

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



Proyecto de Grado
Carrera de Ingeniería Civil

REFUNCIONALIZACIÓN DE LA DESCARGA NORTE DE LA LAGUNA LA PICASA

ESTUDIANTES

Giordano Martín (G-5396/1)

Giordano Mateo (G-5380/5)

López Gerardo Martín (L-3041/4)

Torri Lodi Guillermo Rafael (T-2916/5)

DIRECTORES:

Ing. NAVARRO, Raúl

Ing. PORTAPILA, Margarita

ASESORES:

Ing. FIDELLEFF, Horacio

Ing. LUQUE, Analía

Arq. CERVERA, Cristina

Ing. BOLCATTO, Nicolas

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

Ingeniería Civil

Agosto de 2026

1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS	4
1.1. Planteo de la problemática y estado actual del conocimiento	4
1.2. Objetivo General	7
1.3. Objetivos Particulares	7
2. RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE ANTECEDENTES	7
2.1. Lugar de emplazamiento	7
2.2. Conectividad	8
2.3. Flora y Fauna	10
2.3.1. Flora	10
2.3.2. Fauna	11
2.4. Clima y Suelo	12
2.5. Dinámica Hídrica	16
3. DEFINICIÓN DEL ALCANCE DEL ESTUDIO	18
4. DESARROLLO DE COMPATIBILIZACIÓN DE PROYECTOS EXISTENTES	20
4.1. Tramo 1:	20
4.2. Tramo 2:	20
4.3. Tramo 3:	20
4.4. Tramo 4:	20
5. OBRAS DE ARTE	21
5.1. Estado actual de las Alcantarillas	21
6. REDES DE FILTRACIÓN	22
7. PROYECTO DE RECTIFICACIÓN	26
7.1. Tramificación de la rectificación	27
Tramo 1	27
Tramo 2	27
Tramo 2'	28
Tramo 3	28
Tramo 4	29
7.2. Replanteo de funcionamiento de alcantarillas	29
8. PUENTE CANAL	32
8.1. Análisis de cargas gravitatorias e hidrostáticas	35
8.1.1. Distribución de cargas	35
8.1.2. Acciones Nominales	38
8.1.3. Combinación de Acciones Mayoradas (ELU)	38
8.2. Dimensionamiento y armado de la losa de fondo	39
8.2.1 Justificación Cinemática del Comportamiento Unidireccional	39
8.2.2. Determinación de Espesores, Altura Útil y Solicitaciones	39
8.2.3. Cálculo Analítico de Armaduras Longitudinales	40
8.3. Diseño mecánico de las vigas longitudinales	41
8.3.1. Vigas Invertidas Laterales de Contención (VI1 y VI2)	41
8.3.2. Viga Central invertida V2	44
8.4. Diseño estructural de los estribos de apoyo del puente canal	48
8.4.1. Descripción general	48
8.4.2. Geometría adoptada	48

8.4.3. Análisis de cargas	49
8.5. Dimensionamiento de armaduras del muro y la solera	50
8.5.1. Armaduras de la pantalla	50
- Verificación de la Resistencia de la Zona Nodal en Apoyo B	54
1. Datos de Entrada y Geometría	54
2. Clasificación del Nudo y Tensión Eficaz del Hormigón	54
3. Determinación de la Resistencia Nominal (Fnn)	54
4. Verificación de Seguridad y Conclusión	55
8.5.2. Armaduras de la solera	55
8.6. Diseño de la fundación mediante pilotes	55
9. ANÁLISIS DE LA DIMENSIÓN AMBIENTAL DEL PROYECTO	57
9.1. Análisis de la laguna	57
9.2. Diseño de canales	57
9.3. Proyecto de alcantarillas	58
10. BIBLIOGRAFÍA	58
11. LEGAJO DE PLANOS	60
12. ANEXOS	76
12.1. Estados actual de las alcantarillas	76
12.1.1. Alcantarilla G4	76
12.1.2. Alcantarilla G3	76
12.1.3. Alcantarilla G2	78
12.1.4. Alcantarilla G1	79
12.1.5. Alcantarilla 17a	80
12.1.6. Alcantarilla 17a'	81
12.7.1. Alcantarilla 17 (anulada)/Obra de Control	82
12.1.7. Alcantarilla 16 y 15	83
12.1.8. Alcantarilla 14c	84
12.1.9. Alcantarilla 14a	85
12.1.10. Alcantarilla 14	86
12.1.11. Alcantarilla 13	87
12.2. Plano tipo de alcantarilla	88
12.3. Estudio de suelo	89

1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

La región del sur santafecino, inserta en la unidad geomorfológica de la Llanura Pampeana, presenta una dinámica hídrica sumamente compleja caracterizada por su escasa pendiente natural y la presencia de extensas áreas endorreicas. Dentro de este sistema, la Cuenca de la Laguna La Picara se destaca como un foco de gran vulnerabilidad hídrica, social y económica de la provincia. Al carecer de una salida natural hacia el sistema del Río Paraná o el Salado, el balance hídrico de la laguna queda supeditado casi exclusivamente a la relación entre la precipitación, la evapotranspiración y la oscilación de los niveles freáticos. El crecimiento desmedido del espejo de agua ha derivado históricamente en el anegamiento de miles de hectáreas productivas, la interrupción de infraestructura vial y ferroviaria de importancia nacional, como las Rutas Nacionales N°7 y el Ferrocarril General San Martín, y el estado de peligro de inundación inminente en localidades como lo son principalmente Aarón Castellanos.

1.1. Planteo de la problemática y estado actual del conocimiento

La cuenca de la Laguna La Picara, con una superficie aproximada de 550.000 hectáreas compartidas entre las provincias de Santa Fe, Buenos Aires y Córdoba, constituye un caso complejo de endorreísmo en la región pampeana. El problema central radica en un desequilibrio persistente del balance hídrico profundizado por las actividades agrícola ganaderas y por la profusión de canalizaciones llevadas a cabo, a los fines de accionar sobre dichas actividades, y que han acelerado los escurrimientos hacia la laguna.

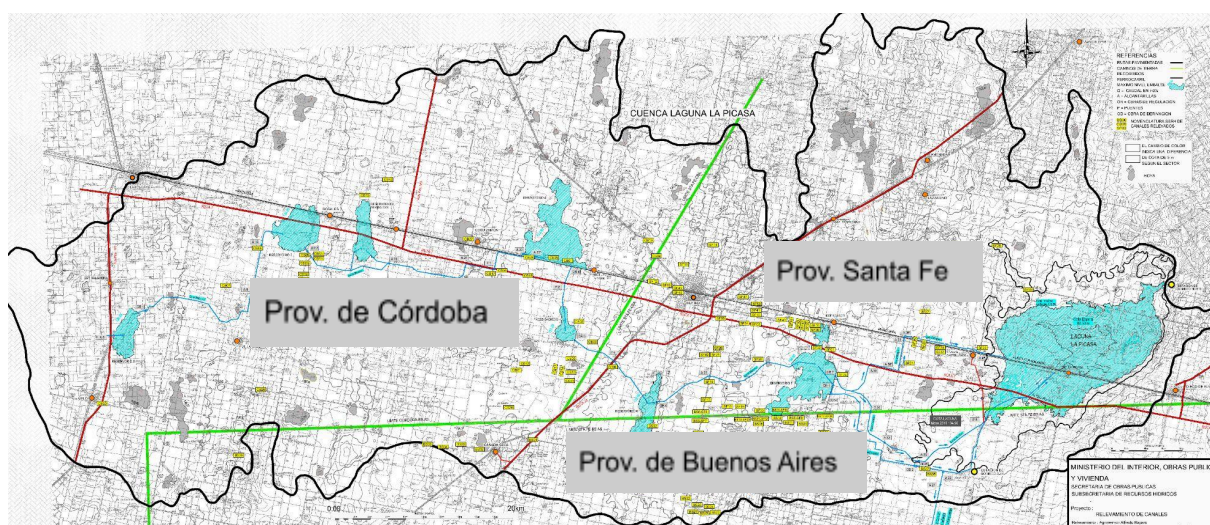


Imagen n°1: Cuenca de la Laguna La Picara . Fuente: Ministerio del Interior, Secretaría de Obras Públicas, Subsecretaría de Recursos Hídricos.

En ciclos de precipitaciones superiores a la media, y de gran torrencialidad, el volumen de aporte por escorrentía supera ampliamente la capacidad de evacuación natural dada por la evaporación.

Esto resulta en:

- Corte de infraestructura troncal: Afectación recurrente de la Ruta Nacional N°7 y el ramal ferroviario San Martín.
- Pérdida de suelo productivo: Miles de hectáreas quedan bajo el agua o con niveles freáticos en superficie, anulando la capacidad de infiltración.
- Estados de emergencia en localidades como Aarón Castellanos por estado de posible inundación.
- Conflicto interjurisdiccional: La necesidad de evacuar excedentes hacia la cuenca del Río Salado, genera tensiones técnicas y políticas sobre los caudales máximos permitidos para no trasladar el problema a las poblaciones aguas abajo.

Se decidió llevar el canal hacia el Río Salado porque en época de urgencia, cuando se realizaron gran parte de los sucesivos proyectos, la alternativa económicamente más viable y más rápida de poner en funcionamiento era esta. Se barajaron diversos proyectos como la alternativa por el Pavon desembocando al Paraná, proyecto que no prosperó por diversas cuestiones económicas y técnicas.

La variación histórica de los niveles de la laguna la Picasa muestra dos períodos de aguas altas. El primero entre los años 1999 y 2007, con una duración de aproximadamente 7 años. El segundo comenzó a evidenciarse desde fines del año 2015 alcanzando su nivel máximo en octubre de 2017, con una cota igual a 105,78 m sobre el nivel del mar (msnm), que representa el máximo histórico de la laguna.

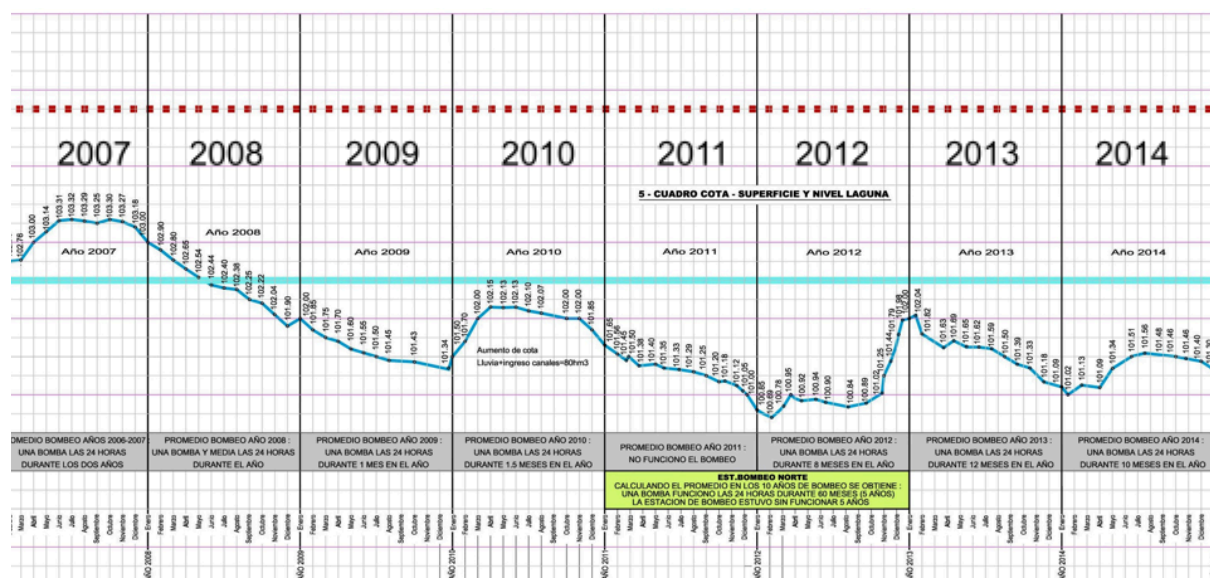


Imagen n°2: Niveles de Laguna La Picasa entre 2007 y 2014. Fuente: Comité de La Cuenca de Laguna La Picasa.

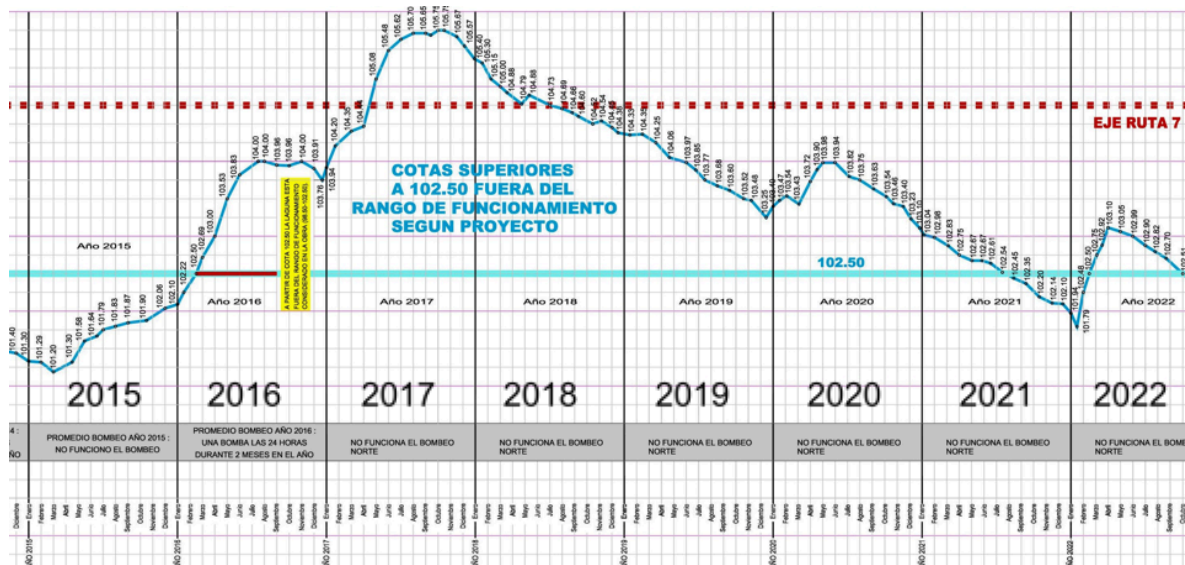


Imagen n°3: Niveles de Laguna La Picasa entre 2014 y 2022. Fuente: Comité de La Cuenca de Laguna La Picasa.

