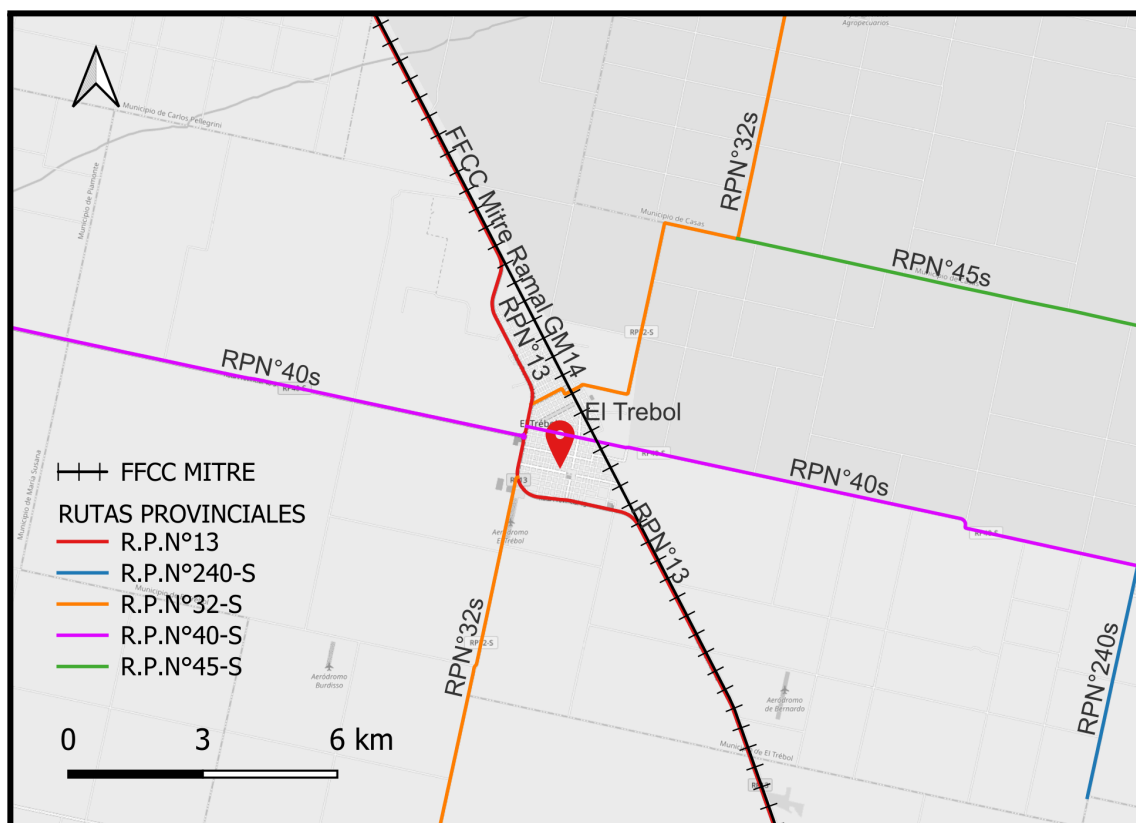


Imagen 3.2.1. Conectividad de la ciudad de El Trébol. Fuente: Elaboración propia mediante QGIS.

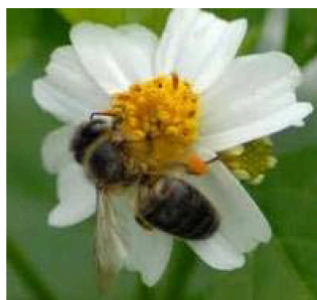
La R.P.N°32-S (ver imagen 3.2.1) es una arteria vial clave para El Trébol y su zona rural. Aunque no es una ruta de gran escala como las nacionales, cumple una función estratégica al conectar caminos provinciales y rurales que permiten el tránsito de producción agropecuaria y el acceso de los vecinos a servicios esenciales.

Además de la red vial, la ciudad es atravesada por las vías del Ferrocarril Mitre (ramal GM14), que históricamente tuvo un rol fundamental en el transporte de cargas agroindustriales y en la conexión con otras localidades de la provincia y el país. Lamentablemente, hoy está fuera de uso.

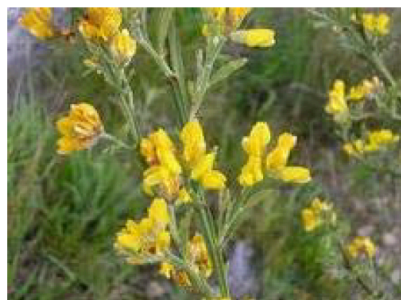
3.3. Flora y fauna.

Los pastizales pampeanos se componen de cebadilla criolla, paja voladora, flechilla negra, romerillo blanco, carqueja, yerba de oveja, trébol, abrojo, machín y manzanilla. Con la primavera, el suelo se cubre de gramíneas y con las primeras

lluvias de noviembre algunas especies florecen en rojo, blanco y azul. Se han introducido muchas especies exóticas como eucaliptos, pinos, fresnos y paraísos cultivados con fines forestales y ornamentales que transforman el paisaje original. En la zona de lagunas predominan las totoras, juncos, cañaverales y espinillos (Dente y Martínez, s.f.).



Romerillo blanco



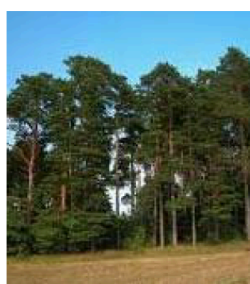
Carqueja



Manzanilla



Eucaliptus



Pino



Fresno



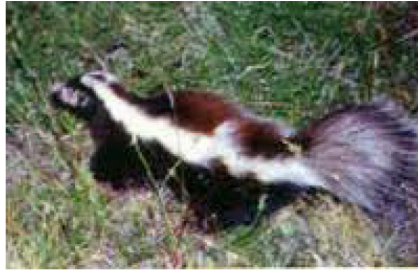
Paraíso

Imagen 3.3.1. Flora en la cuenca de estudio. Fuente: RR.HH. de la Nación.

Especies representativas de la fauna, de presencia habitual a lo largo de toda la extensión del espinal, son carnívoros como el zorro gris pampeano, zorrino, hurones; y herbívoros como la vizcacha y los cuises. Es común encontrar reptiles y batracios tales como: tortuga de río, escuerzo, rana criolla, yarará, cascabel y en menor medida: iguana overa, y yacaré overo y negro. En cuanto a la fauna ictícola, los peces presentes en los cursos de agua son el sábalo y la tararira entre los más frecuentes (Dente y Martínez, s.f.).



Zorro gris



Zorrino



Vizcacha



Tortuga de río



Rana criolla



Yarará

Imagen 3.3.2. *Fauna en la cuenca de estudio. Fuente: RR.HH. de la Nación.*

3.4. Clima y suelo.

El clima de la zona es templado y húmedo sin estación seca según la clasificación climática de Köppen. Posee cuatro estaciones bien definidas. Las precipitaciones van disminuyendo de este a oeste y presentan un rango que va de los 1200 a los 900 mm de promedio anual (Dente y Martínez, s.f.). Esto permite que se desarrollen de manera eficiente las actividades agropecuarias, por esto El Trébol se destaca por un marcado perfil agroindustrial, con plantas de procesamiento de granos, talleres metalmecánicos vinculados a la maquinaria agrícola, cooperativas y servicios logísticos. A ello se suma un entramado cultural y deportivo consolidado, que contribuye a la identidad comunitaria y al arraigo territorial.

La temperatura promedio anual es de 17°C y el clima que domina es subtropical.

Anualmente, se registra un promedio de 960 mm en cuanto a las precipitaciones según la “Cooperativa de Provisión de Agua Potable y otros servicios públicos” de la ciudad.

Con respecto al suelo, los estratos se caracterizan por ser en su mayoría del tipo cohesivo (mayormente arcilla).

Finalmente, el valor del nivel freático varía según la zona que se esté estudiando, pero se puede tener un valor medio estimado general de 3 metros de profundidad con respecto al nivel del terreno natural.

3.5. Dinámica hídrica.

La ciudad se encuentra atravesada por el denominado canal 12 de Octubre, el cual es afluente de Las Bandurrias, sistema Cañada Carrizales (ver imagen 3.5.1). La superficie de aporte al canal en el tramo ubicado dentro de la ciudad es de aproximadamente 4.200 ha, mientras que la superficie total de aporte al punto de cierre ubicado en la descarga del canal El Trébol al canal Las Bandurrias es de alrededor de 6.100 ha.

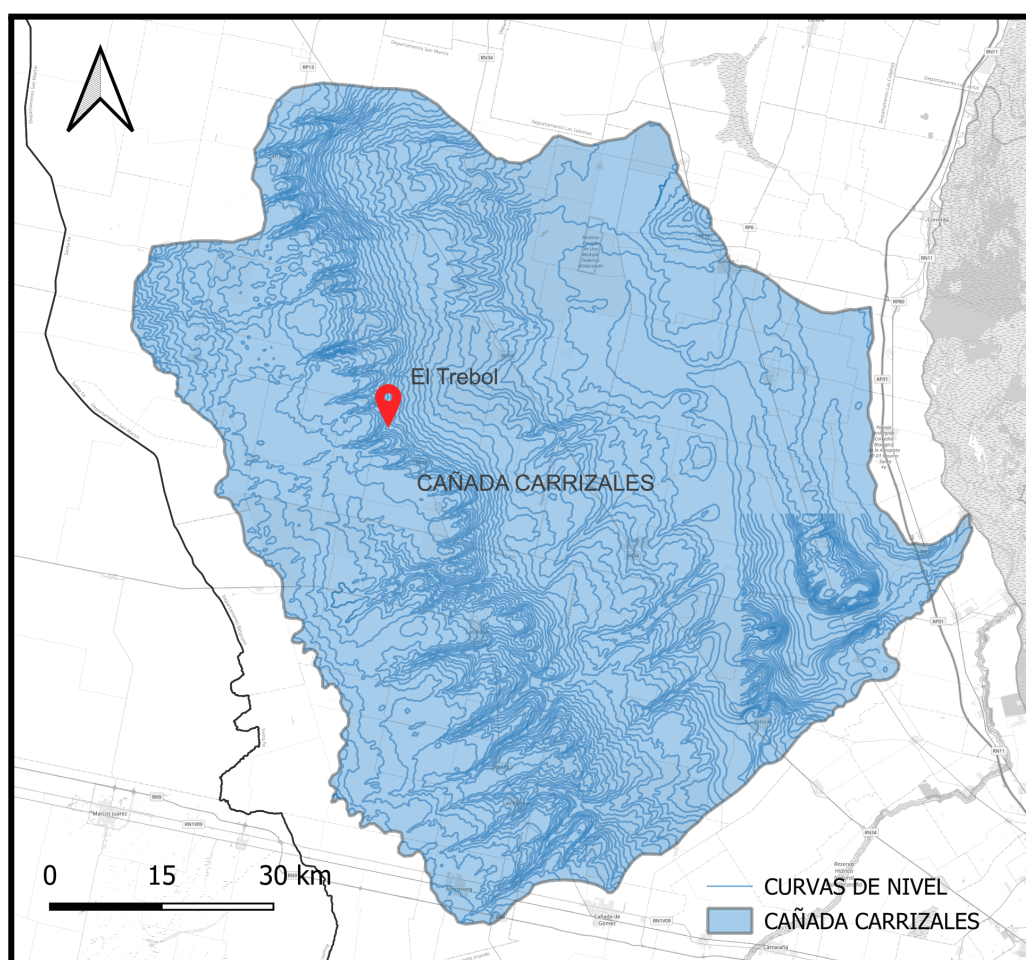


Imagen 3.5.1. Cuenca Cañada de Carrizales. Fuente: Elaboración propia mediante QGIS.

La mayor parte de los excedentes pluviales que actualmente debe conducir el canal 12 de Octubre provienen de los terrenos ubicados al oeste de la RP N°13, donde el uso de la tierra en el sector es esencialmente rural. Dentro de la zona media de la cuenca en estudio se ubica la ciudad consolidada, mientras que en el sector bajo los terrenos presentan una ocupación del suelo tipo rural.

A modo introductorio se presenta la siguiente imagen que representa la dinámica hídrica de la localidad de El Trébol, detallando los cursos de aporte y canales principales que conforman el sistema de drenaje presente en la actualidad.

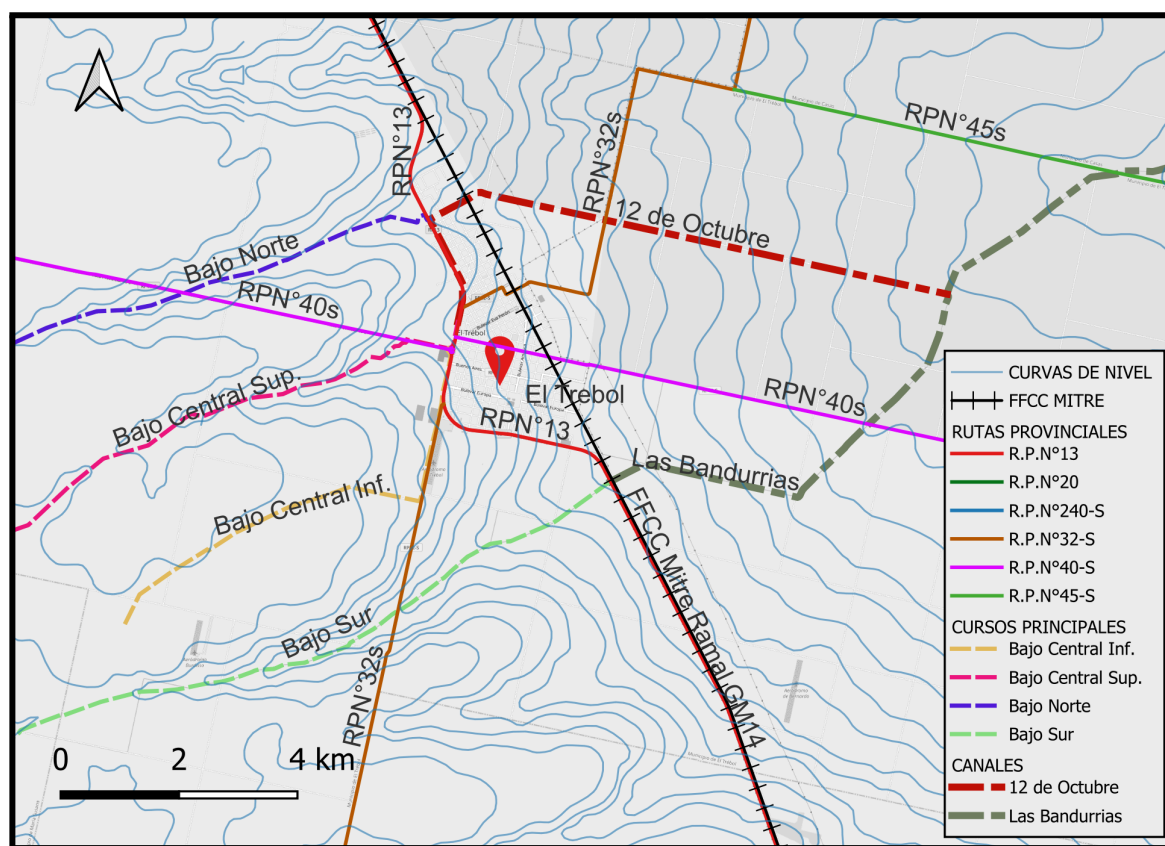


Imagen 3.5.2. Dinámica Hídrica. Fuente: Elaboración propia mediante QGIS.

Según informe elaborado por la Municipalidad de El Trébol (2021), “la localidad de manera histórica se ve afectada por situaciones hídricas puntuales, sobre todo en ciertos períodos del año donde las lluvias son más intensas y en cortos lapsos de tiempo. Según se indica, existe un posible desborde de agua sobre la R.P.N°13, desde el oeste hacia el radio urbano...”. En dicho informe agregan que llega un gran caudal de agua desde los campos en la dirección de la R.P.N°40-S, sentido oeste - este.

Como característica de la zona se observa la presencia de cañadas paralelas con dirección sudoeste - noreste. Las cañadas son depresiones lineales, anchas y de escasa profundidad, en muchos casos rectas, que contienen agua en forma temporaria o permanente. Algunas cañadas tienen un pequeño cauce en el centro, pero siempre se trata de un elemento menor, fuertemente subordinado al resto de la depresión en la hidrodinámica general.

En muchos casos de la provincia de Santa Fe, las cañadas son lineamientos tectónicos¹, localizados en forma paralela a intervalos regulares que colectan el agua superficial y el escurrimiento subsuperficial. La mayoría de ellas tienen régimen temporario o intermitente, conteniendo agua solamente durante las épocas húmedas o después de tormentas importantes. Desde el punto de vista hidráulico, las cañadas están caracterizadas por alta rugosidad, causada por las densas matas de pajonal (*Panicum prionitis*) y de espartillar (*Spartina densiflora*) entre otras plantas. La alta rugosidad y la escasa pendiente longitudinal frenan el escurrimiento del agua.

Los escurrimientos provenientes de la zona rural situada al oeste de la ciudad, se concentran en cuatro bajos inundables que los conducen con sentido SO-NE, como puede apreciarse en la figura anterior.

La pavimentación de la R.P.N°13, circunvalando a la planta urbana (ver imagen 3.5.2) y oficiando como un verdadero obstáculo, interrumpe el sentido original del escurrimiento de los bajos “Norte” y “Centro” indicados en dicha imagen, los retarda y trata de alejarlos del centro de la ciudad. Como complemento, fue desarrollado un canal para encauzar el flujo y conducirlo, desde la R.P.N°13 hacia el norte. Luego, éste cruza la R.P.N°13 a la altura de calle Berlín y continúa paralelo a la primera hasta que alcanza el punto donde recibe el aporte del bajo “Norte”, entre las calles Ceferino Namuncurá y Santa Rosa. Prosigue dirigiéndose hacia las vías del ex FFCC Mitre (noreste de la ciudad), para después continuar hacia el este, alejándose de la ciudad, hasta alcanzar la desembocadura en el Canal Las Bandurrias.

¹ Característica lineal o ligeramente curva en el paisaje que indica una estructura geológica subyacente, como una falla o un pliegue, causada por el movimiento de las placas tectónicas.

En el sector sur de la localidad (ver imagen 3.5.2) tenemos 2 cauces importantes. Por un lado, el bajo “Sur” fue canalizado por la Organización de Cuenca Arroyo Las Turbias (regulado por la Ley N°13740 de la Provincia de Sante Fe) y pasa por el sur-este de la ciudad, sin ingresar a la zona urbana. Este encauzamiento toma el nombre de canal Las Bandurrias. Por otro lado, el bajo “Central Inferior” llega a la R.P.N°32-S y el escurrimiento del agua continúa por una zanja, al oeste de la misma, hasta una intersección en donde se divide la escorrentía en dos direcciones. Parte del flujo se dirige hacia el este, canalizado adyacentemente a la R.P.N°13 y otra parte, en general por rebalse, continúa por la R.P.N°32-S hasta ingresar a la R.P.N°13 y proseguir hacia el Norte hasta encontrarse con los cauces mencionados anteriormente y arribar al canal 12 de Octubre.

3.6. Desagües pluviales urbanos.

En la ciudad de El Trébol, el drenaje pluvial urbano se realiza principalmente mediante escurrimiento superficial a través de cordones cuneta y zanjas. Complementariamente, existen sectores en los que funcionan conductos de desagüe que descargan hacia las cunetas y canalizaciones ya establecidas. Estos conductos corresponden a dos ramales principales, cuyas bocas de entrada se localizan en puntos estratégicos: uno en la intersección de Bv. Libertad con Bv. América, y el otro en la intersección de Bv. Libertad con calle Malvinas Argentinas (R.P.N°32-S).



Imagen 3.6.1. Boca de entrada intersección Bv. Libertad y Bv. América. Fuente: Google Maps.



Imagen 3.6.2. Boca de entrada intersección Bv. Libertad y Malvinas Argentinas (RPN32S).
Fuente: Google Maps.

Uno de los inconvenientes que trae este sistema de escurrimiento primordialmente superficial es que ante una lluvia extraordinaria se pueden generar importantes inundaciones, como lo ocurrido el 13 de diciembre de 2023, en donde cayeron más de 200 milímetros de agua dejando las calles totalmente anegadas y afectando muchas viviendas (ver imagen 3.6.3), provocando que gran cantidad de personas tengan que ser evacuadas.



Imagen 3.6.3. Inundación 2023, zona céntrica de la ciudad. Fuente: <https://www.ellitoral.com/>

La traza del antiguo Ferrocarril Belgrano Ramal C (FFCC), marcada en el mapa de la imagen 3.6.4, constituye un elemento de infraestructura lineal que configura una barrera al escurrimiento natural de los desagües pluviales en la zona de El Trébol. Al establecer un terraplén elevado con una cota superior a las calles circundantes, las vías del FFCC interceptan el flujo superficial del agua que naturalmente se dirige hacia el este, concentrándolo en puntos específicos. Esta configuración es clave, ya que transforma el escurrimiento difuso de la cuenca en un drenaje altamente localizado y concentrado, generando una dependencia de las estructuras transversales para el pasaje del caudal de crecida.

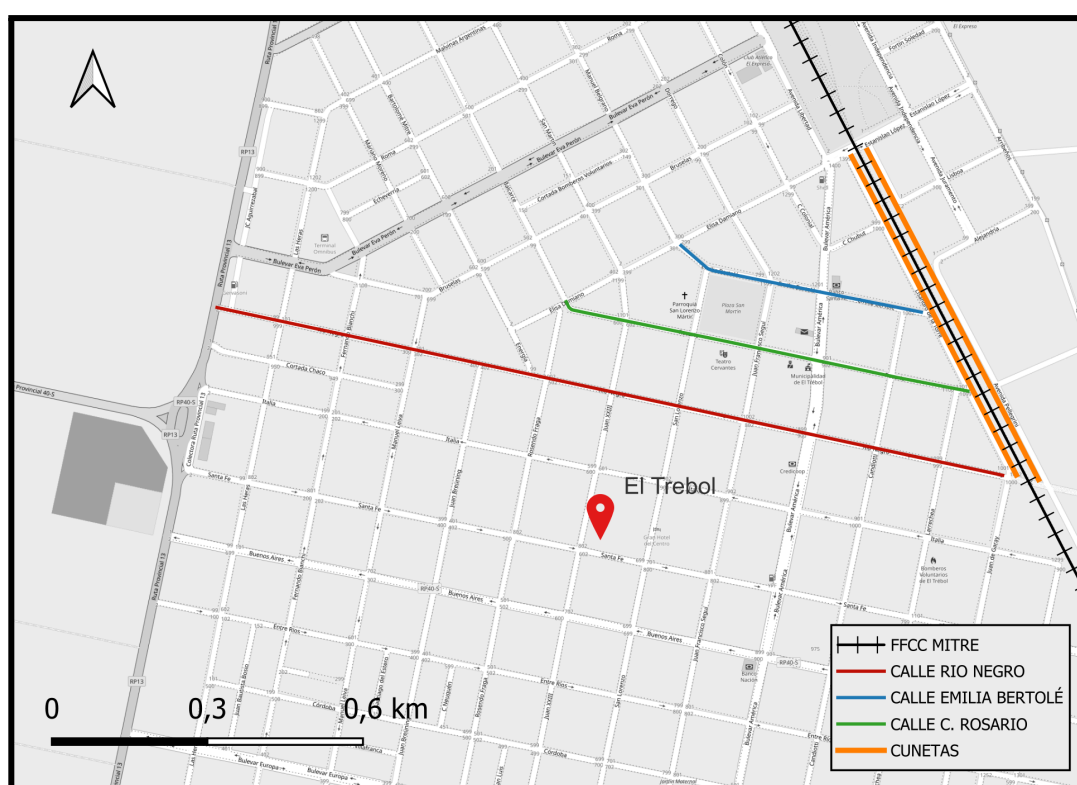


Imagen 3.6.4. Interferencia del FFCC en los escurrimientos pluviales. Fuente: elaboración propia mediante QGIS.

Para mitigar el efecto de barrera, el sistema de drenaje incorpora alcantarillas bajo el terraplén del FFCC (ver imágenes 3.6.5, 3.6.6 y 3.6.7), ubicadas en las principales vías de desagüe, como las calles Río Negro, Rosario y Emilia Bertolé (ver imagen 3.6.4). Si bien estas estructuras cumplen su función durante precipitaciones ordinarias, su capacidad hidráulica se ve rápidamente superada ante eventos de lluvias de importancia. Esta limitación en el dimensionamiento y el diseño de las alcantarillas las convierte en cuellos de botella que restringen el flujo,

provocando una elevación significativa del nivel de agua y una remansamiento aguas arriba (al oeste) de la barrera ferroviaria. Este represamiento se traduce en la acumulación de agua y, potencialmente, en inundaciones en el tejido urbano adyacente.



Imagen 3.6.5. Alcantarilla bajo FFCC en intersección calle Río Negro. Fuente: Google Maps



Imagen 3.6.6. Alcantarilla bajo FFCC en intersección calle Rosario. Fuente: Google Maps



Imagen 3.6.7. Alcantarilla bajo FFCC en intersección calle Emilia Bertolé. Fuente: Google Maps.

Dentro de este sistema, la situación en la calle Río Negro se identifica como la más crítica. Esto se debe a que la alcantarilla en esta vía recibe el aporte de una cuenca hidráulica de mayor superficie y mayor porcentaje de impermeabilización en comparación con las otras calles de la ciudad (ver Imagen 3.6.8). Una mayor área de aporte sumada a una alta impermeabilidad urbana (techos, pavimentos) genera un hidrograma de crecida con picos de caudal significativamente más altos y rápidos.

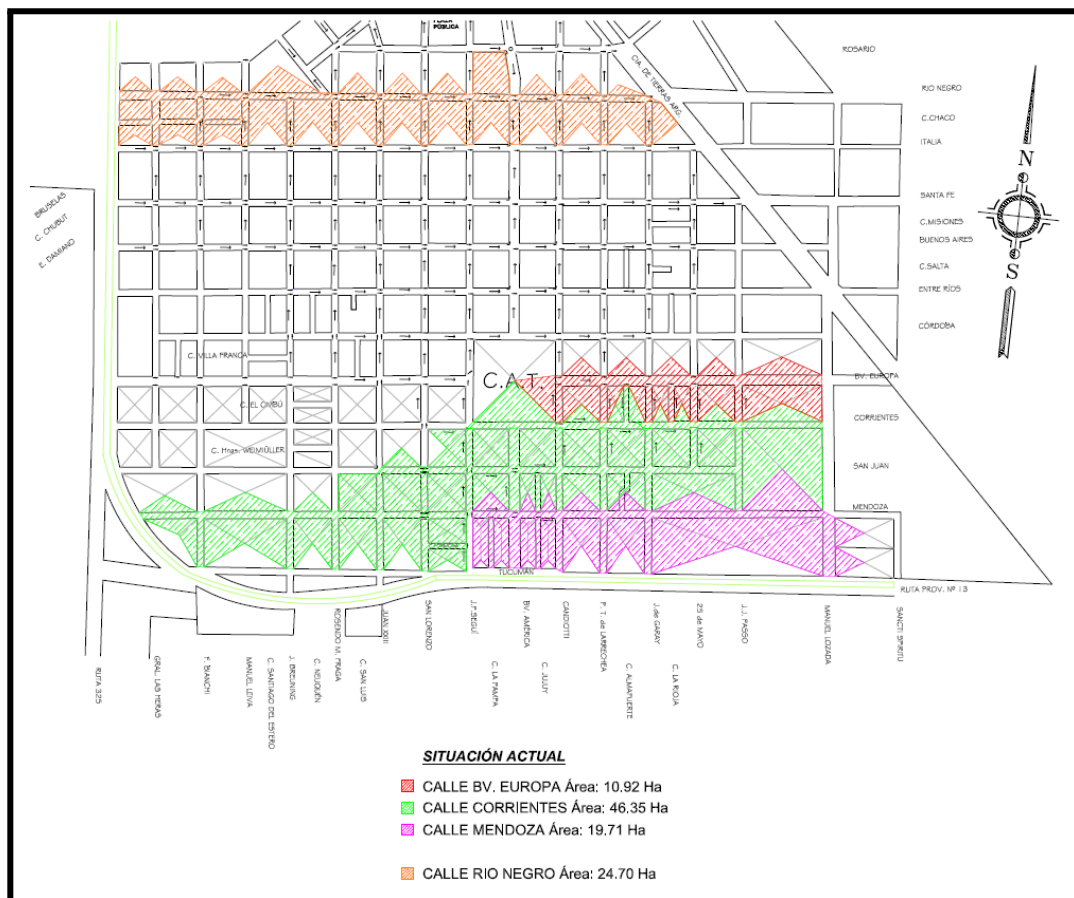


Imagen 3.6.8. Cuenca calle Río negro y otras. Fuente: informe G&G Ingeniería.

Como consecuencia de lo dicho anteriormente, el cuello de botella creado por la alcantarilla en calle Río Negro se manifiesta con mayor intensidad y frecuencia, requiriendo una intervención prioritaria que podría incluir la ampliación de la sección hidráulica de la estructura de cruce o la gestión de una parte de su caudal mediante obras estructurantes, como reservorios para retención de crecidas, a fin de reducir el riesgo de inundación aguas arriba de las antiguas vías.

4. ESTUDIO DE ANTECEDENTES

En sus etapas iniciales de conformación urbana, la ciudad de El Trébol se estructuraba en tres asentamientos diferenciados: El Trébol propiamente dicho, Pueblo Passo y Pueblo Tais. La depresión natural que en la actualidad constituye el eje principal de escurrimiento superficial se localiza entre las calles Río Negro y Elisa Damiano, siendo la primera de ellas el antiguo límite urbano de El Trébol. Durante ese período, los espacios intermedios correspondían a zonas rurales sin urbanización, lo que reducía la exposición directa a procesos de inundación.



Imagen 4.1. *El Trébol en 1890. Fuente: <https://eltrebol.gov.ar/resena-historica/>*

El 15 de enero de 1890 parte desde Cañada de Gómez el primer tren que pasó por El Trébol. Al llegar a la estación, unas 60 personas esperaban en el andén a familiares y amigos inmigrantes con el propósito de establecerse en estas tierras.

Así, debe entenderse el 15 de enero de 1890, fecha en que fue librada al servicio la sección Las Rosas – El Trébol del entonces denominado «Ramal a Las Yervas» del Ferrocarril Central Argentino, como la fecha fundacional de El Trébol, sin desmedro ni menoscabo de los hechos anteriores y posteriores que en su compleja interrelación configuran el origen de la localidad, del entorno rural tributario del centro urbano y del distrito que establece los límites de su jurisdicción.

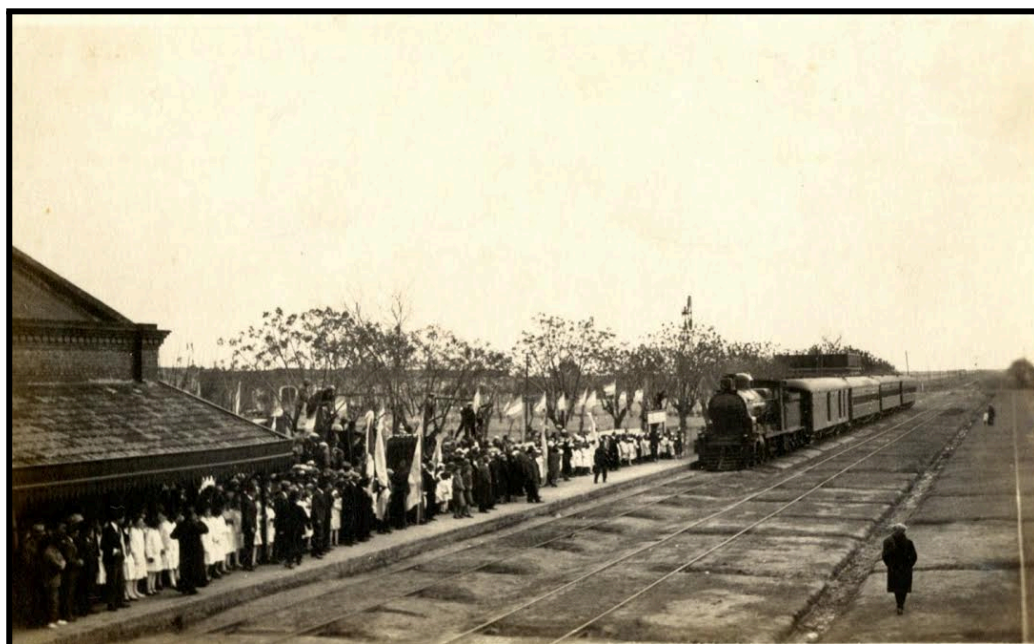


Imagen 4.2. Primer tren que pasó por El Trébol, 1890. Fuente: <https://eltrebol.gov.ar/resena-historica/>

El proceso de expansión y consolidación urbana acontecido a lo largo del siglo XX, que integró los tres núcleos en un único trazado urbano, se desarrolló sin una adecuada planificación hidrológica. La urbanización se ejecutó sin considerar las líneas naturales de escurrimiento ni prever obras de drenaje pluvial tales como canales aliviadores, reservorios de retención o conductos de desagüe, indispensables para encauzar los caudales de aporte. Esta omisión incrementó la vulnerabilidad de la ciudad frente a eventos de precipitaciones intensas.



Imagen 4.3. *El Trébol en la actualidad. Fuente: <https://santafe.gob.ar>*

Un registro histórico relevante tuvo lugar en 1927, cuando un evento de lluvias extraordinarias generó un caudal de escorrentía que superó en aproximadamente 0,30 m la cota de las vías del Ferrocarril Belgrano, interrumpiendo el tránsito ferroviario tal como se observa en la imagen 4.4. Episodios similares se reiteraron en sucesivas oportunidades, especialmente en contextos de tormentas de alta intensidad y corta duración, evidenciando la insuficiencia de la capacidad de drenaje natural y la ausencia de obras de mitigación.



Imagen 4.4. *Inundación del año 1927. Fuente: radioeltrebol.com.ar*

Durante la primera mitad de la década de 1960 se ejecutó el terraplén sobre el cual se emplaza actualmente la R.P.Nº13, con el objetivo de interrumpir el flujo superficial de agua hacia el área urbana. Sin embargo, dicha infraestructura resultó insuficiente para contener los volúmenes de esorrentía generados en eventos de precipitaciones intensas. Como medida complementaria, a fines de esa misma década se construyó el Canal “12 de Octubre”, concebido como obra de derivación para atenuar el impacto de los excedentes hídricos.

Si bien en un primer momento esta intervención permitió mejorar parcialmente la capacidad de evacuación durante precipitaciones significativas, la solución generó externalidades negativas: los desbordes se desplazaron hacia sectores residenciales de carácter popular, incrementando la vulnerabilidad de esos barrios. La ausencia de un sistema integral de desvío y control de caudales, sumado a la persistente tendencia del escurrimiento a concentrarse en la zona céntrica de la ciudad, desembocó en situaciones críticas como la registrada en marzo de 2007. En ese mes se acumularon 561 mm de lluvia, provocando el sobrepaso de la cota del terraplén de la R.P.Nº13, el desborde del canal y el vuelco de los excedentes hídricos sobre el área central de la ciudad. Este evento ocasionó importantes daños materiales, pérdidas económicas y la evacuación de numerosos habitantes.



Imagen 4.5. Inundación marzo 2007 (zona céntrica de El Trébol). Fuente: radioeltrebol.com.ar

4.1. Inundación Diciembre 2023.

El 13 de diciembre de 2023, durante la madrugada, la zona centro-oeste de la provincia de Santa Fe fue afectada por tormentas intensas asociadas a una intensificación del fenómeno de El Niño. En un período aproximado de tres horas, se registraron 230 mm de precipitación en El Trébol, mientras que localidades cercanas como María Susana, Gálvez y Cañada Rosquín recibieron 180 mm, 140 mm y 132 mm respectivamente. Este evento extremo produjo un aumento súbito del escurrimiento superficial, afectando la infraestructura urbana y rural de la región.

El volumen y velocidad del agua generaron un desborde del Canal 12 de Octubre, que cruzó la R.P.Nº13, actuando históricamente como contención en eventos de exceso hídrico. La presión del agua sobre el terraplén y el posterior desborde provocaron anegamiento de calles y viviendas, alcanzando aproximadamente 40 cm de altura dentro de los hogares. Se vieron afectadas más de 200 viviendas, y 40 familias fueron evacuadas a albergues temporales ubicados en clubes de la ciudad.



Imagen 4.1.1. *Escalinatas de la Plaza San Martín, Diciembre 2023. Fuente: eltreboldigital.com.ar*

Tras la tormenta, el agua permaneció en las calles durante muchas horas. En áreas específicas, como la plaza principal y algunas cocheras subterráneas, fue necesario utilizar bombas para extraer el agua y eliminar así el peligro potencial para la comunidad.



Imagen 4.1.2. Escalinatas de la Plaza San Martín, Diciembre 2023. Fuente: eltreboldigital.com.ar

La topografía local contribuyó significativamente a la magnitud del evento. La ciudad se asienta sobre el domo occidental de Santa Fe, con un declive de aproximadamente 17 metros desde el predio del Área Industrial (R.P.N°40-S) hasta la traza del ferrocarril cerca del centro urbano. Este desnivel, sumado a la profundidad de las cunetas de la R.P.N°40-S, concentró el flujo y aumentó la velocidad de escurrimiento hacia la ciudad.

Se muestra en la siguiente imagen a modo ilustrativo la ubicación de los lugares mostrados en las fotografías anteriores.

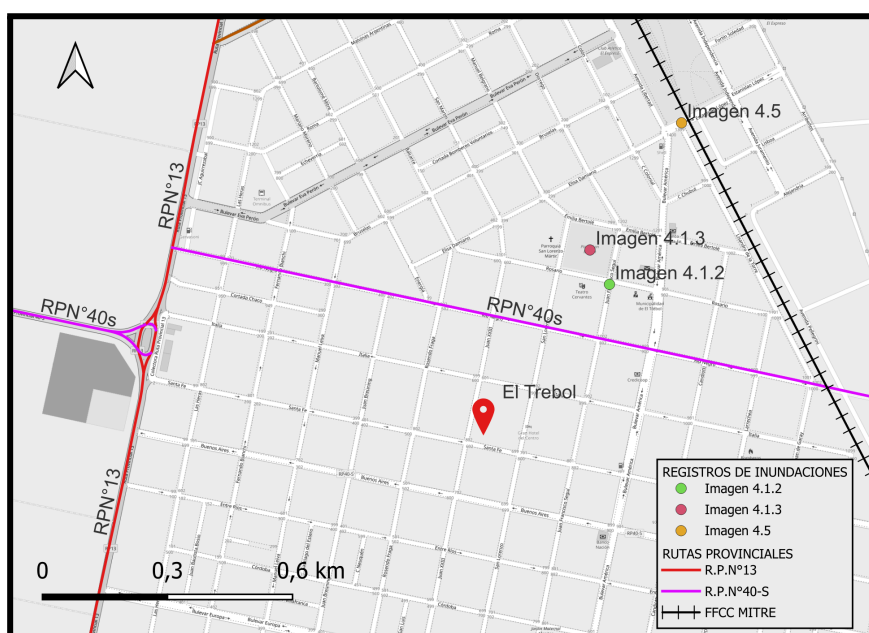


Imagen 4.1.3. Ubicación de las fotografías presentadas. Fuente: Elaboración propia mediante QGIS.

Otro factor relevante es la transformación de las prácticas agrícolas, que ha generado compactación e impermeabilización del suelo, disminuyendo su capacidad de infiltración y favoreciendo un incremento significativo de la escorrentía superficial.



Imagen 4.1.4. Avance de obras posterior a la inundación. Fuente: eltrebol.gov.ar

Tras la inundación, se implementaron diversas obras de carácter estructural con el objetivo de mitigar futuros desbordes. Entre ellas, se destaca la construcción de un bordo de contención a lo largo de la R.P.Nº13, diseñado para evitar que el agua se desplace hacia áreas urbanas. Además, se ampliaron las alcantarillas en puntos críticos, como el Anfiteatro, reemplazando módulos de menor capacidad por estructuras hidráulicas más amplias, lo que permitió mejorar significativamente el drenaje durante eventos de precipitación intensa. Estas intervenciones, de carácter provisional, buscaban asegurar el rápido escurrimiento de las aguas acumuladas y reducir los riesgos inmediatos para la población y la infraestructura urbana.



Imagen 4.1.5. Bordo de contención. Fuente: eltrebol.gov.ar

5. INFORMACIÓN DISPONIBLE

5.1. Curvas IDR.

Para el dimensionamiento hidráulico de cualquier sistema de drenaje, es fundamental caracterizar los eventos de lluvias extraordinarias que se pretenden evacuar. Esta caracterización se realiza mediante las Curvas de Intensidad-Duración-Recurrencia (IDR), las cuales son herramientas estadísticas que relacionan tres variables clave:

- Intensidad (I): La tasa de precipitación, expresada en milímetros por hora (mm/h).
- Duración (D): El periodo de tiempo durante el cual se mide la lluvia, en minutos o horas.
- Recurrencia (R): El intervalo de tiempo promedio en el que un evento de lluvia de determinada intensidad y duración es igualado o superado. Por ejemplo,

una tormenta con un periodo de retorno de 10 años tiene una probabilidad del 10% de ser igualada o superada en cualquier año.

Para el presente estudio se obtuvieron las curvas IDR (Serie 1990-2017) pertenecientes a la localidad de El Trébol, las cuales constituyen el insumo primario para la modelación lluvia - escorrentía, permitiendo:

- Generar Hietogramas de Diseño² (la distribución temporal de la lluvia).
- Calcular los caudales pico³ que deben ser manejados por el sistema de drenaje.
- Dimensionar las obras hidráulicas, como cunetas, canalizaciones y reservorios, para que operen de manera eficiente y segura bajo diferentes escenarios de lluvia, desde los más frecuentes (R = 5 años) hasta los eventos extremos (R = 100 años).

Tabla 5.1.1. Curvas IDR EL TRÉBOL (Serie 1990-2017). Fuente: Dirección Provincial de Vialidad

CURVAS IDR EL TRÉBOL (Serie 1990 - 2017)						
	INTENSIDAD (mm / hr)					
min \ R ->	R = 2	R = 5	R = 10	R = 25	R = 50	R = 100
5	135,62	178,35	205,8	239,74	264,58	289,13
10	118,67	156,05	180,07	209,77	231,51	252,99
15	101,72	133,76	154,35	179,8	198,44	216,84
30	58,39	76,79	88,61	103,22	113,92	124,48
60	33,91	44,59	51,45	59,93	66,15	72,28
120	20,72	27,25	31,44	36,63	40,42	44,17
180	16,95	22,29	25,72	29,97	33,07	36,14
360	10,83	14,24	16,44	19,15	21,13	23,09
720	6,83	8,98	10,36	12,07	13,32	14,56
1440	3,92	5,16	5,95	6,94	7,66	8,37
2880	2,24	3	3,42	3,88	4,17	4,43
4320	1,63	2,18	2,52	2,91	3,17	3,42

² Hietograma de Diseño: modelo gráfico que representa la distribución temporal de la intensidad de una tormenta de diseño, es decir, la cantidad de lluvia que cae en intervalos de tiempo específicos durante un evento de lluvia hipotético, pero estadísticamente representativo.

³ Caudales pico: es el caudal máximo o la cantidad máxima de un fluido que pasa por un punto en un período de tiempo determinado.

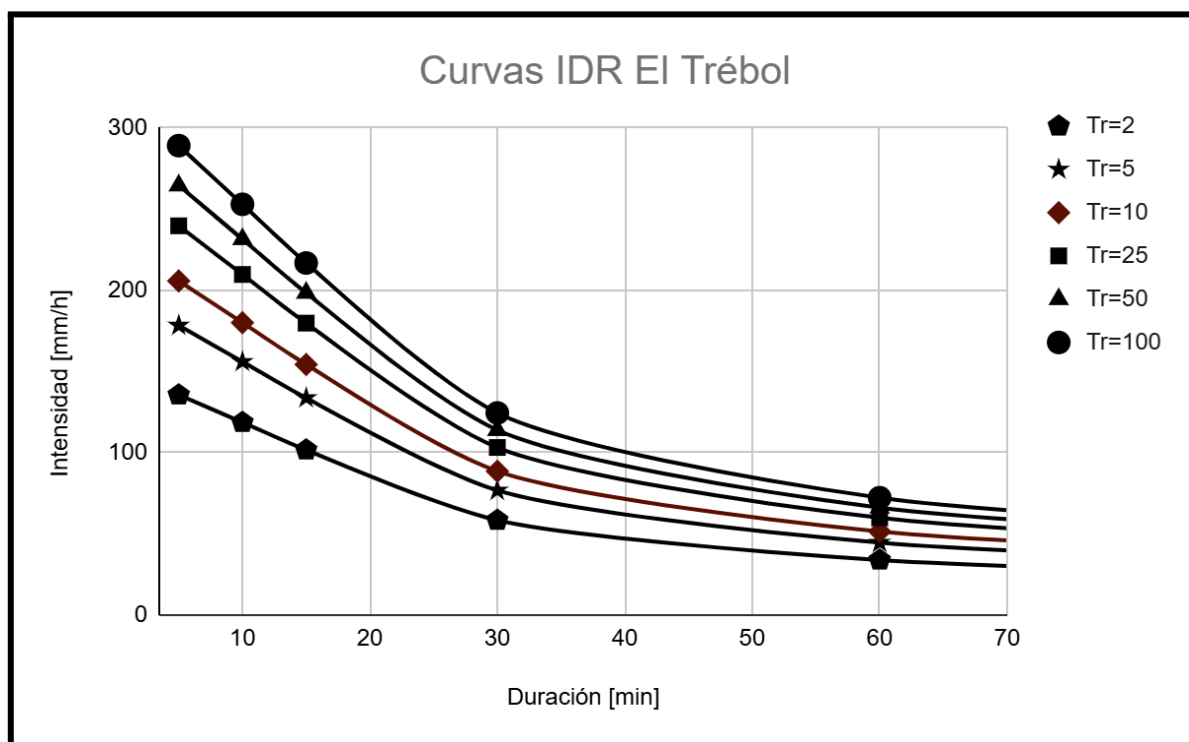


Imagen 5.1.1. Curvas IDR EL TRÉBOL (Serie 1990-2017). Fuente: Dirección Provincial de Vialidad.

5.2. Curvas de Nivel.

Para el análisis morfológico y de la dinámica hídrica⁴ del área de estudio se utilizó la cartografía oficial de curvas de nivel de la localidad de El Trébol, generada por el Instituto Geográfico Nacional (IGN). Esta información topográfica de base constituye una herramienta fundamental para:

- Determinar la pendiente general del terreno y las direcciones predominantes de escurrimiento superficial.
- Delimitar con precisión las microcuencas y subcuencas de aporte al sistema.
- Establecer las cotas de referencia para el diseño del sistema de drenaje pluvial y la modelación hidráulica.

Las curvas de nivel proporcionan la base geomorfológica indispensable para todos los estudios posteriores, garantizando la precisión en la caracterización del terreno y la correcta integración de las obras proyectadas en el entorno existente. En

⁴ Análisis morfológico e hidrológico: el análisis morfológico describe la forma y estructura física de la cuenca (su área, relieve, forma y red de drenaje), mientras que el análisis de la dinámica hídrica se enfoca en el estudio del agua, su ciclo y comportamiento dentro de la cuenca.

nuestro caso las curvas de nivel con las que contamos como antecedentes tienen una equidistancia de 2,50 metros. Se pueden visualizar estos datos en el Plano N°02.

5.3. Cotas actuales de la red vial.

Para el análisis detallado del sistema de drenaje pluvial dentro de la trama urbana, se incorporó el relevamiento de cotas de la red vial de la zona urbana de El Trébol. Esta información altimétrica de detalle, la cual fue brindada por el municipio de la localidad, es fundamental para:

- Determinar las pendientes reales de calles y veredas, identificando puntos bajos y zonas de potencial acumulación de agua.
- Analizar la red de drenaje menor con precisión, verificando la captación y conducción de la escorrentía superficial.
- Integrar hidráulicamente el sistema interno de la ciudad con las obras de canalización principales que vamos a proyectar en el presente trabajo, como veremos más adelante.

Las cotas de pavimento constituyen la base para el diseño preciso del drenaje urbano, permitiendo una solución efectiva y articulada con la topografía existente.

5.4. Relevamiento del Canal “12 de Octubre”.

Para la caracterización hidráulica del sistema de conducción principal actual se obtuvo, por medio de la Municipalidad de El Trébol, el relevamiento planialtimétrico del Canal 12 de Octubre. Este conjunto de datos, obtenido mediante un relevamiento topográfico, incluye:

- **Nivelación de fondo y márgenes:** para determinar la pendiente longitudinal existente del canal y sus correspondientes cotas.
- **Secciones transversales detalladas:** que definen la geometría actual, la capacidad hidráulica y el estado de las secciones del canal.
- **Perfil longitudinal completo:** lo que nos habilita a analizar la línea de energía y las posibles zonas de remanso o erosión.

Esta información es útil para calibrar y validar un modelo hidráulico, permitiendo evaluar con precisión la capacidad de conducción del canal existente y diagnosticar su comportamiento bajo diferentes escenarios de caudal.



Imagen 5.4.1. Canal 12 de Octubre. Fuente: eltrebol.gov.ar (23 de noviembre de 2015).

5.5. Memoria descriptiva y técnica: “Canales El Trébol” - Ex Ministerio de Infraestructura, Servicios Públicos y Hábitat de la Provincia de Santa Fe. Diciembre 2023.

Se incorpora como antecedente el “Proyecto Canales El Trébol” desarrollado por el ex Ministerio de Infraestructura, Servicios Públicos y Hábitat. Este estudio integral constituye la base de planificación para la mitigación de inundaciones en la localidad y comprende:

- Diagnóstico hidrológico - hidráulico: identifica y modela las cuencas aportantes (Bajo Norte, Centro, Central Inferior y Sur) que descargan sobre la ciudad, cuantificando los caudales para diferentes periodos de retorno.
- Propuesta de obras estructurales: incluye el diseño de tres tramos de canalización (Principal, Este y Oeste) con una longitud total de más de 14 km,

junto con el dimensionamiento de más de 20 obras de arte (alcantarillas) para cruces viales.

- Metodología técnica: aplica modelación numérica con software especializado (HEC-HMS para hidrología e HEC-RAS para hidráulica), utilizando las curvas IDR de Rafaela y estableciendo criterios de diseño específicos para zonas urbanas y rurales. El HEC-HMS (Hydrologic Modeling System) se utiliza para calcular el caudal máximo de diseño de las tormentas, modelando el proceso de lluvia y escorrentía sobre la cuenca. Por otro lado, el HEC-RAS (River Analysis System) toma este caudal para simular el comportamiento del flujo en los sistemas de drenaje o cursos de agua, lo que permite determinar la extensión y profundidad de la inundación. Para alimentar al modelo hidrológico, en este caso recurrieron a las Curvas IDR de la ciudad de Rafaela; esta práctica puede haber estado justificada por la falta de datos pluviométricos específicos en la localidad de El Trébol, por lo que adoptaron los datos de la ciudad más cercana con registros confiables.
- Documentación completa: el proyecto cuenta con memoria descriptiva, técnica, planos, cómputos métricos y metodología constructiva, representando el plan maestro para el ordenamiento hídrico del área.

La información de este proyecto será utilizada para contextualizar la problemática general y articular las soluciones a escala de detalle con la planificación existente a escala municipal.

6. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS

Para reducir el riesgo de inundaciones en El Trébol, se plantea la construcción de dos reservorios. Estos se ubicarán aguas arriba de la ciudad, en la cuenca principal que alimenta el bajo “Central Superior” tal como se muestra en la Imagen 6.1, con el objetivo de controlar el caudal de ingreso.

Los reservorios son dispositivos que almacenan el agua y cumplirían una función de regulación hídrica, permitiendo almacenar el exceso de agua durante

eventos de lluvias intensas y liberarla de manera controlada. Esta medida contribuiría a reducir significativamente el riesgo de inundaciones en áreas críticas de la ciudad.

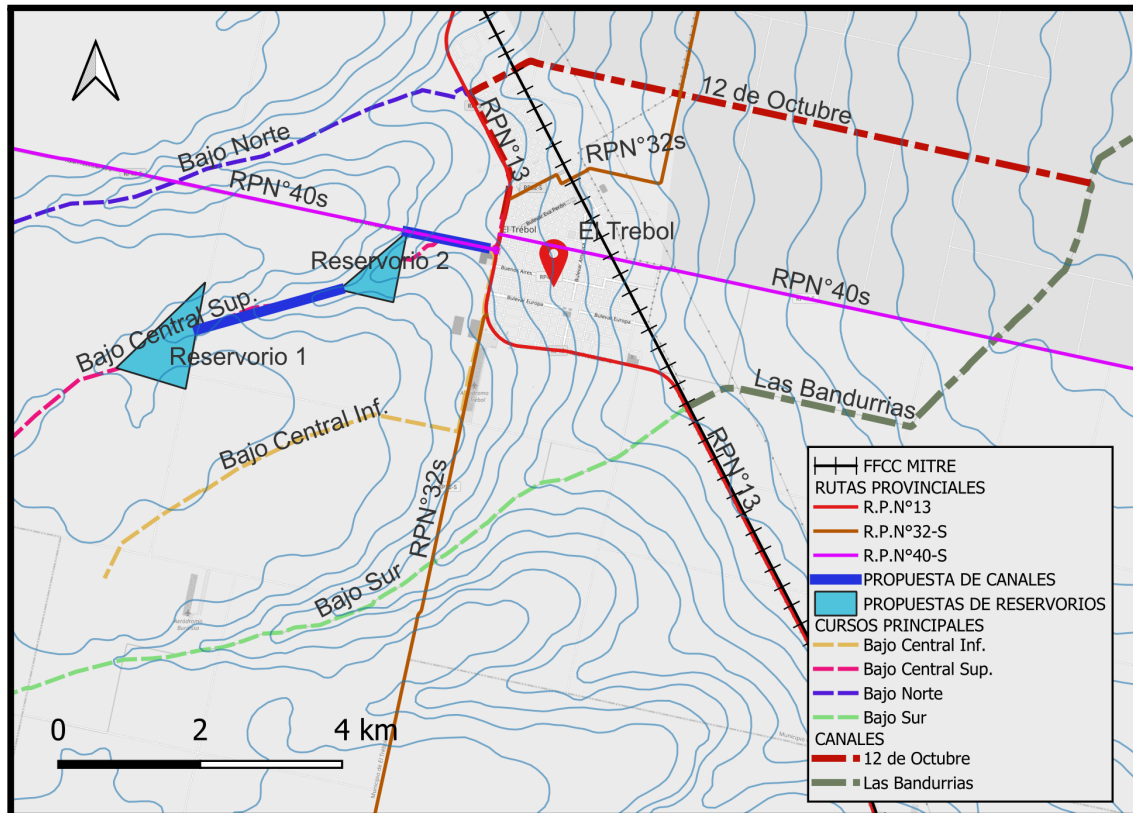


Imagen 6.1. Ubicación esquemática de los reservorios. *Fuente: Elaboración propia.*

Aguas abajo de los reservorios, se plantean distintas alternativas para conducir los escurrimientos de manera controlada hasta que los mismos alcancen el curso receptor. Estas propuestas buscan gestionar el caudal liberado, evitando concentraciones excesivas de agua en sectores urbanos y minimizando el riesgo de inundaciones.

En las secciones siguientes se detallarán las opciones evaluadas para la conducción del agua, considerando criterios de capacidad hidráulica, seguridad estructural, impacto ambiental y compatibilidad con el entorno urbano y rural, con el fin de seleccionar la solución más eficiente y sostenible para la ciudad de El Trébol.

A partir del diagnóstico realizado, se plantean tres alternativas de conducción: dos de ellas atravesando el área urbana de la localidad y una tercera basada en la jerarquización de las conducciones actuales. Todas coinciden en su trazado inicial

hasta la sección en correspondencia con calle Río Negro (R.P.N°40-S dentro de la trama urbana), a partir de la cual difieren en su desarrollo.

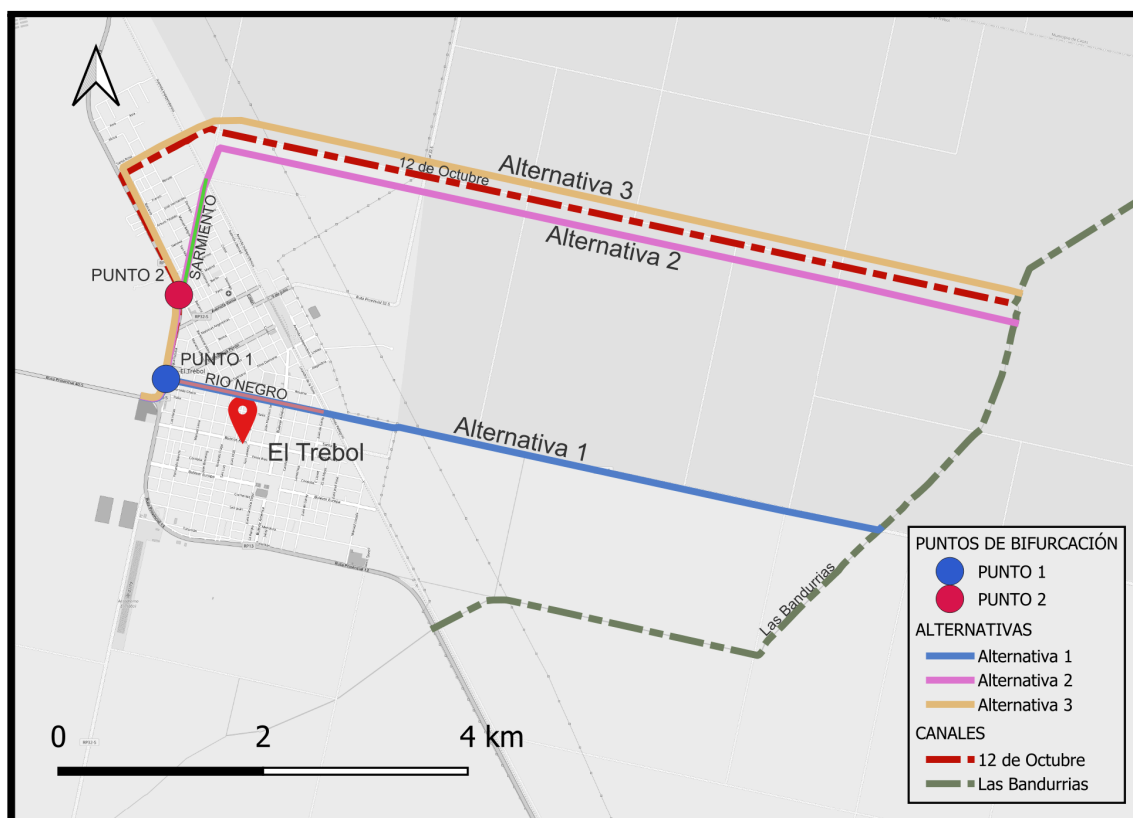


Imagen 6.2. Traza de alternativas analizadas. Fuente: Elaboración propia mediante QGIS.

- **Alternativa 1:** desde el punto 1 indicado en la imagen 6.2, se propone un conducto subterráneo por debajo de calle Río Negro (R.P.N°40-S dentro de la trama urbana), que permite el paso del agua proveniente de los campos de un lado al otro de la ciudad.
- **Alternativa 2:** el cauce mantiene su recorrido actual hasta el punto 2 indicado en la imagen 6.2, donde atraviesa hacia el lado este de la R.P.N°13; a partir de allí, un conducto por debajo de Av. Sarmiento conduce el agua hasta su descarga en el Canal 12 de Octubre.
- **Alternativa 3:** consiste en la jerarquización del cauce existente, mejorando su capacidad de conducción mediante obras de adecuación y limpieza.

6.1. Alternativa 1: Conducto subterráneo por calle Río Negro.

Esta alternativa propone una solución con una eficiencia hidráulica mejor que la traza actual de los escurrimientos, debido a que con ella se evita bordear toda la ciudad. Sin embargo, presenta significativos desafíos constructivos. La propuesta consiste en un conducto subterráneo diseñado con una capacidad que dependerá del caudal de salida que se logre a partir de los reservorios; éste sigue la traza natural de la cañada por debajo de la calle Río Negro. Entre los puntos a tener en cuenta en esta alternativa podemos ver:

- Mejor eficiencia hidráulica: el trazado se ajusta al curso natural de escorrentía, aprovechando la pendiente topográfica existente. Esto, en principio, favorece a minimizar las pérdidas de energía y permite la conducción de caudales con mayor eficiencia. Sin embargo, otra cuestión importante a tener en cuenta es que en estas zonas de escasa pendiente, lo más común es utilizar conductos rectangulares, que no requieren tapada, los cuales no son tan eficientes hidráulicamente como los circulares. Por lo tanto, puede ser que la búsqueda de una mejor eficiencia, debido a un recorrido aprovechando favorablemente las pendientes naturales del terreno, sea contrarrestado con una mala eficiencia de la sección del conducto.
- Solución integral: esta opción permite abordar tanto el problema de los aportes externos proveniente de las áreas rurales (aguas arriba) como el drenaje pluvial interno en el área urbanizada. El conducto principal puede diseñarse para incorporar sumideros y conexiones que capturen y conduzcan las aguas urbanas, integrando y solucionando ambas problemáticas en una única obra.
- Alta conflictividad con servicios: representa el mayor desafío constructivo, ya que la calle Río Negro alberga la mayor concentración de servicios subterráneos de la ciudad. Su ejecución requeriría una gestión minuciosa de interferencias, relocalización de servicios y metodologías constructivas de bajo impacto, lo que incrementa su complejidad, costos y plazos de ejecución.

6.2. Alternativa 2: Conducto subterráneo por Avenida Sarmiento.

Esta alternativa busca un equilibrio entre la eficiencia hidráulica y una menor interferencia con servicios públicos, desdoblado el recorrido del flujo. La propuesta consiste en mantener el cauce actual hasta su cruce con la R.P.Nº13, para luego desviar los excedentes mediante un conducto subterráneo que recorre la Avenida Sarmiento hasta integrarse al Canal 12 de Octubre. Entre los puntos a tener en cuenta en esta alternativa podemos ver:

- Menor conflictividad con servicios: al desviar el trazado hacia la Avenida Sarmiento, se elude la zona de mayor concentración de servicios subterráneos (Calle Río Negro) de acuerdo a lo informado por la Municipalidad de El Trébol, reduciendo significativamente los riesgos y complejidades asociados a su relocalización, considerando que esta última fuera posible. Esto podría traducirse en menores costos y plazos de ejecución en comparación con la Alternativa 1.
- Solución híbrida: combina la adecuación de un tramo del canal a cielo abierto existente con un nuevo conducto entubado. Esta configuración permite una transición controlada del flujo desde la zona rural hacia el sector urbano, aunque requiere obras de arte específicas para el cruce de la R.P.Nº13.
- Integración urbana limitada: si bien es posible conectar algunos sumideros, su trazado no sigue la línea de máximas pendientes naturales, lo que puede limitar su efectividad para drenar las aguas pluviales de una porción significativa del tejido urbano circundante. Su capacidad para resolver el problema interno es, por tanto, menor que la de la alternativa 1.

Esta alternativa se postula como una solución intermedia entre la alternativa 1 y la que veremos a continuación. Balancea de manera más equilibrada la eficiencia hidráulica con la factibilidad constructiva.

6.3. Alternativa 3: Reacondicionamiento del canal existente.

Esta alternativa representa la solución de menor impacto constructivo inmediato, priorizando la intervención sobre la infraestructura de conducción ya

presente. La propuesta se centra en la excavación, limpieza y reacondicionamiento hidráulico del cauce actual, optimizando su capacidad de conducción sin modificar su traza. Entre los puntos a tener en cuenta en esta alternativa podemos ver:

- Mínima interferencia con servicios: al trabajar exclusivamente sobre la traza del canal existente, se evita - en principio - el conflicto con las redes de servicios subterráneos de la ciudad, simplificando la logística y reduciendo los costos directos de la obra.
- Solución parcial y de alcance limitado: esta alternativa soluciona únicamente el problema de la conducción de aportes externos (aguas arriba). No incorpora una solución integral para el drenaje pluvial urbano, por lo que los anegamientos internos de la ciudad causados por la deficiente red de drenaje persistirán.
- Mantenimiento periódico requerido: al tratarse de un canal a cielo abierto, está sujeto a procesos de sedimentación y crecimiento de vegetación, lo que exige un plan de mantenimiento periódico y permanente para conservar su capacidad hidráulica de diseño. Además, no mitiga los riesgos asociados a los cruces viales existentes, que pueden actuar como puntos de estrangulamiento.

Esta alternativa es la más conservadora y económica en términos de inversión inicial, pero su principal limitante es que no constituye una solución integral, dejando sin resolver la problemática fundamental del drenaje interno de El Trébol.

7. ESTUDIO HÍDRICO

Realizar un estudio hídrico permite entender cómo se comporta el agua de lluvia en una zona determinada, identificando hacia dónde escurre, qué sectores se inundan y cuál es la capacidad de los desagües existentes.

Con esta información se pueden diseñar obras adecuadas, como canales o reservorios, que ayuden a regular los caudales y reducir los riesgos de inundación.

En localidades de relieve plano, como es el caso de El Trébol, donde el drenaje natural es lento, este tipo de estudios resulta fundamental para planificar soluciones y prevenir daños ante lluvias intensas.

7.1. Relevamiento topográfico.

A partir de un Modelo Digital de Elevación⁵ (MDE) con resolución espacial de 30 metros, desarrollado a partir de los datos capturados por la misión espacial ALOS World 3D (AW3D) con mejoras aplicadas por el IGN, se obtuvieron las curvas de nivel como dato base de la zona de estudio y a partir de éstas se generó, mediante QGIS, una interpolación con equidistancia de 0,50 m, con el objetivo de representar con mayor precisión la topografía de dicha zona.

El sistema proyectado se compone de dos reservorios de retención ubicados aguas arriba de la localidad, cuya ubicación fue determinada previamente en un estudio realizado por el Ex-Ministerio de Aguas, Servicios Públicos y Medio Ambiente, que identificó estos puntos de control de los caudales que ingresan a El Trébol.

Los reservorios están diseñados para almacenar temporalmente el agua de lluvia durante eventos intensos, mediante la ejecución de una presa de tierra. En lugar de que el agua escurra directamente hacia la zona urbana - provocando anegamientos - se acumula en éstos y se libera de manera controlada a través de una obra de descarga, que regula el caudal de salida hacia los canales receptores.

De esta manera, se logra disminuir los picos de caudal que llegan al área urbana, reduciendo el riesgo de inundaciones y mejorando el funcionamiento del sistema de drenaje.

Una vez definidas las ubicaciones de los reservorios según el estudio provincial, se trazaron los cierres correspondientes que delimitan el área de almacenamiento. A partir de ellos, se elaboraron las curvas Cota-Área-Volumen, necesarias para evaluar la capacidad de regulación de cada reservorio.

⁵ Representación digital tridimensional de la superficie de la Tierra que muestra la altitud de un terreno

7.2. QGIS.

QGIS (Quantum Geographic Information System) es un Sistema de Información Geográfica (SIG) de código abierto y de uso gratuito, que se ha consolidado como una herramienta profesional para la gestión, análisis y representación de datos geoespaciales. Como plataforma, permite a los usuarios visualizar, consultar, editar e imprimir mapas a partir de una multitud de formatos de datos, tanto vectoriales (como puntos, líneas y polígonos) como raster (imágenes, modelos digitales de elevación).

En el ámbito de la ingeniería civil e hidrología, QGIS permite realizar el análisis espacial necesario para el estudio de cuencas y drenajes. En este trabajo se utiliza para delimitar las subcuencas que aportan escurrimientos a El Trébol y obtener sus principales características morfométricas (área, pendiente, longitud del cauce principal ,etc.).

La implementación de QGIS en este trabajo no solo garantiza un rigor técnico acorde con los estándares profesionales actuales, sino que también asegura la reproducibilidad y transparencia de la metodología aplicada. La capacidad de integrar toda la información (cartografía base, redes de drenaje, puntos críticos de anegamiento y la ubicación de las propuestas de reservorios) en un único entorno georreferenciado lo convierte en la columna vertebral del análisis espacial del proyecto, facilitando la toma de decisiones fundamentadas y la comunicación clara de los resultados mediante la elaboración de cartografía de alta calidad.

7.3. Determinación de la cuenca de aporte a los reservorios.

Para delimitar las cuencas de aporte a los reservorios (véase imagen 7.3.1), se tomó como referencia las curvas de nivel de la Provincia de Santa Fe, las cuales fueron brindadas por la cátedra y al representar en este caso niveles cada 2,5 metros, permiten una mayor claridad en la interpretación y facilitan de esta manera el trazado de la cuenca de aporte.

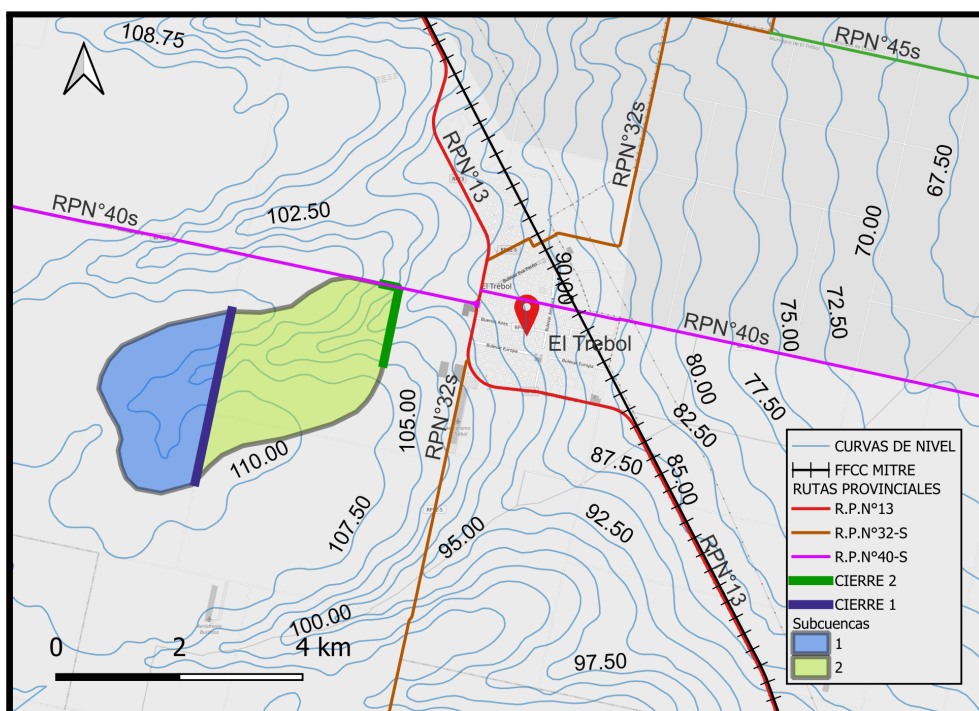


Imagen 7.3.1..Cuencas de aporte a cada cierre. Fuente: Elaboración propia mediante QGIS a partir de cotas IGN.

Al tratarse de una solución que contempla dos almacenamientos en serie, se deben analizar las cuencas de aporte de cada uno para poder así lograr el equilibrio en la regulación de caudales.

De esta delimitación se obtiene el área (A) de cada subcuenca, la longitud del curso de agua (L) y la pendiente media longitudinal del curso (S).

Para el análisis hidrológico resulta necesario definir el tiempo de concentración (T_c) de la cuenca, ya que este parámetro representa el tiempo que tarda una gota de agua en desplazarse desde el punto hidrológicamente más alejado de la cuenca hasta el punto de cierre. Conocerlo permite determinar la duración crítica de la lluvia de diseño y estimar el caudal máximo de escorrentía, lo cual es fundamental para el dimensionamiento de las obras hidráulicas.

Para su determinación se hizo uso del libro “*Hidrología: Procesos y Métodos*” de los autores H. E. Orsolini, E. D. Zimmermann y P. A. Basile, donde se presentan las fórmulas de Pasini y Ventura para cuencas rurales:

$$Tc_{Ventura} = \alpha \times \sqrt{\frac{A}{S}}$$

$$Tc_{Pasini} = \alpha \times (A.L)^{1/3} \times S^{-1/2}$$

El Tc utilizado, es un promedio entre los dos valores calculados.

Tabla 7.3.1. Datos subcuenca primer cierre. Fuente: Elaboración propia.

PRIMER CIERRE	
A [km2]	4,14
L [km]	2,40
S [m/m]	0,00104
Tc Ventura [min]	378,26
Tc Pasini [min]	158,976
Tc [min]	268,62

Tabla 7.3.2. Datos subcuenca segundo cierre. Fuente: Elaboración propia.

SEGUNDO CIERRE	
A [km2]	6,62
L [km]	4,50
S [m/m]	0,0019
Tc Ventura [min]	349,99
Tc Pasini [min]	255,1982302
Tc [min]	302,60

7.4. Curvas Cota-Área-Volumen.

A partir del modelo generado, se elaboraron las curvas Cota-Área-Volumen para los dos cierres analizados, que corresponden a las posibles ubicaciones de los reservorios proyectados. Estas curvas permiten establecer la relación entre la elevación del terreno (cota), la superficie inundada (área) y el volumen de agua almacenado en función de la altura del reservorio.

De esta manera, las curvas Cota-Área-Volumen resultan una herramienta esencial para estimar la capacidad de almacenamiento potencial de cada reservorio y para evaluar su comportamiento ante diferentes niveles de llenado. Su análisis permite además comparar alternativas de diseño y optimizar la ubicación y dimensiones de las estructuras con el objetivo de maximizar la eficiencia hidráulica del sistema.

Entonces para cada curva de nivel, delimitamos la “mancha” que generaría la construcción del reservorio en correspondencia con cada una de las cotas. A continuación se detalla el proceso para cada uno de los cierres.

7.4.1. Sección de cierre del Reservorio 1.

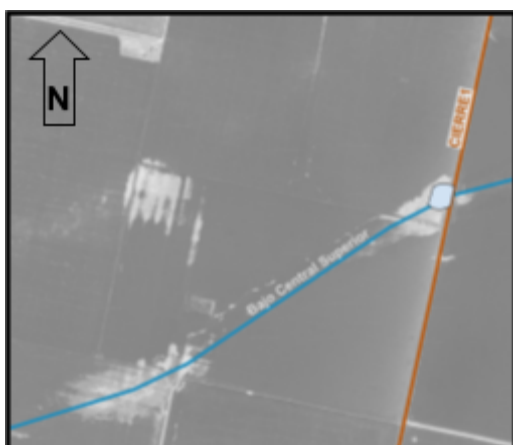


Imagen 7.4.1.1. Mancha inundable correspondiente a cota 109,50

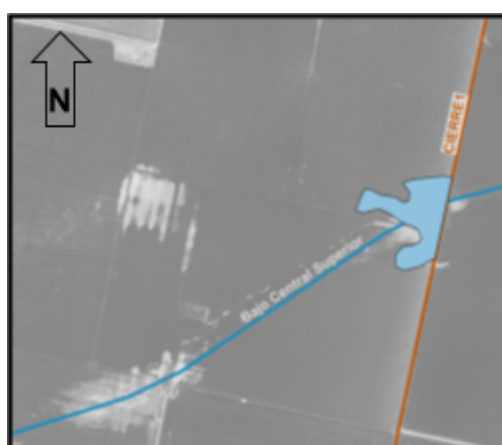


Imagen 7.4.1.3. Mancha inundable correspondiente a cota 110,50

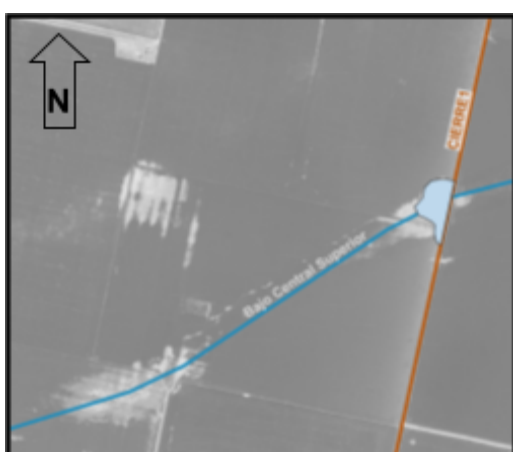


Imagen 7.4.1.2. Mancha inundable correspondiente a cota 110,00

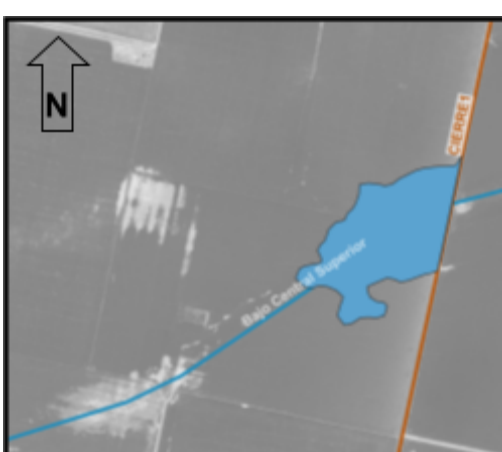


Imagen 7.4.1.4. Mancha inundable correspondiente a cota 111,00.

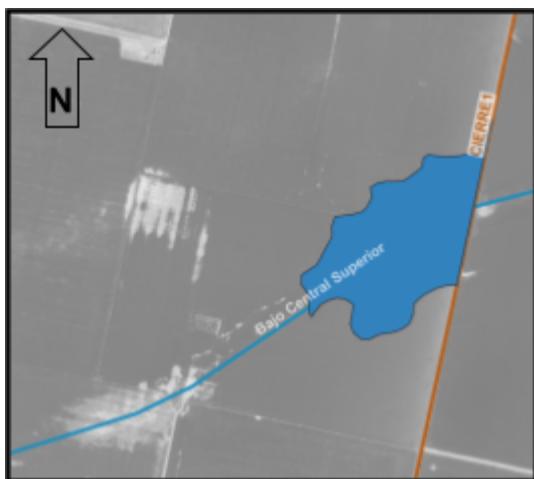


Imagen 7.4.1.5. Mancha inundable correspondiente a cota 111,50.



Imagen 7.4.1.6. Mancha inundable correspondiente a cota 112,00.

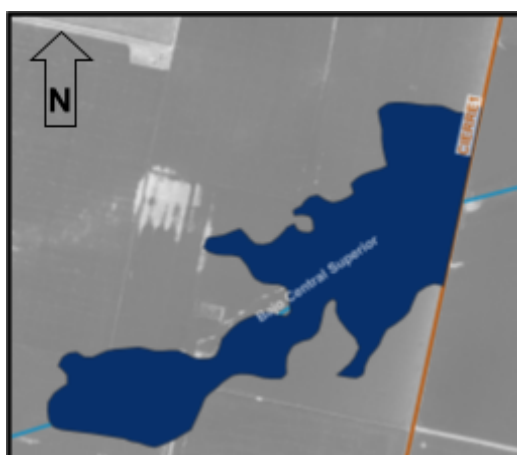


Imagen 7.4.1.7. Mancha inundable correspondiente a cota 112,50.

Tabla 7.4.1.1 Datos Cota-Área-Volumen correspondiente al Cierre 1. Fuente: Elaboración propia.

COTA	ÁREA [Has]	VOLUMEN [Hm3]
108,5	0,00	0,0000
109,5	0,54	0,0027
110	1,45	0,0077
110,5	4,28	0,0220
111	13,81	0,0672
111,5	18,33	0,1476
112	34,03	0,2784
112,5	51,90	0,4933

A continuación, se grafican estos valores para obtener finalmente la curva Cota - Área - Volumen correspondiente a la sección de cierre 1.

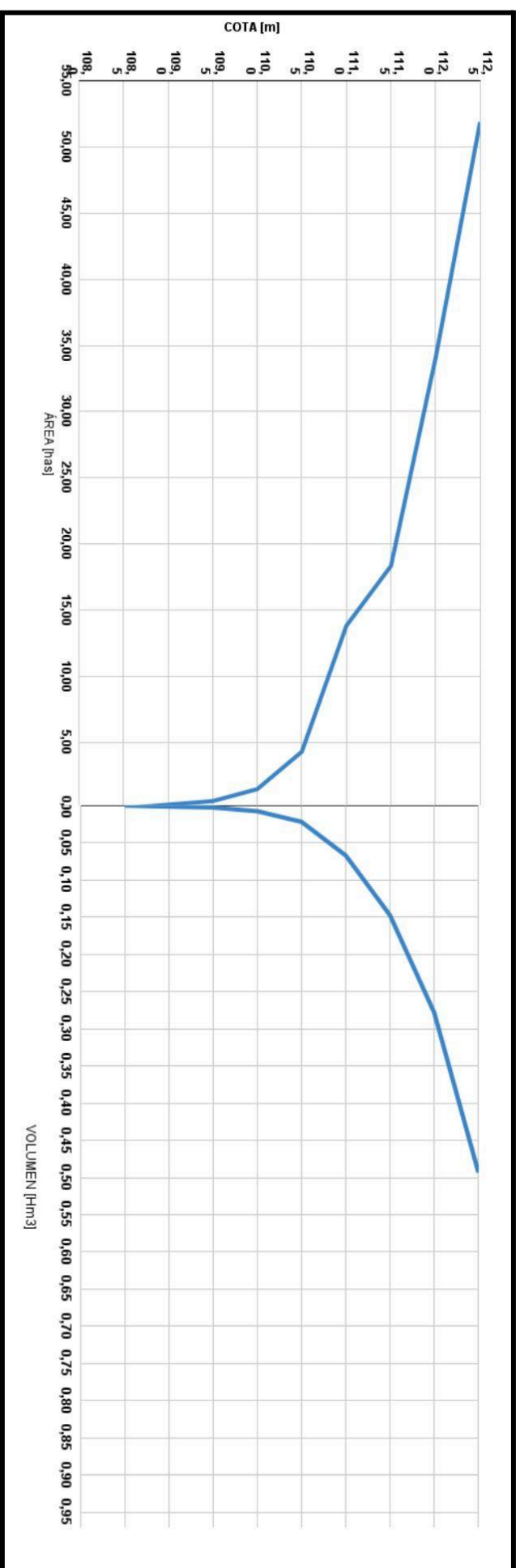


Imagen 7.4.1.8 Curva Cota-Área-Volumen correspondiente al Cierre 1. Fuente: Elaboración propia.

7.4.2. Sección de cierre del Reservoirio 2.



Imagen 7.4.2.1. Mancha inundable correspondiente a cota 102,00.



Imagen 7.4.2.2. Mancha inundable correspondiente a cota 102,50.



Imagen 7.4.2.3. Mancha inundable correspondiente a cota 103,00.



Imagen 7.4.2.4. Mancha inundable correspondiente a cota 103,50.



Imagen 7.4.2.5. Mancha inundable correspondiente a cota 104,00.

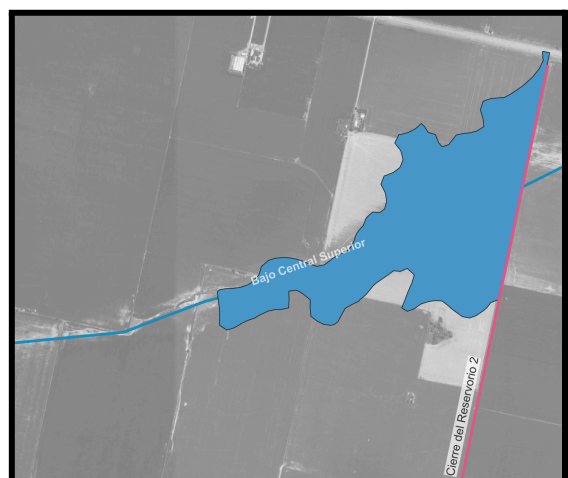


Imagen 7.4.2.6. Mancha inundable correspondiente a cota 104,50.



Imagen 7.4.2.7. Mancha inundable correspondiente a cota 105,00.



Imagen 7.4.2.8. Mancha inundable correspondiente a cota 105,50.



Imagen 7.4.2.9. Mancha inundable correspondiente a cota 106,00.

En la siguiente tabla se resume lo obtenido en correspondencia con cada una de las cotas. Para el cálculo de los volúmenes parciales tenemos en cuenta una media que resulta del promedio de las superficies correspondientes a 2 curvas de nivel consecutivas, y multiplicamos dicho valor por la diferencia altimétrica entre esas curvas.

Tabla 7.4.2.1 Datos Cota-Área-Volumen correspondiente al Cierre 2. Fuente: Elaboración propia.

Cota [m]	Área [Has]	Volumen parcial [Hm³]	Volumen total [Hm³]
101	0,00	0,00	0,00
102	0,83	0,00	0,00
102,5	1,79	0,01	0,01
103	5,51	0,02	0,03
103,5	19,44	0,06	0,09
104	31,63	0,13	0,22
104,5	42,90	0,19	0,41
105	52,36	0,24	0,64
105,5	59,15	0,28	0,92
106	76,30	0,34	1,26

A continuación, se grafican estos valores para obtener finalmente la curva Cota - Área - Volumen correspondiente a la sección de cierre .

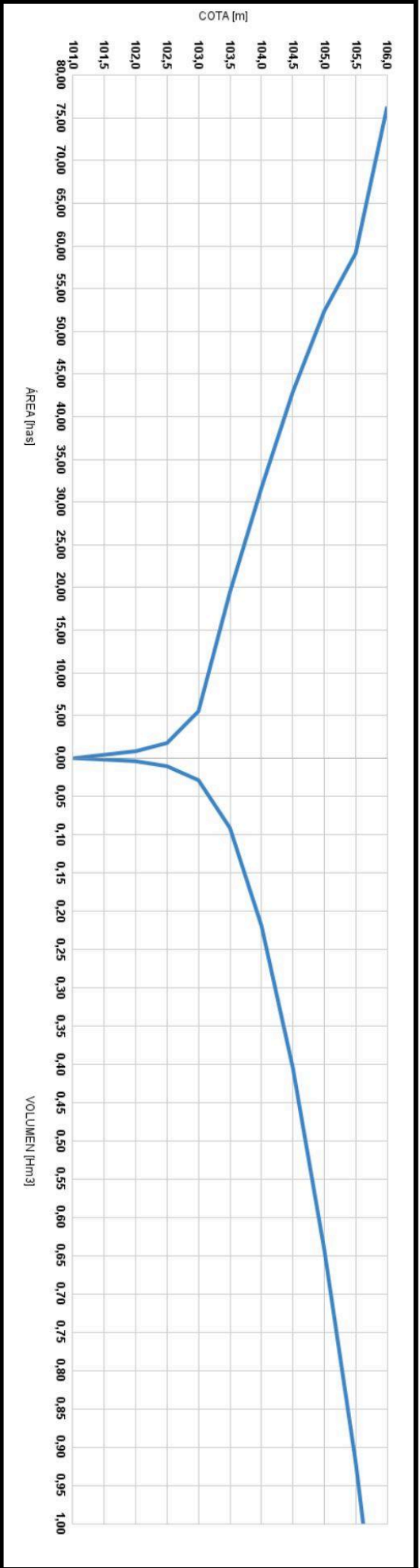


Imagen 7.4.2.8. Curva Cota-Área-Volumen correspondiente al Cierre 2. Fuente: Elaboración propia.

7.5. Precipitaciones

Para el desarrollo del cálculo hidrológico se adoptaron los criterios y parámetros establecidos por la Ley Provincial N.º 13246, que regula el manejo de aguas en la provincia de Santa Fe y proporciona las bases para el diseño de obras de drenaje. Cabe aclarar que, si bien dicha legislación es aplicable a la estabilización de los caudales de aporte en la cuenca del Arroyo Ludueña, se hace extensible su aplicación a otras cuencas de la provincia de Santa Fe.

Para la obtención de los hietogramas de diseño⁶, se aplicó el método de los bloques alternos, utilizando como base las curvas Intensidad–Duración–Recurrencia (IDR), mencionadas en el ítem 5.1, correspondientes a la localidad de El Trébol. A partir de dichas curvas se determinaron las intensidades de precipitación asociadas a diferentes duraciones y recurrencias (2, 25, 50 y 100 años), las cuales fueron posteriormente transformadas en alturas de lluvia totales. Para esta obtención se supone una única lluvia igual para toda la cuenca, por lo tanto no se hace diferenciación en las subcuencas 1 y 2 mencionadas anteriormente ya que se estudia el funcionamiento conjunto de los reservorios.

La elección de una recurrencia de 100 años para determinar el nivel máximo del reservorio, a la cota de coronamiento del vertedero, sin que éste entre en funcionamiento, se justifica porque este valor se considera un estándar de diseño adecuado para obras hidráulicas de protección contra inundaciones en áreas urbanas o donde el daño potencial es significativo, asegurando un nivel de seguridad estructural y funcional alto para los eventos de crecida esperados con una probabilidad de ocurrencia anual del 1%.

El método de los bloques alternos fue seleccionado por su simplicidad y amplia aplicación en estudios hidrológicos de diseño, ya que permite distribuir temporalmente la precipitación de manera representativa sin requerir registros pluviográficos detallados. Consiste en dividir la altura total de lluvia en una serie de bloques de igual duración, ordenados de forma tal que el bloque de mayor

⁶ Representación gráfica de la intensidad tormenta hipotética, que se utiliza para predecir la evolución de la lluvia durante un período de tiempo específico y con una frecuencia determinada.

intensidad se ubica en el centro del hietograma, y los restantes se disponen alternadamente hacia ambos lados, decreciendo en magnitud.

De esta forma, se obtuvo un hietograma de diseño para cada recurrencia analizada de 100 años, que refleja la distribución temporal de la lluvia esperada en un evento de dicha magnitud.

Se utiliza una duración de 310 minutos, debido al tiempo de concentración mayor obtenido de las dos subcuencas, anteriormente calculado.

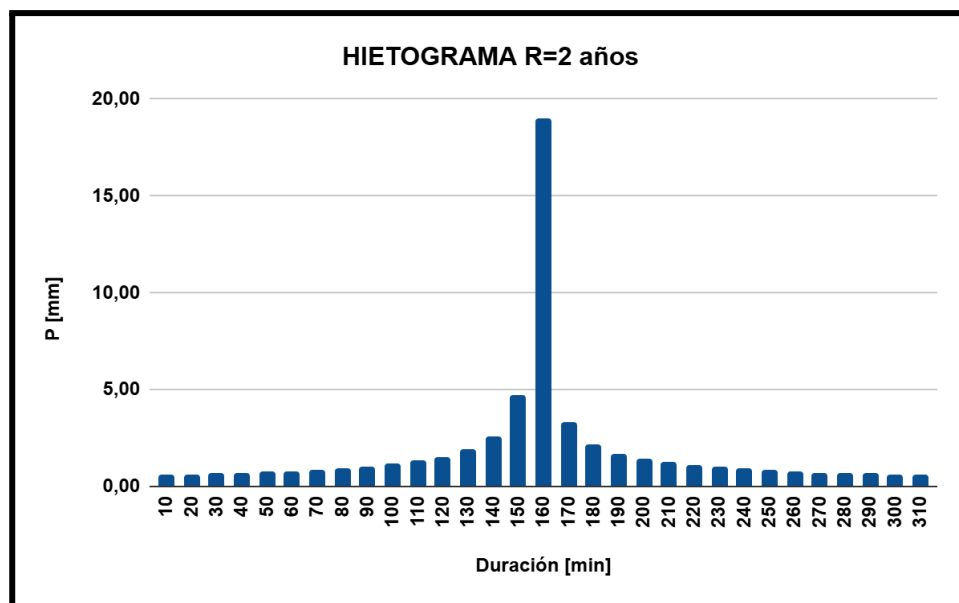


Imagen 7.5.1. Hietograma de bloques alternos para D=310 min y R=2 años. Fuente: Elaboración propia.

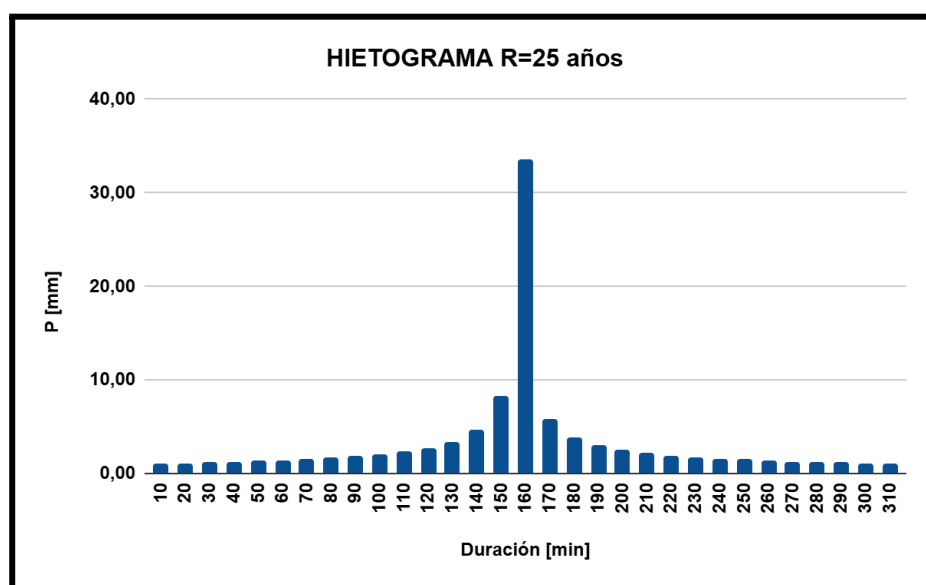


Imagen 7.5.2. Hietograma de bloques alternos para D=310 min y R=2 años. Fuente: Elaboración propia.

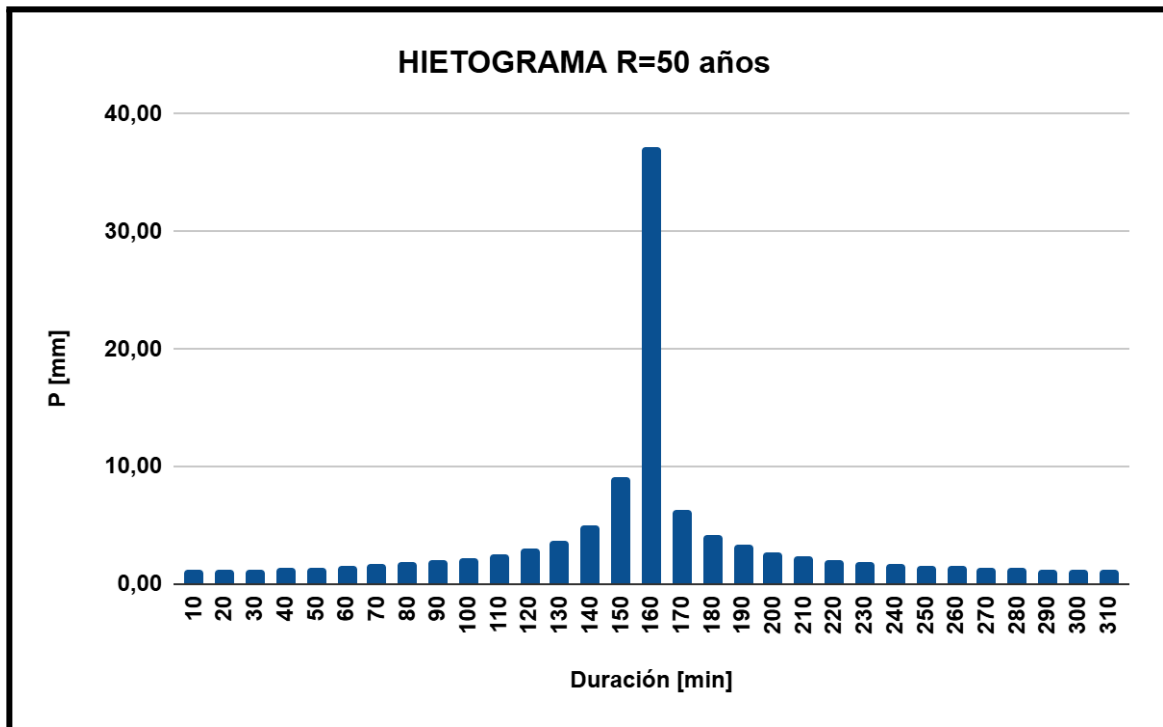


Imagen 7.5.3. Hietograma de bloques alternos para $D=310$ min y $R=2$ años. Fuente: Elaboración propia.

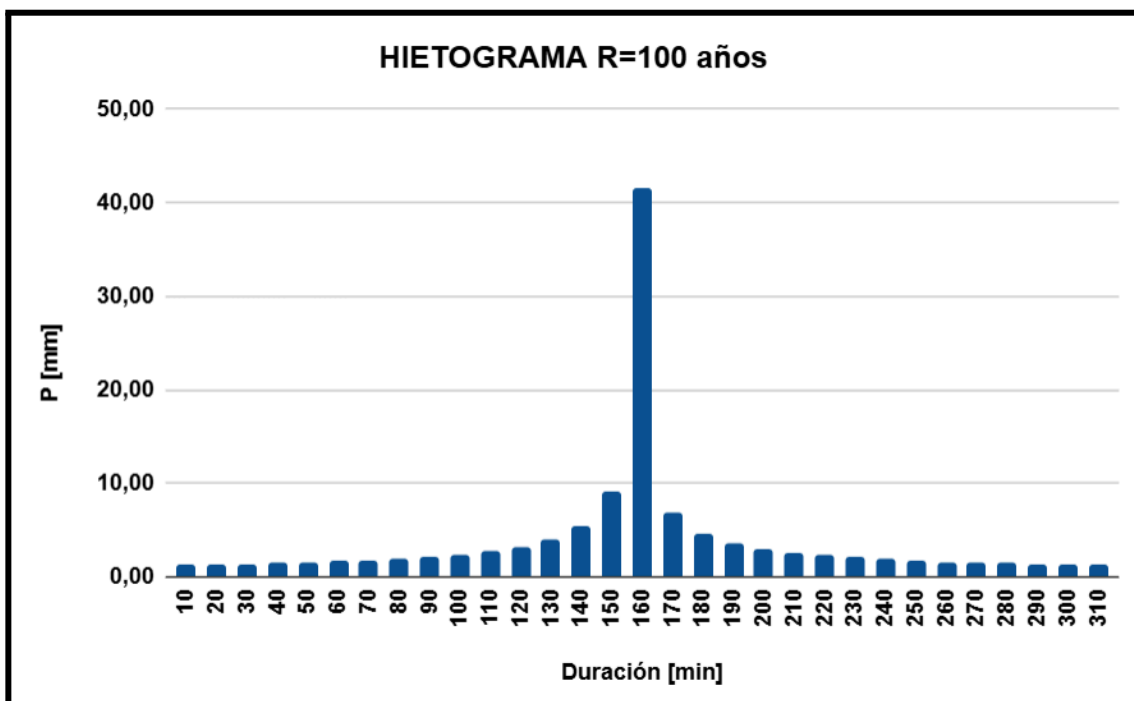


Imagen 7.5.4. Hietograma de bloques alternos para $D=310$ min y $R=100$ años. Fuente: Elaboración propia.

7.6. Hietograma neto

7.6.1. Elección del CN

El Servicio de Conservación de Suelos (SCS) de los EEUU desarrolló un método, ampliamente difundido para calcular mediante abstracciones las pérdidas de la precipitación en una tormenta tanto en cuencas rurales, como semiurbanas y urbanas.

El número de curva o CN es el parámetro básico del método, representa las características medias del complejo hidrológico suelo-vegetación y está relacionado con el estado de humedad del suelo, el uso del suelo y las prácticas de manejo. Varía entre CN = 0 (infinitamente permeable □ nada escurre) y CN = 100 (totalmente impermeable □ todo escurre).

El número de curva o CN proporciona una idea de la potencialidad del suelo para producir escurrimiento superficial.

El SCS ha determinado distintos valores de CN en función de:

- Tipos de suelos. Donde los suelos se han clasificado en cuatro grandes grupos: A, B, C, y D.
- Condiciones de uso y ocupación.
- Condición de humedad antecedente.

En cuanto a las condiciones precedentes a la precipitación, el método diferencia 3 condiciones de las cuales se utilizará la condición III, dado que es la que considera la peor situación del suelo y comúnmente aplicada para el dimensionamiento de obras como las del alcance de este trabajo.

Para la zona en estudio, corresponde utilizar un CN identificado como C7: tipo maíz/sorgo con baja pendiente, inferior al 5 por mil = 72.

Tabla V.1: Tipos de complejos hidrológicos y números de curva CN respectivos (condición II).

Clase y uso del suelo	Ident.	Tipos de suelos			
		A	B	C	D
Suelos naturales de pastoreo y tierras en barbecho de varios años. La cubierta vegetal los cubre prácticamente todo el año.	A	-	-	-	-
Suelos naturales de tipo intermedio, generalmente llanos con cubierta densa.	A1	45	63	75	79
Suelos naturales bajos, inundables con escasa capacidad de infiltración.	A2	65	73	84	88
Suelos naturales altos, con lomas y pendientes pronunciadas con cubierta medianamente densa.	A3	62	71	80	87
Suelos anteriores con afloramiento de tosca visibles.	A4	62	71	80	87
Suelos anteriores con afloramiento de tosca en superficie.	A5	68	78	87	92
Suelos accidentales de tipo rocoso, dentro de área de serranías y montañas.	B	-	-	-	-
Suelos accidentados rocosos, con cubierta vegetal intercalada, de fuertes pendientes.	B1	72	79	84	90
Suelos accidentados rocosos, con cubierta vegetal intercalada, de mediana pendiente.	B2	64	74	80	86
Suelos accidentados rocosos con escasa vegetación o sin cubierta vegetal definida de fuertes pendientes.	B3	73	80	86	92
Suelos accidentados rocosos totalmente desnudos, con mediana a fuerte pendiente y muy escasa capacidad de infiltración.	B4	-	78	82	90
Suelos accidentados rocosos totalmente desnudos, con mediana a fuerte pendiente y muy escasa capacidad de infiltración.	B5	-	-	90	95
Suelos cultivados (arable y cultivable), suelo arado y libre de cultivos en período de análisis. Mayor capacidad de infiltración.	C	-	-	-	-
Suelos cultivados, arados y libres con topografía plana o muy baja pendiente, menor al 5 por mil.	C1	26	47	59	68
Suelos cultivados, arados y libres con mediana a escasa, pendiente de 5 a 20 por mil.	C2	30	55	64	73
Suelos cultivados, arados y libres con pendiente > 20 por mil	C3	37	60	69	78
Suelos arables cultivados con cereal tipo cosecha fina.	C.C.	-	-	-	-
Tipo cosecha fina con baja pendiente, inferior al 5 por mil.	C4	57	62	69	78
Tipo cosecha fina con pendiente de 5 a 20 por mil	C5	62	69	76	83
Tipo cosecha fina con pendiente mayor al 20 por mil.	C6	65	72	79	86
Suelos arables cultivados, con explotación tipo maíz y/o sorgo	CN	-	-	-	-
Tipo maíz / sorgo con baja pendiente, inferior al 5 por mil.	C7	60	66	72	77
Tipo maíz / sorgo con pendiente, de 5 a 20 por mil.	C8	64	73	78	86
Tipo maíz / sorgo con pendiente, más de 20 por mil	C9	68	77	82	88
Suelos arables cultivados, con pradera artificial de alfalfa.	D	-	-	-	-
Tipo alfalfa con baja pendiente, inferior al 5 por mil.	D1	62	69	74	80
Tipo alfalfa con pendiente media de 5 a 20 por mil.	D2	66	75	83	89
Tipo alfalfa con pendiente mayor al 20 por mil	D3	69	77	88	95
Suelos medianosos sueltos muy arenosos con alta capacidad de infiltración	M	-	-	-	-
Tipo medianoso con pequeñas lomadas y pendientes	M1	20	27	38	-
Tipo medianoso, con lomadas mayores y fuertes pendientes	M2	25	33	43	-
Suelos Varios. Suelos bajos, anegadizos y hoyas con escasa capacidad de infiltración: tiende a hacerse almacenaje.	N1	40	52	65	78
Cascos de estancia, huertos y montes frutales	N1	59	72	83	89
Bosques y montes con vegetación media a densa.	Q1	38	55	70	79
Poblaciones y centros poblados	P1	60	75	85	90
Carreteras y caminos incluyendo derecho de vías.	R	-	-	-	-
Idem sin mantenimiento o ligeramente compactadas	R1	70	82	88	93
Carreteras, afirmadas, asfaltadas o fuertemente compactadas	R2	75	84	90	95

Imagen 7.6.1.1..Cuencas de aporte a cada cierre. Fuente: Orsolini, H. E., Zimmermann, E. D. y Basile, P. A. (2017). *Hidrología: procesos y métodos*. Editorial UNR

Estos valores corresponden a una condición de humedad II, por lo tanto se realiza entonces una conversión a la condición III.

$$CN (III) = \frac{23 \times CN (II)}{10 + 0,13 \times CN (II)} = 85,54$$

Una vez definido el complejo suelo-vegetación y determinado su número de curva CN, es posible conocer la diferencia de potencial máxima (S), en mm, como sigue:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$

Antes de calcular el escurrimiento, se determina la Precipitación total (P) a partir de la intensidad (I) para la duración (d) de diseño:

$$P = I \times d$$

La abstracción inicial (IA) corresponde a la precipitación que ocurre antes de que comience el escurrimiento, consta principalmente de interceptación, infiltración y almacenamiento superficial. Se calcula como:

$$IA = 0,2 \times S.$$

Por otro lado la infiltración acumulada (F) se calcula como $F = \frac{S(P-IA)}{P-IA+S}$ válida para $P > IA$, mientras $P \leq IA$, la precipitación es almacenada en IA.