Actualmente el nivel de la laguna se encuentra aproximadamente en 101,60 m sobre el nivel del mar (msnm), este nivel no representa un peligro inminente sino que resulta ser un momento propicio para poder realizar un estudio del actual funcionamiento del sistema de descarga y su comportamiento en posibles escenarios futuros con el fin de prever el comportamiento del sistema Laguna-CAN y plantear mejoras que contemplen escenarios más desfavorables que el actual.

Hoy en día la laguna La Picasa cuenta con dos descargas consensuadas entre los gobiernos de las provincias de Santa Fe y Buenos Aires, sur y norte, con caudales permitidos de 5 m³/s cada una. La Estación de bombeo sur se encuentra en la provincia de Buenos Aires y la norte en la provincia de Santa Fe.

Este caudal de bombeo consensuado entre las dos provincias surge como punto de acuerdo entre una disputa interprovincial. Donde para la provincia de Santa Fe sería beneficioso poder evacuar el caudal que la situación climática e hídrica de la Laguna solicite, mientras que para Buenos Aires esto podría ser perjudicial. Durante varios años Santa Fe no pudo utilizar sus canales que desembocaban en el Río Salado por este planteo de la provincia de Buenos Aires de como este podría afectar localidades aguas abajo. Finalmente se llegó a la situación actual donde se permite evacuar 5 m³/s a la altura de la Obra de Control 4.

La descarga norte de la Laguna La Picasa actualmente cuenta con una estación de bombeo dotada de 3 bombas con capacidad de bombeo total de 2,5 m³/s y otra estación en construcción de la misma capacidad. En un futuro funcionamiento simultáneo se evacuaría un caudal de 5 m³/s.

El caudal bombeado se vierte en el Canal Alternativa Norte (CAN), circula por él unos cientos de metros y luego se desvía hacia el Canal de gravedad por el cual escurre hasta su destino en el límite de la provincia de Santa Fe, la Laguna El Chañar en Teodelina.

La descarga Norte cuenta con dos canales realizados en dos etapas y épocas diferentes, pero de urgencia las dos. El CAN en el periodo 2005-2008 y el Canal de Gravedad entre 2015-2017.

1.2. Objetivo General

“Contribuir a la refuncionalización de la descarga Norte de la Laguna La Picasa”

Ante la actual situación de la descarga norte de la Laguna La Picasa, el presente trabajo se plantea como objetivo general contribuir a una mejora en el funcionamiento del sistema pensando en los posibles escenarios naturales futuros y sentando un precedente sobre el cual se pueda seguir trabajando en caso de querer resolver de forma definitiva esta problemática.

1.3. Objetivos Particulares

1. Análisis de los estudios existentes para caracterizar el comportamiento de la laguna La Picasa y la descarga norte.
2. Desarrollo del anteproyecto de las obras necesarias para la rectificación del canal a gravedad.
3. Relevamiento de obras de artes existentes y propuesta de nuevas alternativas necesarias.

2. RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE ANTECEDENTES

Para comenzar con la propuesta, es necesario la búsqueda y análisis de información y relevamientos existentes.

Durante esta instancia, se recopilaron informes técnicos, imágenes fotográficas tomadas del canal hoy en día, normativas vigentes, planos, imágenes históricas y archivos de proyectos previos con los cuales se llegó a el estado actual del canal.

2.1. Lugar de emplazamiento

La laguna La Picasa se ubica en el sector sur de la provincia de Santa Fe (*Imagen n°3*). Está circunscripta en cuenca endorreica (*Imagen n°4*), de 5.500 km², abarca también parte de las provincias de Córdoba y de Buenos Aires (2.100 km² Santa Fe, 2.500 km² Córdoba y 900 km² Buenos Aires).



Imagen n°4: Ubicación de la Laguna La Pícosa [1].

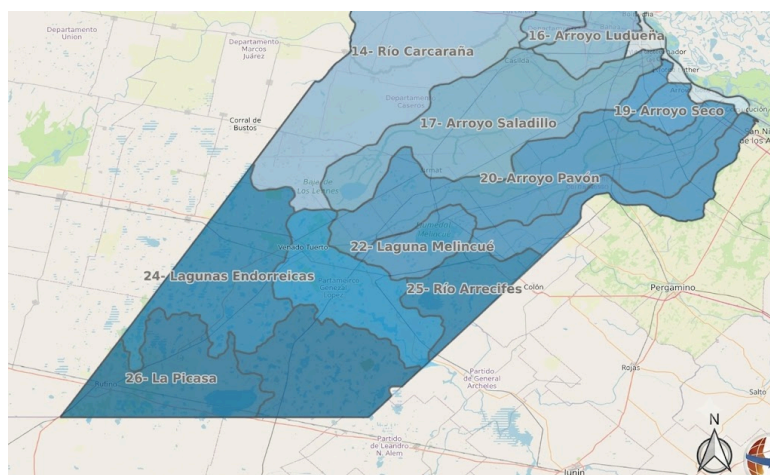


Imagen n°5: Ubicación de la cuenca La Pícosa en la provincia de Santa Fe [2].

Toda la cuenca de la laguna posee unos 100.000 habitantes (incluyendo la ciudad de Rufino, Santa Fe).

2.2. Conectividad

En cuanto a la accesibilidad, esta región se encuentra vinculada con el resto del territorio mediante la Ruta Nacional N°7 (*Imagen n°5 y n°6*) a cargo de la D.N.V. (Dirección Nacional de Vialidad) y el Ferrocarril San Martín (*Imagen n°5 y n°7*) a cargo de A.D.I.F. (Administrador de Infraestructura Ferroviaria). En ambos casos se trata de obras de infraestructura nacional con fuertes impactos sociales, tanto en los sectores productivos como económicos y ambientales de la región central del país, y con destaque también hacia otras regiones de la Argentina.



Imagen n°6: Laguna La Pica. Fuente: GoogleEarth.



Imagen n°7: Traza Ruta Nacional n°7 [3].



Imagen n°8: Red de Ferrocarril General San Martín [4].

2.3. Flora y Fauna

2.3.1. Flora

La descripción de la flora de la región se presenta a continuación, basada en las investigaciones publicadas por la Fundación Azara [5].

El área es considerada un Área Valiosa de Pastizal (AVP), caracterizada por una alta diversidad de especies herbáceas y la ausencia de árboles nativos.

Composición general: Se han registrado 143 especies pertenecientes a 38 familias botánicas.

Familias predominantes: Las más representadas son las Asteráceas (34 especies), Poáceas (pastos, 25 especies) y Fabáceas (11 especies).

Origen y Formas de Vida: El 76% son especies nativas, mientras que el 24% son exóticas. Predominan casi exclusivamente las hierbas (93%), con una presencia menor de arbustos (5%) y subarbustos (2%).

Vegetación de Humedal: La dinámica hídrica de la laguna favorece la presencia de comunidades adaptadas a la salinidad y al anegamiento, típicas de la Llanura Pampeana.

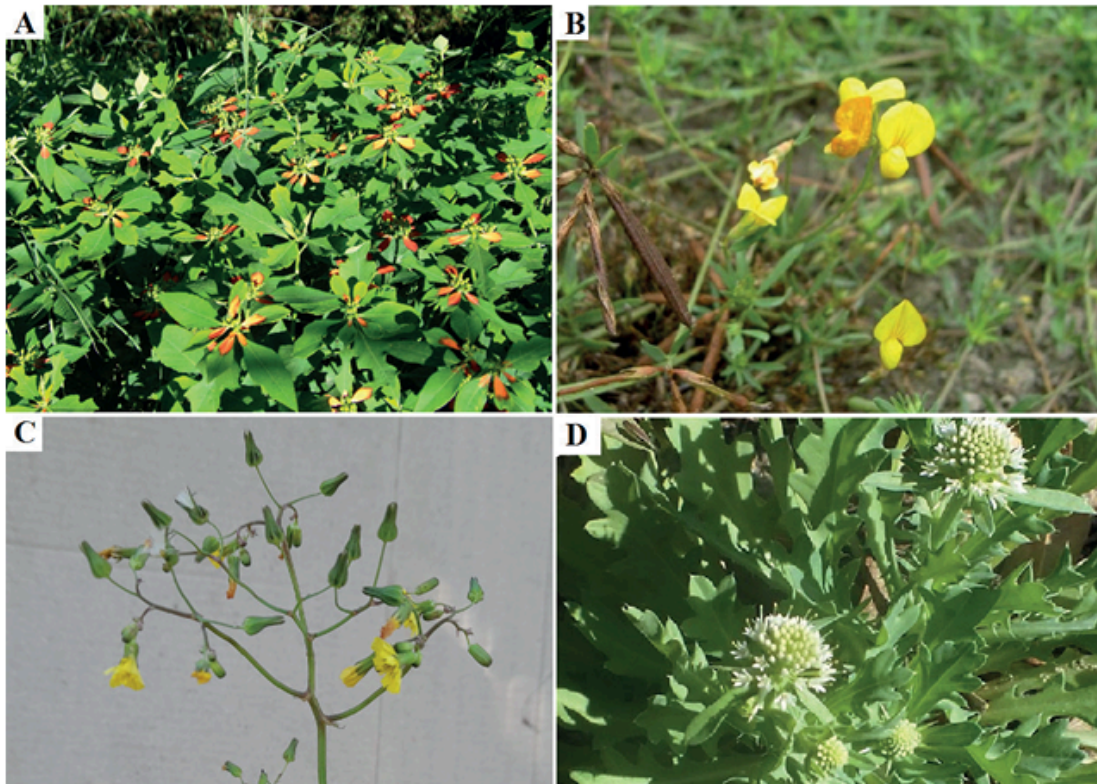


Imagen n°9: A:*euphorbia cyathophora*; B:*Lotus tenuis*; C:*youngia japonica*; D:*Aciarpha tribuloides* [5].

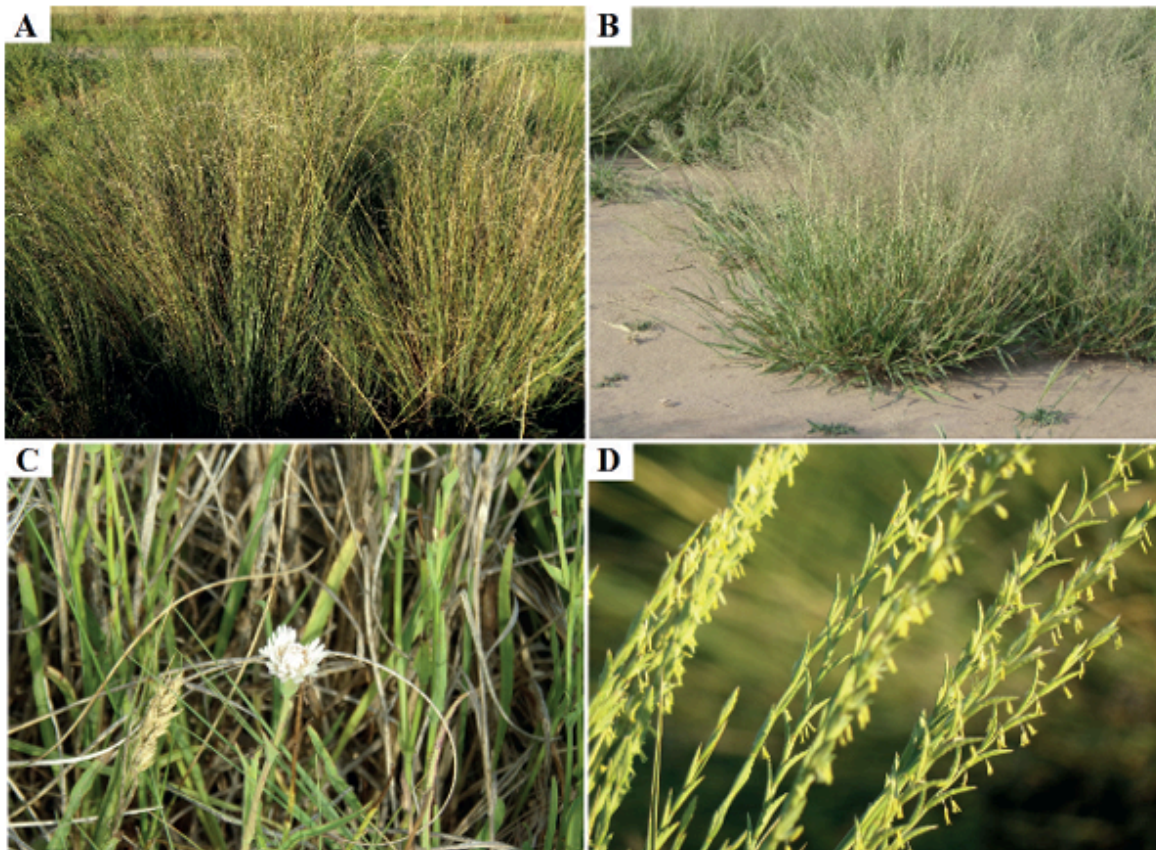


Imagen n°10: A: *Sporobolus densiflorus*; B: *Sporobolus pyramidatus*; C: *Picrosia longiflora*; D: *Thinopyrum ponticum* [5].

2.3.2. Fauna

Para el análisis de la fauna, se tomaron como referencia los datos relevados por el sitio especializado Áreas potenciales para la conservación de las aves de la provincia de Santa Fe [6], detallando que:

La laguna funciona como un refugio crítico para la biodiversidad, especialmente para aves migratorias y especies sensibles.

Aves (Grupo más diverso): Se han documentado unas 69 especies de aves acuáticas, de las cuales 49 son residentes permanentes.

- Especies destacadas: Cisne de cuello negro (*Cygnus melancoryphus*), Flamenco austral, y la Parina Grande (*Phoenicoparrus andinus*), una especie amenazada que visita la laguna en invierno.
- Migratorias: Es un sitio clave de descanso para el Playero rojizo (*Calidris canutus rufa*), que migra desde el Ártico canadiense, y otras aves neárticas y australes.