Con estos conceptos y aplicando la ecuación de continuidad ($P = P_n + F + IA$), se obtiene el hietograma neto.

Tabla 7.6.1.1. Datos para obtención de hietograma neto. Fuente: Elaboración propia

	CN (III)	85,54	
R=2 años	D=310min		
P [mm]	57,05		
S [mm]	42,95	IA [mm]	8,59
Pn [mm]	25,69		

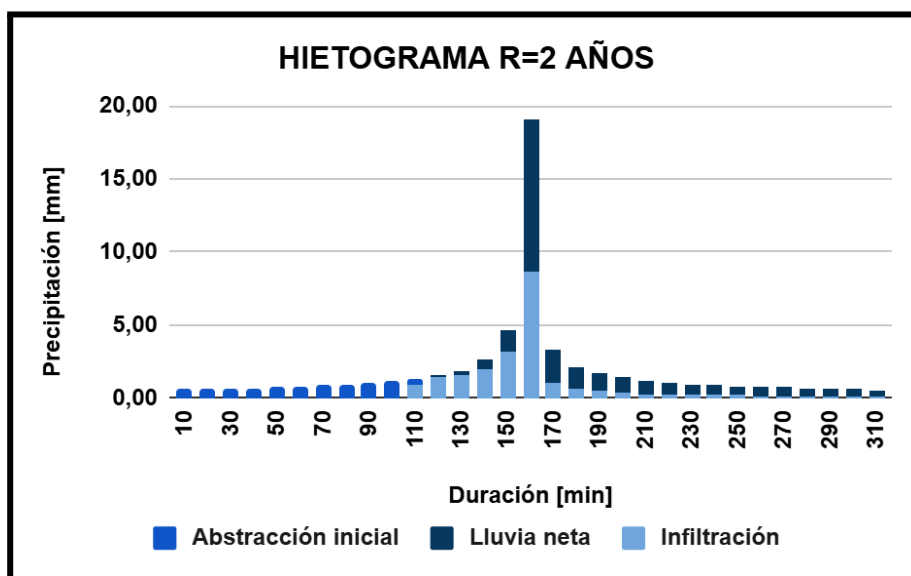


Imagen 7.6.1.2. Hietograma de bloques alternos para D=310 min y R=2 años. Fuente: Elaboración propia.

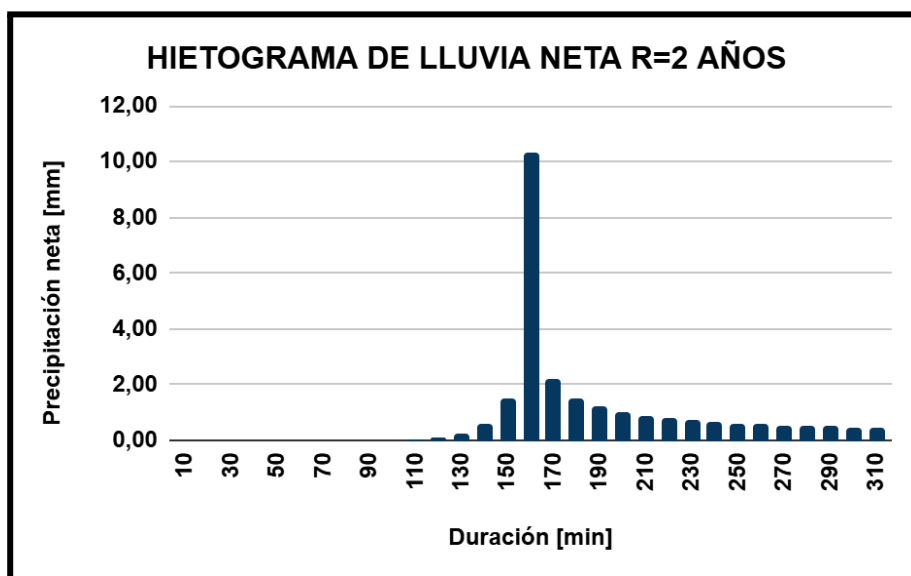


Imagen 7.6.1.3. Hietograma de lluvia neta para D=310 min y R=2 años. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 7.6.1.2. Datos para obtención de hietograma neto. Fuente: Elaboración propia

	CN (III)	85,54	
R=25 años	D=310min		
P [mm]	100,94		
S [mm]	42,95	IA [mm]	8,59
Pn [mm]	63,04		

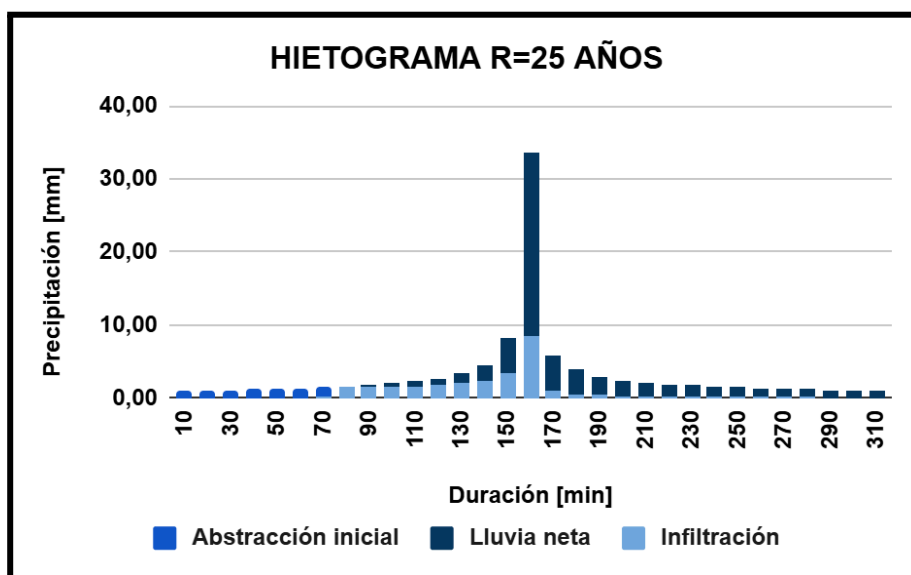


Imagen 7.6.1.4. Hietograma de bloques alternos para D=310 min y R=25 años. Fuente: Elaboración propia.

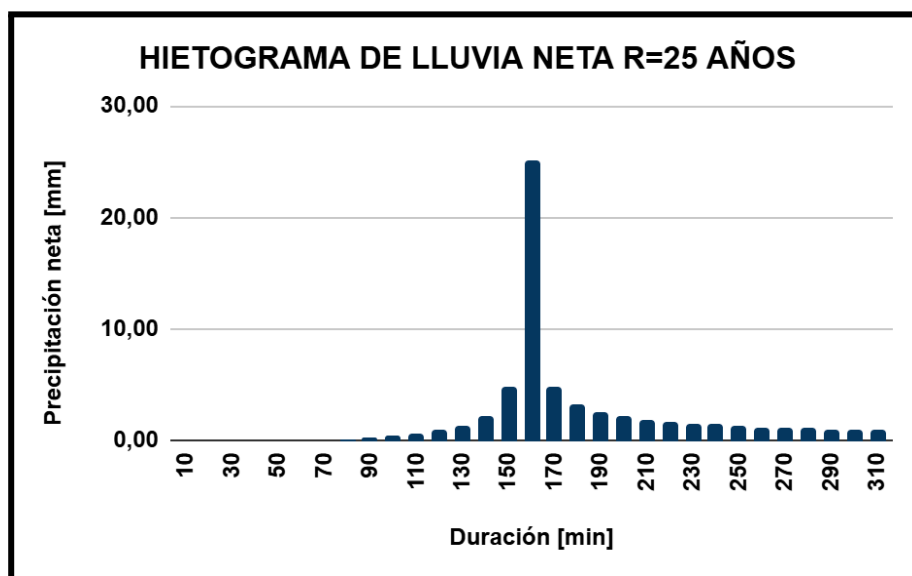


Imagen 7.6.1.5. Hietograma de lluvia neta para D=310 min y R=25 años. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 7.6.1.3. Datos para obtención de hietograma neto. Fuente: Elaboración propia

	CN (III)	85,54	
R=50 años	D=310min		
P [mm]	110,94		
S [mm]	42,95	IA [mm]	8,59
Pn [mm]	72,10		

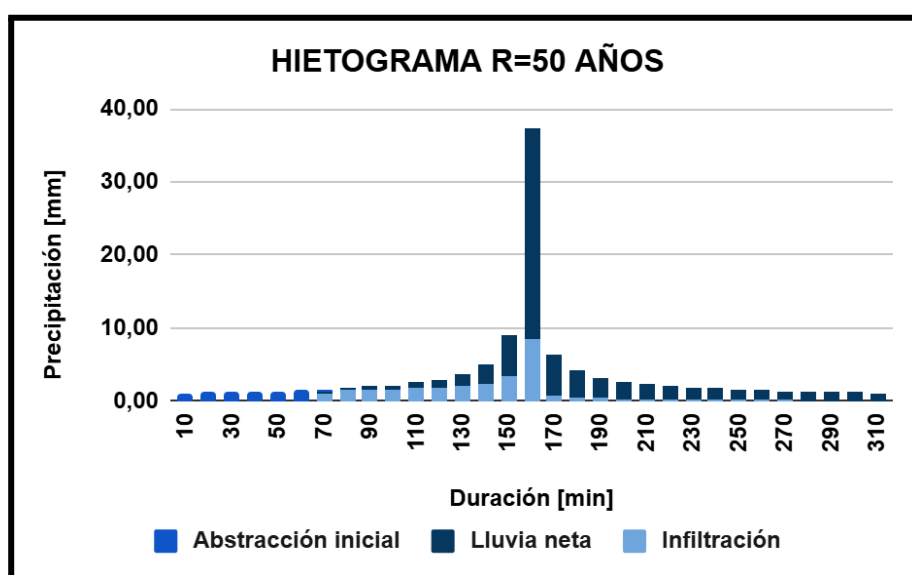


Imagen 7.6.1.6. Hietograma de bloques alternos para D=310 min y R=50 años. Fuente: Elaboración propia.

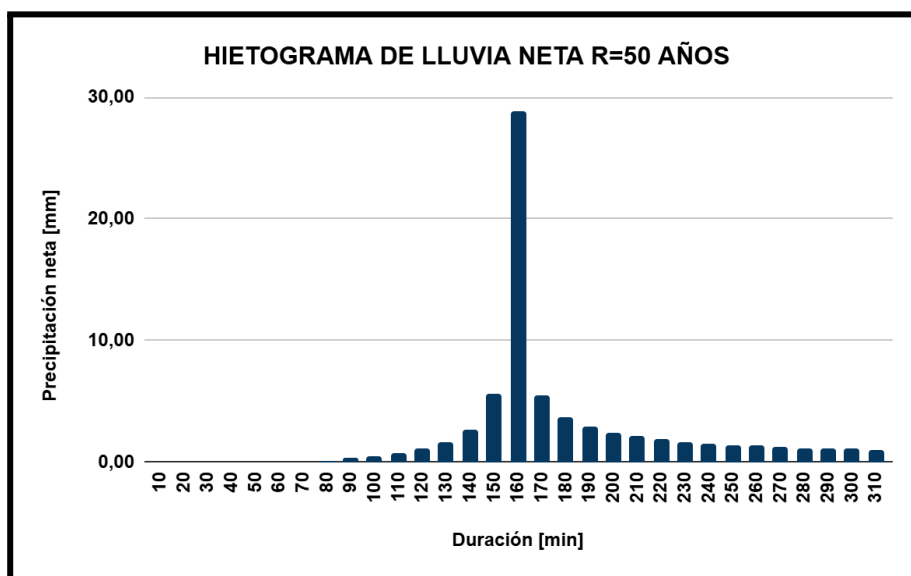


Imagen 7.6.1.7. Hietograma de lluvia neta para D=310 min y R=50 años. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 7.6.1.4. Datos para obtención de hietograma neto. Fuente: Elaboración propia

	CN (III)	85,54	
R=50 años	D=310min		
P [mm]	120,12		
S [mm]	42,95	IA [mm]	8,59
Pn [mm]	80,52		

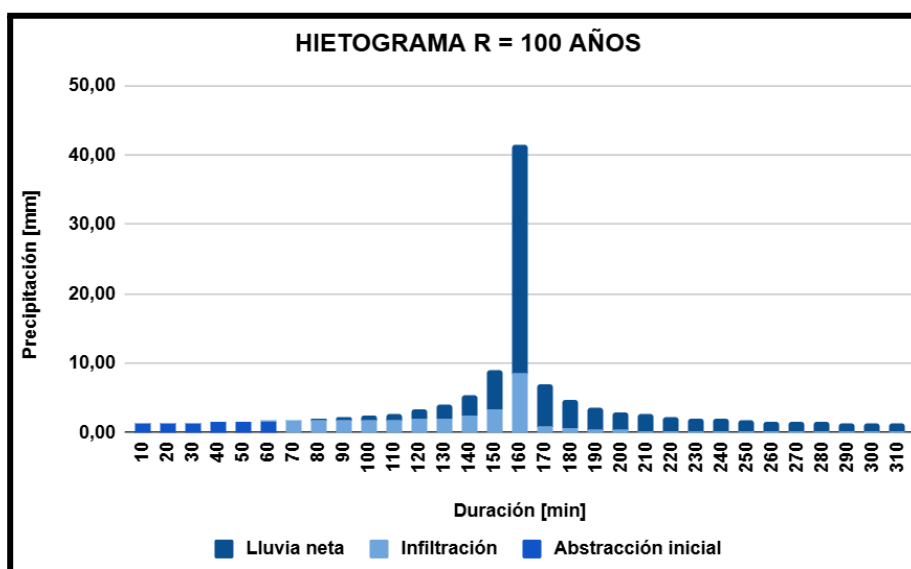


Imagen 7.6.1.8. Hietograma de bloques alternos para D=310 min y R=100 años. Fuente: Elaboración propia.

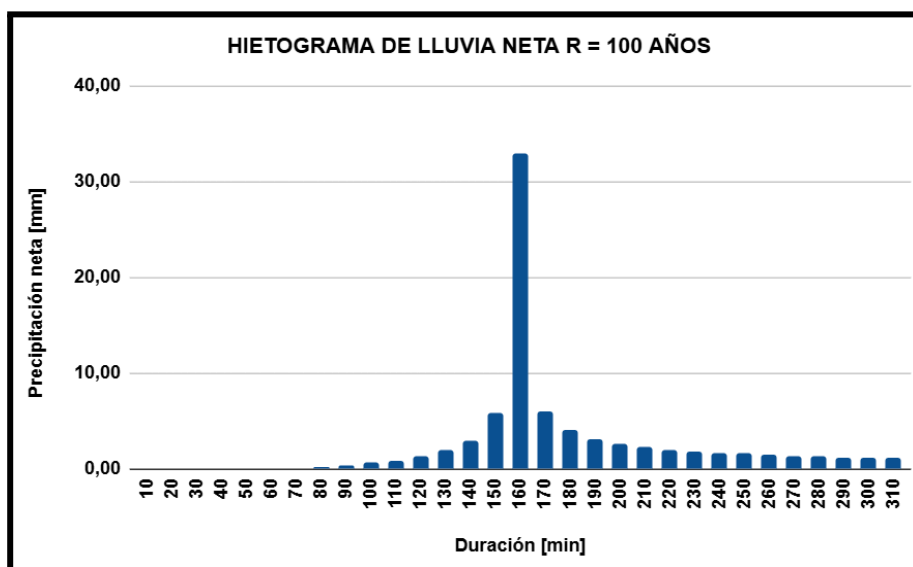


Imagen 7.6.1.9. Hietograma de lluvia neta para $D=310$ min y $R=100$ años. Fuente: Elaboración propia.

7.7. Hidrograma Unitario Sintético

Un hidrograma unitario sintético es un hidrograma hipotético que se utiliza para estimar el caudal de una cuenca hidrográfica cuando no se dispone de datos de aforo o medición de caudales. Se crea a partir de características geográficas generales de la cuenca, como el área, la longitud y la pendiente del cauce principal, utilizando fórmulas y procedimientos teóricos.

Para el presente estudio se adoptó un hidrograma triangular simplificado, obtenido mediante el método del Hidrograma Unitario Sintético adimensional del SCS, aplicado a cada reservorio proyectado.

El tiempo al pico (T_p) se calculó a partir del tiempo de concentración (T_c) previamente determinado, utilizando la relación empírica propuesta por el SCS:

$$T_p = 0,50 t_n + 0,60 T_c$$

A partir del tiempo al pico y del volumen total de escurrimiento, se determinó el caudal pico (Q_p) mediante la expresión:

$$Q_p = \frac{0,208 A}{T_p}$$

donde es el área de la cuenca en km², Tp en horas y Qp en m³/s.

Finalmente, el tiempo base (Tb) del hidrograma se estimó como:

$$t_b = 2,67 T_p$$

Estos valores permitieron construir el hidrograma triangular correspondiente a cada reservorio para una recurrencia de 100 años.

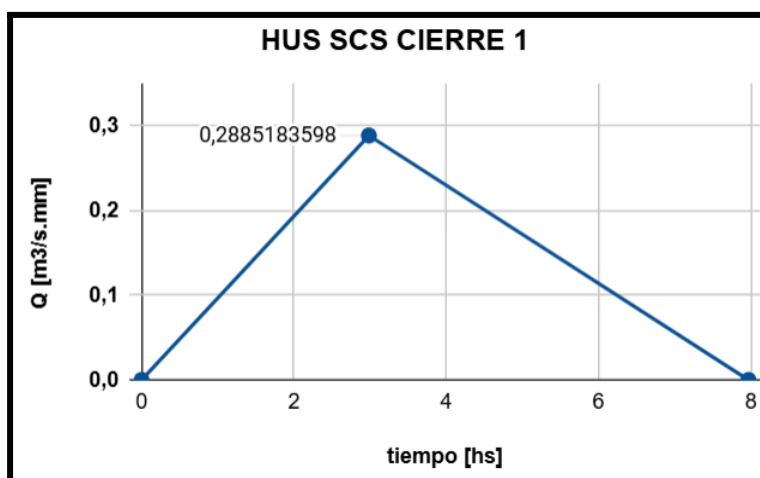


Imagen 7.7.1. Hidrograma triangular simplificado para reservorio 1, R=100. Fuente: Elaboración propia.

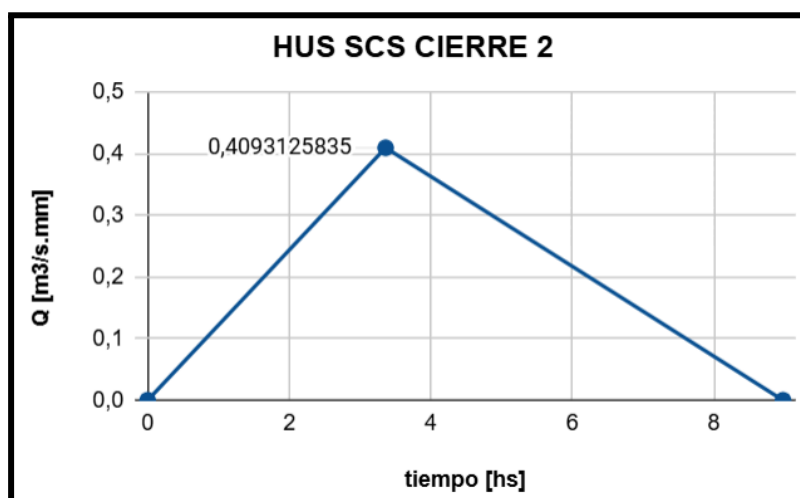


Imagen 7.7.2. Hidrograma triangular simplificado para reservorio 2, R=100. Fuente: Elaboración propia.

7.8. Hidrograma de Diseño

La determinación del Hidrograma de Esguerrimiento Directo (HED) se realizó mediante el proceso de convolución discreta, utilizando como variables de entrada el Hidrograma Unitario (HU) y el Hietograma de lluvia neta (HN).

De este modo, se han obtenido los hidrogramas de diseño correspondientes a cada punto de cierre (sección de control). Estos hidrogramas se detallan en las figuras subsiguientes.

Es relevante mencionar que el hidrograma calculado para el Reservorio 2 representa únicamente la contribución de la cuenca directa. Por consiguiente, es necesario incorporar el caudal de descarga (o de salida) del primer reservorio para establecer el hidrograma final de diseño en dicha sección.

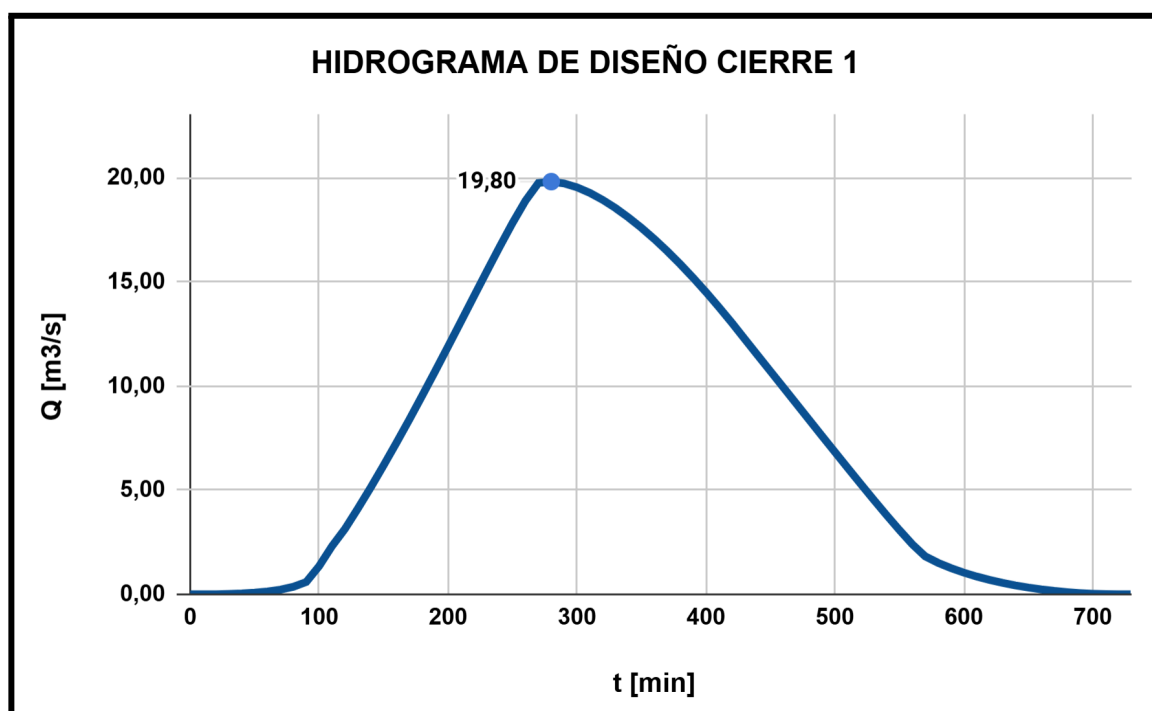


Imagen 7.8.1. Hidrograma de diseño para reservorio 1, $R=100$. Fuente: Elaboración propia.

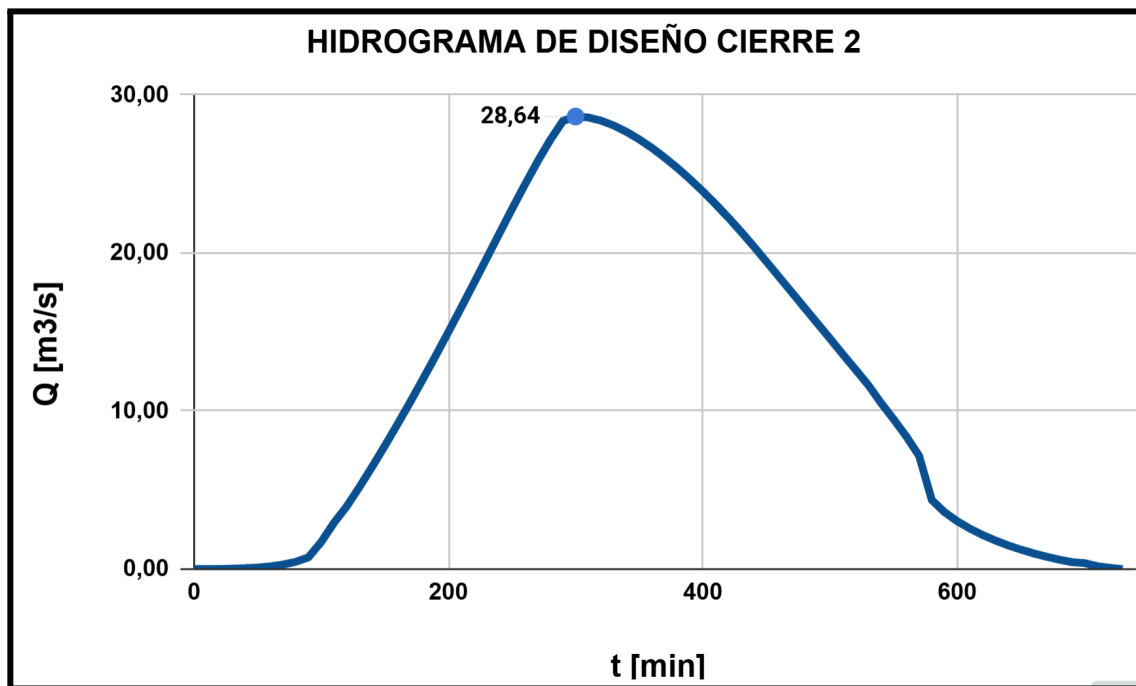


Imagen 7.8.2. Hidrograma de diseño para reservorio 2, $R=100$. Fuente: Elaboración propia.

8. RESERVORIOS 1 Y 2 PARA RETENCIÓN DE CRECIDAS

Los reservorios funcionan como presas de atenuación de crecidas, las cuales constituyen una tipología específica de obra hidráulica, cuyo objetivo fundamental difiere del de las presas de almacenamiento o derivación. Su función primordial es la laminación o atenuación de hidrogramas de eventos de crecida.

El propósito de estas estructuras es gestionar y controlar los picos de caudal durante eventos hidrológicos extremos.

Operativamente, esta atenuación se logra mediante una combinación de estructuras de descarga. Conforme a la naturaleza de su objetivo, generalmente se diseñan descargadores de fondo y de superficie. Esta configuración dual permite un manejo diferenciado de los caudales:

- Descargadores de fondo (orificios): operan casi permanentemente, evacuando caudales de base o de magnitud ordinaria.

- Descargadores de superficie (vertederos): se activan únicamente para gestionar los volúmenes excedentarios durante eventos extraordinarios, es decir, solo para crecidas de importancia.

Un aspecto a valorar en su concepción es la selección de la crecida de diseño. El diseño de una obra de esta naturaleza implica una toma de decisión importante sobre el nivel de riesgo aceptable.

Cuando se colocan obstáculos en el cauce, es responsabilidad de los promotores responder por los daños que pudieran producirse. Esta responsabilidad obliga a un análisis que trasciende el costo de la obra, cuando en los riesgos se incluye la pérdida de vidas humanas, es necesario asumir una actitud conservadora, al seleccionar la crecida de diseño (Riccardi, Postiglione, Stenta, Scuderi, 2009).

La estructura principal de contención de la inundación se materializa mediante una presa de tierra (terraplén), elegida por su eficiencia económica y su capacidad para adaptarse a las condiciones geotécnicas locales. El diseño del terraplén debe asegurar su integridad estructural frente al evento de crecida más crítico para el cual lo diseñemos. Por ello, se adoptó una recurrencia de 200 años para la determinación del Nivel de Aguas Máximo Extraordinario (NAME) de nuestro proyecto. Esta selección se basa en un criterio de seguridad, considerando que una falla por sobre-coronamiento en una presa de tierra puede desencadenar una falla catastrófica debido a la erosión progresiva del terraplén. El NAME resultante del hidrograma de 200 años define el máximo nivel que alcanzará el agua en el embalse bajo condiciones de operación del vertedero.

Como veremos en el ítem 8.8, para establecer la Cota de Coronamiento de la Presa, se aplica un margen de seguridad (revancha) sobre el NAME calculado para el período de 200 años. Este margen es esencial para mitigar riesgos asociados a factores no determinísticos o dinámicos que podrían provocar el rebase del terraplén, tales como la acción del oleaje generado por vientos extremos sobre el espejo de agua, así como las incertidumbres inherentes a las estimaciones hidrológicas y los asentamientos estructurales a largo plazo. De esta manera, se busca que el diseño cumpla con los estándares de protección contra inundaciones,

minimizando la probabilidad de que el reservorio de retención sea superado por eventos de crecida extremadamente raros.

8.1. Volumen de los reservorios.

Para la determinación del volumen de reservorio requerido en ambos puntos de cierre, es fundamental establecer un caudal de descarga (o caudal de salida) de diseño para cada reservorio. Para esto fue necesario analizar la capacidad actual del canal “12 de Octubre”.

Debe considerarse que el canal “12 de Octubre” no solo recibe la descarga controlada de estos reservorios en serie, sino que también capta contribuciones hidrológicas adicionales de subcuencas independientes. Dentro de estos aportes no controlados, se destaca la cuenca del bajo “Norte”, cuyo caudal de escurrimiento es significativo. Según lo establecido en un informe técnico elaborado por el ex Ministerio de Infraestructura, Servicios Públicos y Hábitat de la Provincia de Santa Fe, para un período de recurrencia de 100 años, el caudal de pico proveniente de la subcuenca del bajo “Norte” alcanza los 63 m³/s.

La restricción impuesta al caudal de salida del Reservorio 2 debe ser establecida para que, sumado a los 63 m³/s del bajo “Norte” y el resto de aportes laterales, la descarga total al canal “12 de Octubre” no supere su capacidad actual.

Por lo tanto, la etapa inicial del análisis consistió en la estimación de la capacidad hidráulica del canal “12 de Octubre”.

Esta cuantificación se realizó en una sección de control considerada como determinante, ubicada inmediatamente aguas abajo del punto de incorporación de la cuenca del bajo “Norte”. Para esta estimación, se utilizaron los perfiles transversales de la sección, datos suministrados por la autoridad municipal.

Sin embargo, la evaluación hidráulica del canal “12 de Octubre” arrojó una capacidad de conducción actual significativamente baja, comparada con los caudales que estamos analizando, asociados a eventos con períodos de retorno de 100 años.

Este resultado pone de manifiesto que la infraestructura no es capaz de transportar, por sí sola, el caudal pico proveniente exclusivamente de la cuenca del bajo “Norte”, el cual es de 63 m³/s. Dicha insuficiencia en la capacidad hidráulica evidencia una limitación en el sistema de descarga aguas abajo.

No obstante esta limitación, existe un proyecto de readecuación hidráulica del canal “12 de Octubre”. Este proyecto de ampliación contempla la modificación de la sección transversal, específicamente el aumento del ancho de la base de fondo a 12 metros. Esta intervención no solo garantizará la capacidad de transporte del caudal de pico de 63 m³/s proveniente del bajo “Norte”, sino que también generará un margen operativo en la capacidad total del canal.

Dada la previsión de este incremento de capacidad, se ha establecido un caudal de descarga de diseño para el Reservoirio 2 de 1 m³/s, para un evento asociado a una recurrencia de 100 años. Este valor es el que se utilizará para la laminación, asegurando que la contribución controlada del sistema de reservorios en serie no comprometa la capacidad final del canal “12 de Octubre”.

Finalmente, y complementando el criterio de diseño para el reservorio más aguas abajo, se establece que el caudal de descarga de diseño para el Reservoirio 1 también sea de 1 m³/s, para un evento asociado a una recurrencia de 100 años.

Este valor de 1 m³/s se utilizará como caudal base de entrada al canal que conduce al Reservoirio 2. Este caudal, junto con los aportes laterales de la cuenca aguas abajo del Reservoirio 1, constituye el hidrograma de entrada al Reservoirio 2, el cual, como dijimos, descargará un caudal máximo de 1 m³/s al canal “12 de Octubre”.

Habiendo establecido los caudales de descarga de diseño para ambos reservorios, se procedió al cálculo del volumen de reservorio requerido mediante el proceso de laminación de crecidas.

Esta metodología permite cuantificar la capacidad de almacenamiento necesaria para atenuar los hidrogramas de diseño (HED) y limitar los caudales de salida a los valores predeterminados. Los resultados de los volúmenes obtenidos se detallan a continuación.

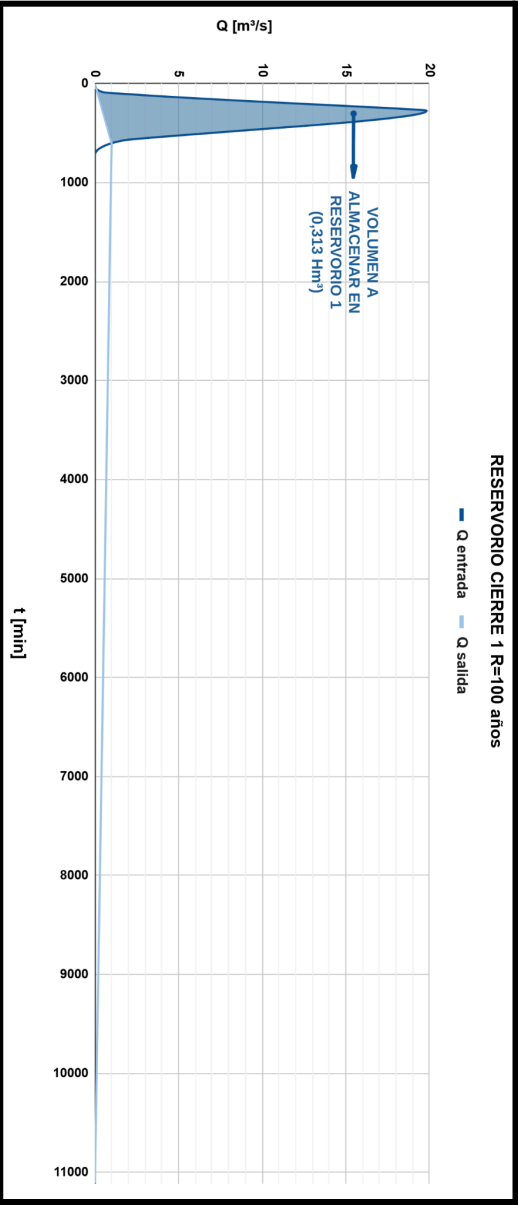


Imagen 8.1.1. Volumen necesario reservorio 1, R=100. Fuente: Elaboración propia.

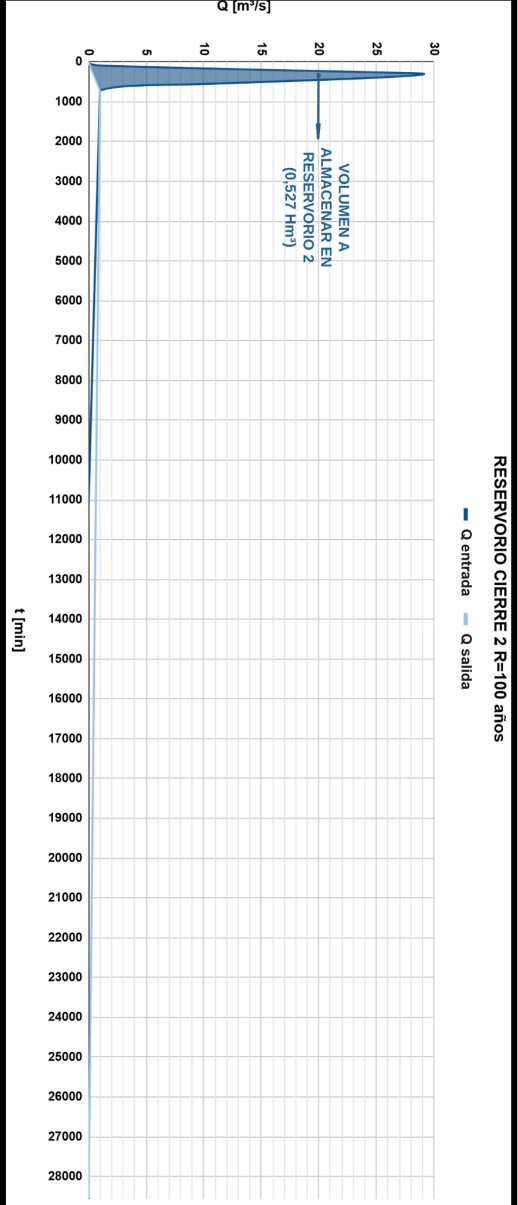


Imagen 8.1.2. Volumen necesario reservorio 2, R=100. Fuente: Elaboración propia.

8.2. Diseño de canal entre Reservoirio 1 y Reservoirio 2

Se llevó a cabo el dimensionamiento del canal ubicado entre los dos reservorios, adoptando para este tramo una recurrencia de 2 años. Esta decisión se fundamenta en que, al tratarse de un sector rural, el comportamiento del canal puede asimilarse al de cualquier cauce a cielo abierto en áreas no urbanizadas, donde no representa un inconveniente la eventual formación de una mancha de inundación durante eventos de mayor magnitud. Además, la presencia de ambos reservorios actúa como un sistema de regulación que atenúa significativamente los picos de caudal, por lo que los escurrimientos característicos del tramo corresponden principalmente a eventos frecuentes.

Para el cálculo se consideraron los caudales aportados por la cuenca inmediata, junto con el gasto regulado proveniente del primer reservorio, verificando la capacidad del canal para transportar estos caudales de manera segura y estable.

Tabla 8.2.1. Dimensionamiento del canal entre reservorios. Fuente: Elaboración propia

CAUDAL A: SALIDA RESERVOIRIO 1 + APORTE CUENCAS	
Q [m³/s]	6,24
CANAL aa RESERVOIRIO 1	
Bf [m]	4,500
y [m]	0,886
z	1,000
A [m²]	4,770
P [m]	7,005
R	0,681
AR ^(2/3)	3,692
Q [m³/s]	6,240
h [m]	0,97
v [m/s]	1,31
n	0,035
i	0,0035

Se define una sección transversal coherente con el régimen hidráulico esperado. De este modo, el canal queda adecuadamente dimensionado para

asegurar la continuidad del escurrimiento entre ambas estructuras sin riesgo de erosión significativa ni obstrucciones, cumpliendo con los criterios funcionales y de seguridad establecidos para zonas rurales.

8.2.1. Verificación erosión

Para este mismo tramo, se realiza además la verificación a la erosión, considerando las características del suelo local y su rugosidad.

Esta verificación permite asegurar que el canal puede operar en condiciones seguras sin riesgo de socavación, erosión progresiva ni degradación del cauce, incluso durante eventos frecuentes que representan el régimen típico de funcionamiento en este sector rural.

Tabla 8.2.1.1. Verificación de erosión del canal entre reservorios. Fuente: Elaboración propia

Dimensionamiento por erosión		
Cohesión	50000	N/m ²
Peso esp. seco	1,8	t/m ³
beta	1,05	
x	0,29	
Ho	0,9	m
1/(1+x)	0,775	
Rug del canal	0,035	
C	0,75	
Hs	0,9	m
	>	
Ho	>	Hs

8.3. Cota de Coronamiento del Vertedero

La Cota de Coronamiento del Vertedero representa un parámetro de diseño fundamental, ya que establece el Nivel de Aguas Máximas Normales (NAMN) del reservorio y define el punto a partir del cual el caudal de crecida, para una recurrencia mayor para la que fue diseñado el orificio, comienza a ser descargado por encima del mismo. La precisión en la determinación de esta cota es esencial, pues impacta directamente en la capacidad de almacenamiento del embalse y, por ende, en su eficiencia para laminar el hidrograma de crecida. Si se establece

demasiado bajo, reduce la capacidad de amortiguamiento; si se establece demasiado alto, podría incrementar innecesariamente las áreas de anegamiento aguas arriba, afectando la propiedad privada o infraestructura urbana.

Para este proyecto, la cota del vertedero fue determinada para ser alcanzada por la crecida asociada a la recurrencia de 100 años ($R=100$ años). Esta elección garantiza que el reservorio opere de forma segura y eficiente ante eventos de alta probabilidad de ocurrencia durante la vida útil de la estructura, alineándose con los estándares de diseño para obras de protección mayores. El valor exacto de la cota se obtiene tras realizar una laminación simplificada, estableciendo desde entrada que el caudal erogado por los orificios de ambos reservorios es de $1 \text{ m}^3/\text{s}$. A partir de esto, obtenemos un volumen a almacenar y con el mismo, desde las curvas Cota-Área-Volumen obtenemos las respectivas Cotas de Coronamiento del Vertedero.

8.3.1. Reservorio 1.

En el ítem 8.1 “Volumen de los reservorios”, determinamos que el volumen a almacenar en el Reservorio 1 es de $0,313 \text{ Hm}^3$. Ingresando a respectiva la curva Cota-Área-Volumen, obtenemos la Cota de Coronamiento del Vertedero del Reservorio 1 de 112 metros (véase imagen 8.3.1.1).

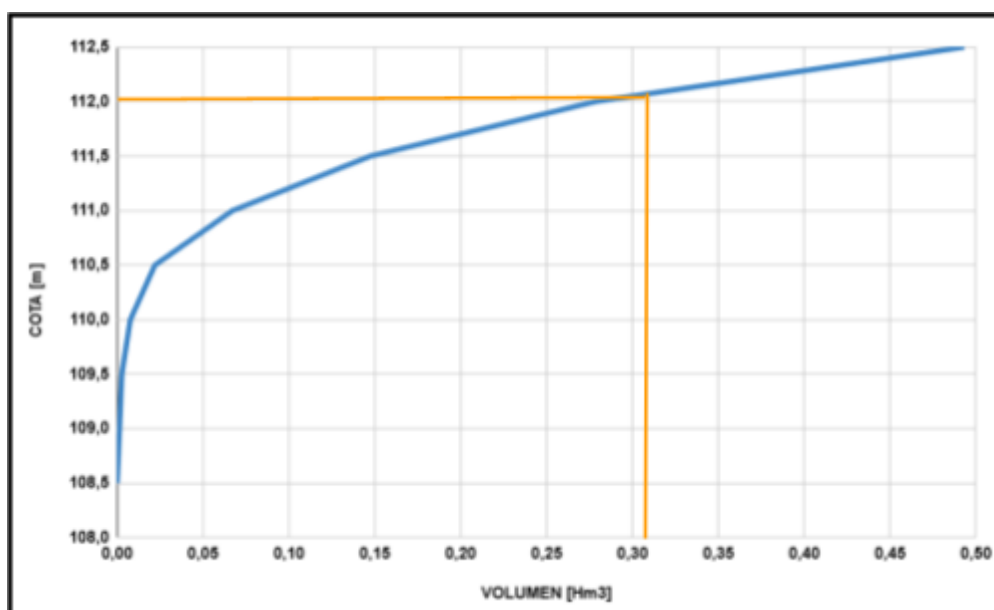


Imagen 8.3.1.1. Determinación Cota de Coronamiento del Vertedero del Reservorio 1, $R=100$. Fuente: Elaboración propia.

8.3.2. Reservorio 2.

Con respecto al Reservorio 2, el volumen a almacenar para una recurrencia de 100 años es de $0,527 \text{ Hm}^3$. Ingresando a la respectiva curva Cota-Área-Volumen, obtenemos la Cota de Coronamiento del Vertedero del Reservorio 2 de 104,75 metros (véase imagen 8.3.1.2).

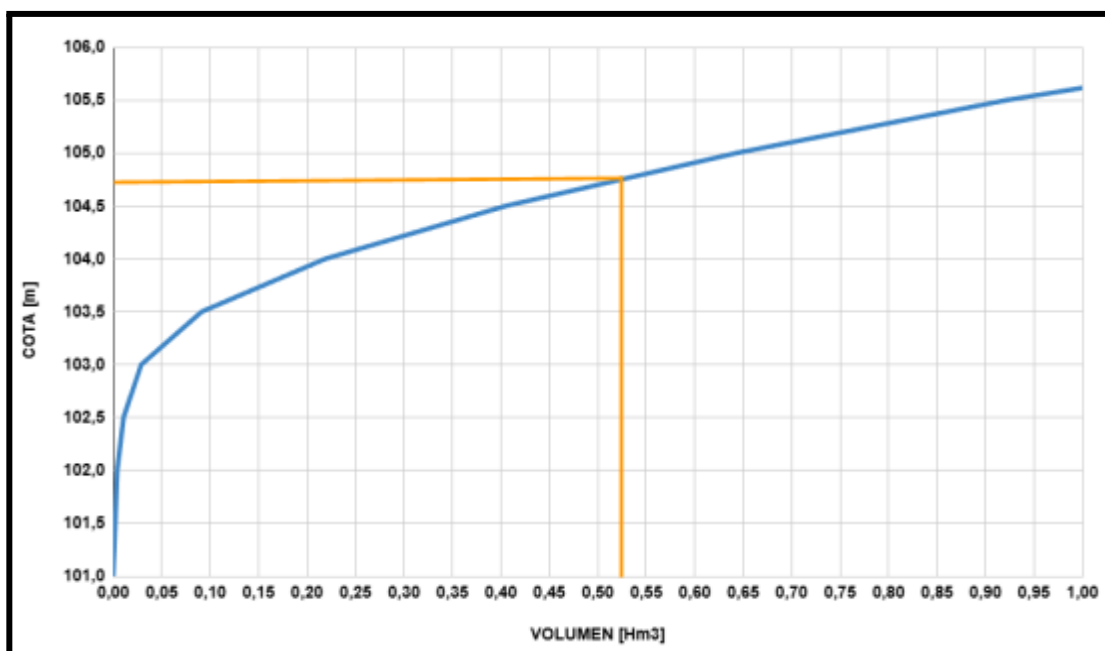


Imagen 8.3.2.1. Determinación Cota de Coronamiento del Vertedero del Reservorio 2, $R=100$. Fuente: Elaboración propia.

8.4. Orificios de descarga

Las obras de descarga son los componentes hidráulicos activos de la presa, responsables de la evacuación controlada del agua. El diseño de un sistema de atenuación de crecidas se articula en torno a una combinación de dos tipos principales de estructuras: los orificios (descargadores de fondo) y los vertederos (descargadores de superficie).

El diseño hidráulico de estos elementos, geometría, y cotas de emplazamiento es fundamental, ya que define colectivamente la curva cota-caudal (H-Q) del reservorio. Esta curva es la relación matemática que dicta el caudal total de egreso para cualquier nivel de agua dado en el reservorio.

8.4.1. Diseño de descargadores de fondo del Reservorio 1

La capacidad de los descargadores de fondo debe ser dimensionada para evacuar el caudal de salida asociado a la recurrencia de 100 años, el cual ha sido establecido en $1 \text{ m}^3/\text{s}$.

Para cumplir con este requisito de descarga, se ha optado por la implementación de un orificio circular con un diámetro de 0,50 m. Esta decisión se basa en que el caudal de salida requerido es relativamente bajo. La elección de un solo orificio previene la necesidad de utilizar múltiples orificios de menor diámetro, los cuales serían más propensos a la obstrucción por arrastre de sedimentos o detritos vegetales.

Sin embargo, al optar por un único orificio de 0,50 m, es importante garantizar la protección contra el ingreso de material flotante y basura. Por ello, se proyecta la colocación de un enrejado de grandes dimensiones aguas arriba del orificio.

Una vez definida la sección transversal, se procederá a calcular los parámetros geométricos e hidráulicos del orificio. A continuación se detallan las especificaciones geométricas y de materiales:

- Material de la conducción: se utilizará hormigón, con un coeficiente de rugosidad de Manning adoptado de $\eta = 0.016$.
- Ubicación: el eje del orificio se encuentra a 70 cm de la base.
- Embocadura: para optimizar la entrada del flujo y minimizar las pérdidas por contracción, se adopta una embocadura redondeada con un radio de 0,50 m.

Se debe determinar la longitud efectiva del orificio. Para ello, se considera que el ángulo de inclinación del talud del vertedero es de 30° .

La longitud L se determina mediante la siguiente relación geométrica, la cual vincula la inclinación del talud con las cotas de diseño y el diámetro de conducción.

Tabla 8.4.1.1. Parámetros para el diseño del orificio.

Dimensiones y parámetros orificio	
Diámetro [m]	0,500
Área [m]	0,196
L [m]	2,299
Pérdida loc.	0,050
Coef. de gasto	0,900
Pérdida cont.	0,185
Rugosidad	0,016

La cota del pelo de agua en la sección de descarga, inmediatamente aguas abajo del reservorio, se ha determinado en 109,62 m (tirante $y = 0,67$ m). La cota de fondo del canal aguas abajo coincide con el fondo del orificio.

Dado que esta cota del pelo de agua se encuentra por encima de la cota del intradós de los orificios de descarga, se establece que los orificios operarán bajo condiciones de flujo ahogado. Bajo esta premisa, la determinación de la cantidad de orificios necesarios para evacuar el caudal de diseño se realiza utilizando la ecuación general de orificios ahogados.

Tabla 8.4.1.2. Cálculo de la cantidad de orificios.

Cantidad de orificios	
Qo [m³/s]	0,984
Qdis [m³/s]	1
Cant. de orificios	1,016
Cant. adoptada	1
Q orificios	0,98

El siguiente paso es la determinación analítica de la relación cota de reservorio - caudal de salida para los descargadores de fondo. El objetivo es observar la variación del caudal de descarga que transita por el orificio a medida que fluctúa el nivel del pelo de agua en el reservorio.