Peces: Dada la naturaleza endorreica y salina del sistema, predominan especies como el pejerrey (*Odonthestes bonariensis*), que es emblemático de la laguna, además de madrecitas de agua, mojarras y bagres.

Otros grupos: También se registra la presencia de mamíferos adaptados a zonas de bañados como el coipo (nutria) y diversos anfibios y reptiles típicos de los pastizales inundables del sur de Santa Fe.



Imagen n°11: Fauna local alrededor de La Picara [7].

2.4. Clima y Suelo

La cuenca presenta un paisaje de llanura suavemente ondulado, con alternancias de lomas muy aplanadas y sectores deprimidos, donde se ubican lagunas y bajos anegables. Estas geoformas incorporan una gran capacidad de almacenamiento superficial. Las pendientes superficiales son bajas, menores al 0.002 m/m.

La precipitación anual media del sistema es de 900 mm (1956/1998) y la evapotranspiración potencial anual es de 1247 mm (1967/1998). El clima presenta una transición entre los tipos Subhúmedo Seco al este y Semiárido al oeste.

En la zona de la cuenca de la laguna La Picara, particularmente en el sector santafesino de la Pampa Sur, predomina un tipo de suelo arenoso y de alta permeabilidad. De manera más específica, las características del terreno donde se asientan las obras de la región corresponden a un suelo limo arenoso.

A nivel geomorfológico y edafológico, los estudios geológicos dividen el suelo de esta región en dos unidades principales:

- **Área con Megadunas (Formación San Gregorio):** Se ubica en las zonas de San Gregorio, Christophersen y Rufino. Está conformada por arena suelta de edad holocena (arena eólica que fue trasladada por el viento cuando el clima era seco y frío). Este sedimento destaca por tener una gran permeabilidad y una considerable capacidad de almacenamiento de agua. En algunas perforaciones, como las realizadas en Teodelina, se llegaron a registrar más de 10 metros de profundidad de esta arena eólica.
- **Área Plana del Este (Formación Teodelina):** Se extiende entre Venado Tuerto y las localidades bonaerenses cercanas a la Ruta Nacional N.º 8. Se trata de una planicie arenosa compuesta por arena fina permeable, aunque no llega a ser tan permeable como la arena de la unidad de las megadunas.

Esta fuerte presencia de arena superficial explica el comportamiento hídrico típico del terreno: el agua de lluvia experimenta una rápida infiltración en las zonas relativamente elevadas, seguida de un flujo de agua por debajo de la tierra (subsuperficial) que termina brotando lentamente en los sectores más bajos o deprimidos.

Precisamente, debido a estas características del suelo (que absorbe el agua en lugar de dejarla correr por la superficie) sumadas a la falta de pendientes, es que históricamente no se ha desarrollado una red natural de ríos o arroyos bien formada en este sistema.

A continuación, se puede observar la representación de un perfil tentativo de la estratigrafía del suelo (*Imagen n°13*), basado en el reconocimiento y clasificación de las muestras ensayadas en laboratorio. Además se indican los resultados de las sucesivas realizaciones del Ensayo normalizado de penetración de Terzaghi (SPT). Estos resultados fueron obtenidos de un estudio de suelos realizados para la fundación de una estructura hidráulica, la estación de bombeo norte (*Imagen n°12*).



Imagen n°12: Ubicación de estudio de suelos. Fuente: GoogleEarth

DIVISION PRINCIPAL			SIMBOLO	NOMBRES TIPICOS	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 (ej SM-SW)
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.	
			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 limo.	
			SC	Arenas arcillosas, mezclas arena 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 límite líquido, límite plástico se clasifica en 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 inorgánicas de plasticidad alta o media.		
		Suelos Altamente orgánicos			PT

Tabla n°1: Clasificación unificada de suelos (S.U.C.S. - Casagrande) [8].

Número de golpes	Consistencia	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

Tabla n°2: Clasificación de consistencia según Ensayo Normalizado de Penetración de Terzaghi (S.P.T.) [8].

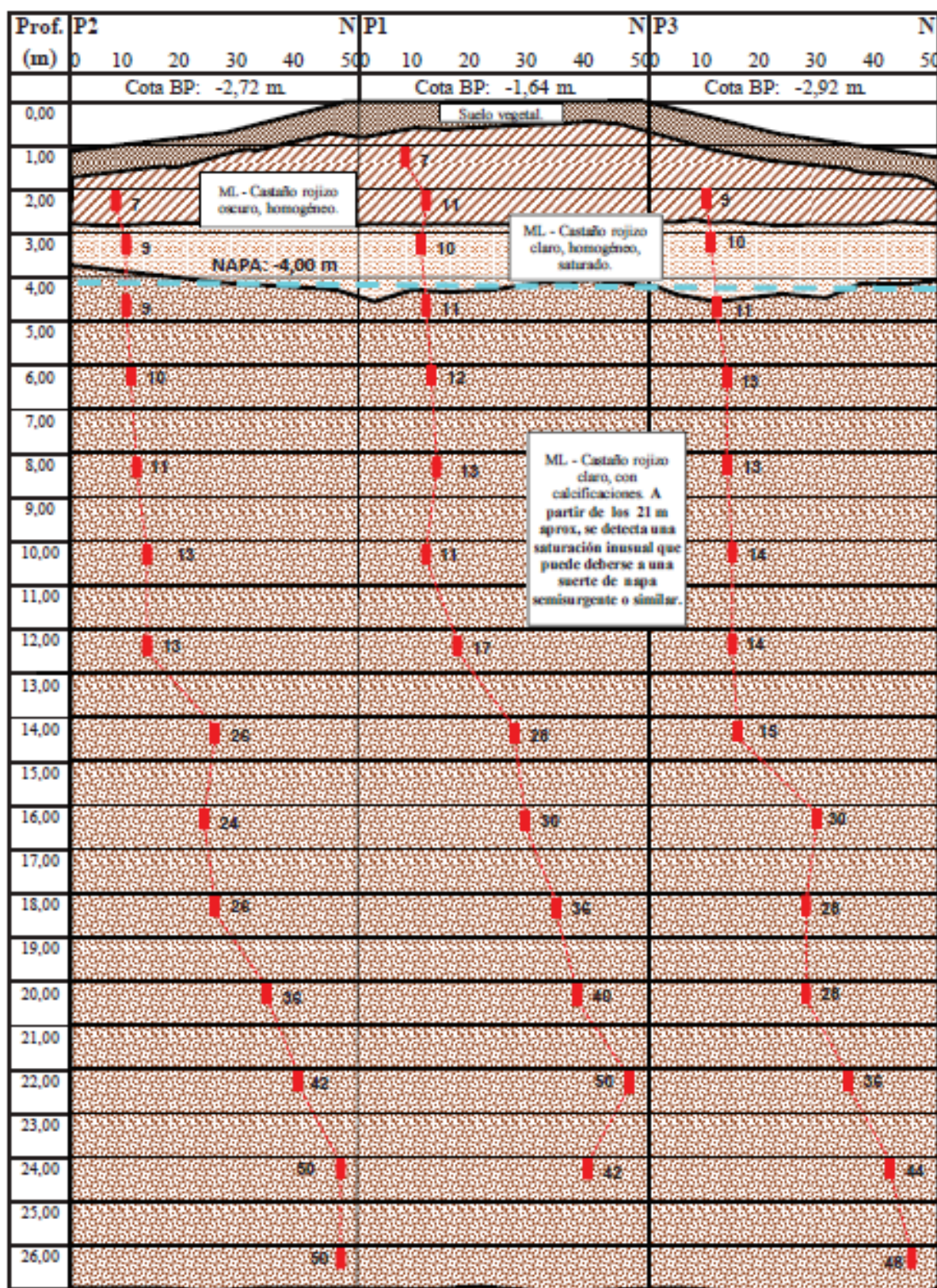


Imagen n°13: Perfil estratigráfico [8].

2.5. Dinámica Hídrica

La descripción de la dinámica hídrica de la región que se presenta a continuación, está basada en el informe: Obra de descarga emergencial de la laguna La Picasa al canal de la alternativa norte [9].

La dinámica hídrica de la cuenca de la laguna responde a un patrón característico de "hidrología de llanuras". Esta cuenca, que abarca partes de las provincias de Córdoba, Santa Fe y Buenos Aires, presenta un relieve suavemente ondulado con pendientes superficiales muy bajas y una gran capacidad de almacenamiento en depresiones naturales. Debido a estas condiciones geomorfológicas y climáticas, históricamente no se desarrolló en la región una red de ríos o arroyos naturales bien formada.

El comportamiento del agua en este sistema varía drásticamente según la cantidad de precipitaciones:

En períodos hídricos normales y secos: La dinámica superficial es de tipo endorreica (cerrada), es decir, el agua escurre de manera local hacia los bajos y lagunas de la zona. En este escenario, predominan los movimientos verticales del agua (precipitación, rápida infiltración en los terrenos arenosos más elevados y fuerte evaporación) por encima del escurrimiento horizontal. Tras infiltrarse, el agua fluye por debajo de la superficie y brota lentamente en las depresiones vecinas.

En períodos húmedos: Cuando ocurren precipitaciones abundantes y se supera la capacidad de almacenamiento de los bajos y lagunas locales, estos se desbordan y se conectan entre sí. Este fenómeno de "concatenación" forma líneas temporarias de escurrimiento superficial que convergen hacia la llamada Faja Deprimida Central, viajando hacia el este hasta desaguar en la laguna La Picasa, que actúa como el receptor final de los excedentes hídricos de la cuenca.

El rol natural de la evaporación: Una vez que el agua llega a La Picasa, la naturaleza tiene vías muy limitadas para evacuarla. De hecho, mientras el nivel de la laguna se mantenga por debajo de la cota de 105,80 metros, la única vía de descarga natural y significativa del sistema es la evaporación.

La alteración por la intervención humana (factor antrópico): Históricamente este sistema se mantenía en un equilibrio natural entre lo que llovía, lo que se infiltra y lo que se evapora. Sin embargo, la acción humana ha alterado severamente esta dinámica hídrica. Con la expansión de la frontera agrícola, se construyó de forma inconsulta una vasta red de canales artificiales (muchos no autorizados) para drenar campos privados.

Esta canalización artificial exterminó innumerables cuerpos lagunares pequeños que antes retenían y evaporan el agua en los propios predios. Como resultado de esta red de drenaje artificial, grandes volúmenes de agua que antes quedaban retenidos en la cuenca alta y media ahora son enviados de forma acelerada hacia la zona más baja, impactando sistemáticamente a la laguna La Picasa y agravando sus niveles de inundación.

Para solucionar estos inconvenientes, en primera instancia se ejecutó el Canal Alternativa Norte, el cual operaba gracias a una estación de bombeo y descargaba en la laguna Tuerto Venado y luego de esta descargaba en La Infinita (*Imagen n°14*).



Imagen n°14: Traza Canal Alternativa norte desde La Picasa hasta Tuerto Venado. Fuente: GoogleEarth

Con el objetivo de profundizar la cota de canal y que La Picasa comienza a descargar a una cota dos metros por debajo se planteó un nuevo canal de gravedad. Este canal de gravedad comienza su recorrido ingresando a la laguna La Hermandad, continuando por El Bonete y luego llega a la Infinita y continua con el mismo recorrido que la traza original hasta llegar a la laguna El Chañar.



Imagen n°15: Traza Canal de Gravedad desde La Picasa hasta La Hermandad. Fuente: GoogleEarth

3. DEFINICIÓN DEL ALCANCE DEL ESTUDIO

Siendo que el canal existente que drena la laguna La Picasa desemboca en la laguna El Chañar, desarrollando unos 95 km de canal a lo largo del sur santafesino, y debido a los acotados tiempos de trabajo de los que se dispone, se debe delimitar un tramo de canal de estudio sobre el cual se definirá el estado actual del mismo, sus obras de arte, el análisis del comportamiento ante diferentes situaciones, planteos de intervenciones para mejorar su funcionamiento y demás situaciones a contemplar en este trabajo. El hecho de que el canal trabaja con un sistema de vasos comunicantes que va conectando diversas lagunas permite enfocarse en un tramo logrando un mejor funcionamiento del mismo sin la necesidad de intervenir todo el canal.

Se decidió analizar el tramo del canal desde la Laguna La Picasa hasta la laguna Martin Garcia ya que, a partir de la recopilación de información acerca de proyectos antecedentes y de la consulta a profesionales dedicados a esta problemática en los últimos 25 años, se pudo averiguar que a lo largo de este tiempo hubo varios proyectos independientes en este tramo, realizados con años de diferencia y afectados por grandes crecidas. Ya que la situación del canal en la actualidad es el resultado de estos proyectos y de la ocurrencia de grandes crecidas, se consideró útil y realista realizar el análisis de la situación actual de este tramo y, en base a esto, proyectar los cambios que favorezcan el funcionamiento para aportar al mejor manejo de la cota de la Laguna La Picasa.

En el siguiente plano esquemático se presenta este tramo de canal con el cual se trabajó, el cual se subdividió en tramos para su análisis.

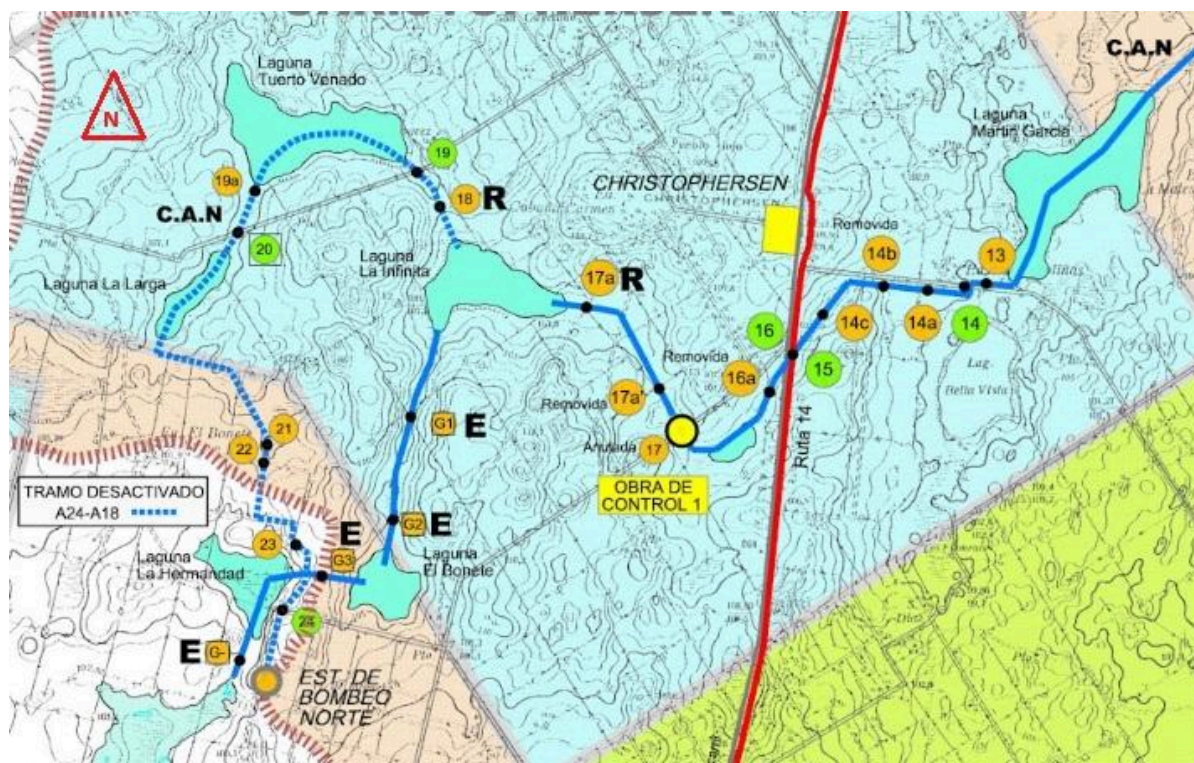


Imagen n°16: Canal en estudio [9].

En este esquema podemos ver dos canales, uno de ellos se encuentra trazado en línea de trazos, el CAN (Canal Alternativa Norte), el cual se encuentra en desuso, será

tenido en cuenta a la hora de la proyección de la obra de arte que posibilita su reactivación pero no será analizado en detalle en este proyecto. En línea continua se observa el canal que actualmente se encuentra en funcionamiento y será objeto de estudio para este proyecto.

A lo largo de los años el primer canal ejecutado es el que se encuentra en desuso (CAN) el cual desembocaba en la laguna La Infinita, el cauce continuaba desde la salida de esta laguna hasta la laguna Martin Garcia, pasando por diversas alcantarillas y la Obra de Control 1.

Luego de ejecutado este canal años más tarde se realizó el Canal de Gravedad, el cual comienza desde la laguna La Picasa hasta la Infinita pasando por dos lagunas intermedias, La Hermandad y El Bonete. Este canal se hizo pensando en lograr una evacuación de caudal de la laguna La Picasa lograda por gravedad y de esta forma independizar este proceso de la utilización de bombas, al menos de forma parcial, en determinadas alturas de cota de la laguna.

Luego de estos proyectos la otra gran modificación que se realizó en el canal fue la profundización del tramo final del mismo desde la obra de control 1 hasta la Martin Garcia, los valores de profundización van de entre 1,5 a 2 metros con respecto a su cota lograda en el primer proyecto mencionado.

Esta profundización tiene como objetivo que si se continúa rectificando el canal, aguas arriba, hasta llegar a la Picasa esta podrá desagotarse con un pelo de agua menor al actual, lo cual logra una mayor seguridad en el proceso ya que se independiza de las bombas.

En principio, el canal actual se dividió en 4 tramos para su análisis, basándose en la información obtenida de estos proyectos predecesores.

- Primero: Desde la laguna La Picasa hasta la alcantarilla G3.
- Segundo: Desde la alcantarilla G3 hasta la laguna La Infinita.
- Tercero: Desde la laguna La Infinita hasta la Obra de Control 1
- Cuarto: Desde Obra de Control 1 a laguna Martin García.

3.1. Tramo 1: Ver planimetría y altimetría en Planos 1
Ver perfiles transversales en Planos 2

3.2. Tramo 2: Ver planimetría y altimetría en Planos 1
Ver perfiles transversales en Planos 2

3.3. Tramo 3: Ver planimetría y altimetría en Planos 1
Ver perfiles transversales en Planos 2

3.4. Tramo 4: Ver planimetría y altimetría en Planos 1
Ver perfiles transversales en Planos 2

4. DESARROLLO DE COMPATIBILIZACIÓN DE PROYECTOS EXISTENTES

Como ya se mencionó, el estado actual de esta red de canales fue determinado a partir de la recopilación de todos los proyectos realizados y del análisis de los mismos. El análisis se comenzará desde aguas arriba hasta la laguna Martín García.

4.1. Tramo 1:

Este tramo fue relevado en el 2020 por el Comité de la Cuenca de la Laguna de la Picasa.

Con la información recolectada se desarrolló el perfil longitudinal, la planimetría y diversos perfiles transversales. A partir de un relevamiento visual que se realizó, se verificó el estado actual de las alcantarillas, respecto a cuestiones de estado físico y de ubicación, ya que varias de estas fueron removidas a lo largo de los años o reubicadas.

4.2. Tramo 2:

Este tramo fue proyectado y ejecutado en el 2019-2020 por la Provincia de Santa Fe y el Comité de la Cuenca de la Laguna de la Picasa.

Con la información recolectada pudimos desarrollar el perfil longitudinal, la planimetría y diversos perfiles transversales. Realizamos la verificación del estado actual de las alcantarillas, respecto a cuestiones de estado físico y de ubicación, ya que varias de estas fueron removidas a lo largo de los años o reubicadas.

4.3. Tramo 3:

Este tramo fue proyectado y ejecutado en el proyecto del 2003 por la Provincia de Santa Fe y el Comité de la Cuenca de la Laguna de la Picasa.

Con la información recolectada pudimos desarrollar el perfil longitudinal, la planimetría y diversos perfiles transversales. Realizamos la verificación del estado actual de las alcantarillas, respecto a cuestiones de estado físico y de ubicación, ya que varias de estas fueron removidas a lo largo de los años o reubicadas (esta información se complementa el el apartado 6 y en el Anexo).

4.4. Tramo 4:

Este tramo fue proyectado y ejecutado en el proyecto del 2003 por la Provincia de Santa Fe y el Comité de la Cuenca de la Laguna de la Picasa. Luego fue rectificado y bajado el fondo en el proyecto realizado en 2023.

Con la información recolectada pudimos desarrollar el perfil longitudinal, la planimetría y diversos perfiles transversales. Realizamos la verificación del estado actual de las alcantarillas, respecto a cuestiones de estado físico y de ubicación, ya que varias de estas fueron removidas a lo largo de los años o reubicadas.

Cabe aclarar que las tareas de recopilación, unificación y compatibilización de la información constituyeron un proceso complejo debido a la heterogeneidad de los proyectos analizados. Entre las principales dificultades se encontraron la utilización de distintos sistemas de referencia altimétrica para las cotas, la existencia de diferentes escalas de representación y la variabilidad en la calidad y cantidad de la información disponible. En algunos proyectos se detectó información redundante, mientras que en otros la documentación resultó insuficiente, evidenciándose la ausencia de perfiles transversales, nubes de puntos u otros relevamientos necesarios para el desarrollo del presente trabajo.

5. OBRAS DE ARTE

En la actualidad la zona comprendida por la cuenca de La Picasa posee numerosas Obras de Arte de las cuales algunas fueron intervenidas con el objetivo de mejorar el escurrimiento superficial del agua ya que habían sido construidas en durante periodos de emergencia. Siguiendo los lineamientos de esta investigación, analizaremos aquellas estructuras que se encuentran comprendidas desde la laguna La Picasa hasta la laguna Martín García.

5.1. Estado actual de las Alcantarillas

En la siguiente imagen (*imagen n°17*), se pueden observar la ubicación geográfica de las obras de artes a analizar sobre el canal representado con línea continua.

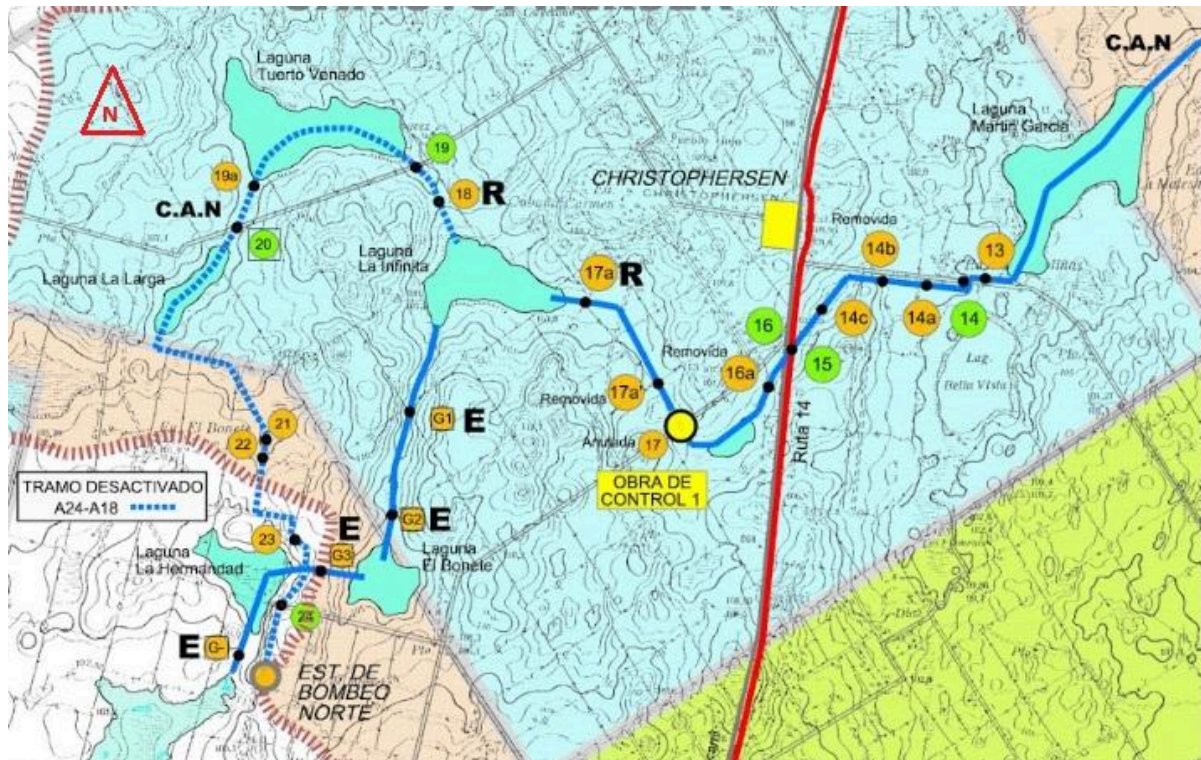


Imagen n°17: Ubicación geográfica de las Obras de Arte [9].

REFERENCIAS	
-ALCANTARILLAS EN CAMINOS	1
-ALCANTARILLAS DE TUBOS	3
-ALCANTARILLAS DE MODULOS	AG1
-CANAL ALTERNATIVA NORTE	
-TRAMO CANAL ALTERNATIVA NORTE ORIGINAL DESACTIVADO	
-DISTRITOS	

A continuación se presenta un listado de las alcantarillas relevadas y la ubicación de las mismas en el Anexo de este documento.

Alcantarilla	Estado	Intersección	Apartado
G4	Muy bueno	Camino privado	8.1.1.
G3	Muy bueno	Camino privado	8.1.2.
G2	Bueno	Camino privado	8.1.3.
G1	Bueno	Camino privado	8.1.4.
17a	Muy bueno	Camino privado	8.1.5.
17a'	Muy malo	Camino privado	8.1.6.
OC1	Bueno	Camino público	8.1.7.
16	Bueno	Vías ferrocarril San Martín	8.1.8.
15	Bueno	Ruta provincial N°14	8.1.8.
14c	Bueno	Camino privado	8.1.9.
14a	Retirada	Camino privado	8.1.10.
14	Regular	Camino público	8.1.11.
13	Malo	Camino privado	8.1.12.

Tabla n°3: Listado de alcantarillas. Fuente: producción propia.

6. REDES DE FILTRACIÓN

Con el objeto de analizar si la propuesta de desviar el canal por fuera de la laguna, Imagen n°17, es viable y conocer la distancia a la que se puede ejecutar el canal con respecto de la laguna sin comprometer la estabilidad de los terraplenes, se recurrió a analizar las redes de filtración entre ambos cuerpos de agua con ayuda del Software GeoStudio 2018.



Imagen n°18: Trazado alternativo. Fuentes: GoogleEarth.

Para esto se plantearon diferentes escenarios, en los cuales variaron los niveles tanto del pelo de agua en el canal como en la laguna. El escenario más desfavorable, el cual se va a mostrar a continuación, fue con ambos cuerpos cargados y con una carga hidráulica relativa de 0.50 m (el nivel de la laguna 50 cm sobre el nivel de agua del canal).

El modelo se completó considerando que el suelo del lugar posee un coeficiente de permeabilidad de $1 \times 10^{-5} \text{ m/s}$. Este valor se consideró en base al estudio del suelo que se presentó en el *punto 2.4.* y a recomendaciones del asesor externo Ing. Bolcatto.

Por otro lado se tomó para el análisis la sección actual del canal, siendo esta trapezoidal con ancho de base de fondo de 7,00 m y profundidad de 3.50 m, un diámetro de la laguna de 700.00 m y una profundidad de 1.50 m y la distancia entre el borde del canal y el borde de la laguna de 40.00 m.

Para el análisis de este modelo se consideró el flujo mediante el módulo SEEP/W, el cual es un módulo del software GeoStudio utilizado para el análisis numérico de la filtración de agua en medios porosos. El programa resuelve la ecuación de flujo basada en la ley de Darcy mediante el método de los elementos finitos, permitiendo determinar la distribución de cargas hidráulicas, presiones de poros, velocidades de filtración y caudales de infiltración en obras geotécnicas e hidráulicas.