Se tienen dos condiciones de contorno conocidas para la curva:

- Cuando la cota del pelo de agua en el reservorio coincide con la Cota de Coronamiento del Vertedero (CCV), el caudal evacuado por el orificio alcanza el caudal de diseño de $1 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Cuando la cota del pelo de agua en el reservorio es coincidente con la Cota de Fondo (CF) del orificio, el caudal de descarga es nulo.

Para la construcción gráfica y el análisis detallado de esta curva característica, se segmenta el estudio del nivel de la cota aguas arriba del reservorio en tres (3) zonas operativas distintas.

- Zona 1: esta zona está limitada por la cota de fondo (CF) y el intradós del orificio. En esta zona consideramos que el caudal erogado por el orificio puede calcularse como en el caso de canales abiertos, por lo que podemos hacer uso de la ecuación de Chezy- Manning.
- Zona 2: esta zona se define entre el intradós del orificio y como límite superior la altura igual a dos veces la altura del orificio medida desde el fondo del mismo. Por la obtención del caudal erogado por el orificio en esta zona podríamos tomarlo como si fueran alcantarillas. Sin embargo, por simplicidad práctica, haremos interpolación lineal entre el caudal obtenido para el valor máximo del nivel del reservorio aguas arriba de la zona 1, y el mínimo de la zona 3 que veremos a continuación.
- Zona 3: el límite inferior de esta zona es el máximo de la zona 2 y el límite superior está constituido por la cota de coronamiento del vertedero (CCV).

Finalmente, se obtuvo la curva cota del reservorio - caudal de descarga del orificio, la cual se presenta a continuación.

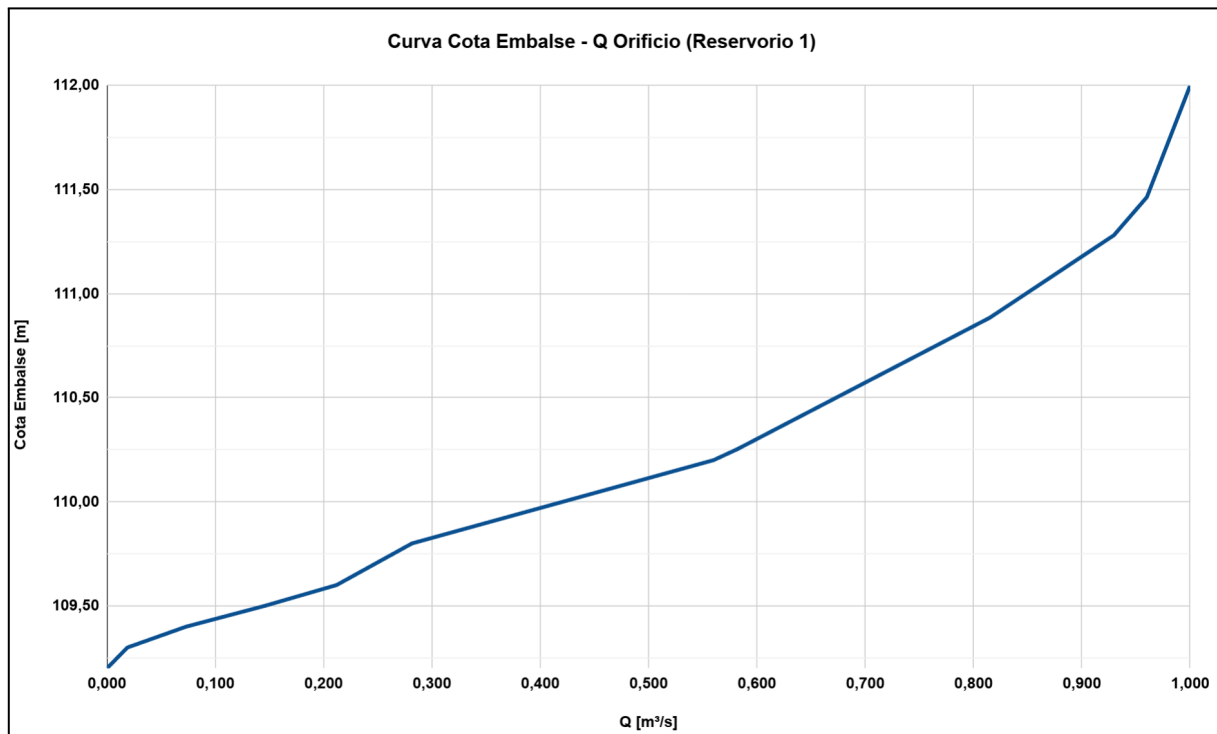


Imagen 8.4.1.1. Curva Cota reservorio - Q orificio, *cierre 1*. Fuente: *Elaboración propia*.

8.4.2. Diseño de descargadores de fondo del Reservorio 2

El procedimiento metodológico empleado para el diseño de los descargadores de fondo del Reservorio 1 fue replicado para la estructura correspondiente al Reservorio 2 (ubicado aguas abajo).

En este caso, la cota de pelo de agua en la sección de descarga, la cual actúa como nivel de control aguas abajo, se fijó en 102,37 m.

Para el diseño se adoptó orificio circular con un diámetro de 0,50 m, manteniendo las mismas características hidráulicas y constructivas (coeficiente de Manning, geometría de la embocadura y material de hormigón) establecidas para el Reservorio 1. La aplicación de este procedimiento permitió determinar la cantidad necesaria de orificios para evacuar el caudal de diseño de 1 m³/s bajo la nueva condición de cota aguas abajo. Terminamos adoptando, al igual que antes, 1 único orificio.

Tabla 8.4.2.1. Parámetros para el diseño del orificio.

Dimensiones y parámetros orificio	
Diámetro [m]	0,500
Área [m]	0,196
L [m]	2,299
Pérdida loc.	0,050
Coef. de gasto	0,900
Pérdida cont.	0,185
Rugosidad	0,016

Tabla 8.4.2.2. Cálculo de la cantidad de orificios.

Cantidad de orificios	
Qo [m³/s]	0,984
Qdis [m³/s]	1
Cant. de orificios	1,016
Cant. adoptada	1
Q orificios	0,98

Finalmente, se obtiene la curva característica cota del reservorio - caudal de descarga del orificio, la cual se presenta a continuación.

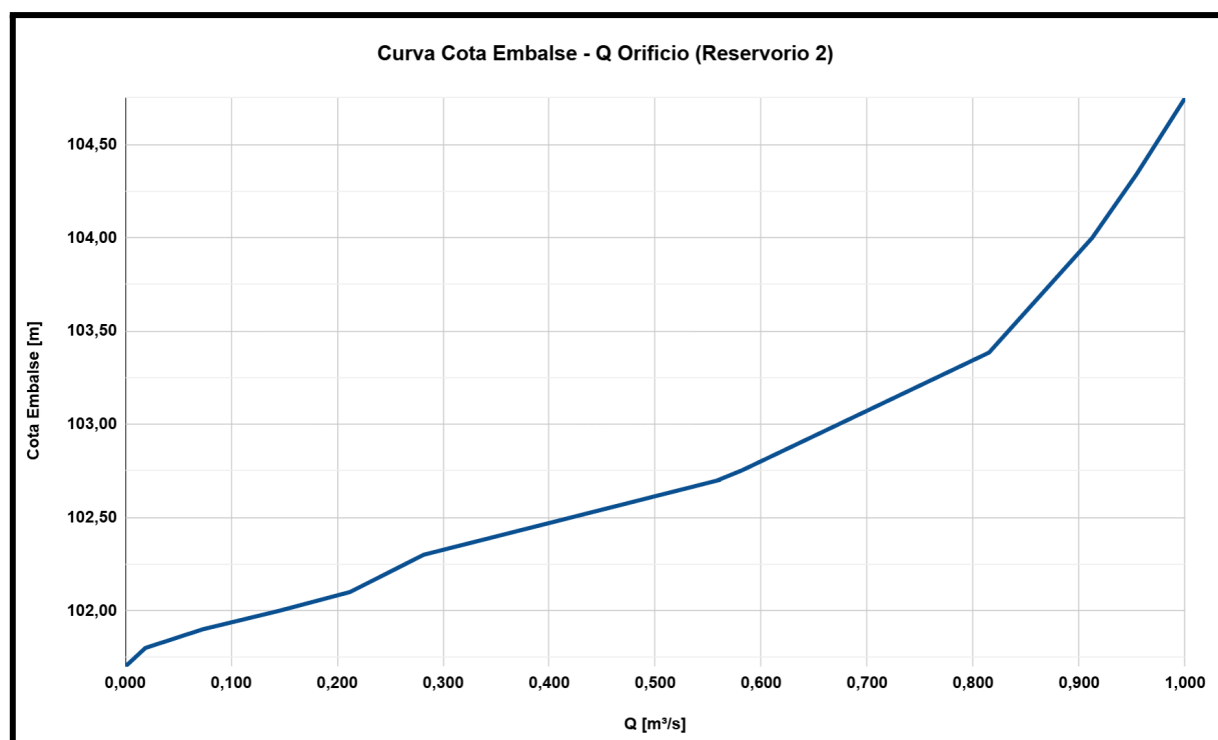


Imagen 8.4.2.1. Curva Cota reservorio - Q orificio, cierre 2. Fuente: Elaboración propia.

8.5. Análisis de consistencia y homogeneidad de datos de Rafaela para una recurrencia de 200 años

Para determinar el NAME de nuestro proyecto, tomaremos el correspondiente a un evento de 200 años de período de retorno. Sin embargo, no contamos con los datos asociados a un evento de tales características para la ciudad de El Trébol, aunque sí para la ciudad de Rafaela, ubicada a 120 km de la primera. Por lo que haremos un análisis de homogeneidad y consistencia para las recurrencias entre los datos de ambas localidades, para recurrencias de 2, 5, 10, 20, 25, 50 y 100 años.

Los datos hidrometeorológicos son consistentes cuando las series de valores observados no presentan errores de medición. Por lo tanto, la consistencia de los datos hidrometeorológicos está estrechamente vinculada con la explotación de las estaciones de medición (Hidrología: Procesos y Métodos, Orsolini, Zimmermann, Basile (2017)).

Por otro lado, a los datos hidrometeorológicos se los denomina homogéneos cuando las series de valores observados no presentan cambios inducidos por perturbaciones de origen antrópico. Dichas intervenciones antrópicas en las cuencas pueden ser: construcción de presas, derivación de caudales, tala indiscriminada de bosques, irrigación intensiva, recuperación de extensas zonas rurales de almacenamiento, impermeabilización por urbanización, etc (Hidrología: Procesos y Métodos, Orsolini, Zimmermann, Basile (2017)).

Tabla 8.5.1. Datos curvas IDR Rafaela, Santa Fe. Fuente: Informe técnico “Canales El Trébol”.

RAFAELA, SANTA FE							
Duraciones (min)	TR 2	TR 5	TR 10	TR 25	TR 50	TR 100	TR 200
5	124,65	141,48	158,07	184,72	208,92	236,97	277,85
10	97,91	116,75	133,59	159,84	183,36	210,48	246,79
15	86,62	105,16	121,32	146,33	168,66	194,35	227,87
30	64,31	76,69	87,76	105,02	120,49	138,32	162,17
60	43,39	52,64	60,72	73,22	84,38	97,23	114,00
120	27,77	33,96	39,32	47,58	54,95	63,42	74,36
180	20,97	25,83	30,00	36,42	42,13	48,70	57,10
360	12,41	15,89	18,79	23,17	27,05	31,50	36,94
720	7,13	9,46	11,35	14,19	16,70	19,56	22,93
1440	3,87	5,32	6,46	8,19	9,69	11,41	13,38
2880	2,15	2,96	3,62	4,59	5,45	6,42	7,52
4320	1,55	2,10	2,55	3,22	3,81	4,48	5,25

8.5.1. Método de dobles acumulaciones

Se utiliza para analizar la consistencia de los datos de una estación por comparación con los datos confiables de otra estación de referencia (estación de confianza).

8.5.1.1. Recurrencia 2 años

Para el análisis de los datos correspondientes a un período de retorno de 2 años y para las distintas duraciones de lluvia se tiene lo graficado en la imagen 8.4.1.1.1.

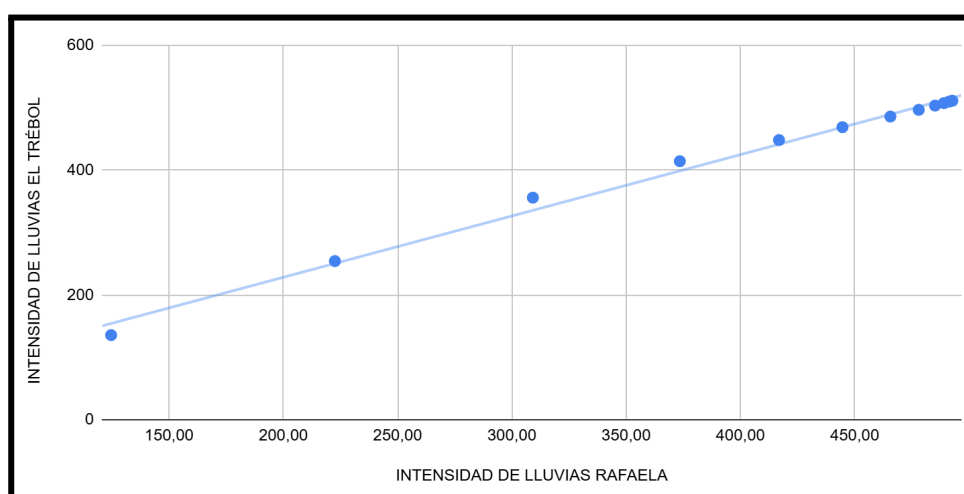


Imagen 8.5.1.1.1. Método de dobles acumulaciones para recurrencia de 2 años.

Fuente: Elaboración propia.

8.5.1.2. Recurrencia 5 años

Para el análisis de los datos correspondientes a un período de retorno de 5 años y para las distintas duraciones de lluvia se tiene lo graficado en la imagen 8.4.1.2.1.

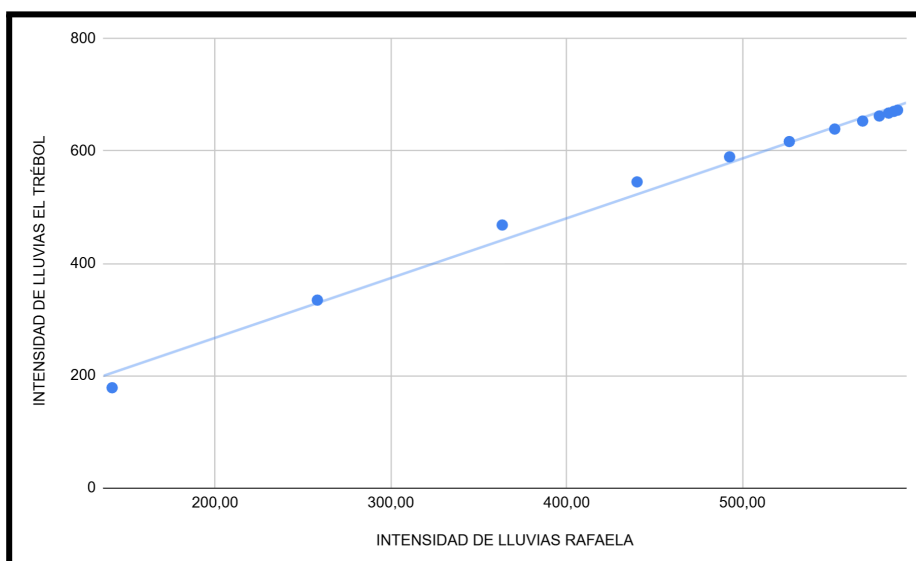


Imagen 8.5.1.2.1. Método de doubles acumulaciones para recurrencia de 5 años .

Fuente: Elaboración propia.

8.5.1.3. Recurrencia 10 años

Para el análisis de los datos correspondientes a un período de retorno de 10 años y para las distintas duraciones de lluvia se tiene lo graficado en la imagen 8.4.1.3.1.

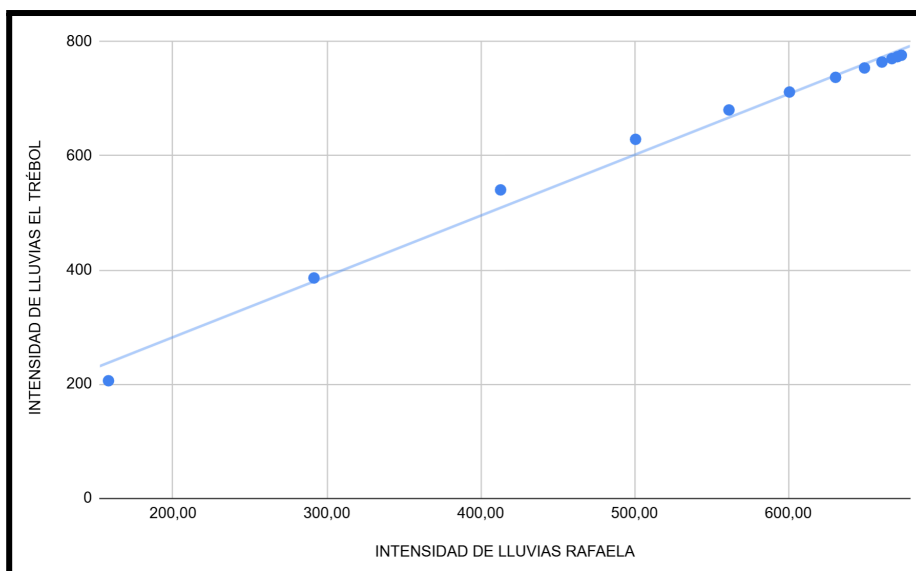


Imagen 8.5.1.3.1. Método de doubles acumulaciones para recurrencia de 10 años .

Fuente: Elaboración propia.

8.5.1.4. Recurrencia 25 años

Para el análisis de los datos correspondientes a un período de retorno de 25 años y para las distintas duraciones de lluvia se tiene lo graficado en la imagen 8.4.1.4.1.

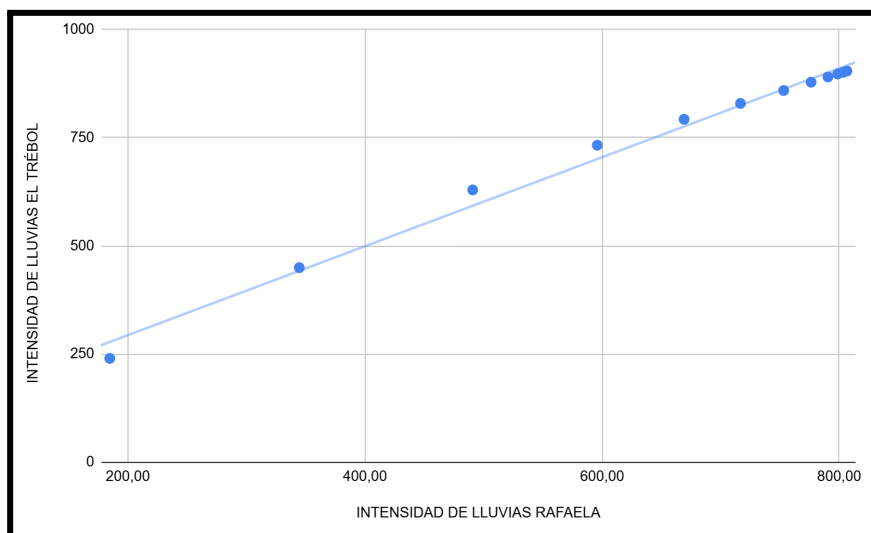


Imagen 8.5.1.4.1. Método de dobles acumulaciones para recurrencia de 25 años .

Fuente: Elaboración propia.

8.5.1.5. Recurrencia 50 años

Para el análisis de los datos correspondientes a un período de retorno de 50 años y para las distintas duraciones de lluvia se tiene lo graficado en la imagen 8.4.1.5.1.

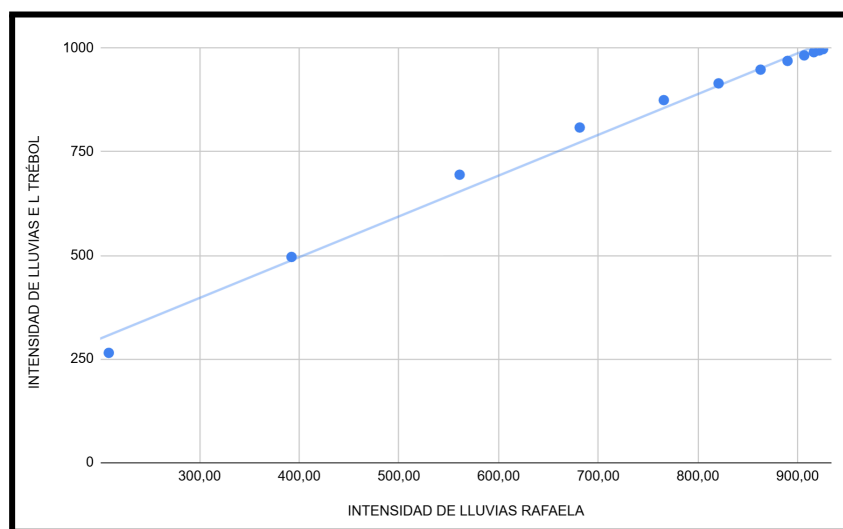


Imagen 8.5.1.5.1. Método de dobles acumulaciones para recurrencia de 50 años .

Fuente: Elaboración propia.

8.5.1.6. Recurrencia 100 años

Para el análisis de los datos correspondientes a un período de retorno de 100 años y para las distintas duraciones de lluvia se tiene lo graficado en la imagen 8.4.1.6.1.

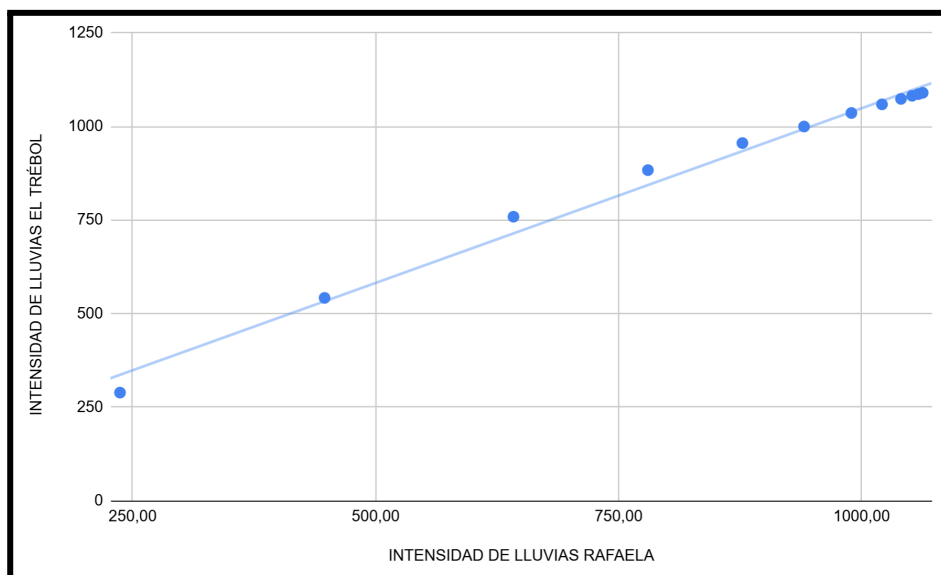


Imagen 8.5.1.6.1. Método de dobles acumulaciones para recurrencia de 100 años .

Fuente: Elaboración propia.

Las seis gráficas del método de doble acumulaciones, que comparan la intensidad de lluvias de El Trébol (eje y) con la intensidad de lluvias de Rafaela (eje x) para los distintos períodos de retorno muestra una aproximada correlación lineal positiva entre ambas series.

Los puntos de datos se agrupan estrechamente a lo largo de la línea de tendencia (línea azul clara). La ausencia de quiebres o cambios abruptos en la pendiente de esta línea indica que la relación proporcional entre las intensidades de precipitación de El Trébol y Rafaela se ha mantenido constante a lo largo de los diferentes niveles de recurrencia analizados.

La relación observada valida la consistencia de los datos. Esto refuerza la decisión de utilizar los datos de Rafaela como estación de referencia para extrapolar o regionalizar el valor de la intensidad para la recurrencia no disponible de 200 años en el Trébol, ya que la correlación se mantiene incluso en los eventos extremos con períodos de retorno de 100 años.

8.5.2. Método del Test “U”

El Test “U” de Wilcoxon, Mann y Whitney (Koch y Rego, 1965) examina, utilizando números de orden, si dos muestra A y B provienen de la misma población con respecto a la tendencia central. El Test “U” debe ser aplicado a muestras con números de datos $N > 4$. El esquema del test es el siguiente:

- Juntar las muestras A y B identificando los valores de cada una y ordenar los valores en modo creciente.
- Definir para cada valor el correspondiente número de orden.
- Calcular R_A y R_B , suma de los números de orden asociados a las muestras A y B respectivamente.
- Calcular los parámetros U_A y U_B :

$$U_A = N_A N_B + 0,5 N_A (N_A + 1) - R_A$$

$$U_B = N_A N_B + 0,5 N_B (N_B + 1) - R_B$$

donde N_A y N_B son los números de datos de las muestras A y B respectivamente.

- Determinar el parámetro $U = \min \{ |U_A|, |U_B| \}$
- Calcular la variable Z del test, definida como:

$$Z = \frac{|U - 0,5 N_A N_B|}{\sqrt{N_A N_B (N_A + N_B + 1) / 12}}$$

- Definir el valor de z_α para un nivel de significancia $\alpha = 1\%$, $\alpha = 5\%$ ó $\alpha = 10\%$, mediante tablas de la variable tabulada de la ley de Gauss.
- Efectuar la decisión del test: $Z \geq z_\alpha$ (existe cambio en la tendencia central de las muestras), $Z < z_\alpha$ (no existe cambio en la tendencia central de las muestras).

8.5.2.1. Recurrencia 2 años

Para el análisis de los datos correspondientes a un período de retorno de 2 años se obtiene $Z = 0$. Adoptando un nivel de significancia $\alpha = 5\%$, nos queda $z_{\alpha} = 1,96$. Por lo tanto, $Z < z_{\alpha}$ y no existe cambio en la tendencia central de las muestras.

8.5.2.2. Recurrencia 5 años.

Para el análisis de los datos correspondientes a un período de retorno de 5 años se obtiene $Z = 0,12$. Adoptando un nivel de significancia $\alpha = 5\%$, nos queda $z_{\alpha} = 1,96$. Por lo tanto, $Z < z_{\alpha}$ y no existe cambio en la tendencia central de las muestras.

8.5.2.3. Recurrencia 10 años

Para el análisis de los datos correspondientes a un período de retorno de 10 años se obtiene $Z = 0$. Adoptando un nivel de significancia $\alpha = 5\%$, nos queda $z_{\alpha} = 1,96$. Por lo tanto, $Z < z_{\alpha}$ y no existe cambio en la tendencia central de las muestras.

8.5.2.4. Recurrencia 25 años

Para el análisis de los datos correspondientes a un período de retorno de 25 años se obtiene $Z = 0,06$. Adoptando un nivel de significancia $\alpha = 5\%$, nos queda $z_{\alpha} = 1,96$. Por lo tanto, $Z < z_{\alpha}$ y no existe cambio en la tendencia central de las muestras.

8.5.2.5. Recurrencia 50 años

Para el análisis de los datos correspondientes a un período de retorno de 50 años se obtiene $Z = 0,12$. Adoptando un nivel de significancia $\alpha = 5\%$, nos queda $z_{\alpha} = 1,96$. Por lo tanto, $Z < z_{\alpha}$ y no existe cambio en la tendencia central de las muestras.

8.5.2.6. Recurrencia 100 años

Para el análisis de los datos correspondientes a un período de retorno de 100 años se obtiene $Z = 0,17$. Adoptando un nivel de significancia $\alpha = 5\%$, nos queda $z_{\alpha} = 1,96$. Por lo tanto, $Z < z_{\alpha}$ y no existe cambio en la tendencia central de las muestras.

En todos los casos analizados, el valor del estadístico de prueba Z resultó consistentemente menor que el valor crítico $z_{\alpha} = 1.96$ (asociado a un nivel de significancia $\alpha = 5\%$ para una prueba bilateral). Dado que $Z < z_{\alpha}$ para todas las recurrencias, la hipótesis nula de que ambas muestras provienen de la misma población estadística no puede ser rechazada. Esto confirma con solidez estadística que no existe un cambio significativo en la tendencia central de las muestras y que las características de precipitación extrema en El Trébol son homogéneas con las de Rafaela. Este resultado, en conjunto con la consistencia demostrada por el Método de Dobles Acumulaciones, valida plenamente la regionalización hidrológica y la extrapolación de la intensidad de precipitación de 200 años de Rafaela para el diseño del NAME en El Trébol.

8.6. Hidrograma de diseño R = 200

Una vez analizada la consistencia y homogeneidad de los datos para un período de retorno de 200 años, procederemos a calcular el hidrograma de diseño de entrada a los reservorios para poder luego determinar el NAME asociado al mismo.

8.6.1. Hietograma neto

Tal como procedimos en el ítem 7.6, utilizaremos el método del número de curva o CN, el cual para una condición de humedad III manifiesta un valor igual a 85,54.

Tabla 8.6.1.1. Datos para obtención de hietograma neto. Fuente: Elaboración propia.

	CN (III)	85,54	
R=200 años	D=310min		
P [mm]	179,26		
S [mm]	42,95	IA [mm]	8,59
Pn [mm]	136,36		

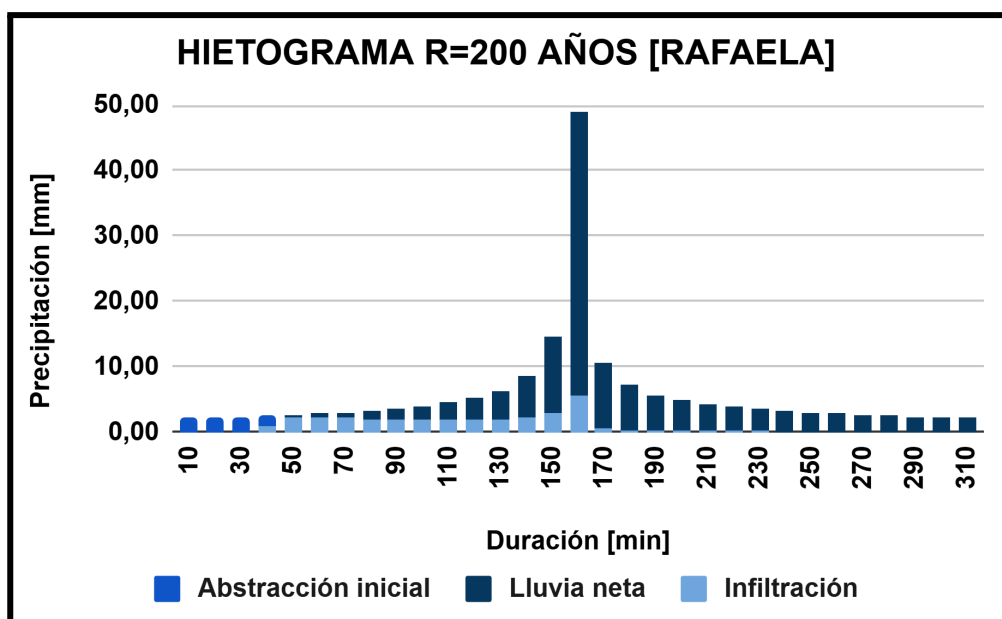


Imagen 8.6.1.1. Hietograma de bloques alternos para D=310 min y R=200 años.

Fuente: Elaboración propia.

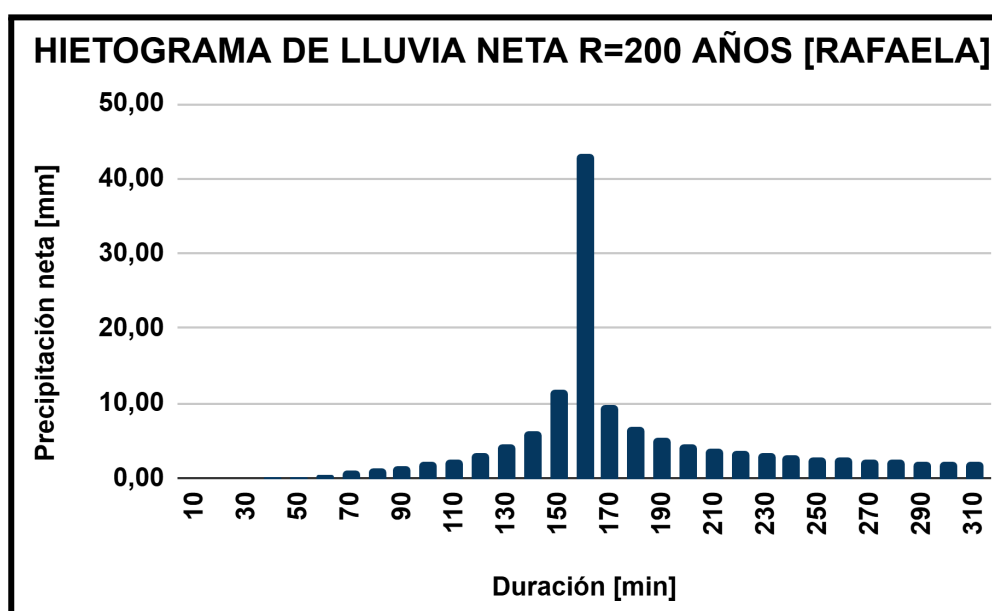


Imagen 8.6.1.2. Hietograma de lluvia neta para D=310 min y R=200 años.

Fuente: Elaboración propia.

8.6.2. Hidrograma de diseño

Al igual que en el ítem 7.8, la determinación del Hidrograma de Escurrimiento Directo (HED) se realizó mediante el proceso de convolución discreta, utilizando como variables de entrada los Hidrogramas Unitarios (HU) (los obtenidos en el ítem 7.7) y el Hietograma de lluvia neta (HN).

De este modo, se han obtenido los hidrogramas de diseño correspondientes a cada punto de cierre (sección de control). Estos hidrogramas se detallan en las figuras subsiguientes.

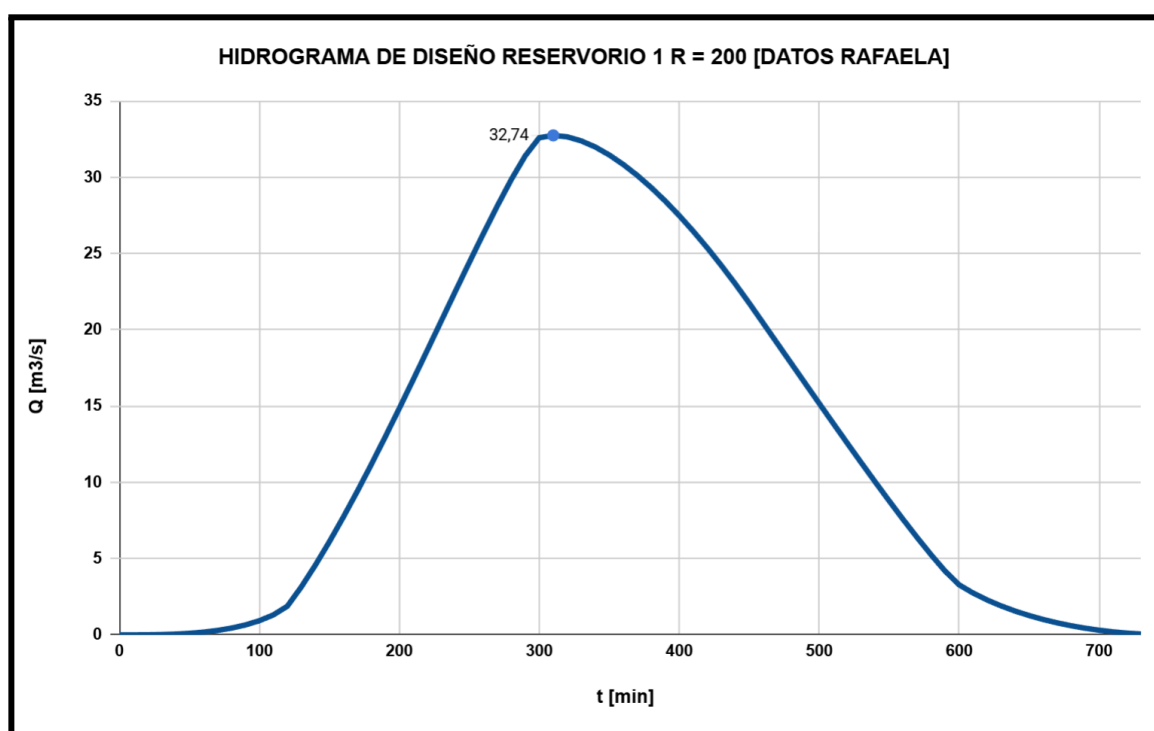


Imagen 8.6.2.1. Hidrograma de diseño para reservorio 1, $R=200$. Fuente: Elaboración propia.

Es relevante mencionar que el hidrograma calculado para el Reservoirio 2 representa únicamente la contribución de la cuenca directa. Por consiguiente, es necesario incorporar el caudal de descarga (o de salida) del primer reservorio para establecer el hidrograma final de diseño en dicha sección.

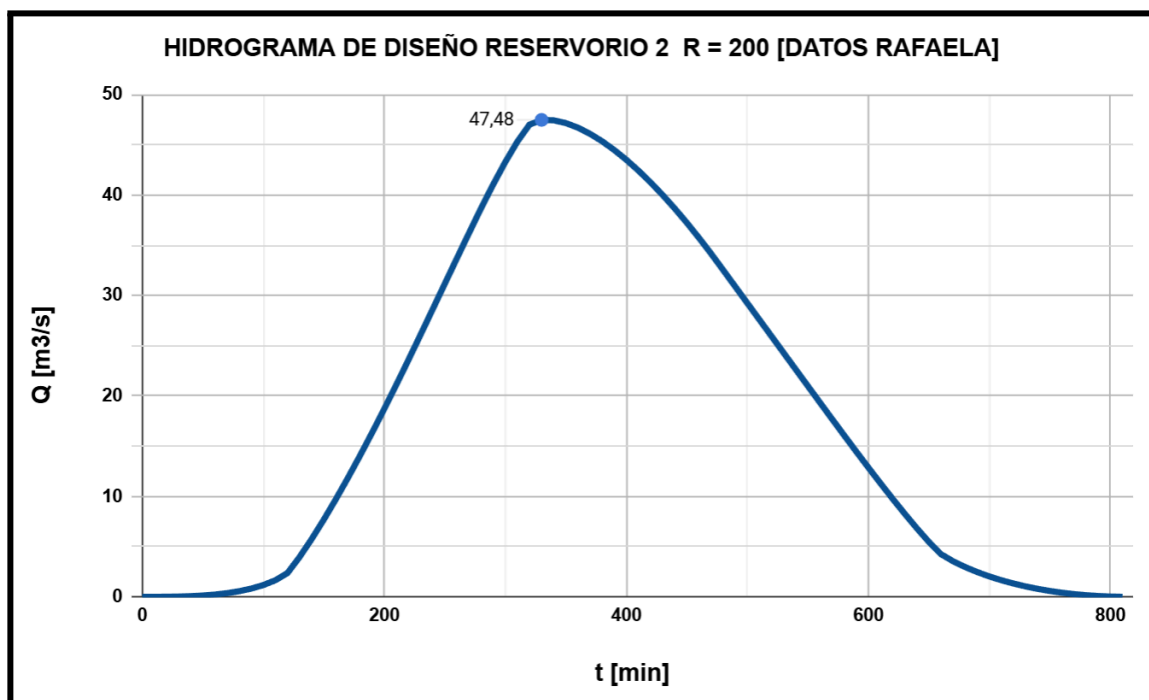


Imagen 8.6.2.2. Hidrograma de diseño para reservorio 2, $R=200$. Fuente: Elaboración propia.

8.7. Longitud de vertedero y laminación de crecidas

La laminación de crecidas es un componente técnico de nuestro diseño, y se incluye en este informe para certificar la seguridad de la obra. Su objetivo es calcular cómo el reservorio, al tener dos estructuras de descarga - el vertedero y un orificio - logra amortiguar y controlar el caudal asociado a un evento de importancia, mitigando los riesgos para las zonas ubicadas aguas abajo.

El reservorio funciona como una “piscina” de retención: cuando una gran cantidad de agua (caudal de entrada) llega durante una crecida, el sistema no permite que toda esa agua salga inmediatamente. En su lugar, el volumen de agua se almacena temporalmente detrás del muro, actuando como un "amortiguador" natural.

Como dijimos anteriormente, nuestro cálculo de laminación simula este proceso, considerando la descarga combinada de ambas estructuras:

- El orificio está diseñado para controlar los caudales pequeños y mantener un flujo constante o iniciar la descarga antes. Su caudal es controlado por la presión del agua sobre él.

- El vertedero se activa sólo cuando el nivel de agua es alto, actuando como el sistema de seguridad que toma el control para evacuar la mayor parte del flujo durante la crecida.

Este análisis nos proporciona dos datos técnicos importantes para el proyecto:

1. Atenuación del caudal pico: el resultado principal es que el caudal máximo de salida (la suma de lo que sale por el orificio y el vertedero) es siempre menor que el caudal máximo de entrada que llegó al reservorio. Esto reduce significativamente la fuerza y el poder destructivo del agua que continúa su curso.
2. Nivel máximo de operación: la laminación establece con exactitud la altura máxima que alcanzará el agua en el reservorio cuando ocurra la crecida de diseño, la cual, para nuestro caso, corresponde al evento de recurrencia de 200 años.

Con este dato de nivel máximo, garantizamos que el diseño del vertedero, el camino transitable y el resto de los terraplenes tengan la altura adecuada para que el agua nunca los sobrepase de forma incontrolada.

8.7.1. Vertedero transitable del Reservorio 1

Debido a la coincidencia del vertedero del Reservorio 1 con un camino rural, se optó por un diseño de vertedero transitable. Esta solución permite prescindir de estructuras auxiliares adicionales, tales como obras de hormigón o alcantarillado, que serían necesarias en caso de implementar un vertedero tipo WES, como el proyectado para el Reservorio 2.

Al tratarse de un camino rural, tendrá un ancho de coronamiento de 6 metros. Lo trataremos como un canal abierto, ya que no cumple la relación para ser tratado como vertedero de cresta ancha. Este último es, por definición, una estructura con una cresta horizontal sobre la cual la presión del flujo se puede considerar hidrostática (French, 1988.). Para que se presente esta situación, se tiene, (veáse la imagen 8.6.1.1) que debe satisfacerse la siguiente desigualdad (Bos, 1976):

$$0,08 \leq \frac{H_1}{L} \leq 0,50$$

En nuestro caso, dicha relación tiene un valor aproximadamente de 0,03. Recordando que nuestra cota de vertedero es de 112,00 para el Reservorio 1, se muestran a continuación los valores de descarga para el conjunto orificio más vertedero.

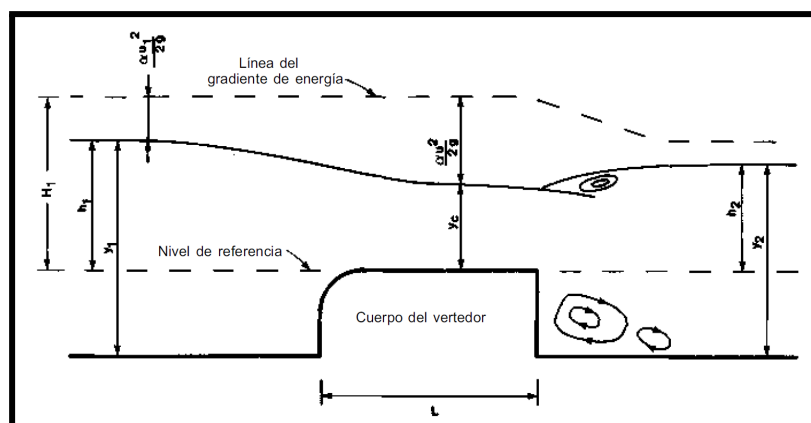


Imagen 8.7.1.1. Definición del simbolismo usada para vertederos de cresta ancha.

Fuente: Hidráulica de Canales Abiertos, French (1988).

Tabla 8.7.1.1. Datos descarga conjunto orificio más vertedero en Reservorio 1.

Fuente: elaboración propia.

Curva de descarga cota - caudal Reservorio 1								
	Cota	Qorif	y	A	P	R ^{2/3}	Qvert	Qtotal
ZONA 1	109,2	0,000	-	-	-	-	0,000	0,000
	109,3	0,019	-	-	-	-	0,000	0,019
	109,4	0,073	-	-	-	-	0,000	0,073
	109,5	0,146	-	-	-	-	0,000	0,146
	109,6	0,212	-	-	-	-	0,000	0,212
ZONA 2	109,8	0,282	-	-	-	-	0,000	0,282
	109,9	0,351	-	-	-	-	0,000	0,351
	110,0	0,421	-	-	-	-	0,000	0,421
	110,1	0,490	-	-	-	-	0,000	0,490
	110,2	0,560	-	-	-	-	0,000	0,560
ZONA 3	110,3	0,582	-	-	-	-	0,000	0,582
	110,9	0,815	-	-	-	-	0,000	0,815
	111,3	0,930	-	-	-	-	0,000	0,930
	111,5	0,979	-	-	-	-	0,000	0,979
	112	1	-	-	-	-	0,000	1,000
VERTEDERO	112,1	1,000	0,100	1,100	12,010	0,203	0,745	1,745
	112,2	1,000	0,200	2,400	14,020	0,308	2,466	3,466
	112,3	1,000	0,300	3,900	16,030	0,390	5,066	6,066
	112,4	1,000	0,400	5,600	18,040	0,458	8,558	9,558
	112,5	1,000	0,500	7,500	20,050	0,519	12,979	13,979
	112,6	1,000	0,600	9,600	22,060	0,574	18,376	19,376
	112,7	1,000	0,700	11,900	24,070	0,625	24,801	25,801
	112,8	1,000	0,800	14,400	26,080	0,673	32,306	33,306
	112,9	1,000	0,900	17,100	28,090	0,718	40,942	41,942
	113,0	1,000	1,000	20,000	30,100	0,761	50,764	51,764
	113,1	1,000	1,100	23,100	32,110	0,803	61,822	62,822
	113,2	1,000	1,200	26,400	34,120	0,843	74,168	75,168
	113,3	1,000	1,300	29,900	36,130	0,881	87,853	88,853

8.7.1.1. Laminación en Reservoirio 1

El análisis de laminación se centró en simular el tránsito de la crecida de diseño con un período de recurrencia de 200 años. El hidrograma de diseño presenta un caudal pico de entrada de $32,74 \frac{m^3}{s}$.

El reservorio cuenta con una descarga controlada por un orificio de fondo y una descarga de seguridad a través del vertedero transitable de 10 metros de longitud.

A efectos del análisis hidráulico de la laminación de crecidas, el vertedero propuesto se modela y calcula como un canal abierto de sección trapezoidal. Esta consideración se justifica porque, incluso si la coronación se diseña con un perfil específico (como el perfil WES), la presencia de un ancho de coronamiento considerable en el sentido del flujo y una rampa aguas abajo con cierta pendiente, hace que el flujo sobre la estructura se pueda asemejar al de un canal, ante la falta del cumplimiento de la relación para ser tratado como vertedero de cresta ancha, como se mencionó anteriormente.

El proceso simula la transformación del caudal de entrada en caudal de salida al resolver iterativamente la ecuación de continuidad o conservación de la masa.

La verificación del modelo de tránsito se realizó mediante el balance volumétrico. El volumen total de entrada fue de $564303,70 m^3$ mientras que el volumen de salida total (incluyendo el volumen remanente almacenado) fue de $556787,05 m^3$. Esto resultó en un error de continuidad del 1,33%, menor al 2,00% que consideramos como razonable, lo cual valida la precisión de la simulación numérica.

El resultado de la laminación verifica la capacidad del reservorio para mitigar la crecida, arrojando dos valores clave para el diseño estructural: el nivel máximo alcanzado aguas arriba y la atenuación del caudal.

La crecida de diseño, con un caudal pico de entrada de $32,74 \frac{m^3}{s}$, transitó el reservorio alcanzando una cota máxima de agua de 112,45 m en el mismo. Este

nivel máximo es el que define los requisitos de seguridad estructural y de operación de la presa:

- La altura de la lámina de agua sobre la cresta del vertedero en el momento pico es de 0,45 m.
- El volumen máximo almacenado asociado al cota pico fue de $440775,88 \text{ m}^3$.

La función principal de la laminación es la atenuación del pico del hidrograma, reduciendo el riesgo de inundación aguas abajo.

- Caudal pico de entrada: $32,74 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$.
- Caudal pico de salida $10,89 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$.

El proceso de laminación para la recurrencia de 200 años logró una reducción del caudal pico de aproximadamente del 67%, confirmando que el caudal máximo efluente es significativamente menor que el caudal afluente. Esta atenuación certifica que el diseño del vertedero y el orificio, en conjunto con la capacidad de almacenamiento del reservorio, cumplen con el objetivo de mitigación de riesgos al disminuir el volumen de la crecida que continúa su curso aguas abajo.

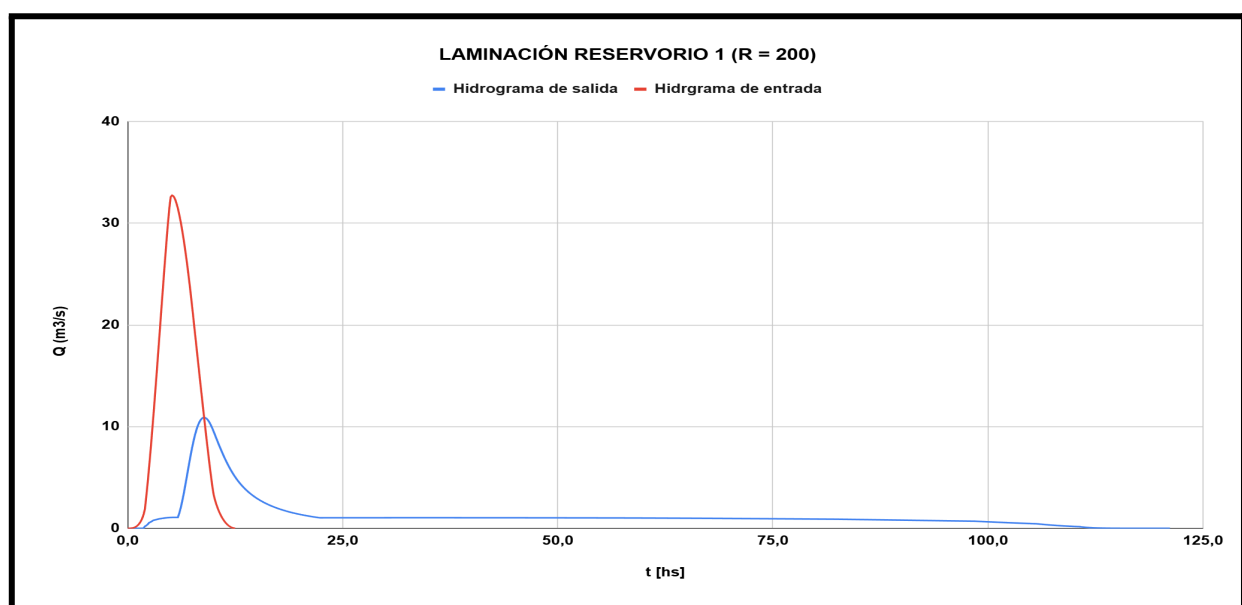


Imagen 8.7.1.1.1. Laminación Reservoirio 1. Fuente: Elaboración propia.