Se aclara que la condición de frontera impermeable (flujo nulo) adoptada en el límite inferior del modelo no obedece a que el suelo (ML y $k=1 \times 10^{-5} \text{ m/s}$) presente características estancas, sino a una simplificación geométrica por profundidad de dominio.

Dado que el estudio de suelos evidencias la continuidad del estrato de limo fino (ML) por debajo de los 12 metros de profundidad sin la presencia de un estrato impermeable definido, la malla computacional se extendió a una profundidad suficiente donde la componente vertical del flujo en la red de filtración hacia el canal resulta despreciable ($q_y=0$). Bajo esta hipótesis geométrica, la imposición de un límite de flujo nulo en la base no altera la distribución de las líneas de corriente ni afecta el cálculo de subpresiones y caudales en la zona de influencia del canal.

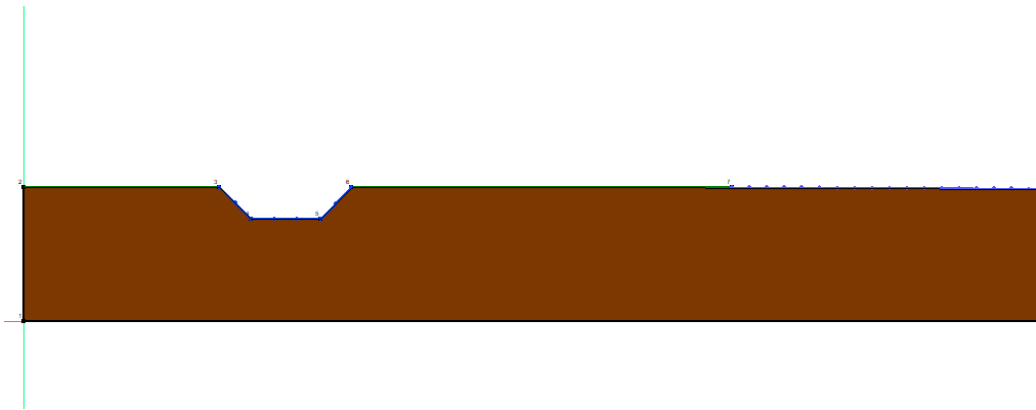


Imagen n°19: Modelo planteado. Fuentes: GeoStudio 2018.

Adicionalmente, se aclara que en la captura del modelo (imagen n°19) no se observa la extensión completa de la laguna debido a las marcadas diferencias de escalas geométricas del problema. La laguna presenta un diámetro aproximado de 700 metros con una profundidad de tan solo 1,50 metros, ubicándose a una distancia de 40 metros respecto al canal.

Dada esta relación de esbeltez (donde la dimensión horizontal supera en varios órdenes de magnitud a la vertical), la representación del dominio a escala 1:1 resultaría ilegible en la imagen. Por tal motivo, la captura del programa se enfoca en la zona de interacción directa entre la laguna y el canal, recortando la extensión horizontal de la masa de agua para permitir una correcta visualización de las líneas de flujo, el gradiente hidráulico y las presiones de poros en el sector de estudio.

En la imagen n°20 muestra la distribución de la carga hidráulica total obtenida mediante un análisis de filtración permanente en SEEP/W. Se observa el desarrollo del flujo subterráneo a través del suelo de fundación y bajo la estructura, representado mediante líneas equipotenciales. La mayor concentración de dichas líneas se presenta en las proximidades de los taludes, indicando la existencia de gradientes hidráulicos elevados en esas zonas. La distribución obtenida permite identificar el recorrido de la filtración y evaluar sectores potencialmente críticos respecto de la estabilidad hidráulica del terraplén.

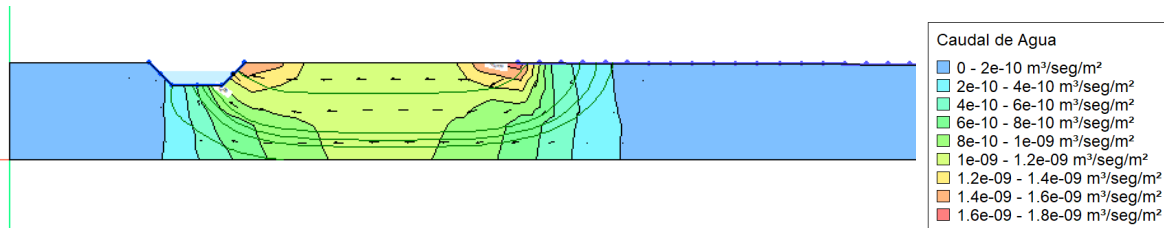


Imagen n°20: Resultados de la modelación. Fuentes: GeoStudio 2018.

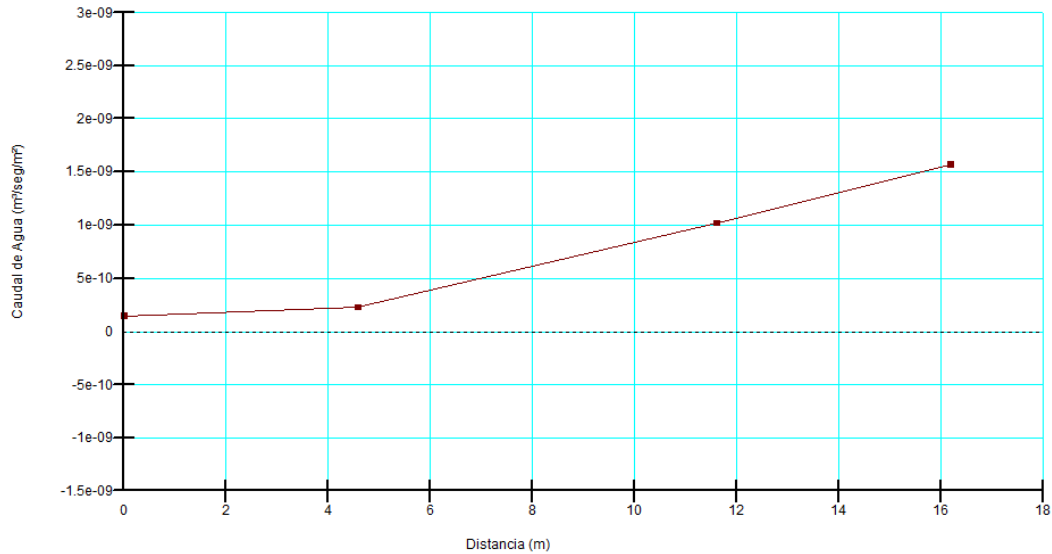


Imagen n°21: Caudal de infiltración. Fuentes: GeoStudio 2018.

En la imagen n°21 se puede observar que el máximo caudal de infiltración en la paredes de canal es de $1,6 \times 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, este valor representa un caudal demasiado bajo para que sea responsable de inestabilidades de suelo debido a la redes de filtración entre la laguna y el canal, por tal motivo se puede concluir que para distancia mayores a los 40.00 m entre ambos cuerpos de agua no van a generar inconvenientes, por tal motivo las desviaciones planteadas más adelante se van a poder llevar a cabo sin tener problemas de suelo.

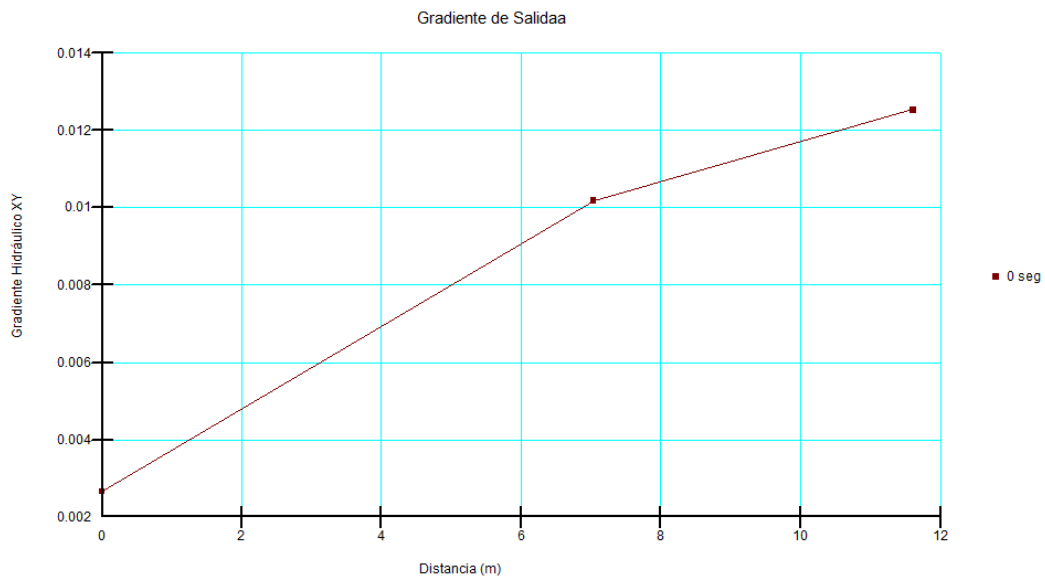


Imagen n°22: Gradiente hidráulico. Fuentes: GeoStudio 2018.

A partir del modelado en GeoStudio (SEEP/W), imagen n°22 se extrajo el Gradiente Hidráulico XY a lo largo de la superficie del fondo y talud del canal, registrando un valor máximo de salida $i_{\text{salida}} = 0.0125$. Este gradiente representa la magnitud total de la pérdida de carga hidráulica por unidad de longitud en un dominio bidimensional.

Para evaluar la seguridad frente a fenómenos de erosión interna y tubificación, se compara este valor con el gradiente crítico de sifonamiento ($i_{critico}$) para un limo no plástico (ML), el cual teóricamente se define como:

$$i_{critico} = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_w} = \frac{19 \text{ kN/m}^3 - 9,81 \text{ kN/m}^3}{9,81 \text{ kN/m}^3} = 0,937$$

Al verificar el factor de seguridad frente al arrastre intergranular:

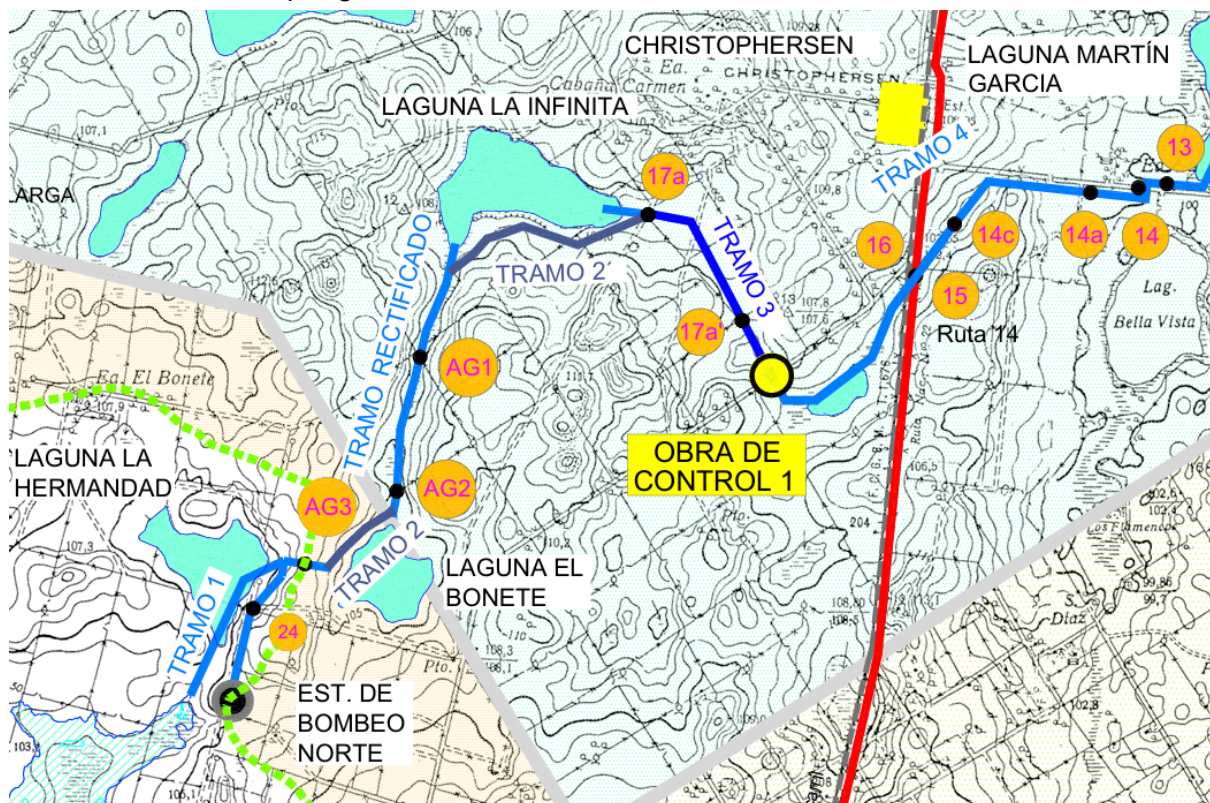
$$FS = \frac{i_{critico}}{i_{salida}} = \frac{0,937}{0,0125} = 74,94 \rightarrow FS = 75$$

Dado que el Factor de Seguridad obtenido (FS=75) supera ampliamente el umbral admisible recomendado por la bibliografía geotécnica [10] ($FS \geq 4$ para limos erodables según Terzaghi), queda demostrado cuantitativamente que el caudal de infiltración de $1,6 \times 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ y las fuerzas de filtración asociadas no representan riesgo de tubificación ni desestabilización en el canal.

7. PROYECTO DE RECTIFICACIÓN

Habiendo caracterizado el estado actual del canal, se presentan a continuación las modificaciones proyectadas y los objetivos hidráulicos perseguidos.

Como objetivo general de la rectificación, se busca bajar la cota de fondo del canal de gravedad para que la laguna La Picasa pueda evacuar sus caudales a un nivel inferior al actual. Esto otorgará una mayor seguridad operativa al sistema al reducir la dependencia del sistema de bombeo, cuyo historial de funcionamiento ha sido irregular a lo largo de los años. Asimismo, se logrará un significativo ahorro energético mediante la optimización del escurrimiento natural por gravedad.



7.1. Tramificación de la rectificación

Tramo 1

(Laguna La Picasa - Laguna El Bonete)

Este tramo comprende desde la obra de salida de La Picasa hasta la laguna El Bonete. Se proyecta bajar la solera actual, en el inicio pasando de la cota 102,20 m a la cota 100,50 m. A partir de este punto, se adopta una pendiente longitudinal de $i = 0,0006$ (0,6‰), valor condicionado por la llanura extrema de la zona. La sección transversal propuesta cuenta con un ancho de solera de 7,00 m y taludes con una inclinación de 40° (aproximadamente H:V = 1,2:1), manteniéndose estos dos valores como se encuentran en la actualidad.

Dentro de este sector se localiza la laguna La Hermandad, para la cual se plantea una variante de traza (Desvío N° 1). Debido a que el fondo del canal proyectado se ubica por debajo del nivel de fondo de dicha laguna, la escasa pendiente regional podría provocar un flujo inverso hacia La Picasa y el consecuente vaciamiento de La Hermandad. Para evitarlo, se proyecta un tapón aguas arriba de la laguna y, aguas abajo, un terraplén de suelo local que funcionará como vertedero con una cota de coronamiento de 103,15 m, dicha estructura asegura un pelo de agua mínimo de 0,70 m, cota concordante con la profundidad promedio del cuerpo lagunar, actuando como una medida de mitigación ambiental destinada a evitar el desencadenamiento y la consecuente degradación del ecosistema.

Este vertedero asegura el almacenamiento para niveles normales y permite el vuelco hacia el nuevo canal durante eventos extraordinarios. A fin de evitar una transición brusca de niveles, se diseñó una rápida tendida desde el vertedero hasta la intersección con el canal rectificado, con una pendiente del 0,93% ($i = 0,0093$) para controlar las velocidades de flujo y prevenir la erosión del suelo. Finalmente, se adecuaron las cotas de fondo de las alcantarillas afectadas en este tramo.

Tramo 2

(Laguna El Bonete)

Este sector requiere la rectificación de su cota de fondo bajo las mismas directrices geométricas del Tramo 1 ($i = 0,0006$; base de 7,00 m y taludes de H:V 1,2:1). Para evitar la intervención directa sobre el cuenco de la laguna El Bonete, se proyecta el Desvío N° 2 que la rodea periféricamente. Debido a la proximidad del canal con el cuerpo de agua, se incorporó un análisis específico de estabilidad de taludes (ver en el apartado 6).

La desvinculación de la laguna se materializa de manera análoga al Tramo 1: un tapón aguas arriba y un terraplén transversal al cauce aguas abajo, proyectado con una cota de coronamiento de 103,25 m. Este nivel surge de adicionar a la cota de fondo de la laguna (102,50 m, obtenida mediante relevamiento altimétrico) el tirante medio característico de 0,70 m necesario para preservar el volumen interior y la dinámica del ecosistema, alcanzando los 103,20 m y ajustándose a 103,25 m por razones constructivas. Asimismo, se adopta la curva de nivel 103,75 m como cota de coronamiento natural para el confinamiento del cuerpo lagunar. La restitución al

canal principal se realiza mediante una transición con pendiente del 0,89%, bajo el mismo criterio del control de erosión. Al igual que en el tramo anterior, se procedió al replanteo geométrico de las alcantarillas impactadas.

Tramo 2'

(Variante Laguna La Infinita)

Este tramo, si bien cuenta con una traza existente, se encuentra actualmente fuera de operación y se incorpora al análisis de cara a la optimización futura del sistema. El trazado bordea la laguna La Infinita (Imagen 24).



Imagen n°24: Tramo 20' de canal, rodeando La Infinita. Fuentes: Google Earth.

El estudio de este sector abarcó tres ejes: la estabilidad geotécnica frente a la influencia de la laguna y el diseño de las dos conexiones con el canal principal. Tal como se determinó en el Apartado 6, para distancias entre el canal y el cuerpo lagunar superiores a los 40,00 m no se prevén inconvenientes por filtraciones o inestabilidad; en este caso, la distancia promedio es de 150,00 m, lo que valida la seguridad de la traza.

Para evitar el vaciamiento de La Infinita, se interpone un tapón aguas arriba. La convergencia entre el canal proyectado y el original se localiza 240,00 m aguas abajo de la alcantarilla 17a, longitud suficiente para garantizar el desarrollo del tirante uniforme (Desvío N° 3). La pendiente de este tramo de enlace es del 0,97%, completando las obras con la adecuación de las alcantarillas correspondientes.

Tramo 3

(Intersección - Obra de Control)

Se extiende desde la restitución del Tramo 2' (aguas abajo de la alcantarilla 17a) hasta la alcantarilla 17 / Obra de Control. Este sector se encuentra en su configuración geométrica original, por lo que se proyecta el descenso de su solera para vincular la variante de La Infinita con el Tramo 4 (ya rectificado). Se adopta un

ancho de fondo de 7,00 m, taludes de 40° y una pendiente longitudinal de $i = 0,0001$ (0,1‰), readecuando las estructuras de cruce existentes.

Tramo 4

(Obra de Control - Laguna Martín García)

Este último tramo no requiere una intervención masiva en el movimiento de suelos, dado que la solera ya ha sido bajada previamente. Las tareas se limitarán a un perfilado y nivelación de la rasante para homogeneizar una pendiente única de fondo de $i = 0,00023$ (0,23‰). No obstante, se evalúa el replanteo de aquellas alcantarillas cuyas cotas de descarga hayan quedado descalzadas (por encima) respecto al nuevo fondo del canal.

7.2. Replanteo de funcionamiento de alcantarillas

A lo largo de los tramos del canal que se rectificarán habrá una situación a resolver: qué hacer con las alcantarillas actuales. Una primera opción sería quitarlas y volver a hacerlas con la nueva cota de fondo; esta opción, si bien es técnicamente óptima, no lo es económicamente. Ante esta situación surge una segunda opción más económica con la cual podemos aprovechar las alcantarillas en su estado actual. El planteo propuesto es realizar un "bypass", es decir, plantear una nueva alcantarilla que rodee la actual y que tenga una cota de fondo coincidente con el fondo del canal rectificado. Estas alcantarillas que funcionarán como desvío de las actuales son dimensionadas para caudales menores que el caudal de diseño del canal, ya que la idea de plantear estos desvíos es que en un principio el caudal que escurre por el canal lo haga por ellas, pero a medida que el caudal crezca y aumente el pelo de agua, comienzan a funcionar las alcantarillas que se encuentran a mayor elevación. A lo largo de todo el tramo en estudio se presentará esta situación en varias alcantarillas. Particularmente se realizará el desarrollo de esta solución en una de ellas para mostrar cómo sería el funcionamiento, y de ser necesario se haría extensivo este planteo a las demás.

Se tomará la alcantarilla AG1 (existente), de cota de fondo 101,74 m I.G.N., sección de dos módulos de 2,60 m × 2,00 m, ubicada en el terraplén que el canal rectificado atravesará con una nueva cota de fondo de 100,206 m I.G.N.. La diferencia de cotas entre el fondo de la alcantarilla existente y el nuevo fondo del canal es de 1,534 m, lo que implica que la alcantarilla AG1 quedará por encima respecto al nuevo lecho.

El bypass propuesto consiste en un tramo corto de canal en el cual se colocará un caño de chapa corrugada de 1,50 m de diámetro (s/plano tipo H-10236) con cota de fondo coincidente con la del nuevo canal (100,206 m I.G.N.), coeficiente de Manning $n = 0,024$ y pendiente longitudinal $i = 0,001$ m/m. El sistema combinado funciona de la siguiente manera: para caudales bajos, el escurrimiento se produce íntegramente por el bypass; cuando el caudal aumenta y el tubo alcanza su capacidad a sección llena ($Q \approx 1,21$ m³/s), el pelo de agua aguas arriba comienza a crecer. Una vez que dicho pelo de agua supera los 1,534 m sobre el fondo del

bypass, es decir, alcanza la cota del fondo de la alcantarilla AG1; esta última comienza a contribuir al escurrimiento, operando como un orificio con entrada en carga con coeficiente de descarga $C_d = 0,60$.

Se analizó el comportamiento del sistema conjunto para tres escenarios de caudal, si bien el caudal máximo proyectado en la actualidad es de $7 \text{ m}^3/\text{s}$, se contemplan los caudales de $10 \text{ m}^3/\text{s}$ y $15 \text{ m}^3/\text{s}$ para situaciones emergenciales en las que poder erogar estos caudales sea indispensable, o para el caso de que se resuelva el conflicto interjurisdiccional entre provincias y sea posible evacuar un mayor caudal que el permitido en la actualidad.

Para $Q = 7 \text{ m}^3/\text{s}$, el pelo de agua aguas arriba se estabiliza en aproximadamente $1,55 \text{ m}$ sobre el fondo del bypass (cota $\approx 101,76 \text{ m I.G.N.}$). El bypass trabaja a sección llena aportando $1,21 \text{ m}^3/\text{s}$, mientras que la alcantarilla AG1 descarga los restantes $5,79 \text{ m}^3/\text{s}$.

Para $Q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$, el tirante aguas arriba asciende a aproximadamente $1,62 \text{ m}$. El reparto es similar al caso anterior en lo que respecta al bypass, siendo la AG1 la que absorbe la mayor parte del caudal.

Para $Q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$, el pelo de agua alcanza aproximadamente $1,72 \text{ m}$ sobre el fondo del canal nuevo. La alcantarilla AG1 llega a conducir alrededor de $13,8 \text{ m}^3/\text{s}$, demostrando que la estructura existente puede aprovecharse eficazmente como elemento principal del sistema para caudales de crecida.

En todos los escenarios el tirante aguas arriba se mantiene por debajo de la cota de coronamiento del terraplén, lo que garantiza que el sistema no genera desborde.

Respecto a la situación aguas abajo, la alcantarilla AG1 descarga con su fondo a $1,534 \text{ m}$ por encima del nuevo lecho del canal. Sin embargo, el bypass genera un pelo de agua aguas abajo de aproximadamente $0,36 \text{ m}$ (tirante normal en el canal con $Q \approx 1,21 \text{ m}^3/\text{s}$, sección trapezoidal de base 7 m , taludes $1,2:1$, $n = 0,033$, $i = 0,001$), por lo que la caída efectiva al momento en que la AG1 comienza a operar es de aproximadamente $1,17 \text{ m}$. Para el escenario de $Q = 7 \text{ m}^3/\text{s}$, el flujo al pie de la caída alcanza una velocidad del orden de $6,4 \text{ m/s}$ con número de Froude $Fr_1 \approx 4,9$, generando un resalto hidráulico que disipa aproximadamente el 49% de la energía disponible. Para controlar este resalto y proteger el lecho del canal, se prevé la construcción de un dissipador de energía de hormigón de $5,20 \text{ m}$ de ancho (igual al ancho total de la AG1), longitud mínima de $8,20 \text{ m}$ y espesor de losa no menor a $0,20 \text{ m}$, con cota de fondo coincidente con la del nuevo canal ($100,206 \text{ m I.G.N.}$). La losa deberá verificarse ante subpresión y contar con anclaje adecuado.

Alcantarilla
Actual

Alcantarilla nueva,
"Bypass"

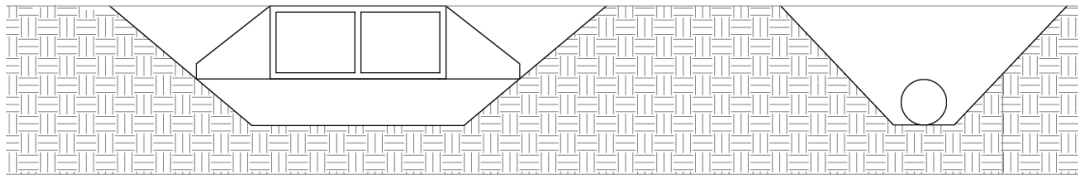


Imagen n°25: Corte transversal de alcantarillas. Fuente: Producción propia.

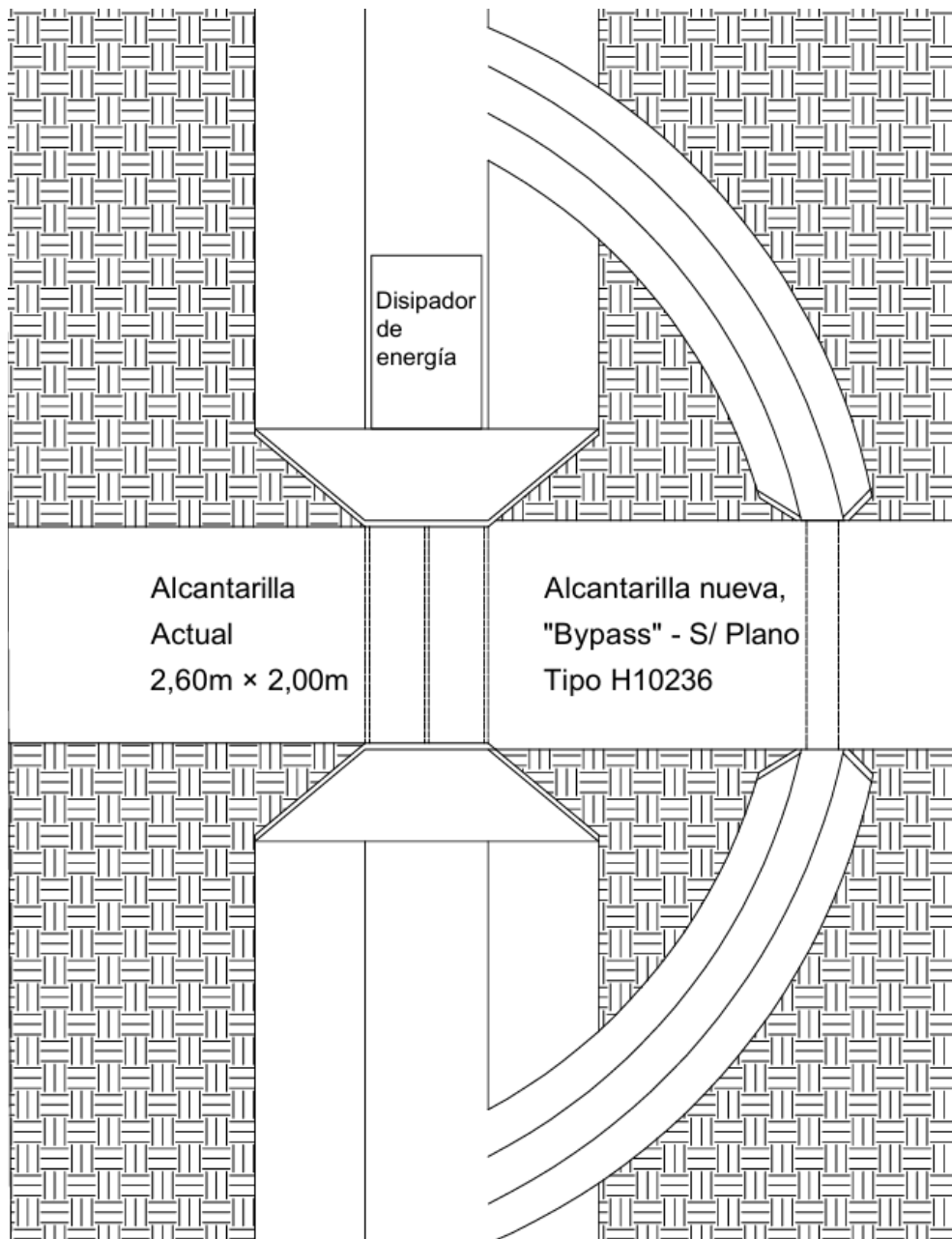


Imagen n°26: planta de alcantarillas. Fuente: producción propia.