8.7.2. Vertedero tipo WES del Reservoirio 2

A diferencia del Reservoirio 1, el Reservoirio 2 no interfiere con trazas viales, lo que permite la implementación de un vertedero tipo WES.

La adopción de un vertedero con perfil tipo WES para el Reservoirio 2 se justifica por la necesidad de maximizar la capacidad de descarga. Si bien la recurrencia de diseño hidrológico para la obra en su conjunto es de 100 años, tanto la estructura de cierre como la de hormigón se dimensionan para un período de retorno de 200 años (Q_{200} años) por razones de seguridad estructural. Este diseño permite mantener el Nivel de Agua Máximo de Diseño (NAME) dentro de los límites operativos de la presa de tierra. El perfil WES, al replicar la forma de la lámina de agua, garantiza un flujo con mínima pérdida de energía y previene la aparición de presiones negativas sobre la superficie de hormigón, mitigando así riesgos de daño por cavitación a largo plazo.

Una ventaja fundamental de este diseño sobre los vertederos simples de cresta ancha o rectangular es su elevado coeficiente de descarga (C_d). Esto permite lograr una mayor capacidad de evacuación por unidad de longitud de cresta y por una altura de carga (H_d) menor. En el contexto de un reservoirio de retención en un entorno urbano, donde a menudo existen restricciones de espacio para el ancho de la estructura o cuando se necesita limitar estrictamente la elevación del nivel de agua para disminuir la superficie inundada, la cual se relaciona con los daños a las cosechas que se producirían, la capacidad del perfil WES de optimizar la longitud de la cresta y el uso de la revancha lo convierte en una solución de diseño hidráulico eficiente y segura.

El caudal descargado por un vertedero diseñado con la forma WES se puede evaluar mediante la siguiente ecuación:

$$Q = 0,552 C L_e H_e^{1,50}$$

donde Q es el caudal descargado (m^3/s); C es un coeficiente de descarga, H_e carga total sobre la cresta (m) y L_e longitud efectiva de la cresta en (m) (véase imagen 8.6.2.1).

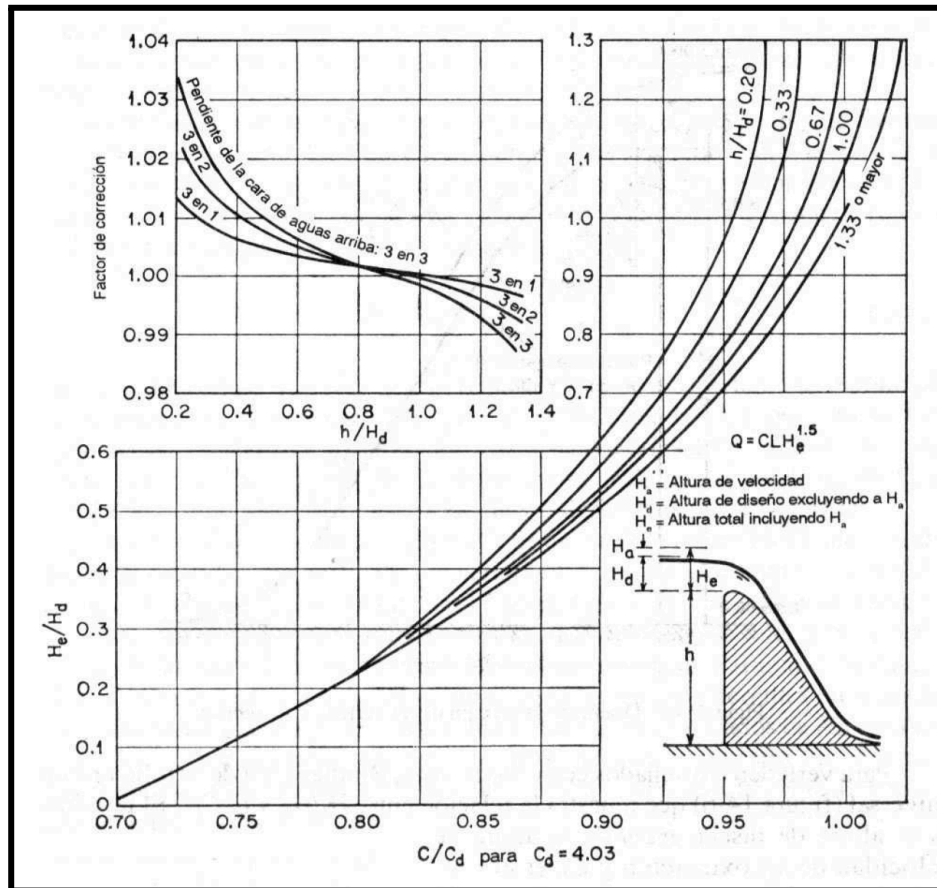


Imagen 8.7.2.1. Relación altura - descarga para formas estándares WES de vertedero.

Fuente: Hidráulica de Canales Abiertos, Ven Te Chow (1982).

Diseñamos un vertedero para que funcione como vertedero hidráulicamente alto ($h > 1,33 H_d$), donde el efecto de la carga de velocidad es despreciable, y, por lo tanto $C_d = 4,03$. Realizamos iteraciones con distintas longitudes L_e para realizar la laminación (véase ítem 8.6.2.1) y terminamos adoptando 5 metros. Con esa longitud, podemos despejar de la ecuación de la página anterior, el valor de H_d . Para $L = 5$ se obtiene $H_d = 0,48$ m. Comparando este valor con la altura $h = 2,50$ m del vertedero, se cumple que $h/H_d = 3,75m/0,48m = 7,81 > 1,33$. A continuación se adjuntan los datos correspondientes a la descarga del conjunto orificio más vertedero para distintos valores de cota en el embalse.

Tabla 8.7.2.1. Datos descarga conjunto orificio más vertedero en Reservoirio 2.

Fuente: elaboración propia.

Descarga cota caudal Reservoirio 2							
	Cota	Qorif	he	he/hd	C/Cd	Qvert	Qttotal
ZONA 1	101,70	0,000	-	-	-	0,000	0,000
	101,80	0,019	-	-	-	0,000	0,019
	101,90	0,073	-	-	-	0,000	0,073
	102,00	0,146	-	-	-	0,000	0,146
	102,10	0,212	-	-	-	0,000	0,212
ZONA 2	102,30	0,282	-	-	-	0,000	0,282
	102,40	0,351	-	-	-	0,000	0,351
	102,50	0,421	-	-	-	0,000	0,421
	102,60	0,490	-	-	-	0,000	0,490
	102,70	0,560	-	-	-	0,000	0,560
ZONA 3	102,75	0,582	-	-	-	0,000	0,582
	103,38	0,815	-	-	-	0,000	0,815
	104,00	0,912	-	-	-	0,000	0,912
	104,34	0,954	-	-	-	0,000	0,954
	104,75	1,000	-	-	-	0,000	1,000
VERTEDERO (ZONA 4)	104,85	1,000	0,100	0,208	0,793	0,279	1,279
	104,95	1,000	0,200	0,415	0,870	0,865	1,865
	105,05	1,000	0,300	0,623	0,931	1,701	2,701
	105,15	1,000	0,400	0,830	0,976	2,747	3,747
	105,25	1,000	0,500	1,038	1,006	3,955	4,955
	105,35	1,000	0,600	1,246	1,020	5,270	6,270

8.7.2.1. Laminación en Reservoirio 2

Para el reservoirio 2, el control de la crecida de diseño (R=200 años) se realiza mediante un orificio de fondo y un vertedero con perfil tipo WES.

El vertedero tiene una longitud de 5 metros y una cota de coronamiento de 104,75 metros.

Durante el tránsito de la crecida, el nivel de agua alcanzó una cota máxima ($Z_{m\acute{a}x}$) de 104,96 metros. Esta cota, utilizada para definir el borde libre, resultó en una lámina de agua de solo 21 cm sobre la cresta del vertedero. El volumen máximo almacenado en el pico fue de 592218,19 m^3 .

La simulación comparó el caudal pico de entrada de $33,61 \frac{m^3}{s}$ con un caudal pico de salida de $2,04 \frac{m^3}{s}$. El proceso de almacenamiento y descarga controlada logra una atenuación del 93,93% del caudal pico, lo que confirma que el caudal

efluente es significativamente menor que el caudal afluente, garantizando la seguridad hídrica aguas abajo.

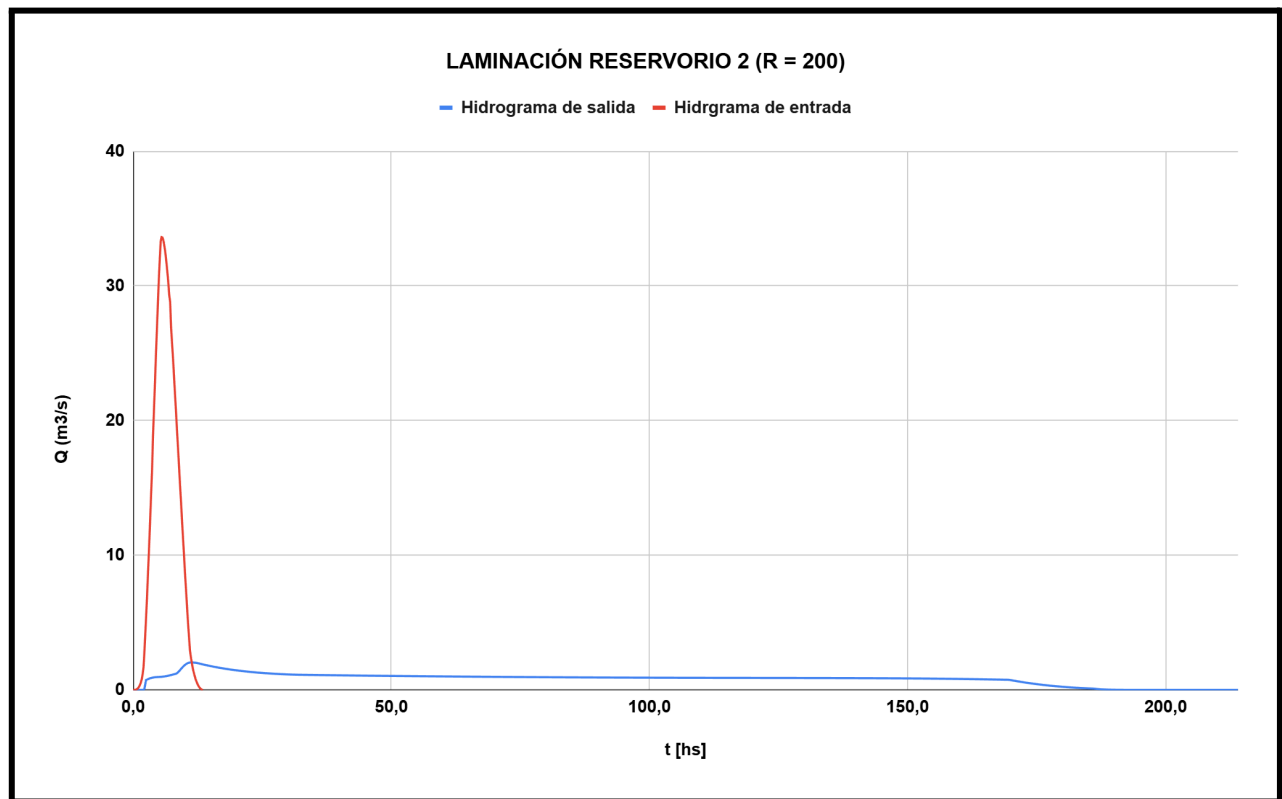


Imagen 8.7.2.1.1. Laminación Reservorio 2. Fuente: *Elaboración propia*.

8.8. Altura de la presa

La definición de la cota de coronamiento de la presa, es un parámetro de diseño que está directamente relacionado al concepto de seguridad estructural.

En las presas de materiales sueltos, el principal riesgo de falla es el desbordamiento. A diferencia de una estructura de hormigón, una presa de tierra y enrocamiento es esencialmente incapaz de trabajar como estructura vertedora sin un alto riesgo de colapso por erosión. Dado la importancia de una falla de este tipo, la probabilidad de que ocurra debe minimizarse mediante un diseño conservador.

Como mencionamos anteriormente, el diseño contra el desbordamiento se materializa en la revancha. Esta se define como el margen de seguridad vertical entre el Nivel de Aguas Máximo Extraordinario (NAME) que el reservorio puede alcanzar y la cota de coronamiento de la presa.

Este margen no es un valor arbitrario, sino el resultado de un análisis técnico que debe cuantificar una serie de fenómenos hidrológicos, meteorológicos y geotécnicos que elevan el nivel del agua o disminuyen la altura efectiva de la presa. El cálculo de la revancha total es, por tanto, la suma de varios componentes clave:

- Efectos del viento: incluye la sobreelevación del nivel medio del reservorio por el arrastre del viento (h_1) y la altura de las olas generadas (h_2).
- Efectos hidráulicos: considera el "efecto de rodamiento" (h_3), que es la altura adicional que alcanza la ola al trepar por el talud de la presa.
- Efectos geotécnicos: contempla los asentamientos a corto y largo plazo del coronamiento (h_4), que reducen físicamente la cota de la estructura.

Para la obtención de dicho valor se parte de la definición del coeficiente de balasto, el cual se define como la relación entre la presión que se aplica al terreno y el asentamiento que esta carga produce.

- Factor de seguridad: finalmente, se incluye una altura adicional de seguridad (h_5) para absorber incertidumbres en las estimaciones hidrológicas o eventos imprevistos, como los sísmicos.

8.8.1. Determinación de la altura del terraplén del Reservorio 1

A continuación, se presentan los parámetros hidrológicos y los resultados del análisis de seguridad que definen la altura del terraplén del Reservorio 1. El diseño se ha realizado para un evento hidrológico con una recurrencia de 200 años.

En este caso, para el cálculo de la revancha total se han seguido criterios específicos basados en la estabilidad del terreno y la seguridad hidráulica:

- Asentamiento (h_4): Debido a las características del suelo de fundación y la compactación del terraplén, se ha considerado un asentamiento despreciable ($h_4=0$).
- Factor de seguridad (h_5): Se ha calculado como el 10% de la suma de las demás componentes de la revancha, asegurando un margen proporcional a los riesgos calculados.

Tabla 8.8.1.1. Parámetros hidrológicos Reservoirio 1.

Recurrencia [años]	200
NAMO = CCV [m]	112
NAME [m] [R=200]	112,45
h1 [m]	0,01
Fetch [km]	0,55
V del viento [km/h]	85
Profundidad media [m]	5,16
Duración [min]	45
h0 [m]	0,44
h2 [m]	0,29
h3 [m]	0,29
h4 [m]	0
h5 [m]	0,06
Revancha [m]	0,66
CCP [m]	113,1

8.8.2. Determinación de la altura del terraplén del Reservoirio 2

Se muestran en este caso los parámetros hidrológicos y los resultados del análisis de seguridad que definen la altura del terraplén del Reservoirio 2. Al igual que en la presa 1, el diseño se ha realizado para un evento hidrológico con una recurrencia de 100 años. En este caso:

- Asentamiento (h4): A diferencia del reservorio anterior, aquí se cuantificó el asentamiento utilizando la fórmula del coeficiente de balasto, lo que resultó en un valor de 0,003 metros.
- Factor de seguridad (h5): Al igual que en el Reservoirio 1, se adoptó un margen de seguridad equivalente al 10% de la sumatoria de las revanchas anteriores.

Tabla 8.8.2.1. Parámetros hidrológicos Reservorio 2.

Recurrencia [años]	200
NAMO = CCV [m]	104,75
NAME [m] [R=200]	104,96
h1 [m]	0,006
Fetch [km]	0,80
V del viento [km/h]	85
Profundidad media [m]	14,99
Duración [min]	45
h0 [m]	0,53
h2 [m]	0,35
h3 [m]	0,35
h4 [m]	0,003
h5 [m]	0,1
Revancha [m]	0,81
CCP [m]	105,8

9. ANÁLISIS DE TRANSITABILIDAD SOBRE VERTEDERO EN RESERVORIO 1: SOLUCIÓN PLANTEADA

Considerando que el reservorio 1 de la obra coincide con la traza de un camino rural existente y para asegurar la continuidad y operatividad vial de la zona, se plantea la construcción de un vertedero transitable. Este tipo de estructura permite la evacuación del exceso de caudal del reservorio o del curso de agua durante las crecidas, a la vez que sirve como paso vehicular la mayor parte del tiempo.

El diseño conceptual y los criterios funcionales para el vertedero del reservorio 1 se basan en la experiencia del vertedero transitable ejecutado por el ex Ministerio de Infraestructura, Servicios Públicos y Hábitat de la Provincia de Santa Fe en la localidad de Teodelina, provincia de Santa Fe.

El proyecto de Teodelina consistió en la adecuación de un paso sobre un canal/curso de agua para permitir el tránsito vehicular regular, priorizando la seguridad hidráulica y la transitabilidad.

Las características clave de esta obra que sirven de referencia son:

- Estructura robusta: Diseño con una plataforma de hormigón armado, capaz de soportar las cargas de diseño de vehículos pesados (tránsito rural) y la fuerza del flujo de agua.
- Diseño funcional: La sección de paso fue diseñada para garantizar la evacuación del caudal, buscando que el tirante de agua sobre la plataforma sea nulo o bajo para las crecidas de frecuencia más habitual.
- Seguridad operativa: Inclusión de señalización vertical y balizamiento para advertir a los usuarios sobre los riesgos en caso de crecida (momento en que la estructura deja de ser transitable). De la misma manera, se proyecta una señalización horizontal reflectiva que haga las funciones de una escala hidrométrica sobre los taludes de la sección trapecial que informen al usuario la altura de agua que hay durante una crecida.

El dimensionamiento de la estructura es un equilibrio entre la seguridad hidráulica ante eventos extremos y la seguridad estructural ante cargas viales.

Para garantizar la integridad de la estructura y el control adecuado del flujo, el vertedero transitable será dimensionado hidrológicamente basándose en el caudal máximo asociado a un período de recurrencia de 200 años. En base a este caudal de diseño se determina el pelo de agua máximo que circulará por el vertedero y la longitud útil del mismo.

9.1. Tránsito

El primer paso para el dimensionamiento geométrico y estructural del vertedero transitable es la caracterización de las cargas vehiculares. Un vertedero transitable es, ante todo, una obra de arte vial, y su resistencia debe estar garantizada.

Para la determinación de cargas y el diseño estructural del camino de acceso, se aplicó una metodología que vincula la producción agrícola con la solicitud vial.

Se recopilaron y analizaron los datos históricos de la superficie cosechada del Departamento San Martín provistos por el Ministerio de Agricultura, Ganadería y Pesca de la Nación (campañas 2000/2001 a 2024/2025), enfocados en los cultivos predominantes (trigo, maíz y soja), los resultados correspondientes se presentan en las tablas 9.1.1 y 9.1.2.

A partir de esta información departamental, se delimitó y estableció un área de influencia directa de solo 4,5 hectáreas (ha) (Imagen 9.1.1.), superficie cuya cosecha está comprometida a utilizar el camino rural en cuestión. En base al porcentaje de superficie cosechada por cultivo y el rendimiento promedio por hectárea, se determinaron las toneladas de cosecha total que se transportarán anualmente a través de esta vía, lo que a su vez permitió estimar el volumen de tránsito vehicular de carga pesada que circulará a lo largo de un año.

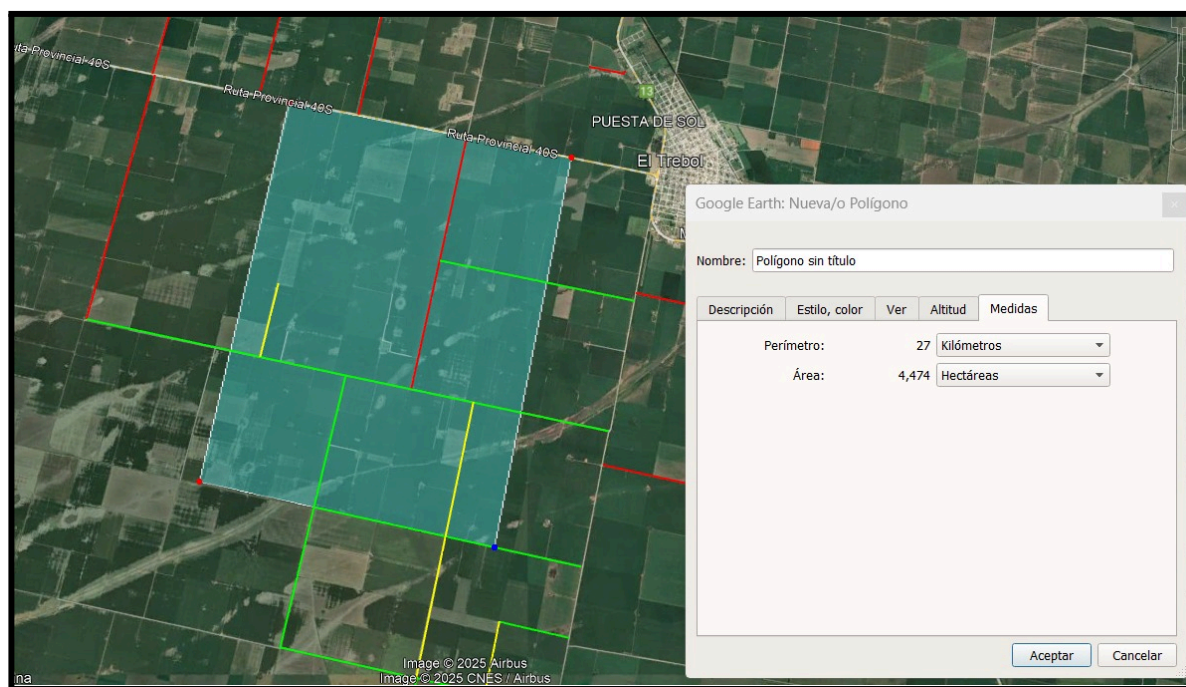


Imagen 9.1.1. Área delimitada para estimar la cosecha, y luego el tránsito por el camino.

Tabla 9.1.1. Estimaciones agrícolas en el depto. San Martín para el período 2001-2025

		Soja total			Maíz			Trigo total		
Período	Sup. cosechada [ha]	Sup. cosechada [ha]	%	Rendimiento [kg/ha]	Sup. cosechada [ha]	%	Rendimiento [kg/ha]	Sup cosechada [ha]	%	Rendimiento [kg/ha]
2001/02	332000	230000	69%	2641	6000	2%	7200	60500	18%	1800
2002/03	343250	252500	74%	3398	8800	3%	8800	43500	13%	2300
2003/04	366900	280000	76%	2480	10600	3%	8500	37000	10%	3000
2004/05	354962	271112	76%	3235	14300	4%	8500	33900	10%	2900
2005/06	350430	284630	81%	2983	11900	3%	6800	31000	9%	3300
2006/07	365760	284270	78%	3330	9650	3%	10000	51200	14%	2300
2007/08	379700	295300	78%	3744	11400	3%	8500	52000	14%	3300
2008/09	337650	295300	87%	2879	12500	4%	5900	28000	8%	1400
2009/10	405180	299450	74%	3527	60850	15%	11000	37280	9%	1736
2010/11	390159	271509	70%	3413	58300	15%	8280	52150	13%	4441
2011/12	440600	282700	64%	2994	89000	20%	6830	37600	9%	4100
2012/13	460593	292300	63%	3308	81500	18%	8600	60083	13%	2600
2013/14	438057	288427	66%	3441	66800	15%	7500	68500	16%	2100
2014/15	450900	299750	66%	4020	45500	10%	8200	93650	21%	2800
2015/16	381286	275631	72%	2365	32600	9%	7900	63580	17%	3500
2016/17	417317	267750	64%	3323	58600	14%	8000	81720	20%	3400
2017/18	474710	277150	58%	2842	78630	17%	7500	110380	23%	3700
2018/19	469298	268200	57%	4258	76500	16%	8600	115250	25%	2200
2019/20	511353	302934	59%	3245	79000	15%	8750	120499	24%	3600
2020/21	505530	306192	61%	3060	80600	16%	7000	105380	21%	1800
2021/22	457533	271647	59%	3080	98826	22%	5500	78224	17%	4000
2022/23	428189	229761	54%	1353	77814	18%	2500	101924	24%	2000
2023/24	446189	269385	60%	3902	81561	18%	8500	74830	17%	2800
2024/25	472375	315643	67%	4007	41620	9%	8000	102858	22%	3400
PROMEDIO	415830,04	279647,5	68%	3201,17	49702,13	11%	7785,83	68375,33	16%	2853,21

Tabla 9.1.2. Cálculo de la cosecha por campaña para el sector de influencia del camino.

	%	Sup cosechada [Has]	Rendimiento [qq/Ha]	Total [Ton]
Soja total	68%	3,07	32,01	9,81
Maíz	11%	0,51	77,86	3,96
Trigo total	16%	0,72	28,53	2,05
Total	95%	4,29	138,40	15,82

La campaña anual de cosecha, considerando el área de influencia definida como referencia, alcanza un volumen anual estimado de 15,80 toneladas. Si bien este valor es inferior a la capacidad de carga de un camión con acoplado estándar (32 toneladas), es importante destacar que dicha carga se distribuye de manera atomizada a lo largo del año, lo que implica una frecuencia de tránsito de pesados extremadamente baja.

Esta condición es un factor determinante para la toma de decisiones sobre la estructura vial. A partir del análisis del Tránsito Medio Diario Anual (TMDA) de pesados, se concluye que el nivel de flujo registrado resulta significativamente inferior al umbral recomendado para implementar una estructura de pavimento rígido o flexible. En consecuencia, la ejecución de una obra de tal magnitud en el vertedero no se justifica desde un punto de vista técnico-económico, ya que la inversión requerida no guardaría proporción con los beneficios en términos de durabilidad o seguridad vial.

9.2. Protección del terreno

Considerando estas condiciones, se evaluaron alternativas de protección superficial que permitan garantizar la estabilidad del sector durante los eventos de excedencia, es decir, cuando el caudal de agua sobrepase la elevación del vertedero y circule temporalmente por encima del camino. En este contexto, una solución es mantener y consolidar la cobertura vegetal existente sobre el mismo.

La vegetación cumple un rol fundamental como mecanismo natural de control de erosión:

- Reduce la velocidad del flujo superficial al incrementar la rugosidad del terreno.
- Disipa la energía del agua durante los episodios de escurrimiento.
- Favorece la retención del suelo y limita la pérdida de material granular del camino.
- Contribuye a la estabilidad estructural del terraplén y del sector adyacente.

De esta manera, la preservación de la cobertura vegetal se presenta como una medida eficaz, de bajo costo y adecuada a la funcionalidad del camino rural, garantizando que el vertedero mantenga su operatividad hidráulica y su integridad física sin necesidad de recurrir a una infraestructura de pavimento que no se justifica para el nivel de tránsito observado.

Finalmente, para garantizar la estabilidad de los taludes (las pendientes laterales del camino) y proteger el fondo de la estructura contra la erosión causada por la fuerza del agua, fenómeno conocido como socavación, se propone la instalación de colchonetas de gaviones (también conocidas como Colchón Reno) a lo largo de toda la longitud del vertedero.



Imagen 9.2.1. Imagen ilustrativa de colchoneta de gaviones.

Esta solución funciona como un "escudo protector". Las colchonetas consisten en estructuras planas, anchas y de baja altura, hechas de una malla

metálica de acero de alta resistencia y doble torsión que se rellena con piedras de cantera. Al estar dispuestas sobre el fondo y los taludes, cumplen varias funciones críticas:

1. Disipación de energía: la superficie rugosa de las piedras reduce la velocidad del flujo de agua y absorbe su energía, minimizando el poder destructivo de la corriente.
2. Protección anti-socavación: forman una capa continua y pesada que evita que el agua arrastre el material fino del suelo debajo del vertedero, previniendo fallas estructurales.
3. Flexibilidad y adaptabilidad: a diferencia de una losa de hormigón rígida, la malla de gaviones puede deformarse y asentarse ligeramente sin romperse si hay movimientos o pequeños socavones en el terreno.

Con esta capa de protección, la obra principal del vertedero mantendrá su operatividad hidráulica y su integridad física ante el evento de diseño (recurrencia de 200 años), asegurando la durabilidad sin necesidad de recurrir a una infraestructura de pavimento rígido que la baja sollicitación por tránsito no justifica.

10. DISEÑO Y CÁLCULO ESTRUCTURAL: RESERVORIO 2

Para el cálculo del vertedero del reservorio 2, se considera una estructura tipo “muro de gravedad”, una estructura de contención cuya estabilidad depende fundamentalmente de su peso propio.

Este tipo de muro transmite las cargas al terreno mediante su masa y geometría, sin requerir elementos de anclaje o refuerzo interno, lo que lo convierte en una solución robusta y de bajo mantenimiento para obras civiles, para la cual deben hacerse verificaciones al vuelco, deslizamiento y hundimiento.

10.1. Verificaciones del suelo en servicio

Para asegurar la resistencia del muro, se cuantifican todas las fuerzas que actúan sobre él. Estas fuerzas se dividieron en dos grupos: las que intentan mover el

muro (fuerzas desestabilizadoras, ver Imagen 10.1.1) y las que lo mantienen en su sitio (fuerzas estabilizadoras, ver Imagen 10.1.2).

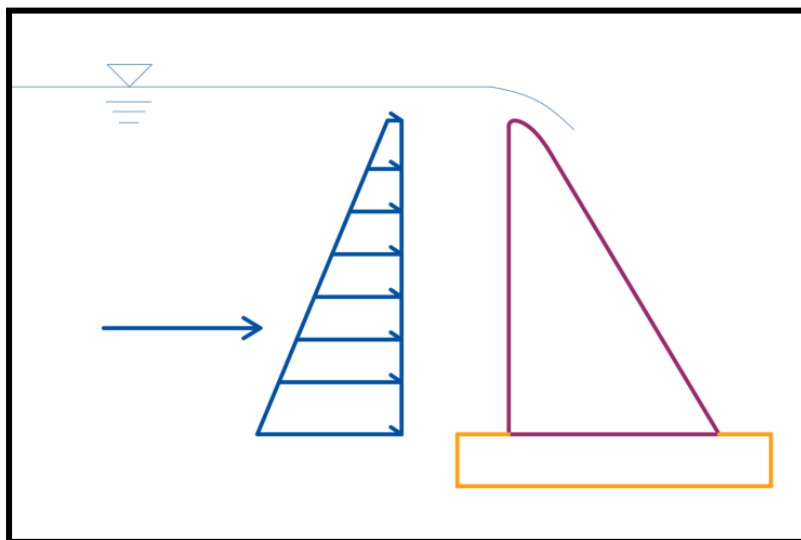


Imagen 10.1.1. Presiones hidrostáticas y resultante de las mismas constituyen las fuerzas desestabilizadoras.

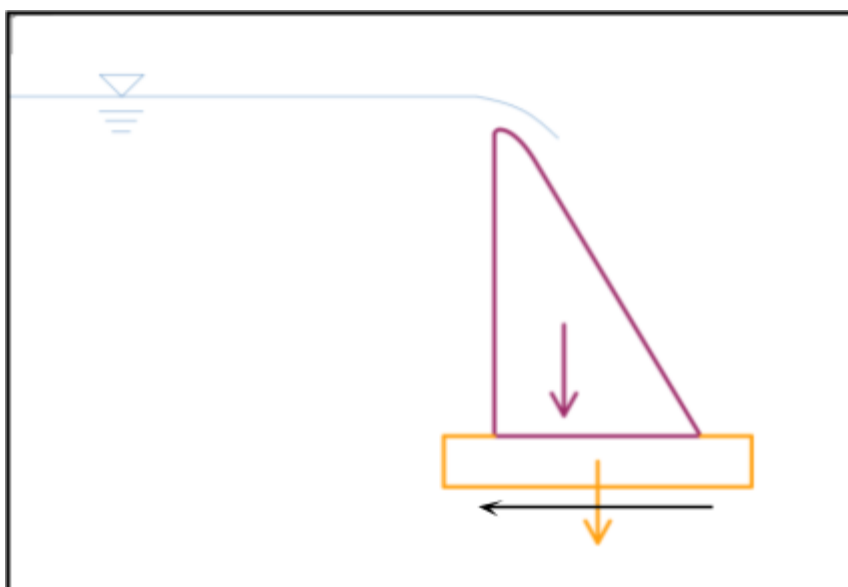


Imagen 10.1.2. El peso propio de la estructura constituye la fuerza estabilizadora.

Para la realización de todas las verificaciones del muro se utilizaron los parámetros del suelo obtenidos de un estudio de suelos que se adjunta como Anexo 15.3.

Cabe aclarar que, dado que no se pudo acceder a un estudio de suelos específico del emplazamiento exacto de la obra, se consideró válido utilizar, para este ejercicio académico, la información geotécnica de una localidad cercana con características geológicas similares.

En la práctica profesional real, esta aproximación no es correcta. La estabilidad y el diseño de cualquier estructura hidráulica dependen directamente de las propiedades específicas del suelo de fundación en el lugar exacto. La resistencia final del muro debe siempre verificarse con el estudio de suelos realizado en el sitio de la obra para garantizar la seguridad y el correcto funcionamiento de la estructura.

10.1.1. Verificación al vuelco

La verificación al vuelco es un control de estabilidad para el muro de gravedad. Este análisis asegura que el momento generado por las fuerzas estabilizadoras sea significativamente superior al momento generado por las fuerzas desestabilizadoras.

El análisis se realiza tomando momentos respecto al punto más crítico, denominado punto de vuelco "A".

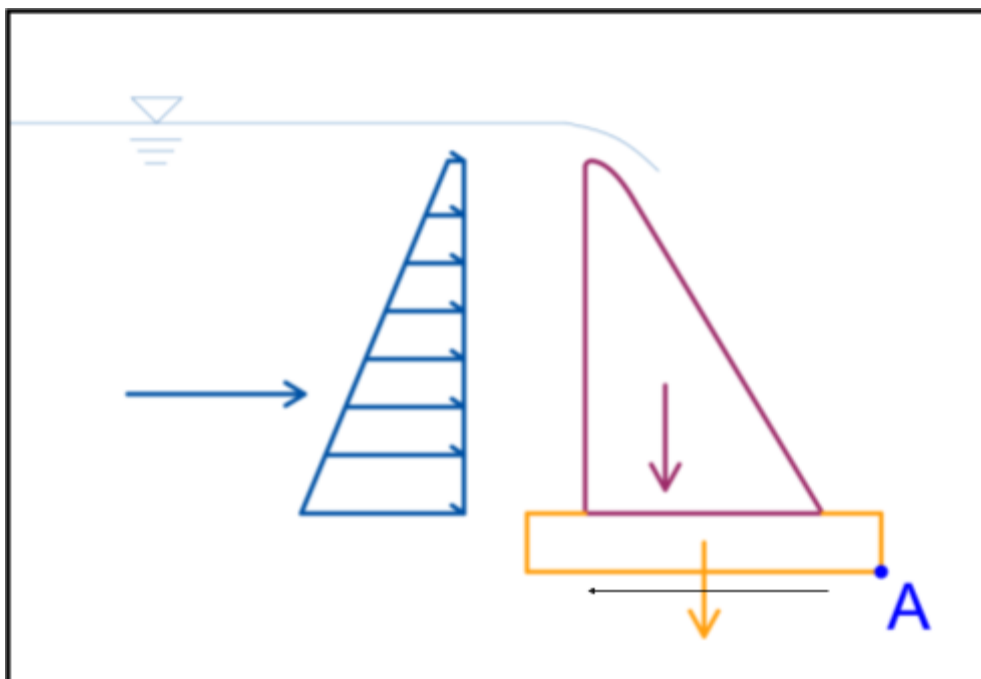


Imagen 10.1.1.1. Punto crítico "A" para el vuelco .

Para garantizar la seguridad se requiere que la relación entre los momentos estabilizadores y los momentos de vuelco (el factor de seguridad, FS) sea mayor que un valor preestablecido. En nuestro diseño, se adoptó un factor de seguridad de 1,3 para verificar el correcto funcionamiento de la estructura.

En el análisis de estabilidad frente al vuelco en estructuras geotécnicas se adopta habitualmente un factor de seguridad mínimo de 1,3, en lugar del valor de 1,5 utilizado para otros mecanismos de falla. Esta elección se fundamenta en que el vuelco no constituye un modo de falla brusco, sino un proceso progresivo que se manifiesta mediante rotaciones y redistribuciones graduales de tensiones antes de alcanzar una condición de colapso.

Asimismo, el cálculo del vuelco se realiza generalmente bajo hipótesis conservadoras, considerando empujes máximos del terreno y la acción simultánea de las fuerzas desestabilizantes, sin tener en cuenta posibles efectos estabilizantes adicionales como la rigidez del suelo o redistribuciones favorables de presiones en la base.

$$\frac{M_e}{M_v} > 1,3$$

10.1.2. Verificación al deslizamiento

La verificación al deslizamiento se realiza para asegurar que el muro vertedero no se desplace horizontalmente sobre su base o sobre cualquier plano de fundación débil, debido a la acción de las fuerzas laterales.

En este caso se requiere que la relación entre la fuerza resistente y la suma de las fuerzas horizontales (el factor de seguridad, FS) sea mayor que un valor mínimo establecido. Como puede verse a continuación, se adoptó un factor de seguridad de 1,5 para la verificación al deslizamiento, lo que asegura que la resistencia del muro supera en un 50% la demanda de las fuerzas horizontales más críticas.

$$\frac{F_{resistente}}{F_{horizontal}} > 1,5$$

Para incrementar la estabilidad del muro vertedero y asegurar un factor de seguridad (FS) adecuado contra el deslizamiento, se ha diseñado la adición de tabiques laterales que se extienden desde la base del muro hacia el terreno de fundación, los cuales pueden observarse en la imagen 10.1.2.1.

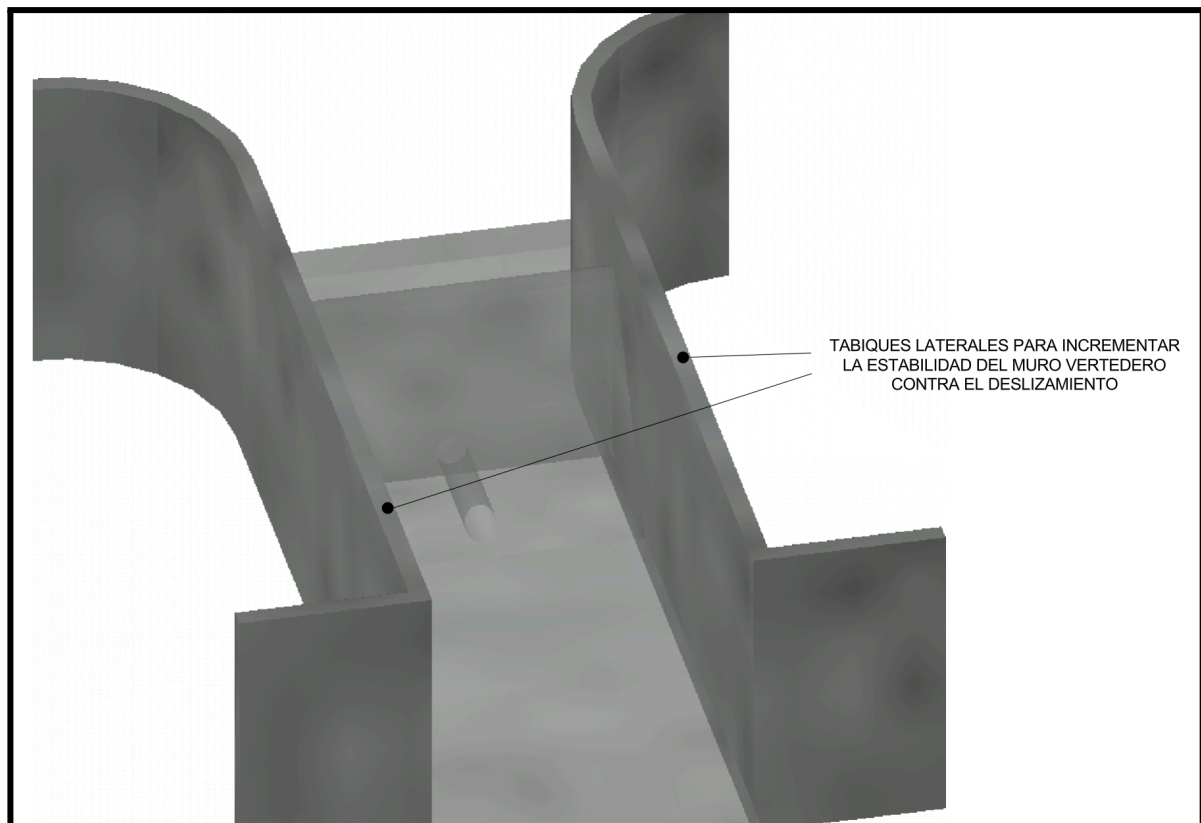


Imagen 10.1.2.1. *Tabiques laterales para incrementar la estabilidad del muro vertedero contra el deslizamiento.*

Estos tabiques actúan proporcionando una resistencia pasiva del terreno. Al intentar deslizarse el muro, el tabique empuja contra el suelo circundante, movilizándolo una fuerza de corte adicional que se opone directamente a las fuerzas horizontales actuantes.

La resistencia total al deslizamiento ($F_{resistente}$) pasa a ser la suma de la fuerza de fricción en la base ($F_{fricción}$) más la resistencia pasiva del tabique (F_{pasiva}):

$$F_{resistente} = F_{fricción} + F_{pasiva}$$

Esta medida garantiza que el factor de seguridad adoptado de $FS > 1,5$ se cumpla, incluso bajo las condiciones de carga lateral más críticas, aportando una mayor confiabilidad a la estructura.

La fuerza resistente por fricción ($F_{resistente}$) se calcula a partir de la siguiente relación

$$F_{resistente} = \mu * Rv$$

Donde:

- Rv: suma de las fuerzas verticales actuantes.
- μ : coeficiente de fricción del suelo, obtenido del estudio geotécnico (en nuestro caso $\mu = 0,32$ en correspondencia con un suelo franco-limoso).

La F_{pasiva} se calcula con la siguiente expresión:

$$F_{pasiva} = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * K_p$$

Donde:

- γ : peso específico del suelo.
- H : altura del tabique lateral bajo la base del vertedero.
- K_p : coeficiente de presión de tierra pasiva. Este valor se obtiene como puede verse a continuación.

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2})$$

- ϕ : ángulo de fricción interna del suelo de fundación (obtenido del estudio geotécnico).

10.1.3. Verificación al hundimiento (capacidad portante)

Finalmente, con esta última verificación se garantiza que la presión máxima que el muro de gravedad transmite al suelo de fundación no exceda la capacidad resistente del terreno. Este análisis previene el hundimiento o la falla por corte del suelo.

El muro transmite la resultante de todas las fuerzas verticales a lo largo de un área específica en la base. El objetivo es asegurar que la tensión máxima ($\sigma_{m\acute{a}x}$) generada en ese punto crítico no supere la resistencia admisible del suelo (σ_{adm}).

El proceso de verificación sigue tres pasos clave:

- Determinar el punto exacto de aplicación de la resultante de las cargas verticales y horizontales (excentricidad).
- Calcular la distribución de presiones (tensiones σ) en la base.
- Comparar la tensión máxima obtenida ($\sigma_{m\acute{a}x}$) con la tensión admisible del terreno (σ_{adm}).

Los resultados correspondientes a las tres verificaciones se encuentran en el Anexo 15.2.

10.2. Dimensionamiento de armaduras

Si bien el muro de gravedad se diseña para resistir la estabilidad por su peso (hormigón en masa), las secciones específicas (tabique y solera) requieren armadura de acero para manejar los esfuerzos internos generados por flexión y corte, así como para controlar la fisuración por retracción y temperatura.

El dimensionamiento se realiza bajo el método del Estado Límite Último (ELU), conforme a las disposiciones del CIRSOC 201 para estructuras de hormigón armado.

10.2.1. Armadura del cuerpo principal del vertedero

La armadura de acero en un vertedero de muro de gravedad de hormigón se utiliza de manera mínima y localizada con fines de durabilidad, control de fisuración y refuerzo de elementos anexos, no para resistir los esfuerzos principales de estabilidad del cuerpo masivo.

La armadura mínima se coloca cerca de las caras expuestas del hormigón, especialmente en los paramentos de aguas arriba y aguas abajo, para:

- Retracción de fraguado: controlar las microfisuras que ocurren durante las primeras etapas de endurecimiento del hormigón.
- Gradientes térmicos: controlar la fisuración superficial causada por el enfriamiento diferencial entre el núcleo (caliente) y la superficie (fría)

La armadura principal (en la dirección vertical) se diseña al considerar al tabique una viga en voladizo empotrada en la losa. La sección crítica en este caso es el encuentro entre el tabique y la solera.

Se dimensiona el área de acero requerida para la cara que está en contacto con el agua, ya que es donde se generan las tracciones por el empuje de la misma.

Se adopta entonces la cuantía mínima requerida, la cual, según ARTHUR NILSON en el libro “DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO” (capítulo: Muros de contención - pág. 543), debe ser igual al 1,2 ‰ de la sección bruta de hormigón

considerando un espesor promedio del tabique. Esta cuantía tiene su justificación por motivo de retracción y temperatura. Además, se debe colocar no menos de la mitad de esa cuantía en la cara “al aire”, es decir, la cara que no estará expuesta al agua.

De esta manera, las armaduras verticales adoptadas fueron:

- 1 Ø 16 c/12 cm en el lado agua.
- 1 Ø 12 c/14 cm en el lado aire.

Respecto a las armaduras horizontales, el mismo libro indica como cuantía mínima 2 ‰ y también señala que la mitad de esa cuantía debe colocarse en la cara externa, es decir, en la cara “al aire”.

Adoptando para este caso:

- 1 Ø 16 c/15 cm en el lado agua.
- 1 Ø 10 c/12 cm en el lado aire.

Por otro lado, se verifica que el espesor adoptado para el hormigón sea suficiente para resistir la fuerza cortante, no necesitando entonces armadura de corte.

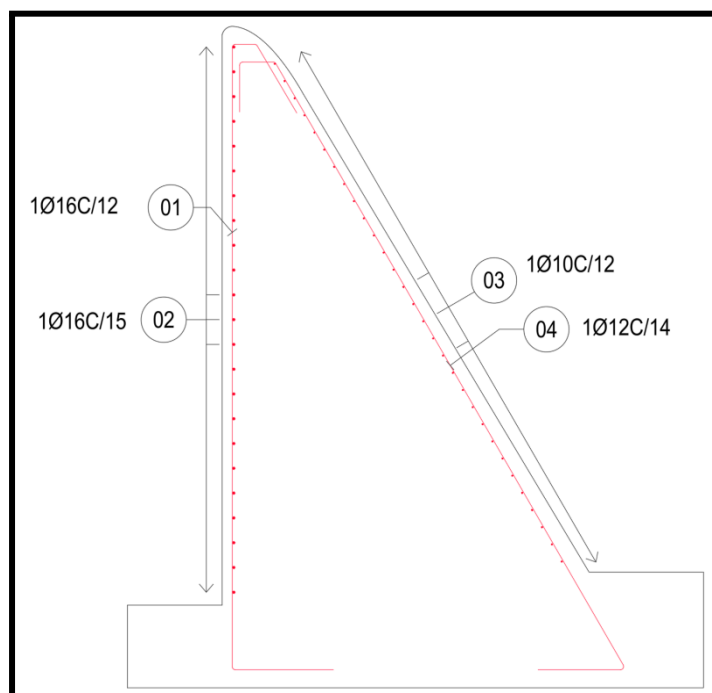


Imagen 10.2.1. Esquema armadura cuerpo principal vertedero.

10.2.2. Armadura de la solera

La solera es la fundación del muro y debe diseñarse para resistir los momentos flectores generados por las presiones del suelo. El dimensionamiento se realiza analizando la losa como dos voladizos empotrados en la pared vertical: la solera frontal (lado de aguas abajo) y la solera dorsal o talón (lado del agua).

Para ambas secciones, se considera la combinación de carga en Estado Límite Último que generan el diagrama de presiones trapezoidales más desfavorable. Se adopta un recubrimiento de 5 cm al borde del hormigón.

10.2.2.1. Solera frontal (lado aire)

El esquema de cálculo para la solera frontal es un voladizo empotrado en el muro, sometido a las presiones del suelo hacia arriba (reacción del terreno). El momento flector máximo solicitante (M_u) se obtiene de la combinación $EU = 1.4(D+F)$.

La armadura es necesaria en la cara inferior para resistir la tracción causada por la flexión del suelo. Se verifica el área de acero necesaria para resistir el M_u máximo y se compara con la armadura mínima requerida por el CIRSOC 201 (1,8 ‰). El valor calculado suele ser bajo, por lo que el diseño se rige por la cuantía mínima de armadura longitudinal.

Se adopta 1 Ø 16 c/15 cm en la cara inferior.

10.2.2.2. Solera dorsal (lado agua)

El esquema de cálculo para la solera dorsal (lado del agua) es un voladizo empotrado sometido a un doble efecto:

- Carga hacia abajo: El peso del agua sobre la solera.
- Presiones hacia arriba: La presión del suelo de fundación actuando en la base.

El momento flector máximo solicitante se obtiene de la misma combinación nombrada anteriormente.

De igual manera que en la solera frontal, se verifica la armadura mínima requerida por el reglamento. Se adopta 1 Ø 16 c/22 cm en la cara inferior.

Para ambas secciones de la solera, se verifica que la resistencia al corte proporcionada por el hormigón (ϕV_c) sea suficiente para resistir la fuerza cortante última solicitante (V_u).

$$\phi V_c \geq V_u$$

Debido al gran espesor de la solera, no se requiere armadura de corte adicional.

En ambas soleras (frontal y dorsal), se coloca una armadura longitudinal para controlar la fisuración por contracción y temperatura y para distribuir las cargas. La armadura colocada en la cara inferior y superior es de 1 Ø 10 c/17 cm del lado agua y 1 Ø 10 c/12 cm del lado aire.

Todo el armado, incluyendo la cuantía mínima de acero, la separación máxima entre barras y los recubrimientos protectores, cumple estrictamente con los requisitos del CIRSOC 201, lo que asegura la durabilidad del hormigón frente al ambiente húmedo y agresivo del reservorio.

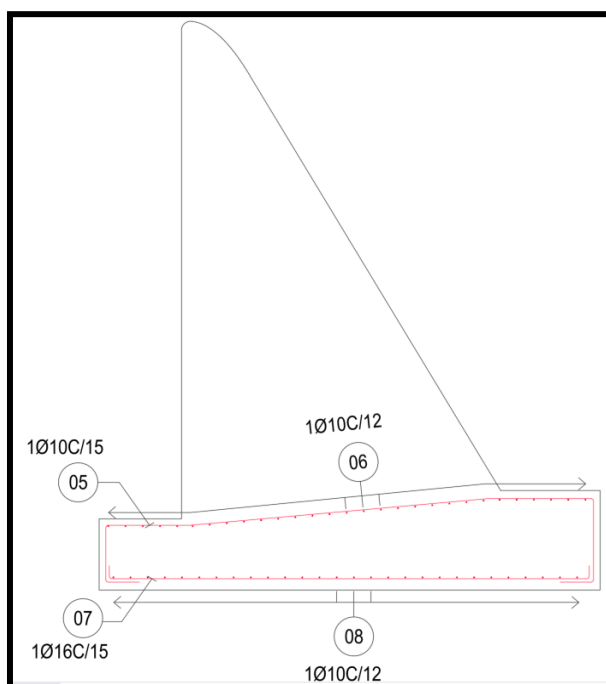


Imagen 10.2.1. Esquema armadura cuerpo principal vertedero.

El detalle completo de las armaduras diseñadas se presenta en el Plano 10.

11. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS TRAMA URBANA

Al analizar las tres alternativas propuestas para el proyecto, nuestro proceso de selección se centró principalmente en los aspectos técnicos. Es decir, priorizamos variables como la factibilidad de implementación, la disponibilidad de recursos, los requerimientos tecnológicos y el nivel de complejidad operativa asociado a cada opción. Esta aproximación nos permitió identificar, desde una perspectiva estrictamente técnica, cuál alternativa podría resultar más eficiente, segura o compatible con las capacidades actuales del sistema evaluado.

Sin embargo, es importante reconocer que este criterio, aunque válido y necesario, no es suficiente para realizar una evaluación integral del proyecto. En un análisis completo, cualquier alternativa debería ser estudiada también desde su impacto social y económico. Estos factores incluyen, entre otros, cómo afectará a los usuarios o a la comunidad, qué beneficios o costos generará en el mediano y largo plazo, y de qué manera contribuirá al desarrollo sostenible del entorno. Incorporar dimensiones sociales y económicas permitiría comprender el alcance real de cada propuesta, anticipar posibles resistencias, identificar oportunidades de mejora y garantizar que la solución seleccionada no solo sea técnicamente viable, sino también socialmente aceptable y económicamente razonable.

No obstante, este estudio se desarrolla en el marco de un curso universitario y, por lo tanto, bajo un tiempo de trabajo acotado. Esto nos obliga a delimitar el alcance del análisis y concentrarnos en aquellos aspectos que podemos abordar con la profundidad y rigurosidad que exige la actividad académica. Dado que la evaluación técnica es indispensable para determinar la viabilidad inicial de cualquier alternativa, se decidió priorizar en esta instancia, aun sabiendo que una evaluación profesional completa debería incorporar también las dimensiones socioeconómicas mencionadas.

En consecuencia, la alternativa seleccionada surge como la más conveniente dentro del alcance definido para este trabajo, pero no necesariamente como la única

solución posible. En un escenario real, sería imprescindible complementar este análisis con estudios de impacto, consultas a actores involucrados, estimaciones de costos y evaluaciones de beneficios sociales. Estas tareas permitirían obtener una visión integral del proyecto y garantizar una toma de decisiones más equilibrada y fundamentada.

11.1. Selección de la alternativa más favorable.

Luego del análisis comparativo de las tres alternativas propuestas para mejorar el escurrimiento pluvial en el sector de estudio, se decidió adoptar la Alternativa 3, basada en el ensanche y la readecuación del canal 12 de Octubre existente. Esta alternativa plantea aprovechar el trazado actual del canal, optimizando su funcionamiento mediante el incremento progresivo de su sección transversal.

La propuesta consiste en ampliar el ancho del canal de acuerdo con los aportes provenientes de los distintos bajos que se incorporan al sistema a medida que se avanza aguas abajo. De este modo, la sección hidráulica acompaña el aumento gradual del caudal, mejorando la capacidad de transporte y reduciendo el riesgo de acumulaciones, sobrecargas o desbordes en puntos críticos.

Una de las razones fundamentales que respaldan la elección de esta alternativa es que constituye la opción con menor impacto para la ciudad. Al trabajar sobre el canal existente, no se requiere intervenir en la trama urbana, evitando roturas de pavimento, interrupciones del tránsito, desvíos, repavimentaciones o afectaciones directas a frentistas y servicios públicos. Esto representa una ventaja sustancial frente a otras alternativas que implican obras más invasivas o la apertura de nuevos corredores dentro del ejido urbano.

Asimismo, considerando los caudales que maneja la cuenca, se evaluó que la magnitud de obras necesaria para las alternativas restantes resultaba excesiva e injustificada, tanto en términos técnicos como económicos. La alternativa seleccionada permite resolver adecuadamente la problemática hidráulica sin

sobredimensionar la intervención, manteniendo un equilibrio razonable entre la capacidad requerida y el nivel de obra ejecutada y considerando los efectos hacia aguas abajo.

Desde el punto de vista técnico, la adecuación gradual de la sección del canal 12 de Octubre garantiza una conducción eficiente de los caudales máximos estimados, respetando las condiciones del terreno y favoreciendo el funcionamiento sostenible del sistema de drenaje. Además, al conservar el cauce actual, se facilita el mantenimiento futuro y se reduce la necesidad de intervenir nuevamente en sectores ya consolidados.

11.2. Cálculo de la alternativa seleccionada

Para el desarrollo del diseño hidráulico, se procedió a dimensionar el canal considerando su ensanche progresivo en función de los aportes incorporados a lo largo de su recorrido. En primer lugar, se tomó como caudal inicial el gasto saliente del reservorio proyectado, el cual constituye el punto de partida del sistema. A partir de allí, se fueron sumando las distintas cuencas aportantes de la zona, utilizando para ello los datos provistos por el Informe técnico “Canales El Trébol”, que permite estimar con precisión los caudales generados por cada sector del área de aporte.

Con esta información, el canal se dividió en tramos sucesivos, cada uno de los cuales fue dimensionado de acuerdo con el caudal acumulado en ese punto. Todos los tramos se calcularon para una recurrencia de 5 años, criterio que se consideró adecuado para el tipo de obra, la función del canal y las características del entorno urbano y periurbano que atraviesa.

La sección transversal de cada tramo se diseñó asumiendo que el canal se encuentra materializado en suelo natural, es decir, sin revestimiento. Por este motivo, se utilizaron parámetros de rugosidad acordes a los cauces de tierra.

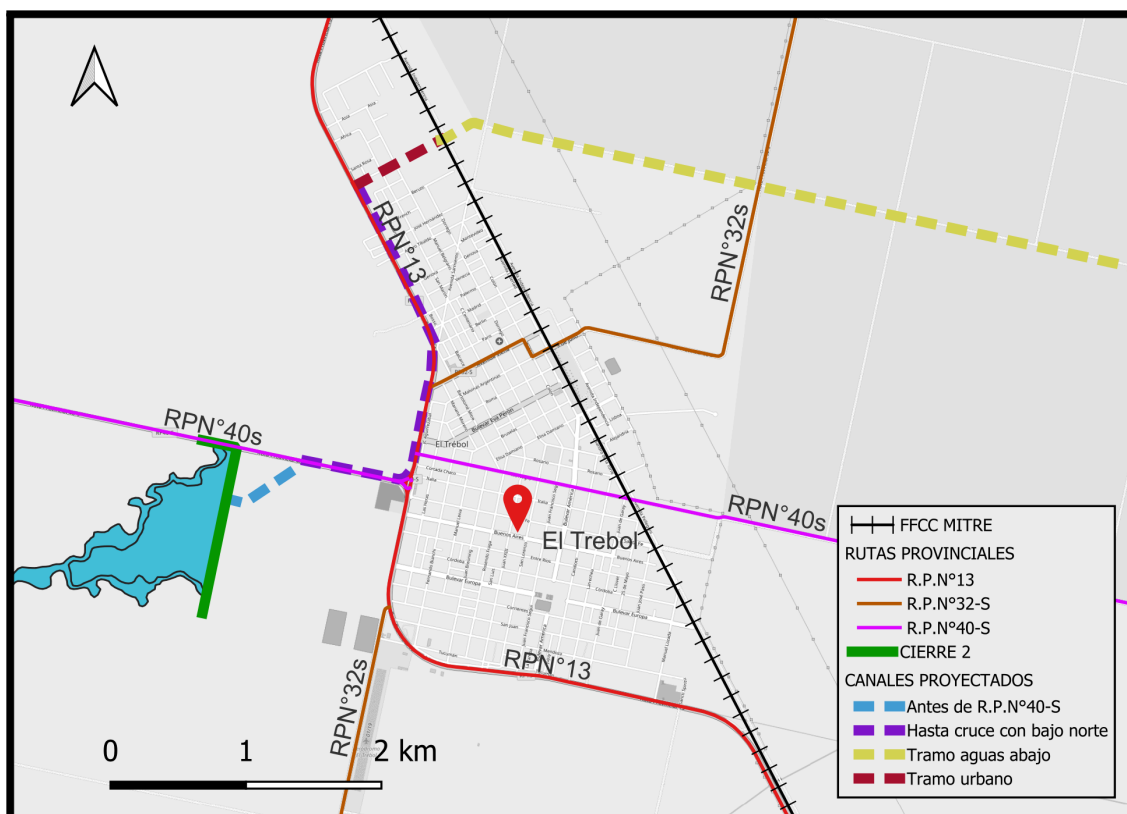


Imagen 11.2.1. Ilustración del canal reacondicionado. *Fuente: Elaboración propia mediante QGIS.*

El proceso de dimensionamiento se extendió más allá del límite urbano, asegurando que la capacidad del canal sea suficiente incluso luego de atravesar la ciudad. Esto permite que el sistema complete adecuadamente la evacuación de los caudales y entregue el flujo aguas abajo sin generar restricciones en la salida del escurrimiento pero controlando los efectos hacia aguas abajo.

En conjunto, este procedimiento permitió definir un canal cuya geometría responde de manera coherente al crecimiento de caudales a lo largo del recorrido, optimizando su funcionamiento y garantizando la continuidad hidráulica del sistema.

El proceso de dimensionamiento comenzó definiendo la geometría del canal en el tramo inicial, correspondiente a la salida del reservorio proyectado. A partir de este punto se estableció la sección necesaria para conducir el caudal descargado por el mismo, tomando como referencia las condiciones hidráulicas de diseño.

Con esta base, se procedió a dimensionar el canal progresivamente aguas abajo, manteniendo la coherencia con los aportes acumulados y las características del terreno, hasta el tramo previo al cruce con la R.P.N°40-S. Este primer segmento permitió establecer las condiciones de arranque del sistema, garantizando que el canal cuente con la capacidad adecuada antes de enfrentar las restricciones geométricas y funcionales asociadas al cruce vial.

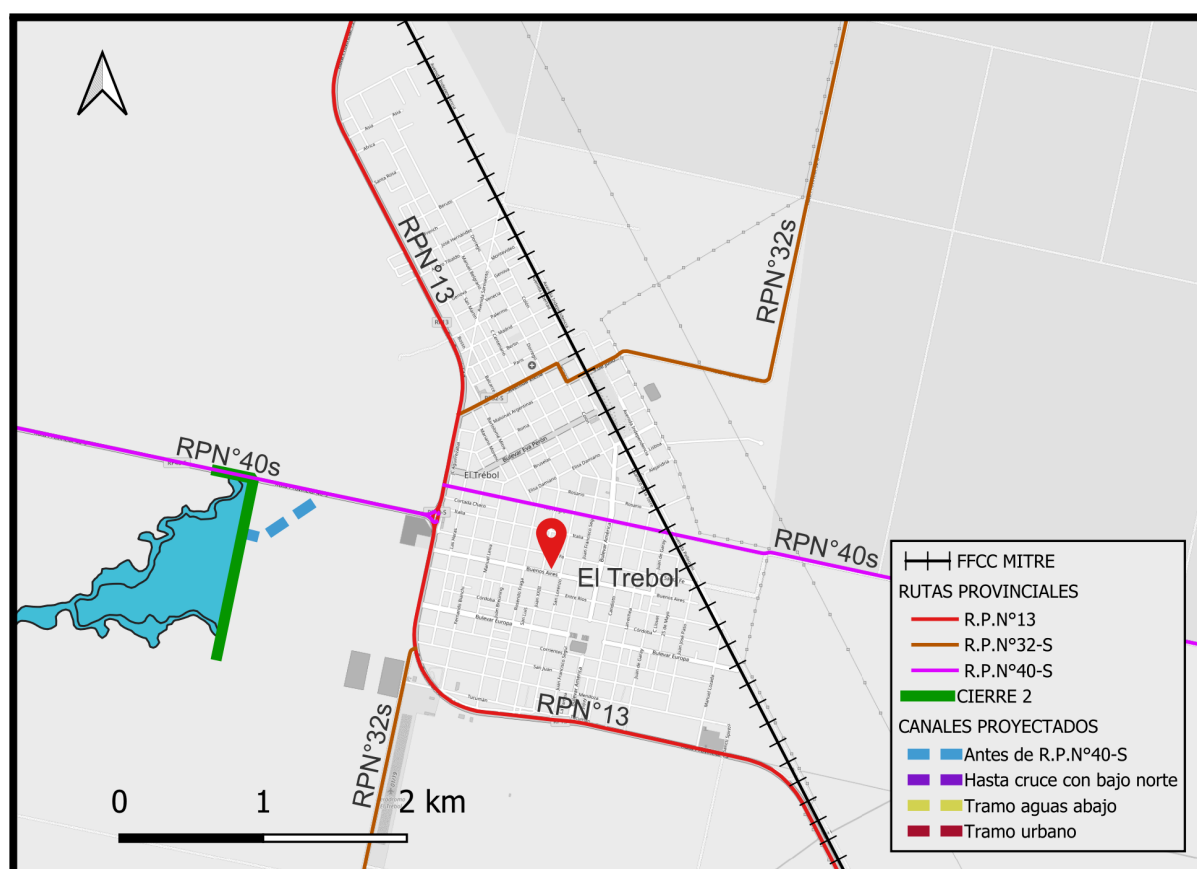


Imagen 11.2.2. Ilustración del tramo 1 de canal reacondicionado. *Fuente: Elaboración propia.*

Tabla 11.2.1. Cálculo de tramo de canal. Fuente: Elaboración propia.

CANAL ANTES DE CRUZAR R.P.N°40-S	
Q [m³/s]	3,65
Bf [m]	2,000
y [m]	0,822
z	1,000
A [m²]	2,320
P [m]	4,325
R	0,536
AR^(2/3)	1,531
Q [m³/s]	2,588
h [m]	0,90
v [m/s]	1,12
n	0,035
i	0,0035

Posteriormente, se continuó con el dimensionamiento del canal acompañando el borde urbano de la ciudad de El Trébol, manteniendo el criterio de ajustar la sección a medida que se incorporan los aportes provenientes de las distintas cuencas intermedias. En este tramo, el diseño tuvo en cuenta las condiciones propias del entorno periurbano, priorizando el adecuado funcionamiento hidráulico sin interferir con la infraestructura existente ni generar impactos sobre la ciudad.

El proceso se extendió hasta alcanzar el punto donde se incorpora el aporte del Bajo Norte, momento a partir del cual el caudal transportado adquiere una magnitud significativa. En este sector se verificó nuevamente la capacidad del canal, asegurando que la sección adoptada resulte suficiente para conducir los caudales acumulados sin riesgos de erosión ni desbordes.

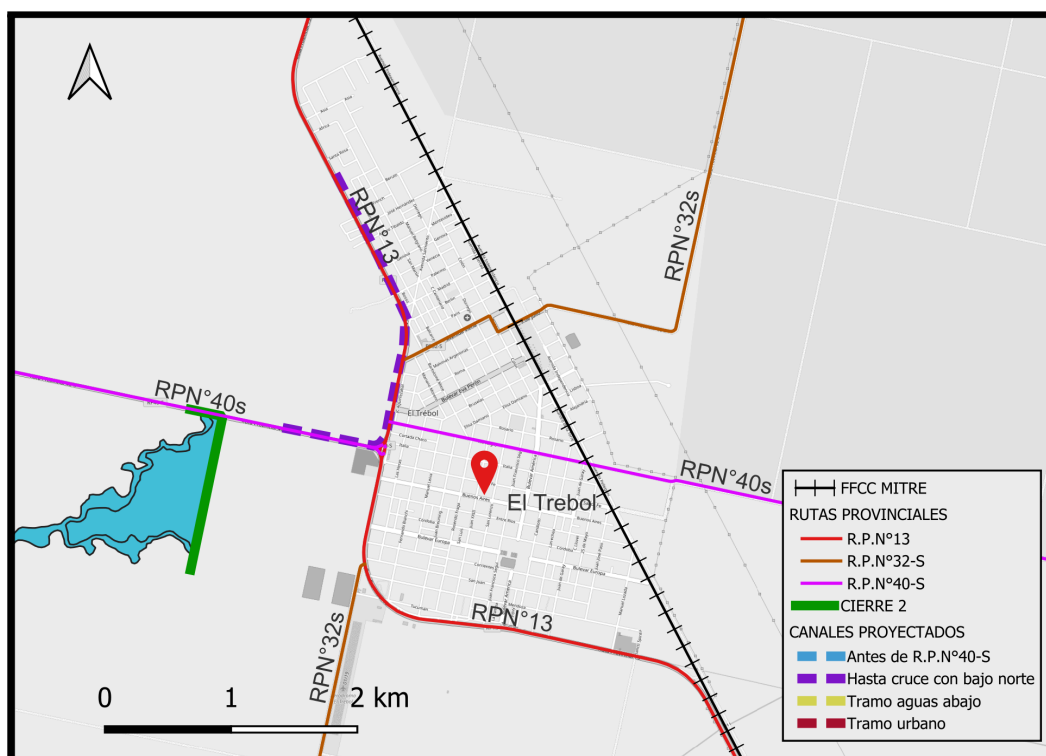


Imagen 11.2.3. Ilustración del tramo 2 de canal reacondicionado. *Fuente: Elaboración propia mediante QGIS.*

Tabla 11.2.2. Cálculo de tramo de canal. *Fuente: Elaboración propia.*

CANAL ANTES BAJO NORTE	
Q [m³/s]	6,65
Bf [m]	5,000
y [m]	0,920
z	1,000
A [m²]	5,443
P [m]	7,601
R	0,716
$AR^{(2/3)}$	4,357
Q [m³/s]	7,365
h [m]	1,01
v [m/s]	1,35
n	0,035
i	0,0035

Luego, se procedió a dimensionar el canal en el tramo correspondiente al tejido urbano de la ciudad.

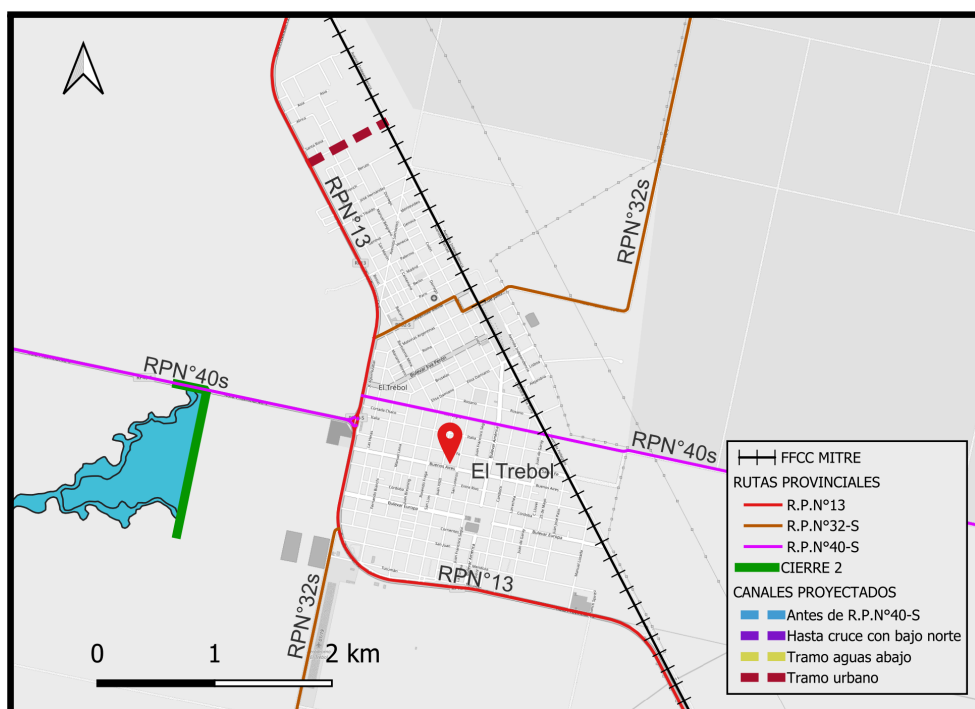


Imagen 11.2.4. Ilustración del tramo de canal reacondicionado. *Fuente: Elaboración propia mediante QGIS.*

Tabla 11.2.3. Cálculo de tramo de canal. *Fuente: Elaboración propia.*

CANAL ATRAVESANDO LA CIUDAD	
Q [m³/s]	28,35
Bf [m]	8,000
y [m]	1,715
z	1,000
A [m²]	16,661
P [m]	12,851
R	1,297
$AR^{(2/3)}$	19,810
Q [m³/s]	33,485
h [m]	1,89
v [m/s]	2,01
n	0,035
i	0,0035

Por último, se dimensionó el canal aguas abajo de la ciudad, a la salida de la misma por el Norte.

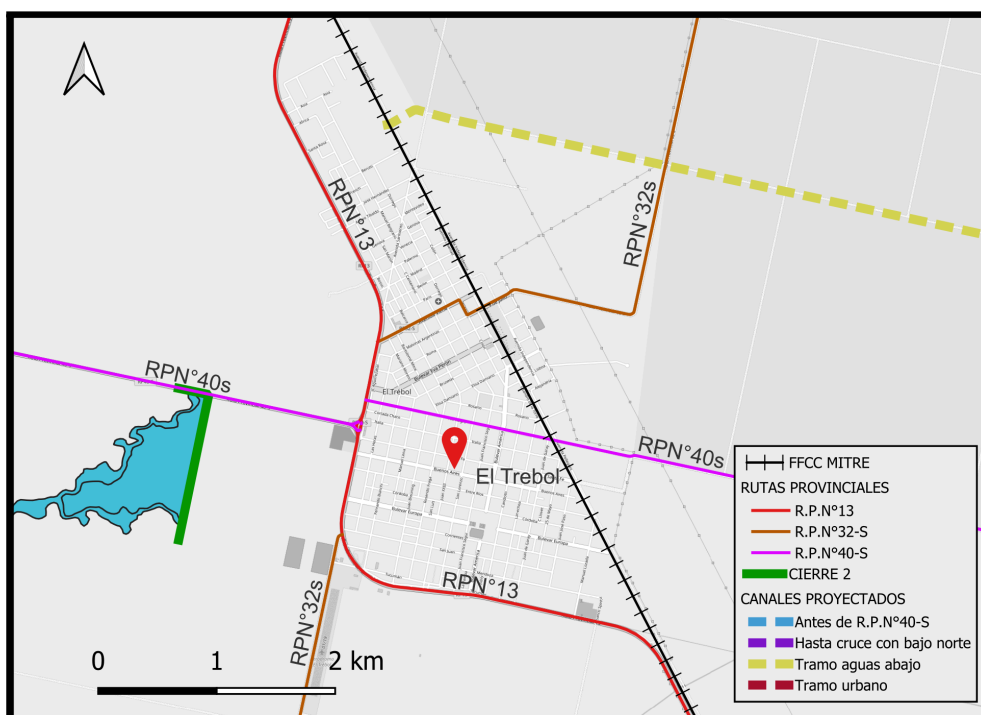


Imagen 11.2.5. Ilustración del tramo de canal reacondicionado. *Fuente: Elaboración propia mediante QGIS.*

Tabla 11.2.4. Cálculo de tramo de canal. *Fuente: Elaboración propia.*

CANAL AGUAS ABAJO ET	
Q [m³/s]	52,05
Bf [m]	10,000
y [m]	2,049
z	1,000
A [m²]	24,693
P [m]	15,796
R	1,563
$AR^{(2/3)}$	33,260
Q [m³/s]	56,220
h [m]	2,25
v [m/s]	2,28
n	0,035
i	0,0035

Por otro lado, se llevó a cabo la verificación de las estructuras de drenaje propuestas en la memoria descriptiva y técnica “Canales El Trébol”, específicamente las alcantarillas.

El análisis hidrológico y la modelización de los caudales, utilizando un período de retorno de 25 años, confirmaron que los volúmenes de escorrentía obtenidos son inferiores a la capacidad hidráulica para la cual fueron dimensionadas originalmente dichas alcantarillas.

En consecuencia, se concluye que las estructuras de alcantarillado propuestas cumplen de manera efectiva con los requisitos de capacidad para el evento de diseño estipulado. No se considera necesario realizar modificaciones o un rediseño de las alcantarillas.

12. INCORPORACIÓN DE LA DIMENSIÓN AMBIENTAL

12.1. Objetivos de Desarrollo Sostenible

Los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS), también conocidos como Agenda 2030, constituyen un plan de acción universal adoptado por todos los Estados Miembros de las Naciones Unidas en 2015. Este marco surge como un llamamiento global para poner fin a la pobreza, proteger el planeta y garantizar que todas las personas disfruten de paz y prosperidad para el 2030. Los ODS representan un compromiso sin precedentes, integrando de manera indivisible las tres dimensiones del desarrollo sostenible: la económica, la social y la ambiental. A diferencia de sus predecesores, los Objetivos de Desarrollo del Milenio, esta agenda es integral y universal, reconociendo que los desafíos del desarrollo en cualquier lugar del mundo son una responsabilidad compartida.

La estructura de la Agenda 2030 se compone de 17 objetivos centrales, desglosados en 169 metas específicas y medibles que abarcan un espectro de problemas críticos. Estos objetivos abarcan desde la erradicación de la pobreza y el hambre (ODS 1 y 2), hasta la garantía de una educación de calidad (ODS 4) y la promoción de un crecimiento económico sostenible (ODS 8). Asimismo, incluyen objetivos directamente relacionados con la preservación del medio ambiente, como la acción por el clima (ODS 13), la vida submarina (ODS 14) y la vida de ecosistemas terrestres (ODS 15). La transversalidad es una de sus características clave, ya que la consecución de un objetivo está intrínsecamente ligada al avance en

otros, requiriendo un enfoque colaborativo y multisectorial que involucre a gobiernos, sector privado, sociedad civil y ciudadanos por igual.



Imagen 11.1.1. Objetivos de Desarrollo Sostenible. *Fuente: Agenda 2030, Asamblea General de la ONU.*

Al analizar el sector de la construcción, queda en evidencia que se trata de una de las actividades que más recursos naturales demanda. De acuerdo con el World Watch Institute (<https://www.worldwatch.com>), esta industria utiliza cerca del 40% del consumo global de piedra en bruto, grava y arena, así como alrededor del 25% de la madera virgen cada año. A su vez, el transporte y la producción de determinados materiales la convierten en responsable de aproximadamente el 39% de las emisiones de dióxido de carbono a nivel mundial, según datos del Programa de las Naciones Unidas para el Medio Ambiente (PNUMA).

En este sentido, el presente apartado busca promover la toma de conciencia tanto en profesionales del rubro como en las personas que emplearán los materiales necesarios para construir.

El presente proyecto se alinea y contribuye directamente con la Agenda 2030 para el Desarrollo Sostenible de las Naciones Unidas, actuando como un catalizador local para el cumplimiento de varios de sus Objetivos. La problemática hídrica que sufre la ciudad de El Trébol impacta de lleno en metas fundamentales como el ODS

11: Ciudades y comunidades sostenibles, cuyo objetivo es lograr que los espacios urbanos sean inclusivos, seguros, resilientes y sostenibles. La propuesta planteada de mitigación de inundaciones busca específicamente la meta 11.5, orientada a reducir significativamente el número de muertes y pérdidas económicas causadas por desastres, incluidos los relacionados con el agua. Al proteger el casco urbano, el proyecto no solo salvaguarda infraestructuras, sino la calidad de vida y la seguridad de los trebolenses.

Además, la iniciativa establece una sinergia crucial con el ODS 6: Agua limpia y saneamiento, particularmente con la meta 6.6, que busca proteger y restaurar los ecosistemas relacionados con el agua, incluyendo ríos y lagos. Los reservorios de cabecera no solo actúan como dispositivos de control de crecidas, sino que pueden ser concebidos como infraestructuras verdes que contribuyen a la gestión sostenible de los recursos hídricos. Al implementar soluciones basadas en la naturaleza y en un diagnóstico integral, el proyecto trasciende la mera obra civil y se posiciona como una acción concreta de adaptación al cambio climático (ODS 13), fortaleciendo la resiliencia de la comunidad frente a los eventos climáticos extremos que son cada vez más frecuentes e intensos.

De esta manera, resulta relevante destacar el impacto ambiental que tendrá el proyecto. A los fines de incorporar la dimensión ambiental al mismo, y a sabiendas de que esto no abarca ni una décima parte de un análisis ambientalista profundo, adoptaremos el movimiento de suelos necesario, para realizar las tres alternativas planteadas, como indicador ambiental.

El movimiento de suelos implica la modificación de la topografía de un terreno, ya sea por procesos naturales como el viento y el agua o por actividades humanas como la agricultura y la construcción, afectando al ambiente mediante erosión, contaminación del agua y aire, degradación del suelo, y cambios en los ecosistemas. Sus impactos ambientales incluyen la pérdida de fertilidad del suelo, la sedimentación en cuerpos de agua, la emisión de polvo y gases contaminantes, y la fragmentación de hábitats.

12.2. Propuesta metodológica de cálculo de un indicador ambiental

Un indicador es un parámetro, o el valor resultante de un conjunto de parámetros, que ofrece información sobre un fenómeno, y que posee un significado más amplio que el estrictamente asociado a la configuración del parámetro. Trasladado al ámbito del estudio del medio ambiente, los indicadores ambientales tratan de describir y mostrar los estados, la evolución y las dinámicas de los principales componentes ambientales, como la cantidad y calidad de agua, la calidad del aire, el estado de conservación de la biodiversidad, la disponibilidad de recursos naturales, el grado de contaminación de las ciudades, la frecuencia e intensidad de los eventos climáticos extremos, la generación de residuos o la gestión ambiental.

Los indicadores ambientales permiten mostrar la situación ambiental de un país o región y conectar esa valiosa información con distintas variables sociales, económicas o institucionales. Facilitan un análisis basado en datos y apoyado en metodología científica del estado del medio ambiente, fijándose en diferentes aspectos relevantes del mismo.

En cuanto a su propósito, los indicadores ambientales sirven para informar a los agentes implicados en la gestión medioambiental sobre el estado general del entorno, ayudan a evaluar la eficacia de las políticas desarrolladas en ese ámbito y a tomar mejores y más informadas decisiones acerca de posibles medidas, mejoras o cambios.

En el marco del análisis realizado, si hubiera sido posible plantear más indicadores ambientales específicos, el estudio podría haberse constituido también en una herramienta de apoyo para la toma de decisiones. Dichos indicadores habrían permitido comparar con mayor precisión el desempeño ambiental de las tres alternativas evaluadas, brindando un criterio objetivo adicional para seleccionar la opción más conveniente no solo desde el punto de vista técnico y económico, sino también en relación con la sostenibilidad y el impacto ambiental.

A fin de comparar el impacto ambiental asociado a cada una de las alternativas propuestas, se adopta una metodología basada en tres componentes principales del proceso constructivo: (i) el volumen total de suelo a excavar, (ii) el

transporte del material excavado, y (iii) la disposición final del mismo. Estos parámetros se consideran adecuados dado que las tres alternativas contemplan la misma ubicación final de depósito del suelo, lo que permite realizar una comparación homogénea y centrada en la magnitud de las intervenciones necesarias.

Además, se incorporan criterios complementarios derivados de la localización de las obras y su interacción con la trama urbana, especialmente en aquellas alternativas que incluyen la construcción de conductos pluviales enterrados y la rotura y reconstrucción de pavimentos existentes.

12.2.1. Comparación del indicador propuesto para las distintas alternativas.

12.2.1.1. Volumen de suelo a excavar

El volumen total de excavación constituye el principal indicador del impacto ambiental directo. A mayor volumen removido, mayor será:

- La alteración del perfil del terreno.
- La generación de material suelto susceptible de erosión.
- La emisión de polvo en suspensión.
- El consumo energético de maquinaria pesada.
- El riesgo de sedimentación en canales y drenajes urbanos.

Cada alternativa presenta requerimientos de excavación distintos:

- **Alternativa 1 – Conducto principal atravesando la ciudad:** requiere grandes volúmenes de excavación lineal para alojar tuberías enterradas, además de zanjas profundas y anchas para secciones de gran porte.
- **Alternativa 2 – Conducto desplazado hacia una zona más alejada pero aún urbana:** implica volúmenes moderados, con trazas más extensas que también requieren excavación continua.

- **Alternativa 3 – Ensanche del canal existente (alternativa seleccionada):** demanda el menor volumen de remoción, ya que consiste únicamente en ampliar un cauce ya conformado, sin necesidad de abrir nuevas zanjas urbanas.

12.2.1.2. Transporte del material

La evaluación del impacto incluye el número de viajes necesarios para trasladar el suelo excavado desde el punto de extracción hasta el sitio de disposición.

Los impactos asociados al transporte incluyen:

- Emisiones de CO₂, NOx y material particulado derivado del tránsito de camiones.
- Ruidos y vibraciones.
- Interferencias en la circulación vehicular urbana.
- Compactación del suelo adyacente por tránsito de maquinaria.

Dado que la distancia entre los distintos frentes de obra y el sitio de disposición es la misma para las tres alternativas, el impacto estará determinado principalmente por el volumen de transporte, que es proporcional al volumen de excavación.

Por lo tanto:

- Alternativas 1 y 2 → mayor impacto por transporte debido a mayores volúmenes.
- Alternativa 3 → menor impacto por requerir menos viajes.

12.2.1.3. Disposición final del suelo

En las tres alternativas el material extraído se deposita en el mismo lugar, ubicado a las afueras de la ciudad de El Trébol, por lo que este aspecto no genera diferencias en el nivel de impacto entre ellas.

Sin embargo, el volumen total a disponer sí tiene incidencia ambiental:

- Mayor superficie requerida,
- Mayores tareas de extendido y nivelación,
- Mayor riesgo de erosión y arrastre superficial durante tormentas,
- Posible afectación temporal de áreas verdes o zonas periurbanas.

La alternativa 3, al generar menos material excedente, minimiza este tipo de afectaciones, aunque se tiene que tener en cuenta que el canal actual es el que más alejado se encuentra en la zona de acopio en cuestión.

12.2.1.4. Intervención urbana y rotura de pavimentos

Este criterio diferencia fuertemente a las alternativas:

- **Alternativa 1:** atraviesa sectores densamente urbanizados, requiriendo rotura de pavimentos, excavación de zanjas en calles, interferencias con veredas, servicios existentes y redes subterráneas, además de la posterior reconstrucción completa del pavimento. Esto incrementa:
 - Generación de residuos de demolición
 - Consumo de materiales nuevos
 - Emisión de polvo y ruidos
 - Tiempo de obra
 - Deterioro del tránsito y de la vida urbana durante la intervención.
- **Alternativa 2:** si bien su traza evita sectores centrales, aún requiere conductos enterrados y trabajos sobre la vía pública, con impactos ambientales intermedios.
- **Alternativa 3:** no requiere rotura de pavimentos ni intervención en calles, ya que se limita a ensanchar un canal ya existente, evitando interferencias con la infraestructura urbana. Su impacto urbano es significativamente menor.

12.2.1.5. Evaluación comparativa final

La metodología combina los factores anteriores para estimar el impacto ambiental relativo de cada alternativa. En la tabla 12.2.1 puede verse la comparación de los ítems nombrados para cada alternativa, de forma resumida.

Tabla 12.2.1. Comparación de parámetro de impacto ambiental en las alternativas. Fuente: Elaboración propia.

Criterio	Alternativa 1: Conducto atravesando la ciudad	Alternativa 2: Conducto por sector alejado pero urbano	Alternativa 3 (Elegida): Ensanche del canal existente
Volumen de excavación	Alto (zanjas profundas a lo largo de traza urbana)	Medio/Alto (menor longitud urbana, pero similar sección)	Medio (excavación superficial y extendida para ensanche)
Transporte del suelo dentro de obra	Alto (movimiento lineal continuo por calles urbanas)	Medio (menor interferencia urbana pero transporte necesario)	Bajo (movimiento localizado en el propio cauce)
Ruptura y reposición de pavimento	Muy alto (afecta varias calles; reconstrucción asfáltica)	Alto (tramos urbanos menores, pero igualmente requiere reposición)	Nulo (no se intervienen pavimentos)
Instalación de conductos enterrados	Alta magnitud (conducto principal por ciudad)	Moderada (conducto fuera del área más densa)	Nula (no se incorporan cañerías)
Interferencia urbana / Tránsito	Muy alta	Media	Baja
Alteración ambiental del entorno	Media (entubamiento modifica dinámica superficial)	Media/Baja	Baja (mantiene la traza y mejora capacidad hidráulica)
Complejidad ambiental de la obra	Alta	Media	Baja

13. CONCLUSIONES

El trabajo desarrollado constituye un avance significativo en el abordaje de la problemática hídrica que afecta a la ciudad de El Trébol. A lo largo del estudio se logró analizar en detalle el comportamiento del escurrimiento proveniente de los campos ubicados aguas arriba de la zona urbana, identificando los puntos críticos del sistema, cuantificando los caudales involucrados y proponiendo lineamientos de

solución que permiten reducir de manera considerable el riesgo de inundaciones desde la cuenca rural.

Sin embargo, resulta fundamental remarcar que este estudio abarca únicamente una parte del problema total. La dinámica hídrica que afecta a la ciudad es compleja y multidimensional, y no puede comprenderse plenamente sin integrar también el análisis de la infraestructura urbana existente. Aspectos como la capacidad y funcionalidad de los desagües pluviales actuales, el estado de conservación de los conductos, la interacción entre los distintos ramales internos, la presencia de obstrucciones, y la relación entre los aportes urbanos y los provenientes de la cuenca rural conforman un conjunto de factores que deben estudiarse de manera integral.

La limitación temporal propia del marco académico en el que se desarrolló este trabajo permitió profundizar en el componente rural y en las alternativas técnicas disponibles para mitigar su impacto, pero no posibilitó abordar con igual detalle la situación dentro del ejido urbano. Por ello, se destaca que las soluciones aquí planteadas representan solo un primer paso, aunque un paso relevante, dentro del extenso proceso que implica diagnosticar y resolver de manera completa las causas de las inundaciones en El Trébol.

En consecuencia, se recomienda continuar con estudios complementarios que incluyan un relevamiento exhaustivo del sistema de desagües pluviales de la ciudad, la modelación hidráulica del entramado urbano y la evaluación de posibles ampliaciones o adecuaciones. En este marco, se considera imprescindible el rediseño de las obras de arte localizadas en el ferrocarril y en la avenida Pellegrini, así como el análisis conjunto de ambas cuencas (rural y urbana) para obtener una visión sistémica del problema. Solo mediante esta mirada integral será posible diseñar estrategias sostenibles y coordinadas que permitan garantizar un correcto manejo del agua y reducir de forma permanente la vulnerabilidad de la ciudad frente a eventos de lluvia intensa.

También es necesario aclarar que debido a las mismas limitaciones se optó por no abordar el análisis económico en la evaluación de alternativas, lo cual amerita

un estudio detallado en los distintos escenarios y constituye una variable de gran importancia a la hora de optar por la mejor solución en relación costo-beneficio.

En síntesis, el presente trabajo aporta una base técnica sólida y constituye un aporte valioso para la gestión hídrica local, pero representa únicamente una parte de un todo mayor. Su continuidad y ampliación serán esenciales para alcanzar soluciones definitivas y duraderas para la comunidad de El Trébol.

La realización del proyecto final representó una experiencia integral y clave para la formación de las y los autores del presente trabajo, ya que permitió articular y poner en práctica conocimientos provenientes de distintas ramas de la carrera, evidenciando la importancia del abordaje interdisciplinario en la resolución de problemas reales. A lo largo del desarrollo del trabajo, fue fundamental el intercambio entre estas áreas, ya que ninguna de ellas, de manera aislada, hubiera permitido alcanzar una solución completa y coherente.

Cabe destacar que el proyecto no partió de un camino previamente definido, sino que se fue construyendo de manera progresiva. Esta condición implicó un desafío adicional, dado que fue necesario ir definiendo criterios, metodologías y alcances sobre la marcha, a medida que se profundizaba en el análisis del problema. En este proceso, las distintas trabas técnicas, conceptuales y operativas que se presentaron a lo largo del desarrollo del proyecto no solo requirieron ajustes y replanteos constantes, sino que también favorecieron una comprensión más profunda del problema abordado.

En este sentido, las dificultades encontradas no constituyeron un obstáculo, sino una oportunidad de aprendizaje, ya que obligaron a integrar conocimientos, tomar decisiones fundamentadas y evaluar alternativas de manera crítica. Finalmente, este proyecto permitió consolidar competencias técnicas y metodológicas propias de la carrera, así como desarrollar una visión global y flexible, indispensable para el ejercicio profesional, donde los problemas rara vez se presentan de forma lineal o con soluciones preestablecidas.

14. BIBLIOGRAFÍA

- **ACI Committee 224.** (2001). *ACI 224R-01: Control of Cracking in Concrete Structures*. American Concrete Institute.
- **CIRSOC.** (2005). *Reglamento CIRSOC 201: Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón*.
- **Dente, M. V. y Martínez, S.** (s.f.). *Cuenca del Arroyo Colastiné: Cuenca 30*. Recursos Hídricos de la Nación.
- **Dirección Provincial de Vialidad de Santa Fe.** (Año). *Informe técnico sobre curvas IDR utilizadas para el análisis de diseño*. Provincia de Santa Fe.
- **G&G Ingeniería.** (2019). *Informe preliminar acerca de los desagües calles Corrientes, San Juan, Mendoza y Bv. Europa*. El Trébol, Santa Fe.
- **Instituto Geográfico Nacional.** (2023). *Argentina físico-natural: Aguas superficiales y subterráneas*. Atlas Nacional Interactivo de Argentina (ANIDA). https://static.ign.gob.ar/anida/fasciculos/fasc_afn_aguas_sup_sub.pdf
- **Ministerio de Agricultura, Ganadería y Pesca de la Nación.** (s.f.). *Sitio oficial del Ministerio de Agricultura, Ganadería y Pesca de la Nación*. <https://www.argentina.gob.ar/economia/agricultura>
- **Ministerio de Infraestructura, Servicios Públicos y Hábitat de la Provincia de Santa Fe.** (2023). *Informe técnico "Canales El Trébol"*.
- **Ministerio de Infraestructura, Servicios Públicos y Hábitat – Secretaría de Recursos Hídricos.** (2022). *Pliego de Especificaciones Técnicas de la obra "Regulación Bajo Las Encadenadas y Defensa Barrio El Progreso. Distrito Teodelina."* Provincia de Santa Fe.
- **Nilson, A.** (1999). *Diseño de Estructuras de Concreto*. Capítulo: "Muros de Contención".
- **Orsolini, H. E.; Zimmermann, E. D.; Basile, P. A.** (2017). *Hidrología: Procesos y Métodos*.
- **Provincia de Santa Fe.** (2017). *Ley N.º 13.740, Ley de Aguas de la provincia de Santa Fe*. Sancionada el 30 de noviembre de 2017; promulgada el 1 de febrero de 2018.
- **Provincia de Santa Fe.** (2011). *Ley Provincial N.º 13.246*. Sancionada el 30 de noviembre de 2011; publicada en el Boletín Oficial el 11 de enero de 2012.

- **Riccardi; Postiglione; Stenta; Scuderi.** (2009). *Obras de Descarga para Evacuación de Crecidas*.
- **Municipalidad de El Trébol.** (2021, Mayo). *Situaciones hídricas en la Localidad de El Trébol*. Municipalidad de El Trébol.
- **French, R. H.** (1988). *Hidráulica de canales abiertos*. McGraw-Hill Interamericana.
- **Bos, M. G.** (Ed.). (1976). *Discharge measurement structures* (Publication No. 20). International Institute for Land Reclamation and Improvement (ILRI).

15. ANEXOS

15.1. Anexo fotográfico



Imagen 15.1.1. Camino sobre el cual se realizará el cierre del reservorio 1. *Fuente: Elaboración propia.*



Imagen 15.1.2. Superficie sobre la cual se realizará el cierre del reservorio 2. *Fuente: Elaboración propia.*



Imagen 15.1.3. Canal 12 de Octubre y defensa sobre R.P.N°13. *Fuente: Elaboración propia.*



Imagen 15.1.4. Cruce del canal 12 de Octubre con R.P.N°13. *Fuente: Elaboración propia.*



Imagen 15.1.5. Canal 12 de Octubre. *Fuente: Elaboración propia.*

15.2. Anexo estructural

El presente anexo contiene el desarrollo analítico de las verificaciones de estabilidad y el dimensionamiento de armaduras para el vertedero del Reservorio 2, cuyos criterios de diseño se establecieron en el Punto 10 del informe principal. El análisis se basa en el modelo de muro de gravedad, donde la estabilidad estructural depende de su propio peso para resistir las solicitaciones externas en condición de servicio y de evento extraordinario.

Para la validación de la estructura, se presentan los cálculos detallados de:

- Estabilidad global: verificaciones al vuelco, deslizamiento y hundimiento (capacidad portante).
- Interacción suelo - estructura: determinación de la distribución de presiones en la base y cuantificación de la resistencia pasiva aportada por los tabiques laterales diseñados para incrementar la fricción resistente.
- Dimensionamiento en Estado Límite Último (ELU): cálculo de armaduras de acero para el tabique y la solera conforme al reglamento CIRSOC 201, orientadas al control de fisuración por retracción, temperatura y resistencia a esfuerzos de flexión en las secciones críticas.

Adopciones:

- Tipo de suelo arcilloso según estudio de suelos.

$$\frac{1}{2} < k_1 < \frac{2}{3}$$

- Ángulo de fricción interna del suelo bajo el muro $\phi = 12^\circ = 0,209 \text{ rad}$.
- Ángulo de fricción relativo suelo-muro $\delta = k_1 * \phi = 0,14 \text{ rad}$.

Capacidad de carga última según estudio de suelos: $q_u = 3,05 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$,

adoptando un coeficiente de seguridad igual a tres (3), obtenemos:

$$\sigma_{adm} = \frac{305,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{3} = 101,67 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Tabla 15.2.1. Cotas consideradas en el cálculo. Fuente: Elaboración propia.

CCP [m]	105,8
Name [m]	104,96
CCV [m]	104,75
CFP [m]	100,5

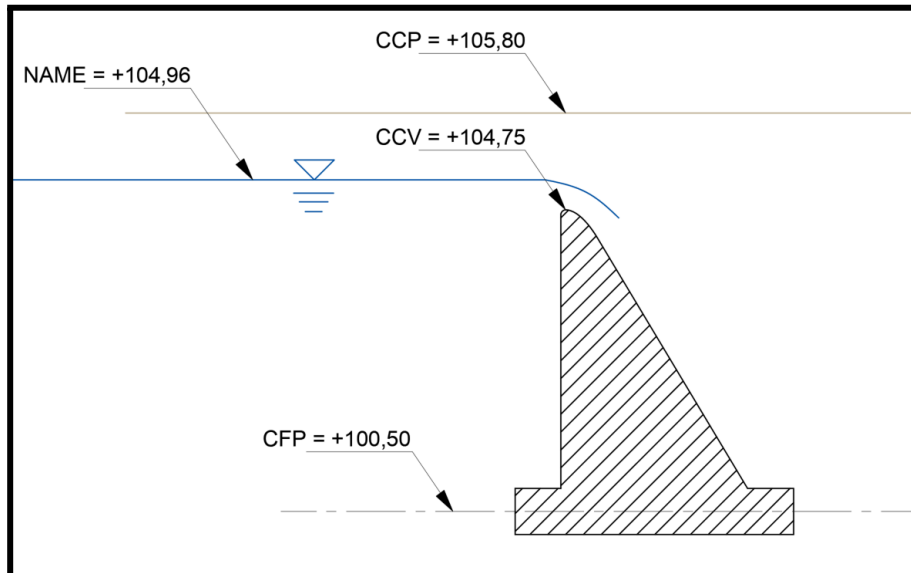


Imagen 15.2.1. Esquema de cotas consideradas en el cálculo. Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 15.2.2 pueden observarse los datos de partida, siendo:

- γ_{H_2O} : peso específico del agua.
- $p_{hidrost}$: presión hidrostática máxima sobre el muro.
- E_{hidro} : empuje hidrostático.
- H-25: peso específico del hormigón H-25.
- Fricción: coeficiente de fricción entre el suelo y la estructura.
- γ_{suelo} : peso específico del suelo.
- σ_{adm} : tensión admisible del terreno

Tabla 15.2.2. Datos iniciales. Fuente: Elaboración propia.

DATOS	
γ_{H_2O} [kN/m ³]	10,00
$p_{hidrost}$ kN/m ²	44,6
E_{hidro} [kN/m]	103,4
H-25 [kN/m ³]	25
Fricción	0,14
γ_{suelo} [kN/m ³]	18,14
σ_{adm} [kN/m ²]	101,67

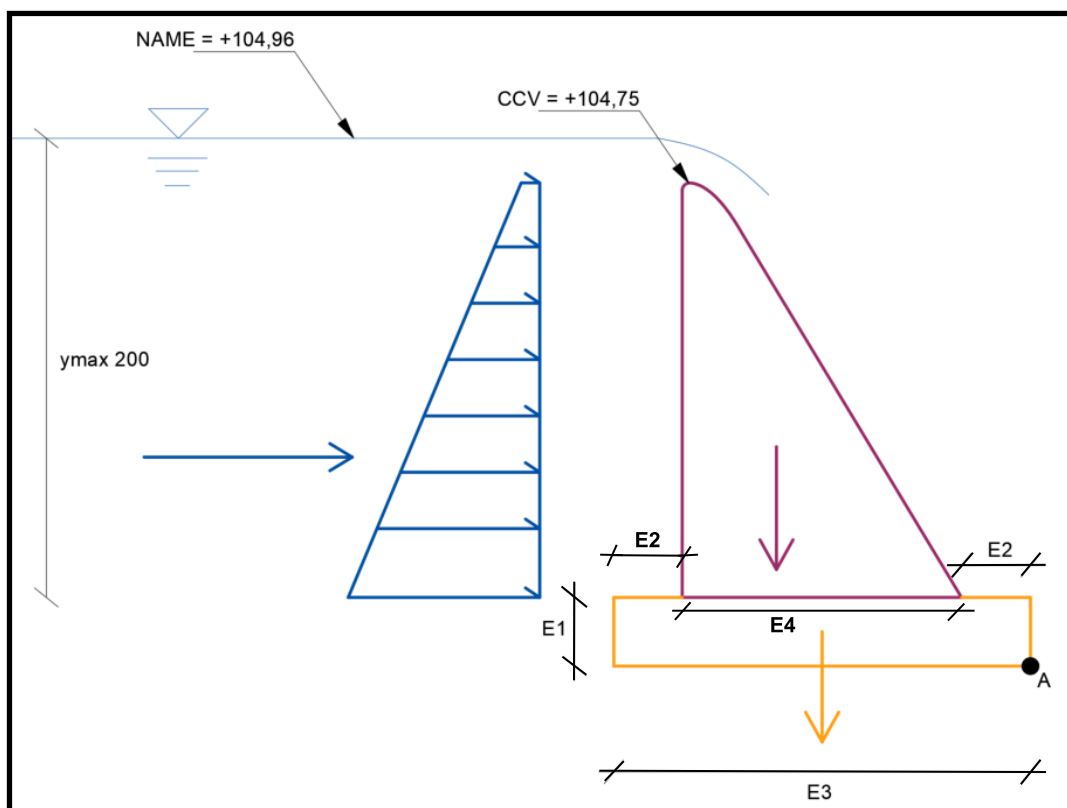


Imagen 15.2.2. Esquema de cotas consideradas en el cálculo. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 15.2.3. Dimensiones adoptadas. Fuente: Elaboración propia.

GEOMETRÍA	
$y_{max} 200$ [m]	4,46
H [m]	4,00
E1 [m]	0,58
E2 [m]	0,58
E3 [m]	3,50
E4 [m]	2,34
Tapada [m]	0,00
A1 (cuerpo) [m ²]	4,54
A2 (solera) [m ²]	2,01
Tab laterales A4 [m]	3,80
Log tab curvo [m]	4,24
Long [m]	5,00
A total (cad) [m ²]	7,38

Tabla 15.2.4. Verificaciones al vuelco. Fuente: Elaboración propia.

VUELCO	
me 1 (cuerpo) [m3]	10,033
me 2 (solera) [m3]	3,522
me 3 (agua) [m3]	82,320
Me	(me 1 + me 2)* γ_H
Mv	E hidro*dist y baricentro
Me [kN m/m]	421,20
Mv [kN m/m]	150,55
Relación	2,80
Verifica (FS=1,3)	Verifica

Tabla 15.2.5. Verificaciones al deslizamiento. Fuente: Elaboración propia.

DESLIZAMIENTO	
Cargas verticales: $E_r = u \cdot R_v$	
Rv muro [kN/m]	163,81
Rv H ₂ O [kN/m]	22,34
f * Rv [kN/m]	26,16
Kp =	2,66
E pasivo [kN/m]	1106,42
E resistivo [kN/m]	1132,59
E horizontal [kN/m]	103,40
Relación	10,95
Verifica (FS=1,5)	Verifica

Tabla 15.2.6. Excentricidad generada. Fuente: Elaboración propia.

EXCENTRICIDAD	
Rv [kN]	186,15
Mres = Me–Mv [kNm/m]	270,65
x = Mr / Rv [m]	1,45
e [m]	0,30

Tabla 15.2.7. Verificaciones de capacidad portante. Fuente: Elaboración propia.

CAPACIDAD PORTANTE	
Tensión máxima :	*Núcleo central
$\sigma = (N / A_{base}) \pm (M / W)$	
$\sigma_{min} < \sigma_{adm} < \sigma_{max}$	
σ_{max} [kN/m ²]	80,18
σ_{min} [kN/m ²]	-79,38
σ_{adm} [kN/m ²]	101,67
Verifica	Verifica

Tabla 15.2.8. Armadura tabique a flexión. Fuente: Elaboración propia.

ARMADURA TABIQUE A FLEXIÓN		
h =	1,31	
d =	1,275	m
(1.4 F) fi =	1,4	-
Distancia al empuje H2O =	0,9	m
Mu =	132,0	kN m/m
fy [MPa]	420	fy [MPa]
f'c [MPa]	25	f'c [MPa]
Φ	0,9	Φ
β_1	0,85	β_1
Mn [KNm/m]	146,64	Mn [KNm/m]
mn	0,00	mn
we	0,00	we
a [cm]	0,01	a [cm]
c [cm]	0,01	c [cm]
ϕ [rad/cm]	0,4702	ϕ [rad/cm]
ϵ_s	0,596	mayor a 0,005
Armadura vertical lado agua		
As nec [cm2/m]	2,74	As [cm2/m]
As mín [cm2/m]	15,72	Asmín [cm2/m]
1 Ø	16	c/12
A adoptada =	16,75	cm2/m
Armadura horizontal lado agua		
As repart [cm2/m]	0,55	Asmín [cm2/m]
As min [cm2/m]	13,1	Asmín [cm2/m]
1 Ø	16	c/15
A adoptada =	13,40	cm2/m
Armadura vertical lado aire		
As mín [cm2/m]	7,86	Asmín [cm2/m]
1 Ø	12	c/14
A adoptada =	8,07	cm2/m
Armadura horizontal lado aire		
As min [cm2/m]	6,55	Asmín [cm2/m]
1 Ø	10	c/12
A adoptada =	6,58	cm2/m

Tabla 15.2.9. Verificación al corte tabique. Fuente: Elaboración propia.

CORTE TABIQUE		
qu (dist D)	44,59	kN/m ²
Vu (dist D)	0,071010	Mn/m
ΦV_c	4,78125	Mn/m
No se requiere armadura de corte		

Tabla 15.2.10. Armadura solera a flexión. Fuente: Elaboración propia.

ARMADURA SOLERA LADO AGUA		
h =	0,5	m
d =	0,45	m
(1.4 F) fi =	1,4	-
Mu =	16,498	kN m/m
fy [MPa]	420	fy [MPa]
f'c [MPa]	25	f'c [MPa]
Φ	0,9	Φ
β_1	0,85	β_1
Mn [KNm/m]	18,33	Mn [KNm/m]
mn	0,00	mn
we	0,00	we
a [cm]	0,002	a [cm]
c [cm]	0,002	c [cm]
ϕ [rad/cm]	1,3274	ϕ [rad/cm]
ϵ_s	0,594	mayor a 0,005
As nec (inf)	0,97	cm ² /m
As min	9	cm ² /m
1 Ø	16	c/ 22
A adoptada =	9,14	cm ² /m
As longitudinal	9	cm ² /m
1 Ø	10	c/17
A adoptada =	9,29	cm ² /m

Tabla 15.2.11. Verificación al corte solera. Fuente: Elaboración propia.

CORTE SOLERA LADO AGUA		
qu (dist D)	83,026	kN/m ²
Vu (dist D)	0,006683	Mn/m
ΦV_c	1,6875	Mn/m
No se requiere armadura de corte		

Tabla 15.2.12. Armadura solera a flexión. Fuente: Elaboración propia.

ARMADURA SOLERA LADO AIRE		
h =	0,7	m
d =	0,65	m
(1.4 F) fi =	1,4	-
Mu =	8,120	kN m/m
fy [MPa]	420	fy [MPa]
f'c [MPa]	25	f'c [MPa]
Φ	0,9	Φ
β_1	0,85	β_1
Mn [KNm/m]	9,02	Mn [KNm/m]
mn	0,0009	mn
we	0,0009	we
a [cm]	0,0007	a [cm]
c [cm]	0,0008	c [cm]
ϕ [rad/cm]	3,9019	ϕ [rad/cm]
ϵ_s	2,533	mayor a 0,005
As nec (inf)	0,33	cm ² /m
As min	12,6	cm ² /m
1 Ø	16	c/ 15
A adoptada =	13,40	cm ² /m
As longitudinal	12,6	cm ² /m
1 Ø	10	c/ 12
A adoptada =	13,17	cm ² /m

15.3 Anexo geotécnico

ESTUDIO DE SUELOS

Cañada Rosquín

UBICACIÓN DE LA OBRA:

Santa Fe esq. Carlos Duré
Cañada Rosquín
Provincia de Santa Fe

SUMARIO DE ESTE INFORME:

- I. Objetivos del Informe.
- II. Simbología – Normas de Referencia.
- III. Croquis de Ubicación de los sondeos.
- IV. Descripción de los trabajos realizados.
- V. Clasificación de los suelos encontrados.
- VI. Resultados de los ensayos realizados.
- VII. Análisis de Mecánica de Suelos.
- VIII. Conclusiones

I. – OBJETIVOS DEL INFORME

- Efectuar una clasificación de los suelos encontrados.
- Determinar las características físicas y mecánicas de los suelos en sus diferentes estratos.
- Determinar los parámetros del suelo necesarios para el diseño y cálculo de fundaciones.
- Evaluar distintas alternativas de fundación y establecer la conveniencia de su utilización.

II. – SIMBOLOGÍA – NORMAS DE REFERENCIA

A.- REFERENCIAS, ABREVIATURAS Y SIMBOLOS:

N:	Número de Golpes del Ensayo de Penetración Estándar (SPT).
ω :	Humedad natural del suelo.
γ :	Densidad natural del suelo.
γ_{sat} :	Densidad del suelo saturado.
LL:	Límite Líquido.
LP:	Límite Plástico.
IP:	Índice de Plasticidad.
Pasa#200:	Porcentaje de partículas que pasan el tamiz 200.
ϕ :	Ángulo de fricción Interna.
C:	Cohesión.
mv:	Módulo de compresibilidad volumétrica o Módulo Edométrico.
$E=1/mv$	Módulo de Young.
S.U.C.S.:	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.
H.R.B.:	Highway Research Board
q_u :	Capacidad portante última o de Rotura.
σ_{adm} :	Tensión admisible.
σ_t :	Tensión de trabajo.
v:	Coefficiente de Seguridad
N_c, N_q, N_f :	Factores de capacidad de carga de Terzaghi.
ΔH :	Asentamiento de bases directas.
K:	Coefficiente de variación de tensión.

B.- NORMAS DE REFERENCIA:

Para la realización de los trabajos de campaña se tuvieron en cuenta las siguientes normas:

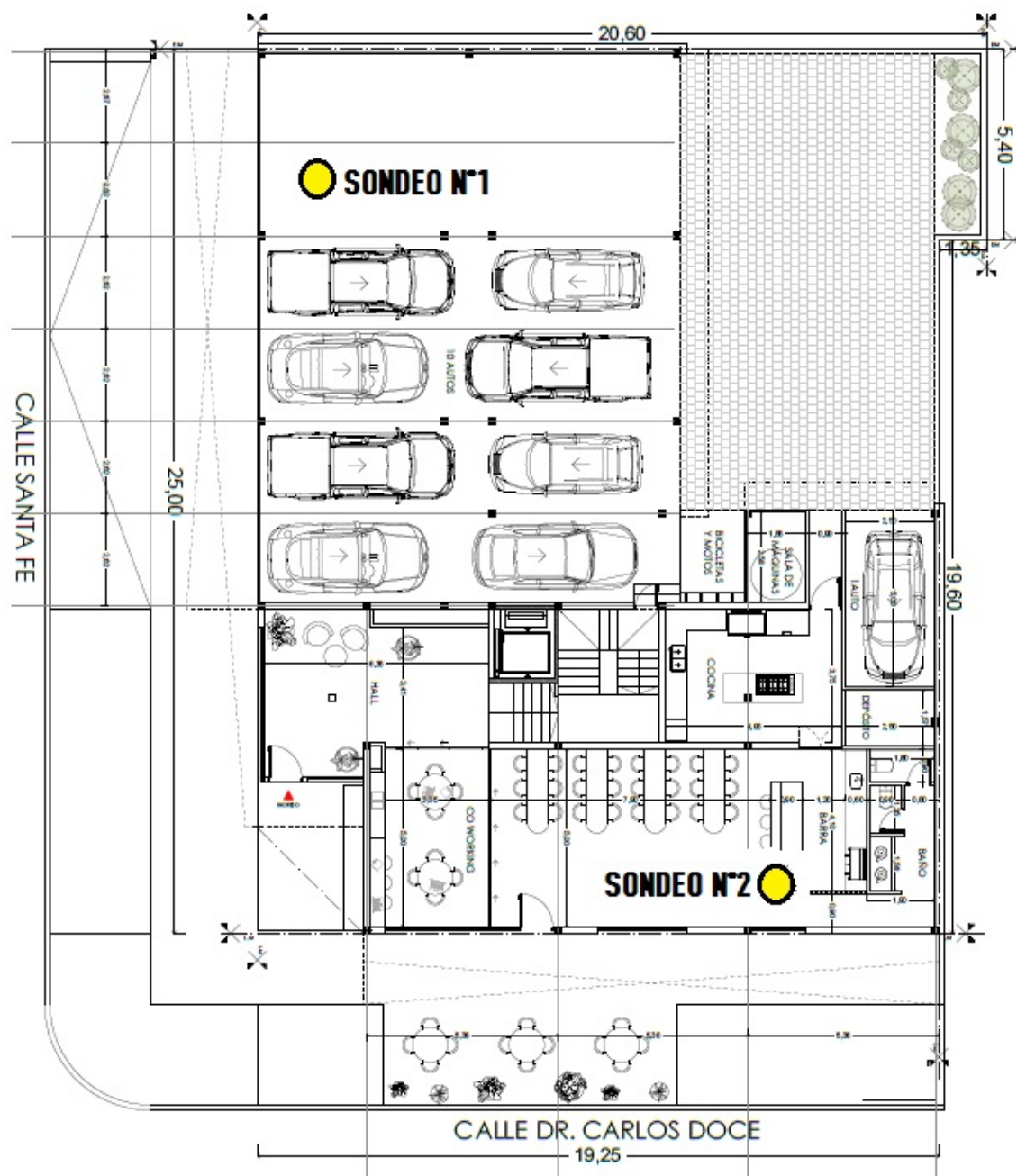
- Norma IRAM 10517, Método de determinación de la resistencia a la penetración y de obtención de muestras mediante sacatestigos abiertos longitudinalmente (ensayo SPT).
- Norma IRAM 10535, Descripción de los suelos mediante análisis tacto-visual

Los trabajos de laboratorio se realizaron siguiendo las siguientes normas:

- Norma IRAM 10519, Método de determinación de la humedad natural.
- Norma IRAM 10.513 Determinación del límite líquido.
- Norma IRAM 10.502 Determinación del límite líquido e índice de plasticidad.
- Norma ASTM D2937 Determinación de humedad natural y densidad de suelo seco.

- AASHTO M145-66 – IRAM 10.509 Clasificación SUCS.
- IRAM 10.507 Ensayo granulométricos.
- IRAM 10.529 Ensayo triaxial.

III. – CROQUIS DE UBICACIÓN DE LOS SONDEOS



IV. – DESCRIPCIÓN DE LOS TRABAJOS REALIZADOS.

A.- DE CAMPO:

Los sondeos fueron realizados el día 30 de Octubre de 2024. Se llevaron a cabo dos perforaciones de 12,00 m de profundidad respecto de boca de pozo, con obtención de muestras cada 1,00 m a 2,00 m con sacamuestras de puntas intercambiables. Estas operaciones se ejecutaron según norma IRAM 10517, ensayo in-situ que determina el número de golpes necesario para hincar un toma-muestras 30 cm que es golpeado con una maza de 63,5 kg en caída libre desde una altura de 76 cm. Este número, denominado N, es un indicador del grado de consistencia del suelo, el que luego es vertido a los gráficos y perfiles de cada sondeo.

Durante los trabajos de campaña fue realizada una descripción preliminar de los suelos.

Además, se busca determinar el nivel de agua subterránea, el que se encuentra indicado en los perfiles de cada sondeo.

B.- DE LABORATORIO:

Con las muestras obtenidas se realizaron ensayos de laboratorio para obtención de humedad natural, densidad natural y densidad del suelo seco, determinación de límite líquido y plástico e índice de plasticidad, clasificación según SUCS, ensayos granulométricos y triaxiales, siempre teniendo en cuenta las normas de referencia indicadas precedentemente.

C.- DE GABINETE:

En base a los resultados de campaña y laboratorio se realiza un modelo del perfil estratigráfico del suelo con el fin de evaluar las tensiones admisibles, determinar asentamientos iniciales y cálculo de la capacidad portante de pilotes, a los efectos de evaluar las distintas alternativas de fundación.

V. – CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS ENCONTRADOS.

A.- CONSISTENCIA DEL SUELO:

La Consistencia del suelo puede establecerse según el valor de N obtenido en el ensayo SPT realizado durante la extracción de las muestras, según el siguiente cuadro:

NÚMERO DE GOLPES	CONSISTENCIA SUELOS COHESIVOS	COMPACIDAD RELATIVA ARENAS
0 a 2	muy blanda	muy suelta
2 a 4	blanda	suelta
4 a 8	Medianamente compacta	firme
8 a 15	compacta	muy firme
15 a 30	muy compacta	densa
más de 30	dura	muy densa

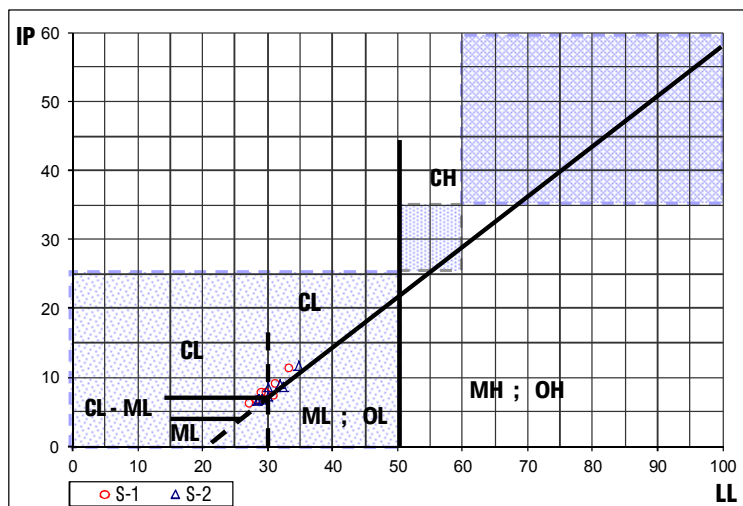
B.- CLASIFICACIÓN SUCS.

La clasificación de los suelos según el “Sistema Unificado de Clasificación de Suelos” S.U.C.S se realiza según los criterios detallados en el cuadro.

DIVISION PRINCIPAL			SÍMBOLO	NOMBRES TÍPICOS	
SUELOS DE GRANO GRUESO 50% o más es retenido por el tamiz n° 200	GRAVAS 50% o más de la fracción gruesa es retenido en el tamiz n° 4	GRAVAS LIMPIAS	GW	Gravas bien graduadas y mezclas de arena y grava con pocos finos o sin finos.	Clasificación basada en el porcentaje de finos. Menos del 5% pasa por el tamiz n° 200: GW, GP, SW, SP. Más del 12% pasa por el tamiz n° 200: GM, GC, SM, SC. Entre el 5 y el 12 % se utilizan símbolos dobles (E i SM-SW)
			GP	Gravas y mezclas de grava y arena mal graduadas con pocos finos o sin finos.	
		GRAVAS CON FINOS	GM	Gravas limosas, mezclas de grava arena y limo.	
			GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava arena y arcilla.	
	ARENAS más del 50 % de la fracción gruesa pasa el tamiz n° 4.	ARENAS LIMPIAS	SW	Arenas y arenas gravosas bien graduadas con pocos finos o sin finos.	
			SP	Arenas y arenas gravosas mal graduadas con pocos finos o sin finos.	
		ARENAS CON FINOS	SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo.	
			SC	Arenas arcillosas, mezclas arena y arcilla.	
SUELOS DE GRANO FINO 50% o más pasa por el tamiz n° 200	LIMOS Y ARCILLAS Límite Líquido de 50 % o inferior		ML	Limos inorgánicos, arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas.	Con los valores de Límite Líquido y del índice de plasticidad, se clasifica según la Carta de Casagrande.
			CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas gravosas, arcillas arenosas, arcillas limosas, suelos sin mucha arcilla.	
			OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.	
	LIMOS Y ARCILLAS Límite Líquido superior a 50%		MH	Limos inorgánicos, arenas finas o limos micáceos o limos plásticos.	
			CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas grasas.	
			OH	Arcillas orgánicas de plasticidad alta o media.	
		Suelos Altamente orgánicos		PT	

C.- CARTA DE PLASTICIDAD DEL SUELO.

Identificación de los suelos a través de sus parámetros de plasticidad, según Casagrande.



Calificación del Potencial de Expansión según W.E.S.
(Waterways Experimental Station
- U.S. Army Corps of Engineers)

BAJO	LL<50 ; IP<25
MEDIO	50>LL<60 y 25>IP>35
ALTO	LL>60 ; IP>35

VI.- RESULTADOS DE LOS ENSAYOS REALIZADOS.

En base a los resultados de los ensayos realizados en campaña y laboratorio se han confeccionado los siguientes cuadros donde se sintetizan los resultados obtenidos, que se muestran a continuación:

SONDEONº 1

Cota Boca Pozo: +0,00 m
Cota Nivel Freático: -5,10 m

Fecha: 30/10/2024

Muestra	Profundidad (m)	Cota (m)	Nº de Golpes del Ensayo SPT	Clasificación S.U.C.S.	Descripción del suelo	Densidad γ (g/cm³)	Humedad Natural ω %	Límite Líquido LL %	Límite Plástico LP %	PASA #200 (%)	Gráficos	Cohesión C (kg/cm²)	Fricción ϕ	Deformac. mv (cm²/kg)
			N 0 10 20 30 40 50											
1	1,00	-1,00	13	CL	Castaño rojizo oscuro.	1,87	26,43	33,43	22,25	98,67				
2	2,00	-2,00	9	CL	Castaño rojizo claro, con presencia de nódulos.	1,85	27,55	31,26	22,32	98,01		0,40	11	0,012
3	3,00	-3,00	12	CL	Castaño rojizo claro, con presencia de nódulos.	1,86	26,79	29,09	21,40	97,56				
4	4,00	-4,00	15	ML-CL	Castaño rojizo claro, húmedo, con presencia de nódulos.	1,88	30,38	28,40	21,86	97,29		0,39	17	0,011
5	5,00	-5,00										0,42	17	0,011
	6,00	-6,00	15	CL	Castaño rojizo claro, húmedo, con presencia de nódulos.	1,89	34,16	29,94	22,27	96,98				
6	7,00	-7,00			Castaño claro, húmedo, con nódulos, calcificaciones y presencia de tosquilla calcárea.							0,39	23	0,009
	8,00	-8,00	24	ML-CL		1,92	31,08	27,33	21,16	94,12				
	9,00	-9,00			Castaño claro, húmedo, con nódulos, calcificaciones y presencia de tosquilla calcárea.									
7	10,00	-10,00	27	ML-CL		1,93	30,89	28,89	22,24	92,62		0,40	25	0,008
	11,00	-11,00			Castaño claro, húmedo, con nódulos, calcificaciones y presencia de tosquilla calcárea.									
8	12,00	-12,00	32	ML		1,95	29,67	30,93	23,75	90,75				

SONDEO N° 2

Cota Boca Pozo: +0,00 m

Cota Nivel Freático: -5,10 m

Fecha: 30/10/2024

Muestra	Profundidad (m)	Cota (m)	N° de Golpes del Ensayo SPT	Clasificación S.U.C.S.	Descripción del suelo	Densidad γ (g/cm ³)	Humedad Natural ω %	Límite Líquido LL %	Límite Plástico LP %	PASA #200 (%)	Gráficos	Cohesión C (kg/cm ²)	Fricción ϕ	Deformación mv (cm ² /kg)
			N 0 10 20 30 40 50				◆	▲	●	■				
1	1,00	-1,00	11	CL	Castaño rojizo claro con tonos oscuros.	1,85	27,87	34,78	23,03	98,81		0,42	12	0,012
2	2,00	-2,00	10	CL	Castaño rojizo claro, con leve presencia de nódulos.	1,86	27,24	30,16	21,60	97,90				
3	3,00	-3,00	10	CL	Castaño rojizo claro, con leve presencia de nódulos.	1,87	26,98	31,85	22,82	97,72		0,39	12	0,012
4	4,00	-4,00	16	ML-CL	Castaño claro, húmedo, con nódulos y calcificaciones.	1,89	29,92	28,78	21,91	96,65		0,38	18	0,011
5	5,00	-5,00			Castaño claro, húmedo, con nódulos, calcificaciones y presencia de tosquilla calcárea.	1,92	32,10	32,32	23,64	94,29				
6	6,00	-6,00	23	ML	Castaño claro, húmedo, con nódulos, calcificaciones y presencia de tosquilla calcárea.	1,92	32,69	29,19	22,30	94,66		0,41	22	0,009
7	7,00	-7,00			Castaño claro, húmedo, con nódulos, calcificaciones y presencia de tosquilla calcárea.									
8	8,00	-8,00	22	ML-CL	Castaño claro, húmedo, con nódulos, calcificaciones y presencia de tosquilla calcárea.	1,94	30,74	30,11	22,96	91,07				
9	9,00	-9,00			Castaño claro, húmedo, con nódulos, calcificaciones y presencia de tosquilla calcárea.									
10	10,00	-10,00	30	ML	Castaño claro, húmedo, con nódulos, calcificaciones y presencia de tosquilla calcárea.	1,94	30,15	28,47	21,78	91,83		0,40	26	0,008
11	11,00	-11,00			Castaño claro, húmedo, con nódulos, calcificaciones y presencia de tosquilla calcárea.									
12	12,00	-12,00	29	ML-CL	Castaño claro, húmedo, con nódulos, calcificaciones y presencia de tosquilla calcárea.	1,94	30,15	28,47	21,78	91,83		0,40	26	0,008

VII. – ANÁLISIS DE MECÁNICA DE SUELOS.

Utilizando la información obtenida en los ensayos se realiza el análisis de los resultados al efecto de determinar el comportamiento mecánico de los suelos encontrados en función de los requerimientos de la obra en particular.

A.- CAPACIDAD PORTANTE PARA CIMENTACIONES DIRECTAS:

De acuerdo a los ensayos realizados se han podido determinar los parámetros mecánicos para el cálculo de la capacidad portante para fundaciones directas utilizando la teoría de Terzaghi, como se muestra a continuación:

ZAPATA CONTINUA

$$qu = c \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

Caso III

Cota Napa = -5,10 m

$\phi = 12^\circ$

$c = 0,42 \text{ kg/cm}^2 \quad c' = c/2$

$N_c = 11,08$

$N_q = 3,46$

$N_\gamma = 0,94$

Coef. Seg. $v = 3$

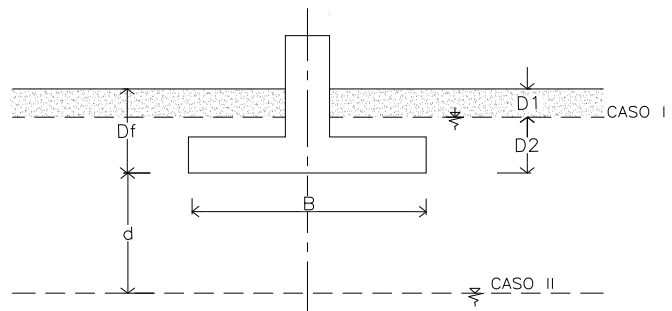
$\gamma = 1,85 \text{ t/m}^3$

$B = 0,70 \text{ m}$

$D_f = 1,00 \text{ m}$

$q = 0,19 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_{adm} = 1,02 \text{ kg/cm}^2$$



CASO III

$$qu(III) = 3,05 \text{ Kg/cm}^2$$

BASE AISLADA

$$qu = 1.30 \cdot c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0.4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

Caso III

Cota Napa = -5,10 m

$\phi = 12^\circ$

$c = 0,42 \text{ kg/cm}^2 \quad c' = c/2$

$N_c = 11,08$

$N_q = 3,46$

$N_\gamma = 0,94$

Coef. Seg. $v = 3$

$\gamma = 1,85 \text{ t/m}^3$

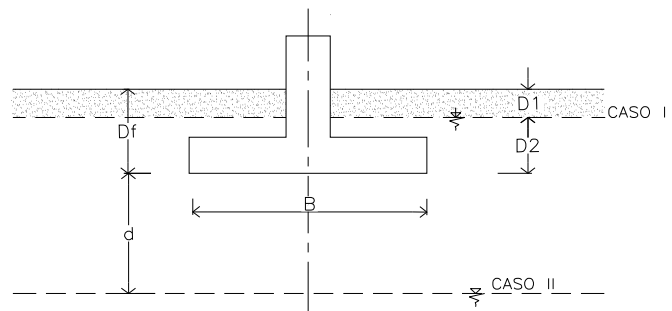
$B = 1,80 \text{ m}$

$L = 1,80 \text{ m}$

$D_f = 1,50 \text{ m}$

$q = 0,28 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_{adm} = 1,38 \text{ kg/cm}^2$$



CASO III

$$qu(III) = 4,14 \text{ Kg/cm}^2$$

B.- CUADRO DE COTAS Y TENSIONES ADMISIBLES:

De acuerdo a las formulas planteadas y con los datos de campaña y laboratorio se ha podido determinar el siguiente cuadro resumen de cotas y tensiones admisibles para fundaciones directas o superficiales:

Profundidad Respecto a Boca de Pozo [m]	Cota Respecto al Nivel de Referencia [m]	Tensión Admisible Base Aislada [Kg/cm ²]	Tensión Admisible Zapata Continua [Kg/cm ²]	Coefficiente de Balasto Unitario [Kg/cm ³]
1,00	-1,00	1,30	1,00	3,20
2,00	-2,00	1,30	1,00	3,20
3,00	-3,00	1,30	1,00	3,20
4,00	-4,00	2,10	1,50	5,40
6,00	-6,00	2,20	1,60	5,80
8,00	-8,00	3,20	2,30	8,40

- El nivel de agua subterránea fue detectado a 5,10 m de profundidad, en la fecha de realización de los sondeos.

C.- CALCULO DE ASENTAMIENTOS PARA UNA BASE AISLADA:

Base Aislada Lado: 1,80 m
Cota de fundacion: -1,50 m
Tensión de trabajo: 1,30 Kg/cm²

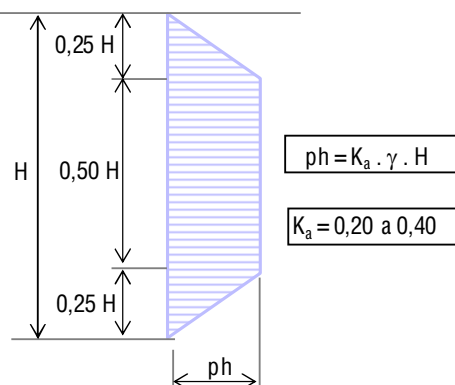
$$\Delta H = H \cdot [\sigma_t - \sigma_c] \cdot K \cdot m_v$$

Df cm	g kg/cm ³	σ _c Kg/cm ²	(σ _t -σ _c) kg/cm ²	ΔDF cm	k	mv cm ² /kg	Dh cm
-150	0,00185	0,278	1,023	36	1,0	0,012	0,442
-186	0,00185	0,344	0,956	36	0,8	0,012	0,330
-222	0,00185	0,411	0,889	36	0,4	0,013	0,166
-258	0,00185	0,477	0,823	36	0,2	0,013	0,077
-294	0,00185	0,544	0,756	36	0,1	0,013	0,035
Deformación total:							1,051

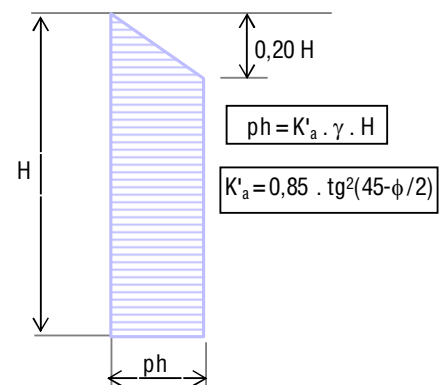
D.- DETERMINACIÓN DE EMPUJES:

Los siguientes diagramas son aplicables a la determinación de los empujes de suelos sobre paredes verticales:

PARA SUELOS COHESIVOS



PARA SUELOS ARENOSOS



E.- CAPACIDAD PORTANTE PARA CIMENTACIONES INDIRECTAS:

De acuerdo a los estratos de suelo involucrados y a los parámetros de corte obtenidos en los ensayos triaxiales, se ha realizado un modelo para el cálculo de la capacidad portante de pilotes. A continuación se muestra un ejemplo, seguido de un cuadro de resumen para diferentes alternativas de diámetro y cota de punta.

ANÁLISIS DE CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE PILOTES

DIAMETRO: 0,40 m
PROFUNDIDAD: 8,00 m
COTA NAPA (CN): -5,10 m

ESTRATO 1:

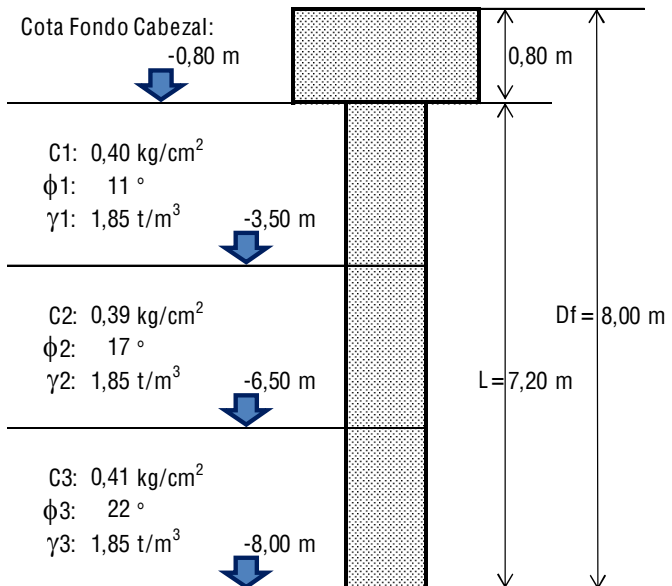
Cota inicial: -0,80 m
 Cota final: -3,50 m
 Longitud: 2,70 m

ESTRATO 2:

Cota inicial: -3,50 m
 Cota final: -6,50 m
 Longitud: 3,00 m

ESTRATO 3:

Cota inicial: -6,50 m
 Cota final: -8,00 m
 Longitud: 1,50 m



Factores de Adherencia:	φ 1: 11	S ₃₂ : 0,21	S ₅ : 1,68
	φ 2: 17	S ₃₂ : 0,46	S ₅ : 2,28
	φ 3: 22	S ₃₂ : 0,82	S ₅ : 3,02

Factores de capacidad carga:	φ 3: 22	N _c : 17,0	N _q : 7,5
------------------------------	---------	-----------------------	----------------------

Factor de forma: sc = 1,010

Factor de profundidad: dc = 1,600 Relación φ / L: 0,06

Factor Combinado: sc.dc = 1,616 Relación D_f / φ: 20,0

RESISTENCIA DE PUNTA:

$$q = \gamma_s \cdot D_f - 1,00 \cdot (D_f - CN) = 11,90 \text{ t/m}^2$$

$$qp = (c' \cdot N_c + q \cdot N_q) \cdot sc \cdot dc / \nu_p = 66,85 \text{ t/m}^2$$

$$c' = c/2 \quad \nu_p = 3$$

Area de Punta: 0,1257 m²
 Perímetro: 1,257 m

RESISTENCIA POR FRICCIÓN LATERAL:

$$qf = (1/2 \cdot \gamma' s \cdot D_f \cdot S_{32} + c' \cdot S_5) / \nu_f$$

$$c' = c/2 \quad \nu_f = 2$$

qf_{E1} = 2,02 t/m²
 qf_{E2} = 2,86 t/m²
 qf_{E3} = 4,49 t/m²

CAPACIDAD PORTANTE:

Capacidad por punta: qp · Area = 8,40 t

Fricción Estrato 1: qf_{E1} · Perímetro · Long_{E1} = 6,85 t

Fricción Estrato 2: qf_{E2} · Perímetro · Long_{E2} = 10,78 t

Fricción Estrato 3: qf_{E3} · Perímetro · Long_{E3} = 8,46 t

Descuento Peso Propio Pilote: V_{PILOTE} · γ_{H²A} (2,4 t/m³) = -2,17 t

CAPACIDAD PORTANTE = 32,32 t

F.- CUADRO PARA EL DISEÑO DE PILOTES:

PROFUNDIDAD (m)	Resistencia por Punta (t/m ²)	Resistencia por fricción lateral (t/m ²)	Cohesión del suelo (kg/cm ²)	Angulo Fricción Interna (°)	Coeficiente de Balasto Horizontal (kg/cm ³)
0,00 - 1,50	—	2,0	0,42	12	65/B
1,50 - 3,50	—	2,0	0,40	11	65/B
3,50 - 6,50	29 - 38	2,6 - 2,9	0,39	17	110/B
6,50 - 9,00	62 - 71	4,2 - 4,7	0,41	22	170/B
9,00 - 12,00	103 - 119	5,7 - 6,4	0,40	25	195/B

B = Diámetro del Pilote en cm

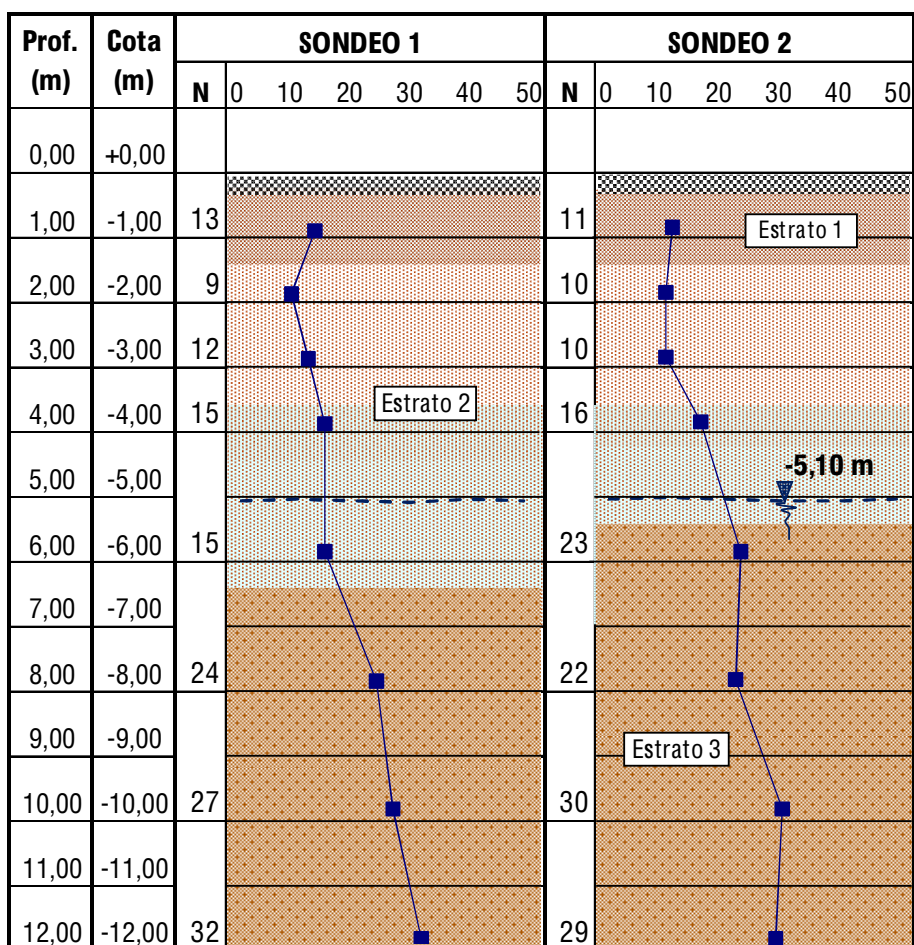
Interpolar linealmente para valores intermedios

Tabla Válida para relaciones: $40 > L/B > 10$

VIII. – CONCLUSIONES.

A.- DESCRIPCIÓN DEL PERFIL ESTRATIGRAFICO.

Reuniendo toda la información obtenida, tanto de campaña, como de laboratorio se ha podido determinar el perfil estratigráfico de los suelos de la siguiente forma:



Estrato 1: Suelo arcilloso CL, de color castaño rojizo oscuro, de consistencia compacta, que se extiende hasta una profundidad de 1,50 m aproximadamente.

Estrato 2: Suelo Limo-arcilloso CL y ML-CL, de color castaño rojizo claro, húmedo a partir de los 3,50 m a 4,00 m, con presencia de nódulos, de consistencia compacta a muy compacta, que alcanza una profundidad aproximada de entre 5,50 m y 6,50 m.

Estrato 3: Suelo Limo-arcilloso que clasifica como ML-CL y ML, de color castaño claro, con nódulos, calcificaciones y presencia de tosquilla calcárea, de consistencia muy compacta a dura, hasta los 12,00 m sondeados.

El nivel freático fue detectado a una profundidad de 5,10 m, siendo este un valor variable a lo largo del año.

B.- CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE FUNDACIONES.

En función de las características de los suelos encontrados, se realiza un análisis de distintas alternativas de fundación, teniendo presentes las características particulares de esta obra.

Para el caso de la fundación de muros o tabiques mediante zapatas continuas, de 0,70 m a 1,00 m de profundidad la tensión admisible a considerar es de 1,00 kg/cm². Para esta solución resulta fundamental proteger los suelos superficiales del ingreso de humedad, impermeabilizando el mismo en las inmediaciones de la estructura y asegurar el correcto drenado del agua de lluvia mediante adecuados desagües.

Para la fundación de cargas concentradas de moderada a baja magnitud se podrá recurrir a un sistema de cimentación mediante bases directas, donde a 1,50 m de profundidad la tensión admisible a considerar es de 1,30 kg/cm². Para esta cota y tensión admisible, en una base de 1,80 m de lado menor se estima un asentamiento inicial de 1,05 cm.

Otra solución es el empleo de una fundación profunda o indirecta mediante pilotes. Para este caso se ha planteado un modelo matemático en función de tres o cuatro estratos, con los parámetros del suelo propios de cada uno. Este modelo, para un pilote de 0,40 m de diámetro con cota de punta apoyada a 8,00 m de profundidad, arroja una capacidad portante de 32,3 toneladas. Se brinda un cuadro para el diseño de pilotes con otras alternativas de diámetros y cotas de punta. Debido a la presencia de agua subterránea se recomienda el llenado de pilotes por el método de flujo inverso.

Las recomendaciones brindadas en este informe están basadas en ensayos realizados en sondeos puntuales. Por lo tanto, durante la etapa de construcción de las fundaciones, se recomienda prestar especial atención a fin de detectar cualquier situación que resulte diferente de lo aquí informado, para de esta forma poder realizar una nueva evaluación que contemple dicha particularidad.

Rosario, 25 de Noviembre de 2024.

16. PLANOS

EL TRÉBOL
DEPARTAMENTO SAN MARTÍN
Escala 1:20000

REPÚBLICA ARGENTINA
Escala 1:50000000



PROVINCIA DE SANTA FE
Escala 1:15000000



REFERENCIAS

- RUTA PROVINCIAL N° 13
- RUTA PROVINCIAL N° 40S
- RUTA PROVINCIAL N° 32S
- CALLE RÍO NEGRO
- AV. SARMIENTO
- EX FFCC BELGRANO RAMAL C
- CANAL "12 DE OCTUBRE"



PROYECTO IV
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA
UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO



Reservorios de atenuación como medida de mitigación de inundaciones
en la ciudad de El Trébol - Provincia de Santa Fe

PLANO N°:
01

Ubicación del proyecto

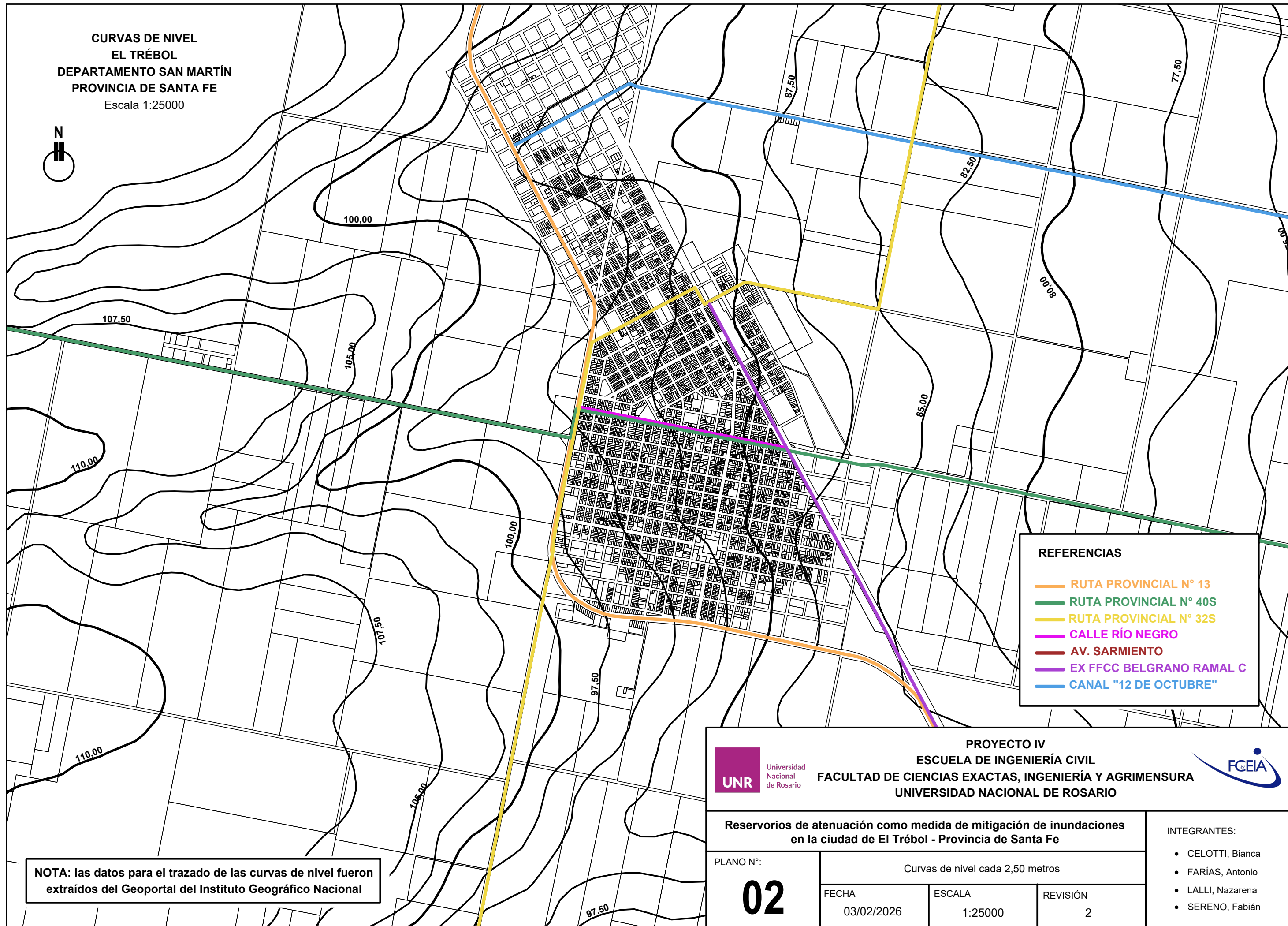
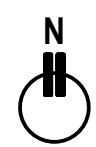
FECHA
03/02/2026

ESCALA
Varias

REVISIÓN
2

- INTEGRANTES:
- CELOTTI, Bianca
 - FARÍAS, Antonio
 - LALLI, Nazarena
 - SERENO, Fabián

CURVAS DE NIVEL
EL TRÉBOL
DEPARTAMENTO SAN MARTÍN
PROVINCIA DE SANTA FE
Escala 1:25000



REFERENCIAS

- RUTA PROVINCIAL N° 13
- RUTA PROVINCIAL N° 40S
- RUTA PROVINCIAL N° 32S
- CALLE RÍO NEGRO
- AV. SARMIENTO
- EX FFCC BELGRANO RAMAL C
- CANAL "12 DE OCTUBRE"

NOTA: las datos para el trazado de las curvas de nivel fueron extraídos del Geoportal del Instituto Geográfico Nacional



Universidad Nacional de Rosario

PROYECTO IV
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA
UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO

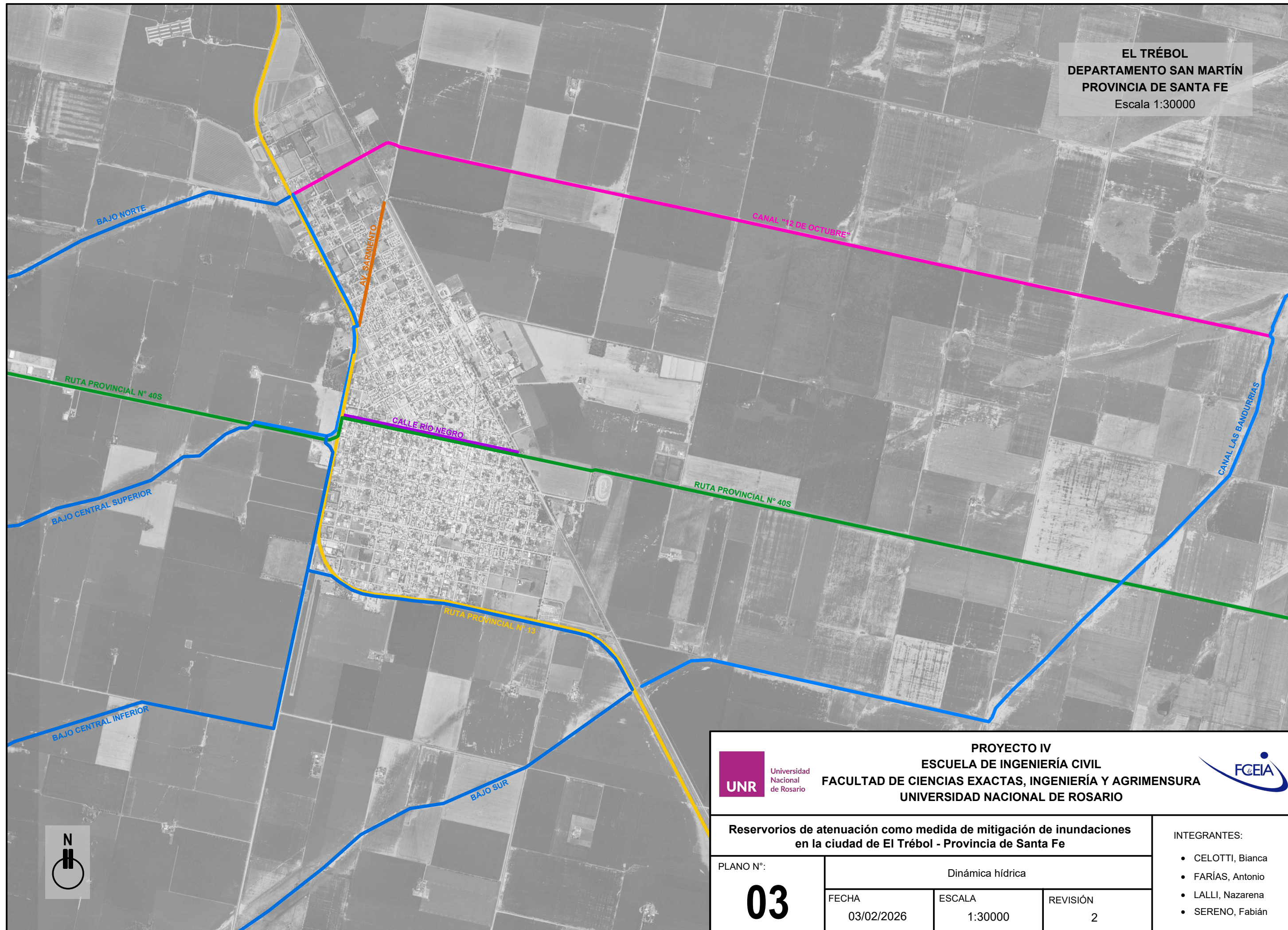


Reservorios de atenuación como medida de mitigación de inundaciones en la ciudad de El Trébol - Provincia de Santa Fe			
PLANO N°: 02	Curvas de nivel cada 2,50 metros		
	FECHA 03/02/2026	ESCALA 1:25000	REVISIÓN 2

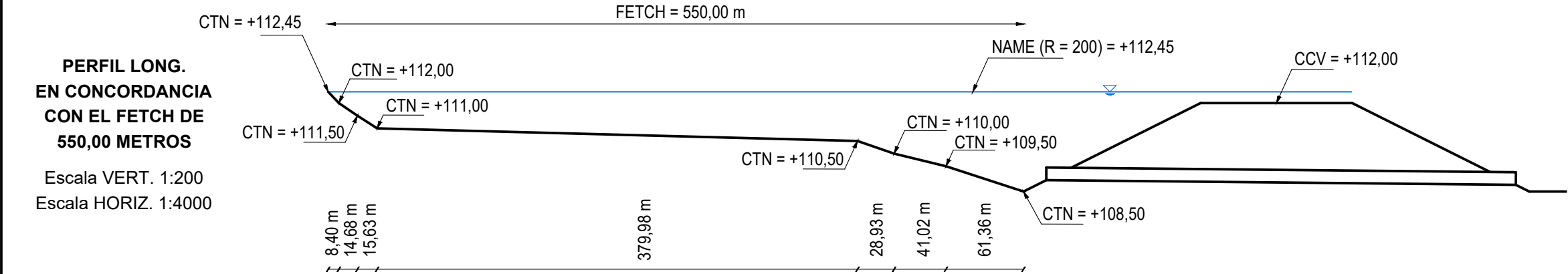
INTEGRANTES:

- CELOTTI, Bianca
- FARÍAS, Antonio
- LALLI, Nazarena
- SERENO, Fabián

EL TRÉBOL
DEPARTAMENTO SAN MARTÍN
PROVINCIA DE SANTA FE
Escala 1:30000



 UNR		Universidad Nacional de Rosario		PROYECTO IV ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO			
Reservorios de atenuación como medida de mitigación de inundaciones en la ciudad de El Trébol - Provincia de Santa Fe							
PLANO N°:		Dinámica hídrica					
03		FECHA		ESCALA		REVISIÓN	
		03/02/2026		1:30000		2	
INTEGRANTES:							
• CELOTTI, Bianca • FARÍAS, Antonio • LALLI, Nazarena • SERENO, Fabián							



El Reservoirio 1 fue diseñado para almacenar un volumen de **0,31 Hm³** para un evento correspondiente a un período de retorno de 100 años. Para dicho volumen, el nivel del pelo de agua coincide con la Cota de Coronamiento del Vertedero (CCV) **+112,00 m**.