8. PUENTE CANAL

Dada la existencia de los dos canales ya mencionados a lo largo de todo este trabajo (CAN y CdeG), y la situación particular de su intersección, la cual imposibilita el uso simultáneo de los mismos, es que se plantea esta obra, el puente-canal, con el cual se buscará que los dos canales puedan utilizarse de forma conjunta en caso de ser requerido.



*Imagen n°27: Ubicación del puente-canal en la intersección de la traza roja y amarilla.
Fuente: Google Earth.*

Este planteo de posibilitar el uso simultáneo de los dos canales se sustenta en el objetivo de tener una mayor capacidad de desagüe de la laguna en situaciones que lo requieran. En posibles escenarios futuros donde sea posible evacuar la cantidad que físicamente permitan los canales, es decir en el caso donde no haya problemas interprovinciales, esto será muy beneficioso. Y en el transcurso hasta que eso suceda, o en caso que la situación jurídica continúe como la actual de forma indefinida, igualmente resulta funcional la posibilidad de erogar agua por los dos canales, ya que esto añade kilómetros de recorrido del agua, lo cual posibilita mayor evaporación, factor clave en el funcionamiento del sistema teniendo en cuenta que por ejemplo el canal hoy en día, sin el tramo desactivado, evapora un caudal de $2\text{m}^3/\text{s}$ en promedio.

También da una mayor capacidad de almacenamiento temporario, lo cual aporta a un mejor manejo hídrico dotando al sistema en su conjunto de poder utilizar un canal o el otro o los dos de la forma más conveniente dada la situación climática, hidrológica e hidráulica que ocurra en la zona.

La presente memoria técnica expone de manera unificada el diseño, análisis de solicitaciones y dimensionamiento de la estructura completa correspondiente a un “puente canal” con dimensiones libres en planta de 9.00 metros de ancho por 12.00 metros de largo.

Para posibilitar la función de almacenamiento hidráulico sin requerir encofrados adicionales o tabiques independientes, las dos vigas longitudinales exteriores se diseñan como vigas invertidas. De esta forma, sus caras internas actúan como las paredes longitudinales estructurales que contienen y confinan la masa de agua sobre la losa de fondo. El sistema se apoya mediante apoyos elastoméricos de neopreno en sus extremos transversales sobre los muros perimetrales, descargando finalmente las solicitaciones sobre pilotes cilíndricos de hormigón armado.

Los materiales especificados bajo pautas estrictas de durabilidad y control de fisuración ante exposición líquida (CIRSOC 201/2005) [13] son:

- Hormigón Estructural H-25 ($f'_c = 2.5 \text{ kN/cm}^2$).
- Acero de Alta Fluencia ADN-420 ($f_y = 42 \text{ kN/cm}^2$).

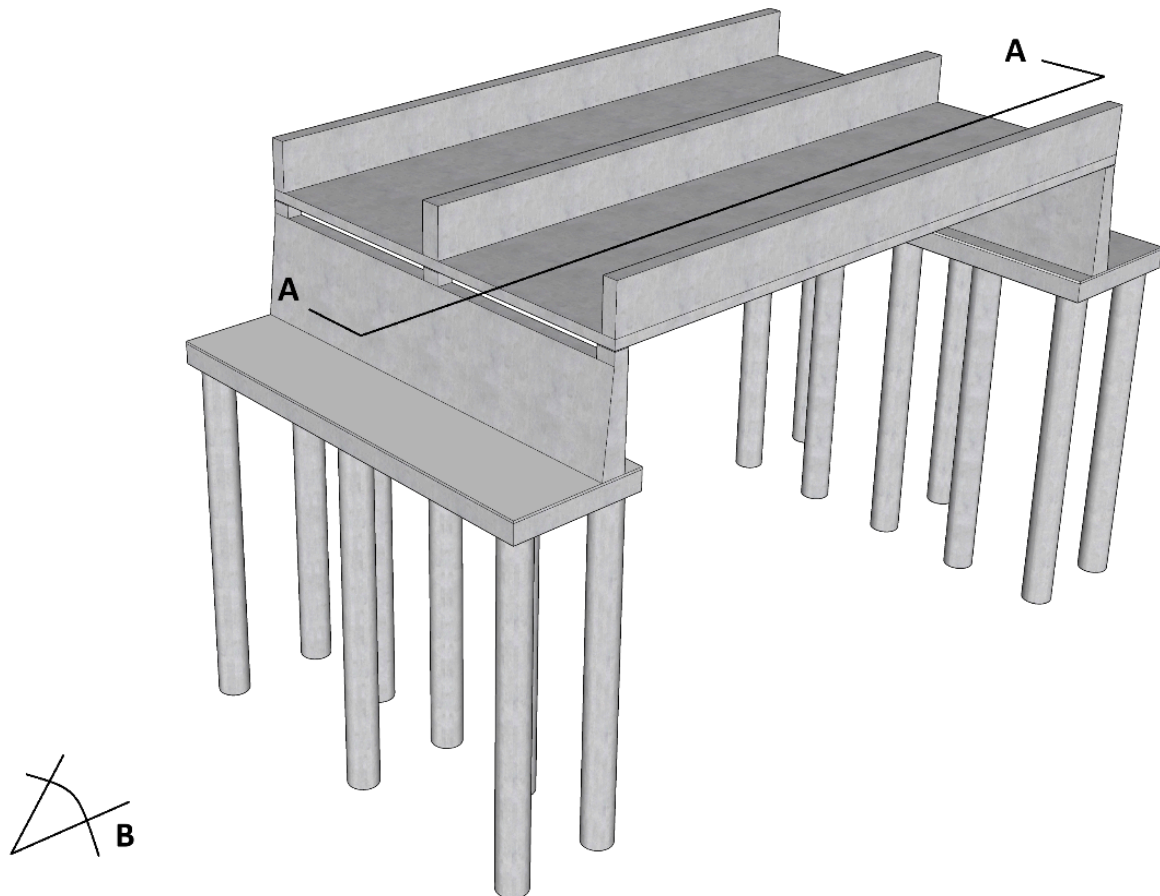


Imagen n°28: Axonometría del puente-canal. Fuente: SketchUp Pro 2022.

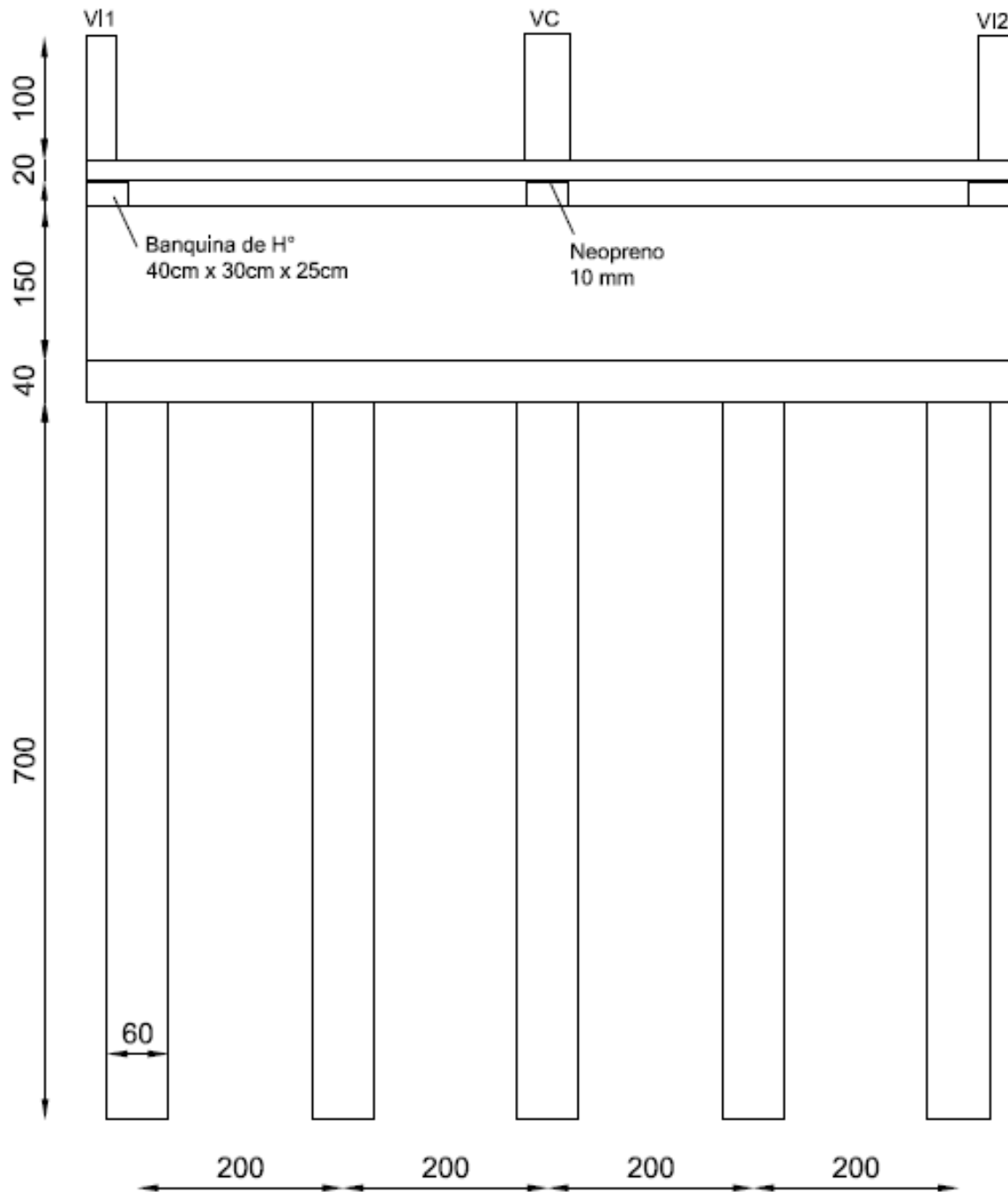


Imagen n°30: Vista lateral del puente-canal (Vista B). Fuentes: Producción propia.

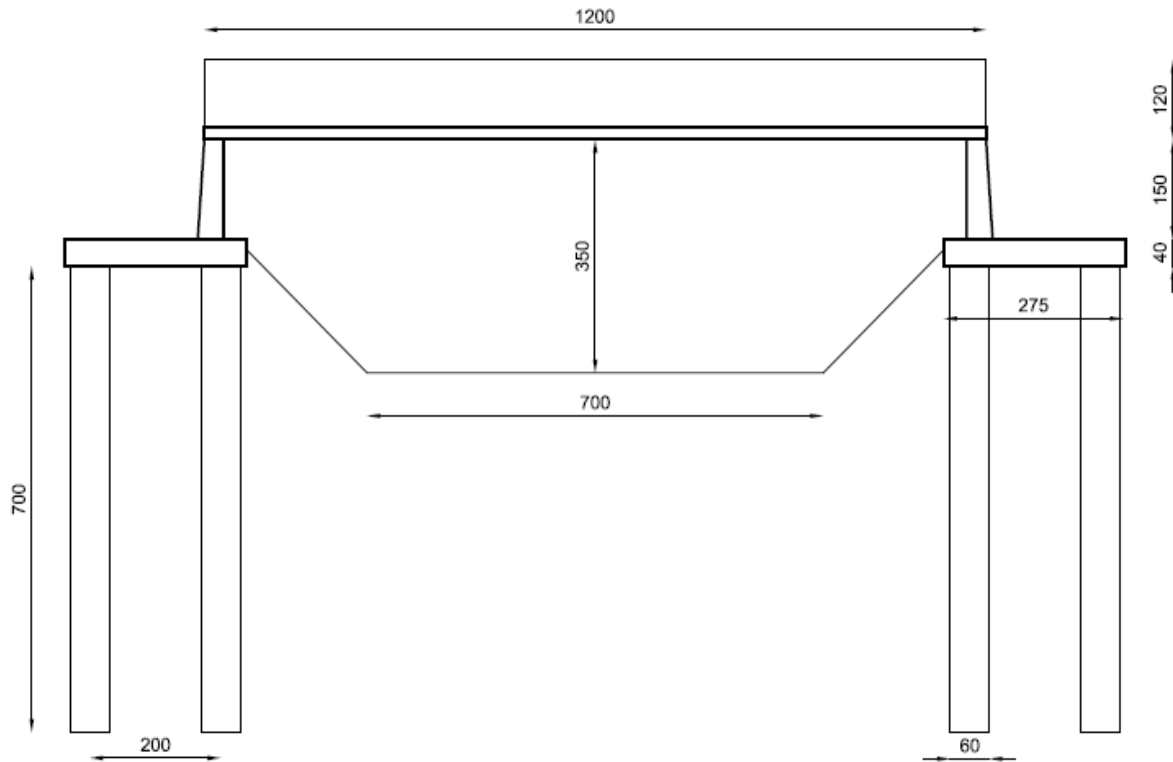


Imagen n°29: Sección transversal del puente-canal (corte A-A). Fuente: Producción propia.