Las imágenes mostradas en el presente plano corresponden a un evento asociado a un período de retorno de 200 años. Para éste, el volumen almacenado es de **0,44 Hm³** y el la cota del pelo de agua es **+112,45 m**.



COTA	ÁREA [Has]	VOLUMEN [Hm3]
108,5	0,00	0,000
109,5	0,54	0,003
110	1,45	0,008
110,5	4,28	0,022
111	13,81	0,067
111,5	18,33	0,148
112	34,03	0,278
112,5	51,90	0,493

REFERENCIAS

CCV: Cota de Coronamiento del Vertedero
NAME: Nivel de Aguas Máximo Extraordinario
CTN: Cota de Terreno Natural

NOTA

Las cotas refieren a las del Instituto Geográfico Nacional



Universidad
Nacional
de Rosario

PROYECTO IV
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA
UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO



Reservorios de atenuación como medida de mitigación de inundaciones
en la ciudad de El Trébol - Provincia de Santa Fe

PLANO N°:

04

Datos Reservoirio 1

FECHA

03/02/2026

ESCALA

Varias

REVISIÓN

2

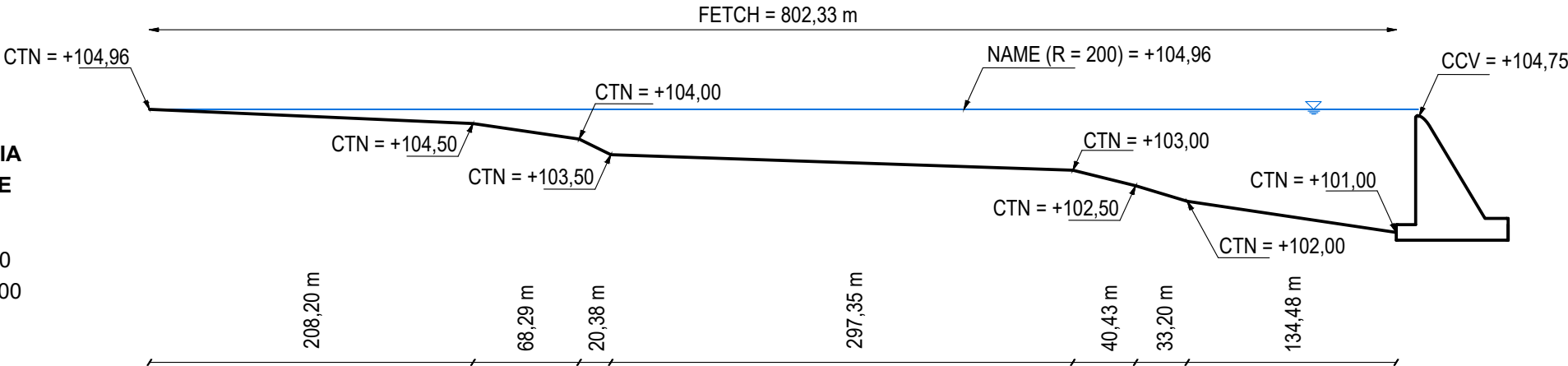
INTEGRANTES:

- CELOTTI, Bianca
- FARIAS, Antonio
- LALLI, Nazarena
- SERENO, Fabián



**PERFIL LONG.
EN CONCORDANCIA
CON EL FETCH DE
802,33 METROS**

Escala VERT. 1:200
Escala HORIZ. 1:4000



El Reservoirio 2 fue diseñado para almacenar un volumen de **0,53 Hm³** para un evento correspondiente a un período de retorno de 100 años. Para dicho volumen, el nivel del pelo de agua coincide con la Cota de Coronamiento del Vertedero (CCV) **+104,75 m**.

Las imágenes mostradas en el presente plano corresponden a un evento asociado a un período de retorno de 200 años. Para éste, el volumen almacenado es de **0,59 Hm³** y el la cota del pelo de agua es **+104,96 m**.

REFERENCIAS

CCV: Cota de Coronamiento del Vertedero
NAME: Nivel de Aguas Máximo Extraordinario
CTN: Cota de Terreno Natural

NOTA

Las cotas refieren a las del Instituto Geográfico Nacional

COTA	ÁREA [Has]	VOLUMEN [Hm3]
101	0,00	0,00
102	0,83	0,00
102,5	1,79	0,01
103	5,51	0,03
103,5	19,44	0,09
104	31,63	0,22
104,5	42,90	0,41
105	52,36	0,64
105,5	59,15	0,92
106	76,30	1,26



Universidad
Nacional
de Rosario

PROYECTO IV
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA
UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO



**Reservorios de atenuación como medida de mitigación de inundaciones
en la ciudad de El Trébol - Provincia de Santa Fe**

PLANO N°:

05

Datos Reservoirio 2

FECHA

03/02/2026

ESCALA

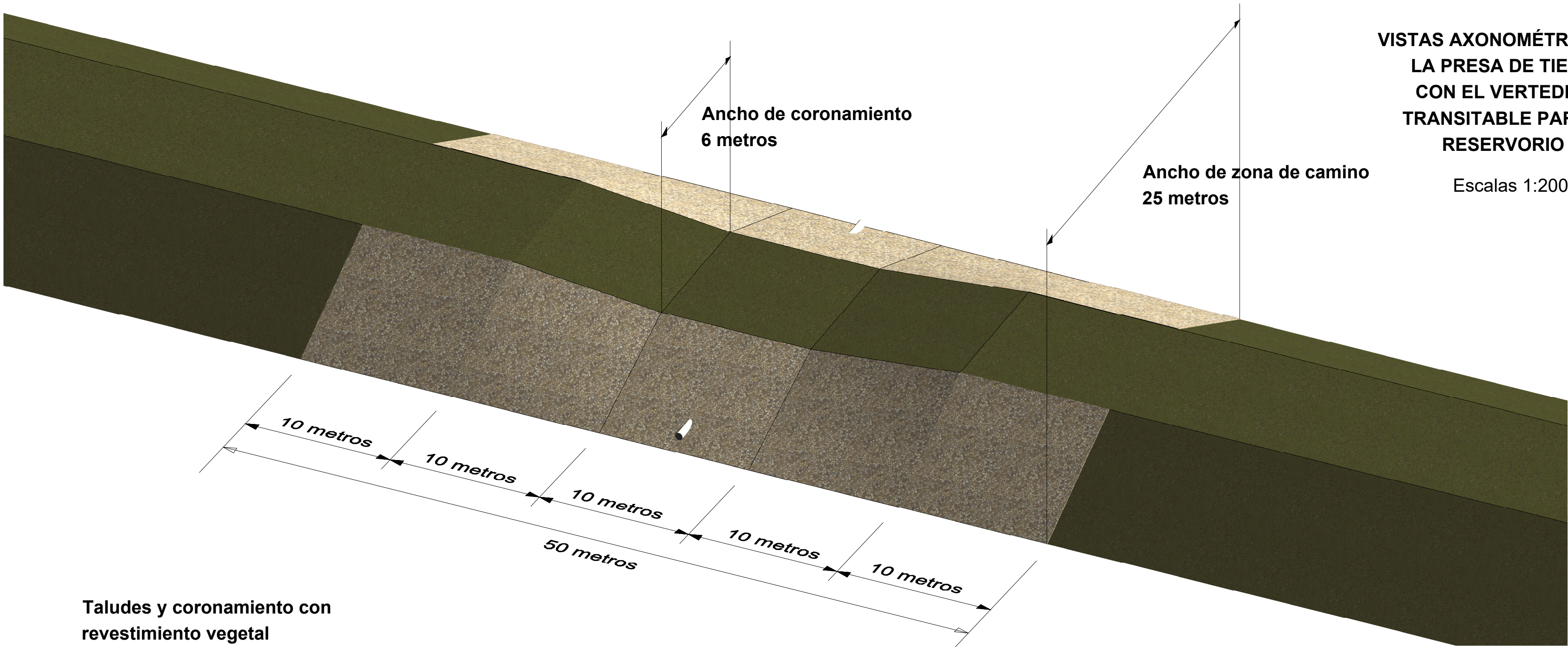
Varias

REVISIÓN

2

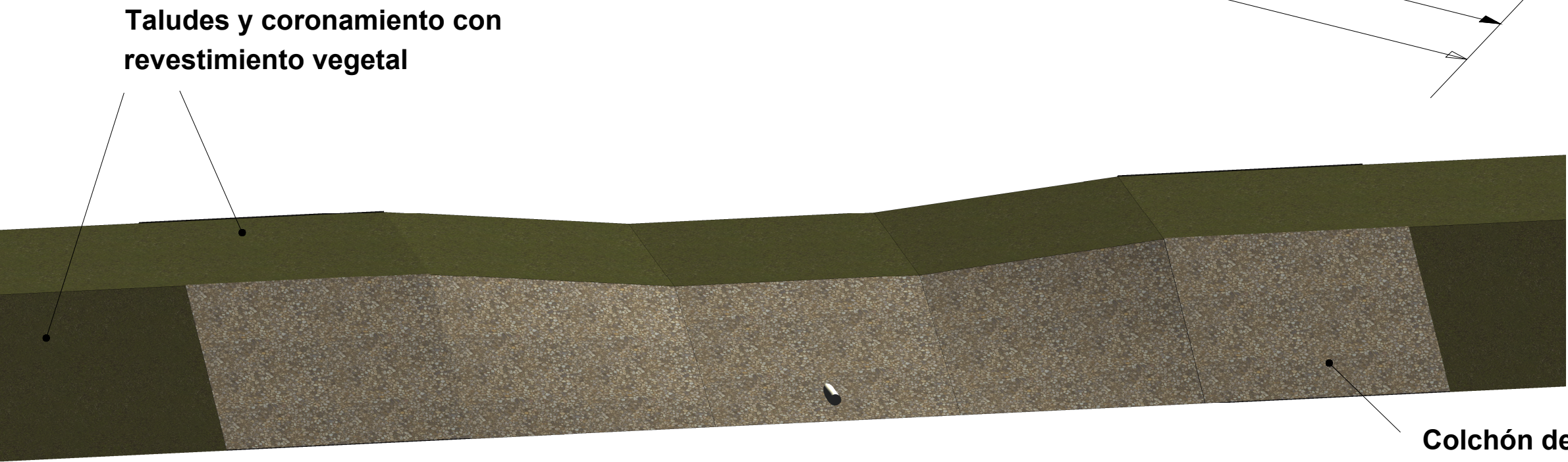
INTEGRANTES:

- CELOTTI, Bianca
- FARIAS, Antonio
- LALLI, Nazarena
- SERENO, Fabián

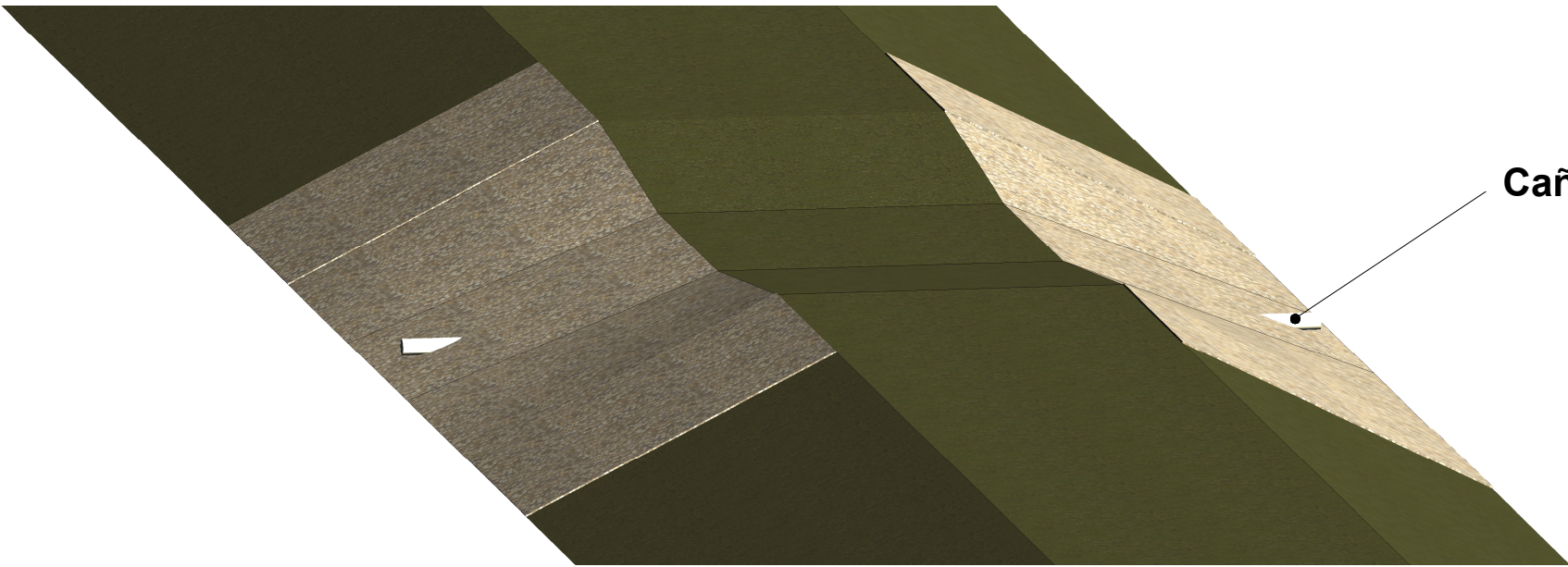


VISTAS AXONOMÉTRICAS DE
LA PRESA DE TIERRA
CON EL VERTEDERO
TRANSITABLE PARA EL
RESERVORIO 1

Escalas 1:200



Colchón de gaviones (tipo Colchón Reno)



Caño de hormigón según plano tipo A-82



Universidad
Nacional
de Rosario

PROYECTO IV
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA
UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO



Reservorios de atenuación como medida de mitigación de inundaciones
en la ciudad de El Trébol - Provincia de Santa Fe

PLANO N°:

06

Renders del vertedero en Reservoirio 1

FECHA

03/02/2025

ESCALA

1:200

REVISIÓN

2

INTEGRANTES:

- CELOTTI, Bianca
- FARIAS, Antonio
- LALLI, Nazarena
- SERENO, Fabián

PLANIMETRÍA CAMINO RURAL
SOBRE PRESA DE CIERRE DEL
RESERVORIO 1

Escala 1:20000



PERFIL LONGITUDINAL DEL CAMINO
RURAL SOBRE PRESA DE CIERRE DEL
RESERVORIO 1

Escala VERT. 1:500
Escala HORIZ. 1:5000



REFERENCIAS

- Alteo proyectado
- Situación actual del camino rural (datos obtenidos a partir del perfil de elevación de Google Earth)

NOTA

Los cortes A-A, B-B, C-C y D-D pueden verse en el plano N°08



Universidad Nacional de Rosario

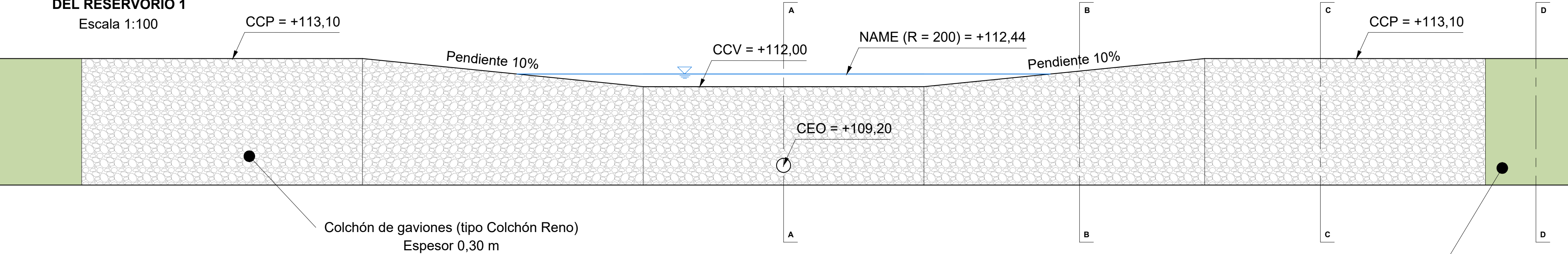
PROYECTO IV
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA
UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO



Reservorios de atenuación como medida de mitigación de inundaciones en la ciudad de El Trébol - Provincia de Santa Fe				INTEGRANTES: - CELOTTI, Bianca - FARIAS, Antonio - LALLI, Nazarena - SERENO, Fabián
PLANO N°:	Perfil longitudinal camino rural sobre cierre del Reservoirio 1			
07	FECHA 03/02/2026	ESCALA Varias	REVISIÓN 1	

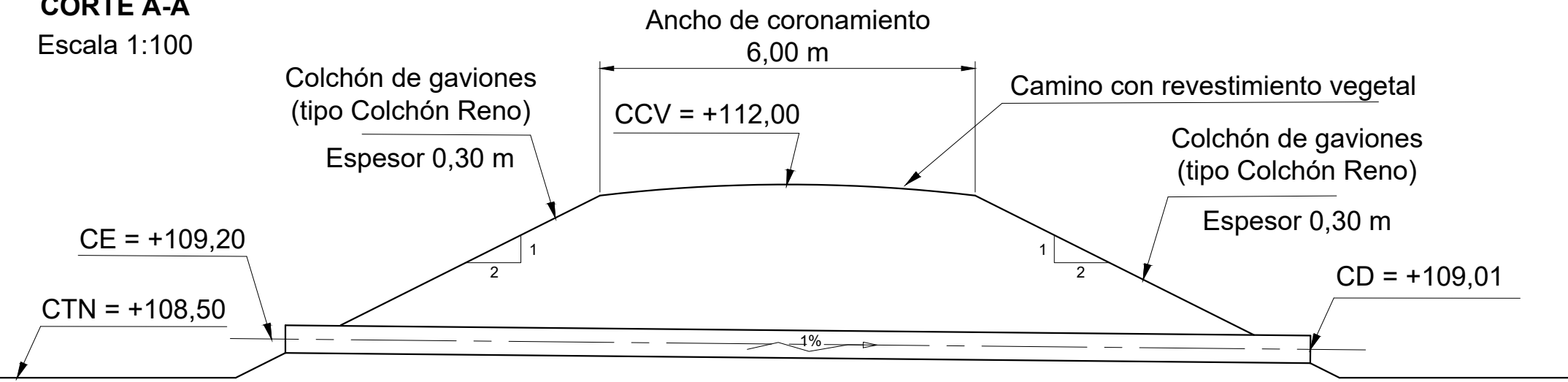
VERTEDERO TRANSITABLE
DEL RESERVORIO 1

Escala 1:100



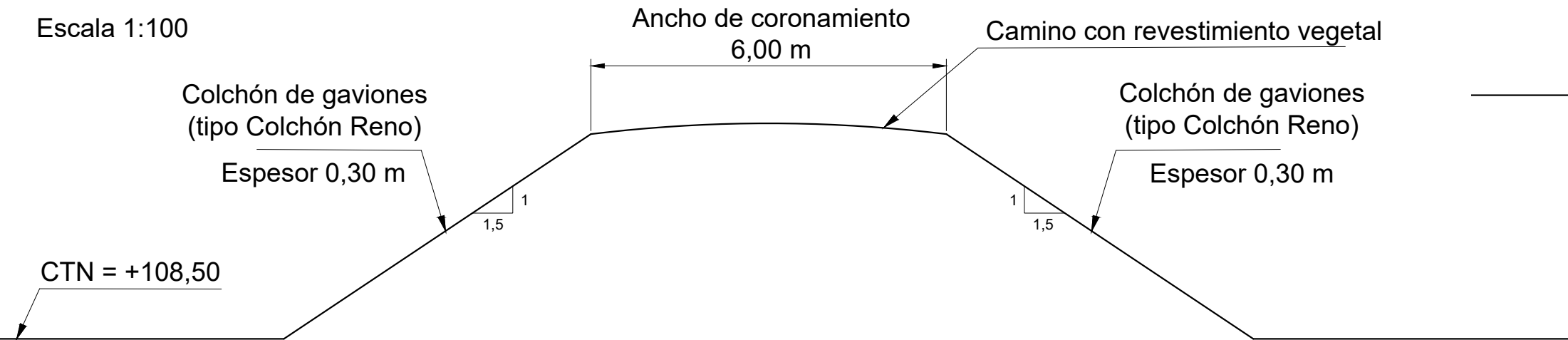
CORTE A-A

Escala 1:100



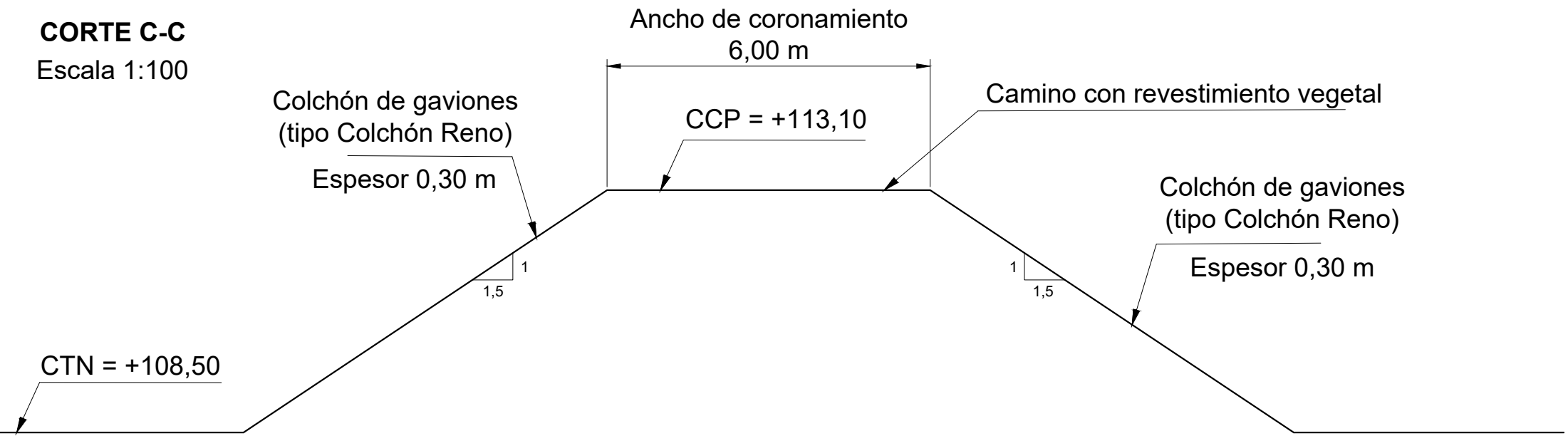
CORTE B-B

Escala 1:100



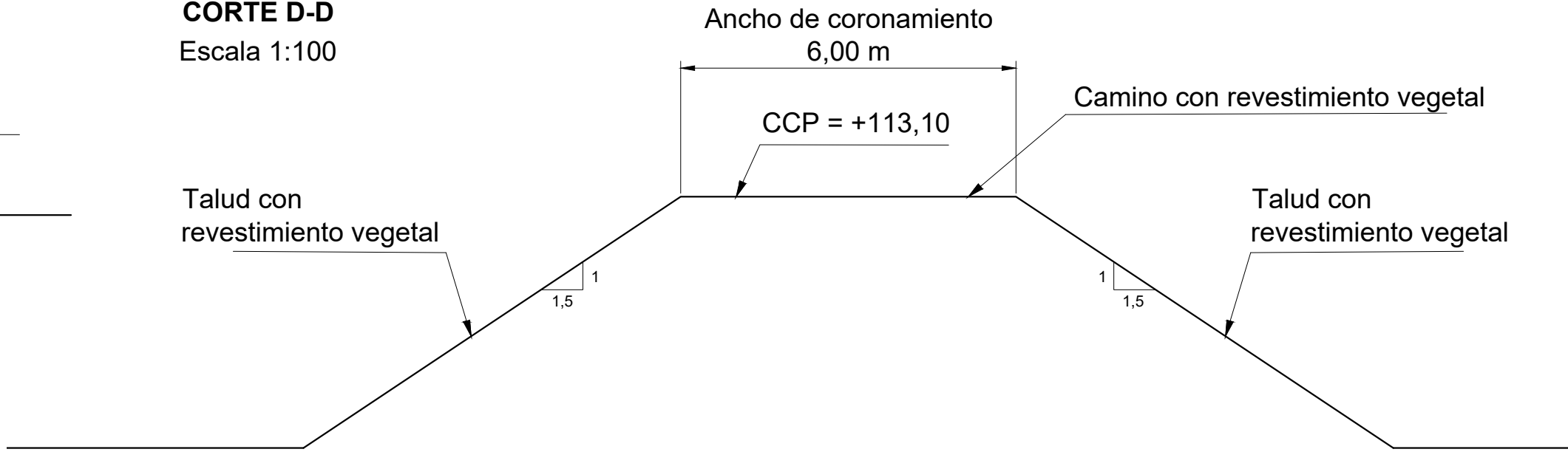
CORTE C-C

Escala 1:100



CORTE D-D

Escala 1:100



REFERENCIAS

CCP: Cota de Coronamiento de Presa
CCV: Cota de Coronamiento del Vertedero
NAME: Nivel de Aguas Máximo Extraordinario
CEO: Cota de Eje de Orificio
CTN: Cota de Terreno Natural

NOTAS:

Las cotas refieren a las del Instituto Geográfico Nacional (IGN)

En los cortes A-A y B-B puede observarse que en el tramo correspondiente al vertedero se plantea un abovedamiento para garantizar el desagüe. El coronamiento tendrá forma de parábola, con una elevación de 0,20m respecto a la horizontal en el centro del mismo.



Universidad
Nacional
de Rosario

PROYECTO IV
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA
UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO



Reservorios de atenuación como medida de mitigación de inundaciones
en la ciudad de El Trébol - Provincia de Santa Fe

PLANO N°:

08

Obra de cierre para el Reservoir 1

FECHA
29/03/2026

ESCALA
1:100

REVISIÓN
3

INTEGRANTES:

- CELOTTI, Bianca
- FARIAS, Antonio
- LALLI, Nazarena
- SERENO, Fabián

VISTA AXONOMÉTRICA DE ESTRUCTURA DE HORMIGÓN DESDE AGUAS ABAJO PARA EL VERTEDERO DEL RESERVORIO 2

Escala 1:50

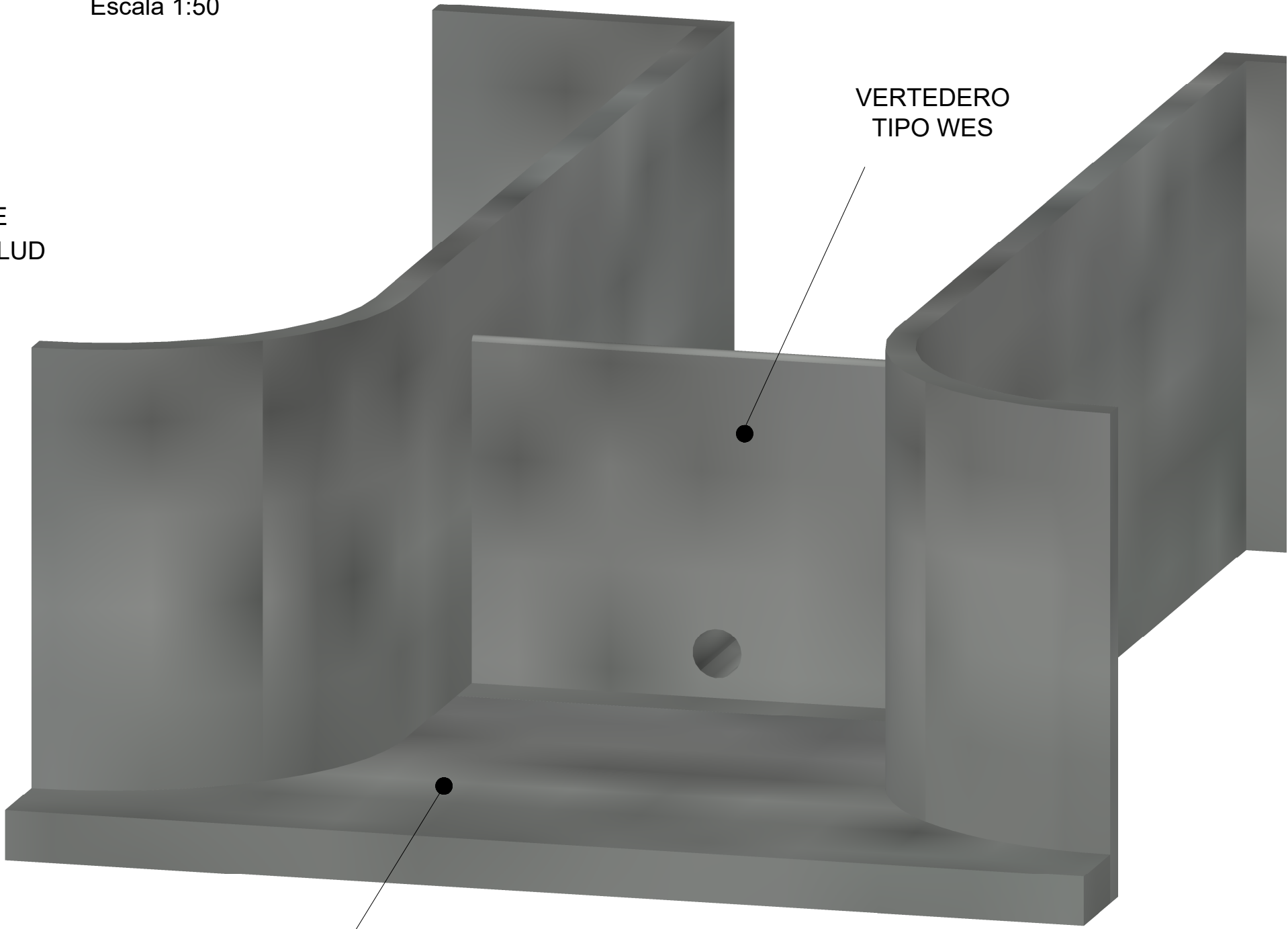
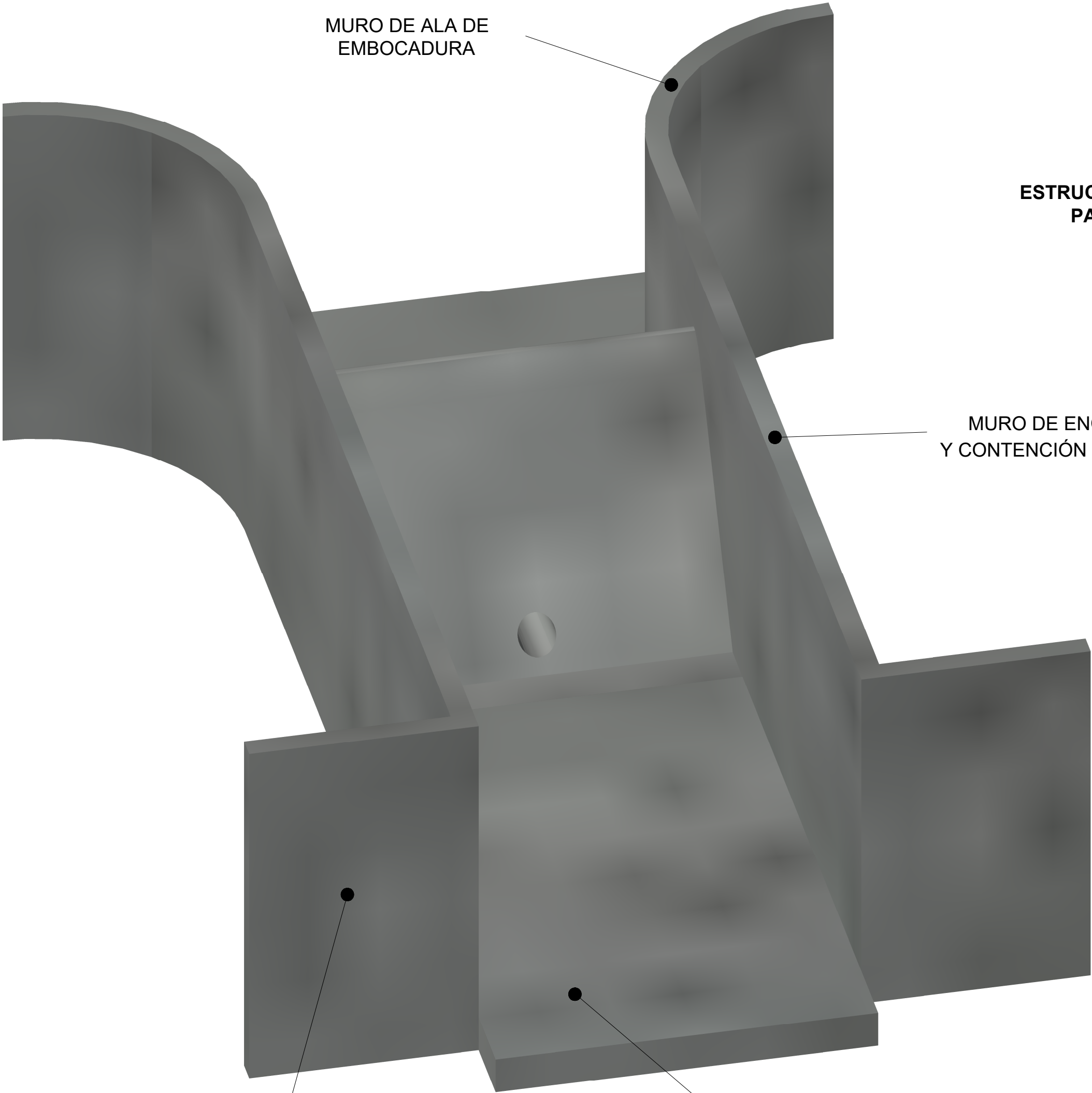
PLANIMETRÍA

Escala 1:40000



VISTA AXONOMÉTRICA DE ESTRUCTURA DE HORMIGÓN DESDE AGUAS ARRIBA PARA EL VERTEDERO DEL RESERVORIO 2

Escala 1:50



MURO DE ALA DE EMBOCADURA

MURO DE ENCAUCE Y CONTENCIÓN DE TALUD

VERTEDERO TIPO WES

LOSA DE DESCARGA
Espesor variable

LOSA DE APROXIMACIÓN
Espesor 0,50 m



Universidad Nacional de Rosario

PROYECTO IV
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA
UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO



Reservorios de atenuación como medida de mitigación de inundaciones en la ciudad de El Trébol - Provincia de Santa Fe

PLANO N°:

09

Renders del vertedero en Reservoir 2

FECHA

03/02/2025

ESCALA

Varias

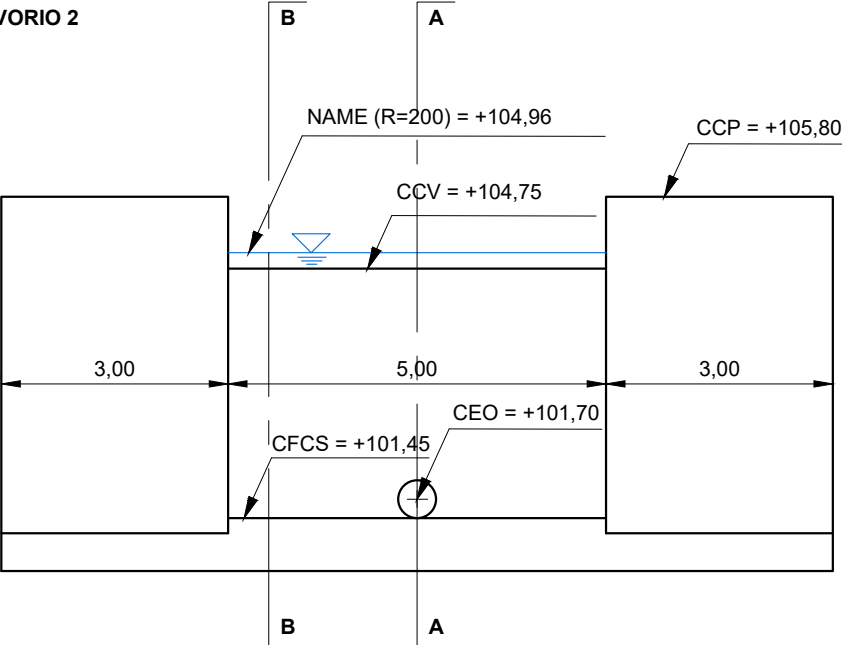
REVISIÓN

2

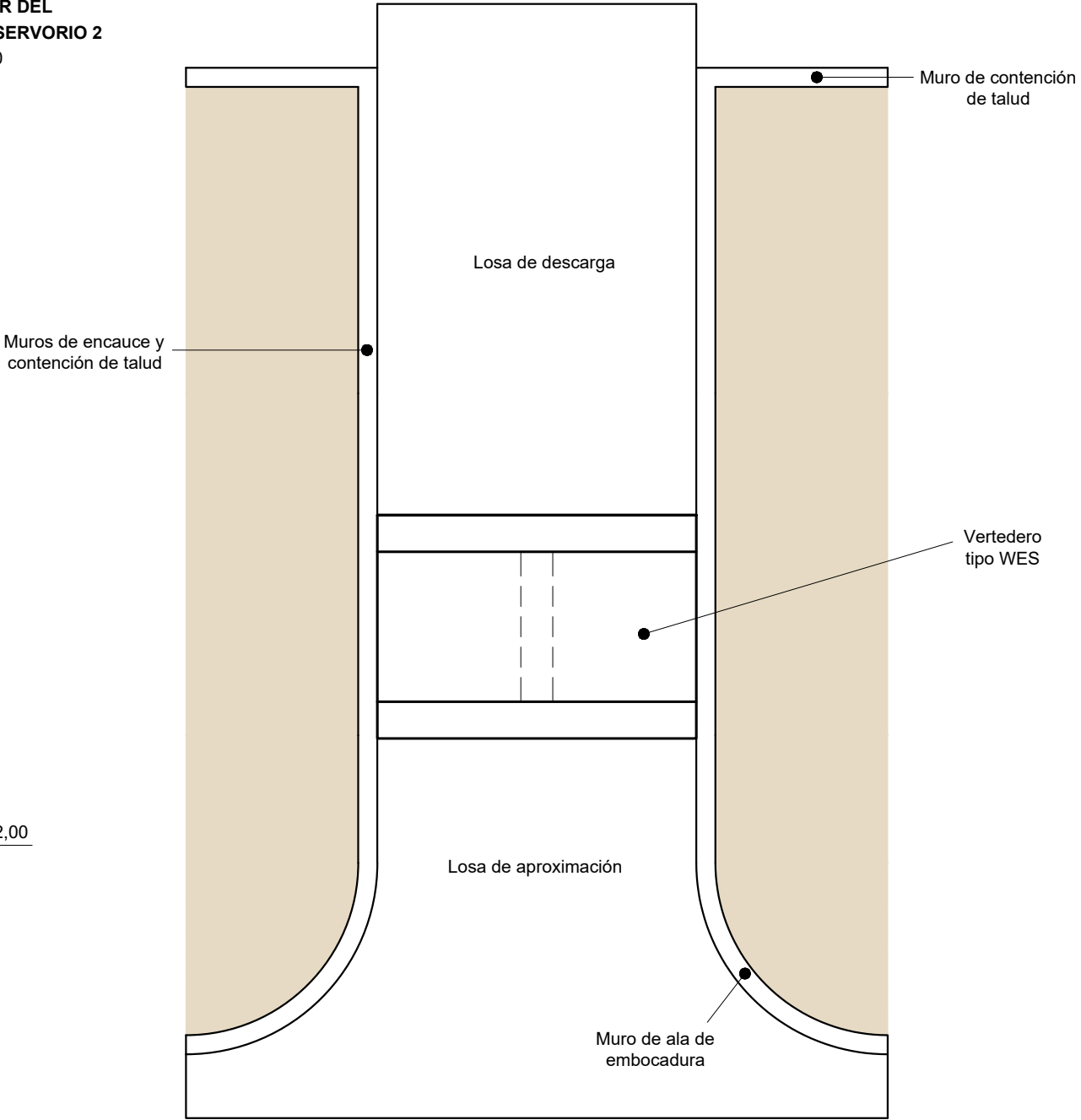
INTEGRANTES:

- CELOTTI, Bianca
- FARIAS, Antonio
- LALLI, Nazarena
- SERENO, Fabián

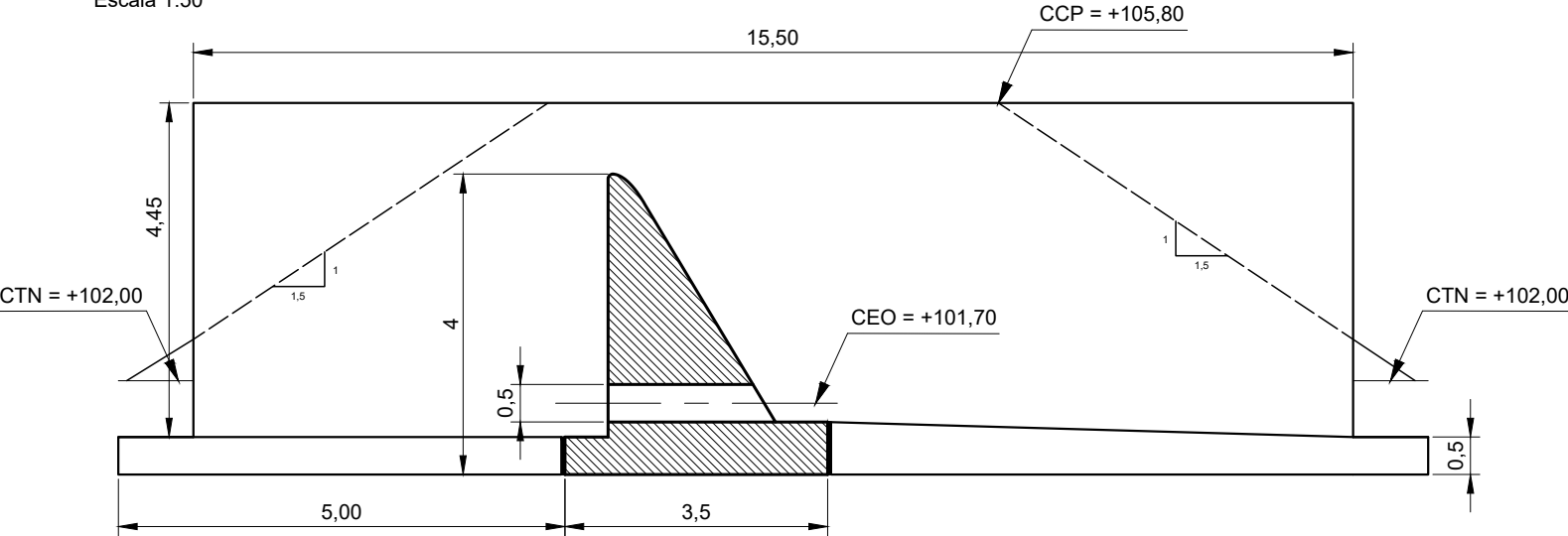
VISTA DESDE AGUAS ABAJO DEL
VERTEDERO DEL RESERVORIO 2
Escala 1:50



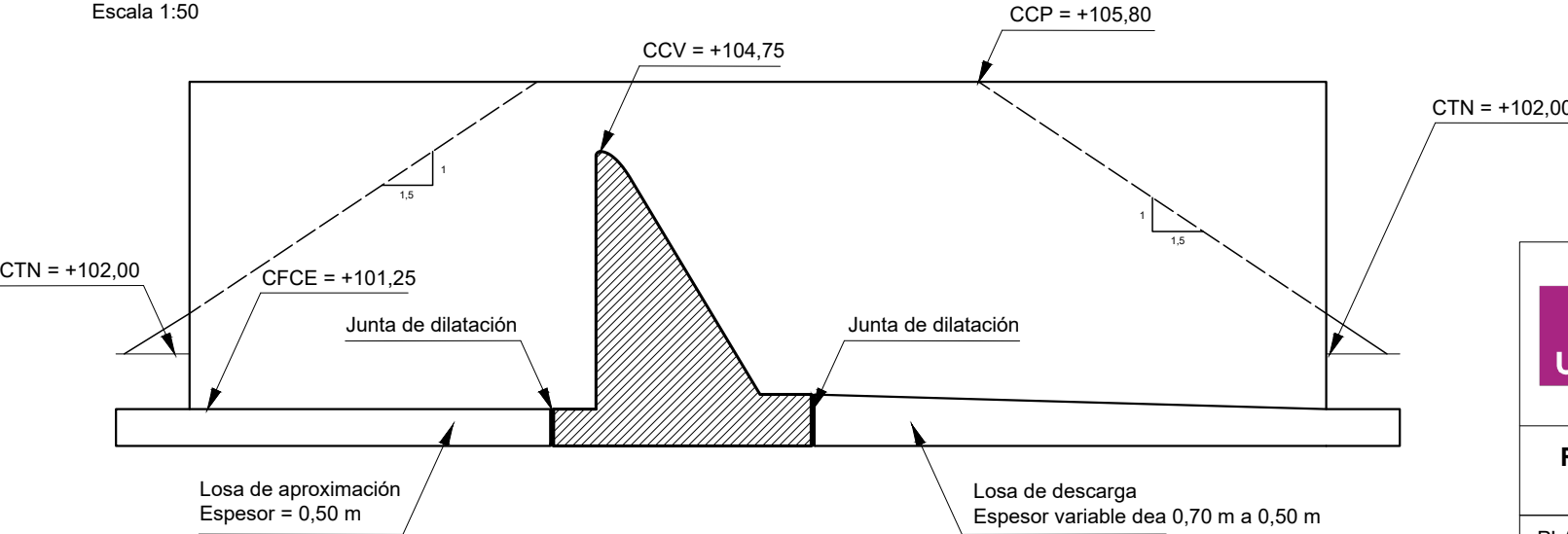
VISTA SUPERIOR DEL
VERTEDERO DEL RESERVORIO 2
Escala 1:50



CORTE A-A
Escala 1:50



CORTE B-B
Escala 1:50



NOTA:
Las cotas refieren a las del Instituto Geográfico Nacional (IGN)

REFERENCIAS

CCP: Cota de Coronamiento de Presa
CCV: Cota de Coronamiento del Vertedero
NAME: Nivel de Aguas Máximo Extraordinario
CEO: Cota de Eje de Orificio

CFCE: Cota de Fondo de Canal de Entrada
CFCS: Cota de Fondo de Canal de Salida
CTN: Cota de Terreno Natural



Universidad
Nacional
de Rosario

PROYECTO IV
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA
UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO



**Reservorios de atenuación como medida de mitigación de inundaciones
en la ciudad de El Trébol - Provincia de Santa Fe**

PLANO N°:

10

Vertedero en Reservoir 2

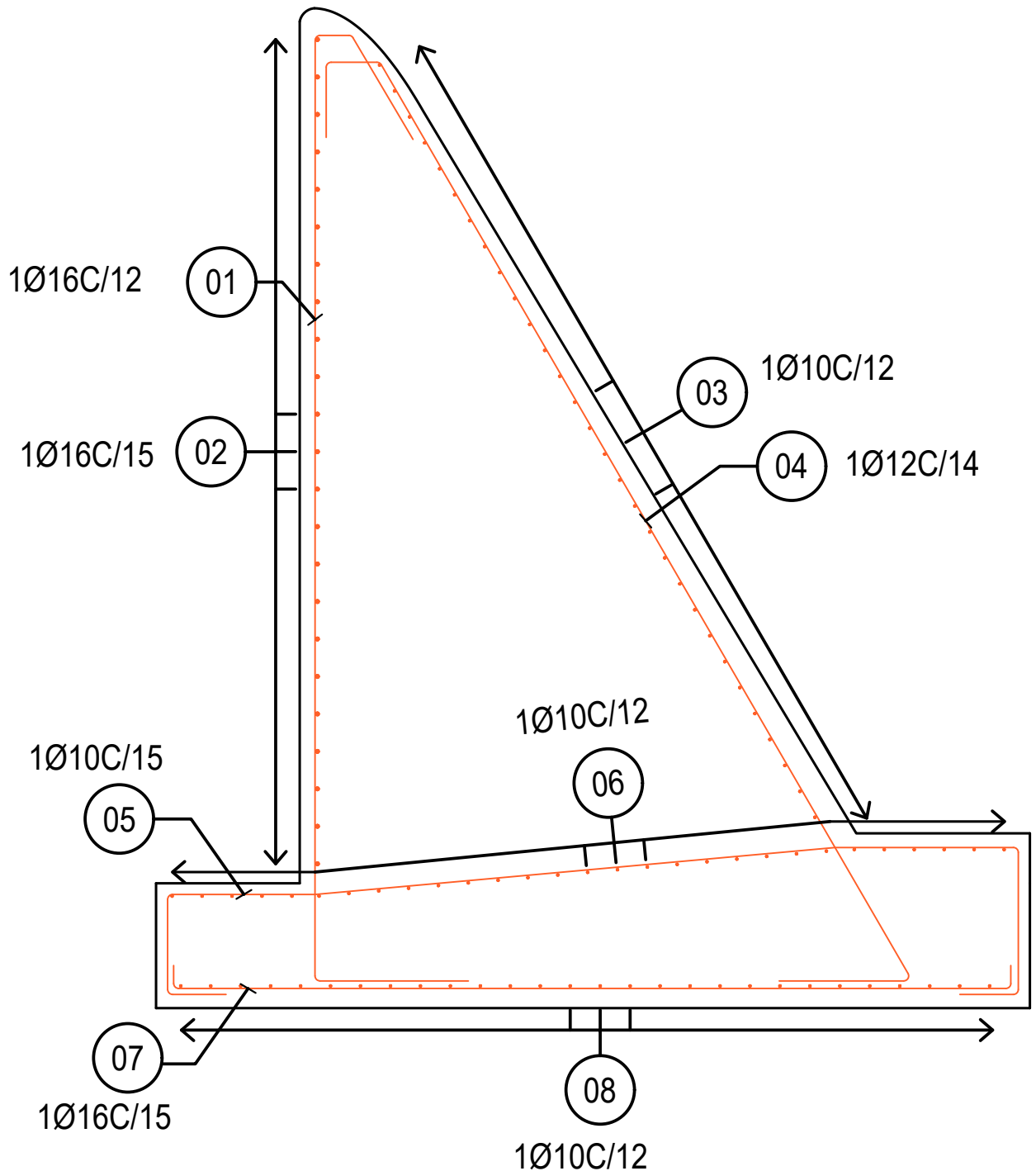
FECHA
03/02/2025

ESCALA
1:50

REVISIÓN
2

INTEGRANTES:

- CELOTTI, Bianca
- FARÍAS, Antonio
- LALLI, Nazarena
- SERENO, Fabián



PROYECTO IV
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA
UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO



**Reservorios de atenuación como medida de mitigación de inundaciones
en la ciudad de El Trébol - Provincia de Santa Fe**

PLANO N°:

11

Armadura en vertedero tipo WES para el Reservorio 2

FECHA

03/02/2026

ESCALA

1:25

REVISIÓN

1

INTEGRANTES:

- CELOTTI, Bianca
- FARÍAS, Antonio
- LALLI, Nazarena
- SERENO, Fabián