8.1. Análisis de cargas gravitatorias e hidrostáticas

De acuerdo con las especificaciones del reglamento CIRSOC 101/2005 [14], se determinan los valores nominales de servicio multiplicando las secciones geométricas por los pesos específicos correspondientes (25 kN/m^3 para hormigón armado y 10 kN/m^3 para agua).

8.1.1. Distribución de cargas

Con el objeto de facilitar la comprensión del modelo estructural adoptado, se presenta a continuación un esquema simplificado del recorrido de las cargas gravitatorias desde la superestructura hasta la fundación.

Las acciones actúan inicialmente sobre la losa de fondo del puente canal. Estas cargas incluyen el peso propio de la estructura, el peso del agua contenida.

La losa transmite dichas solicitaciones a las tres vigas longitudinales invertidas, las cuales funcionan como elementos principales resistentes. Las vigas descargan sobre los muros laterales de apoyo, que conforman los estribos del puente.

Finalmente, cada muro distribuye las cargas hacia los pilotes, que constituyen la fundación profunda de la estructura y transfieren las acciones al terreno resistente.

En las Figuras se presenta esquemáticamente este mecanismo de transmisión de cargas, utilizado como base para el dimensionamiento de cada uno de los elementos estructurales.

Esquema de distribución de cargas en sentido longitudinal del puente canal:

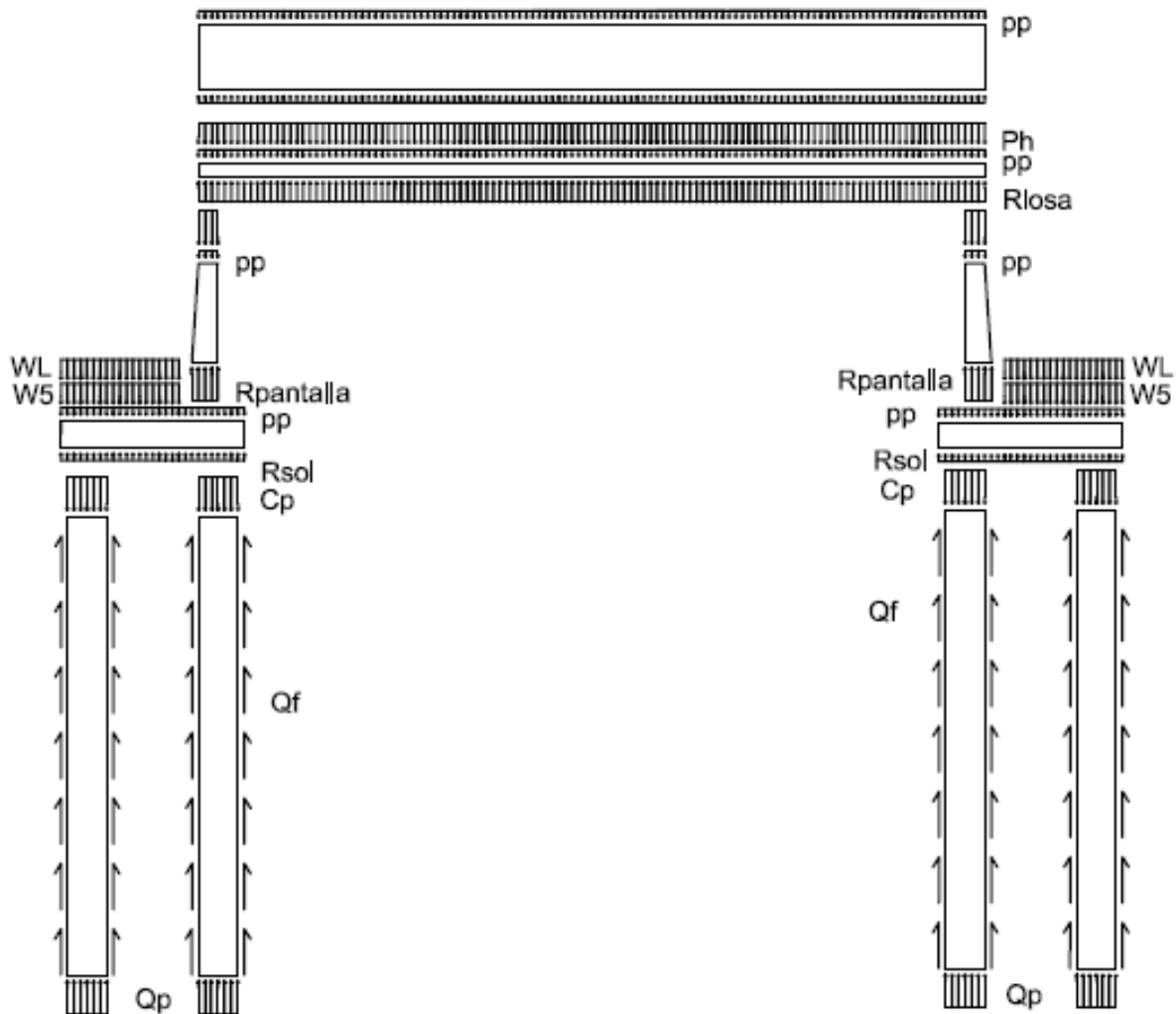


Imagen n°31: D.C.L. sección transversal del puente-canal (Corte A-A). Fuentes: Producción propia.

Donde:

- pp: Peso propio.
- Ph: Peso Hídrico.
- Rlosa: Reacción de la Losa.
- Rpantalla: Reacción de la pantalla del muro.
- Rsol: Reacción de la solera del muro.
- Cp: Carga transmitida al pilote.
- Qf: Resistencia por fricción lateral del terreno.
- Qp: Resistencia de punta del terreno.
- W5: Peso del suelo ubicado sobre la solera posterior.
- WL: Sobrecarga uniforme equivalente sobre el terreno

Esquema de distribución de cargas en sentido transversal del puente canal:

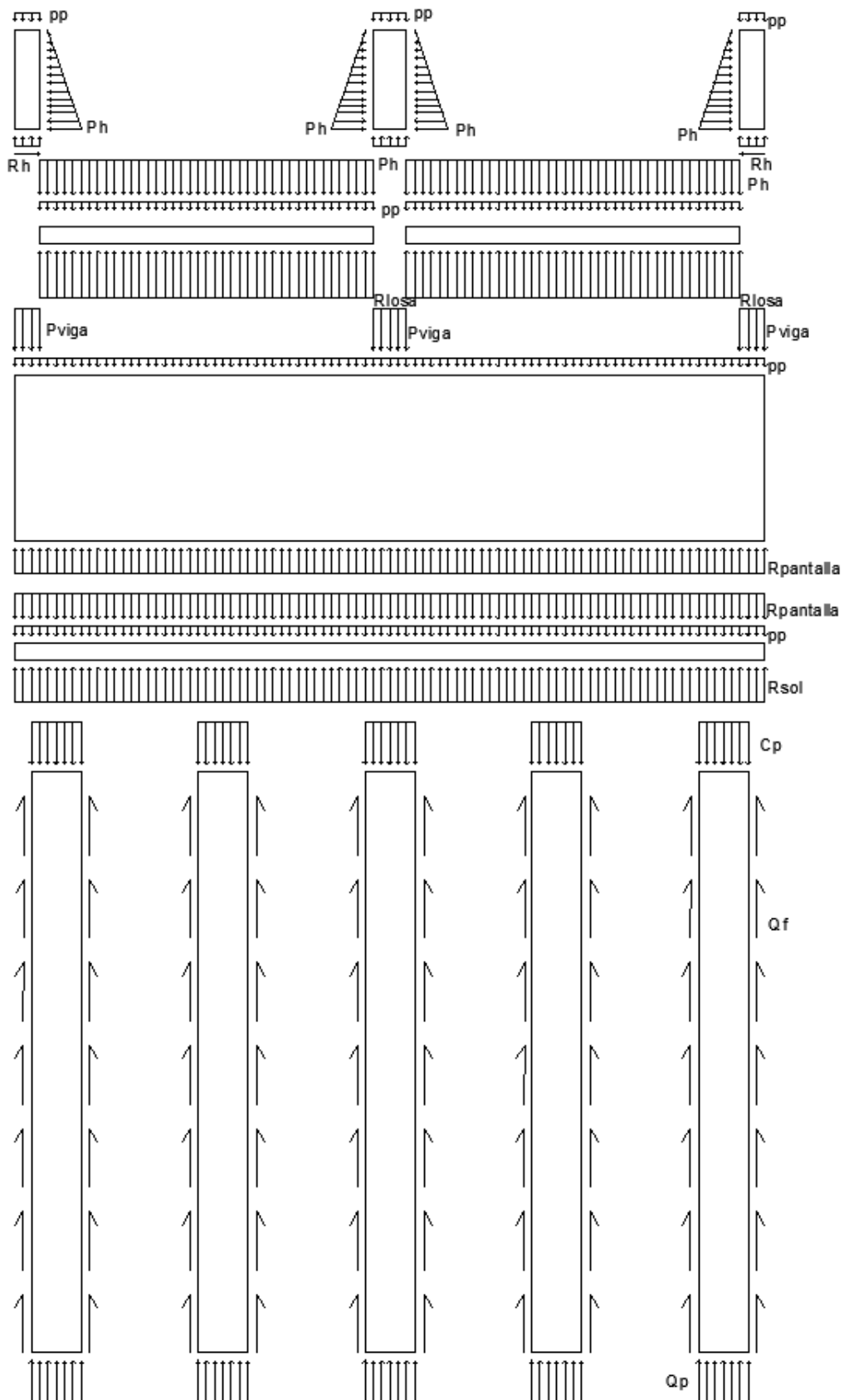


Imagen n°32:D.C.L. Vista lateral del puente-canal (Vista B). Fuentes: Producción propia.

Donde:

- pp: Peso propio.
- Ph: Peso Hídrico.
- Rh: Reacción Horizontal
- Rlosa: Reacción de la Losa.
- Pviga: Peso de la viga
- Rpantalla: Reacción de la pantalla del muro.
- Rsol: Reacción de la solera del muro.
- Cp: Carga transmitida al pilote.
- Qf: Resistencia por fricción lateral del terreno.
- Qp: Resistencia de punta del terreno.

8.1.2. Acciones Nominales

• **Losa de Fondo:** $9,00\text{ m} \cdot 12,00\text{ m} \cdot 0,20\text{ m} \cdot 25\text{kn/m}^3 = 540,00\text{ kn}$

• **Vigas Invertidas Laterales (VI1 y VI2):**

$2 (0,30\text{ m} \cdot 1,20\text{ m} \cdot 12,00\text{ m} \cdot 25\text{kn/m}^3) = 216,00\text{ kn}$ (108,00 kn en cada una)

Viga Central invertida V3: $0,40\text{ m} \cdot 12,00\text{ m} \cdot 1,20\text{ m} \cdot 25\text{kn/m}^3 = 144,00\text{ kn}$

Peso del agua sobre la losa: Altura máxima del pelo de agua $h = 1.00\text{m} \rightarrow$

$\text{Carga} = 9,00\text{ m} \cdot 12,00\text{ m} \cdot 1,00\text{ m} \cdot 10\text{kn/m}^3 = 1080,00\text{ kn}$

La carga nominal total combinada en la planta baja es **$D_{\text{total}} = 1980.00\text{ kN}$**

8.1.3. Combinación de Acciones Mayoradas (ELU)

En concordancia con el CIRSOC 204 para recipientes e infraestructuras de almacenamiento de fluidos, las cargas hidrostáticas se procesan mediante el factor de mayoración de esfuerzos permanentes sin reducciones concomitantes:

$$U = 1.4 \cdot D_{\text{total}}$$

$U = \text{Reacción o acción última total mayorada (kN)}$

$D_{\text{total}} = \text{Sumatoria de cargas muertas, permanentes e hidrostáticas (kN)}$

Sustituyendo los valores directos del proyecto:

$$U = 1,4 \cdot 1980\text{ kn} = 2772\text{ kn}$$

La carga última superficial distribuida uniforme (q_u) actuando por metro cuadrado sobre la losa de fondo se define dividiendo la acción total por la superficie de la planta ($A = 9,00\text{ m} \cdot 12,00\text{ m} = 108,00\text{ m}^2$):

$$q_u = U/A$$

Donde:

q_u = carga última superficial mayorada (kN/m^2)

U = carga total mayorada de diseño (2772,00 kN)

A = superficie total en planta de la losa de fondo ($108,00 m^2$)

$$q_u = \frac{2772,00 \text{ kN}}{108,00 \text{ m}^2} = 21,00 \text{ kN/m}^2$$

8.2. Dimensionamiento y armado de la losa de fondo

La losa se encuentra dividida en dos paños simétricos por la presencia del eje de la viga de apoyo central V2. La luz menor libre de cada tramo es $l_x = 4.50$ metros y la longitud total es $l_y = 12.00$ metros.

8.2.1 Justificación Cinemática del Comportamiento Unidireccional

Calculamos la relación de aspecto elástica para verificar el camino de las tensiones:

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x}$$

Donde:

- λ = relación entre lados de la losa.
- l_y = longitud mayor del tramo de la losa (12,00 m).
- l_x = longitud menor del tramo libre entre viga (4,50 m).

Reemplazando:

$$\lambda = \frac{12,00 \text{ m}}{4,50 \text{ m}} = 2,67$$

Dado que $\lambda > 2.00$, las directivas del CIRSOC 201/2005 indican que el elemento se comporta mecánicamente como una **losa unidireccional en el sentido de la luz menor (l_x)**. Por lo tanto, los esfuerzos se calculan por metro de ancho para una franja representativa sometida a flexión simple.

8.2.2. Determinación de Espesores, Altura Útil y Solicitaciones

Para determinar el espesor de la losa utilizamos la verificación de espesor mínimo por rigidez (CIRSOC 201/2005, Tabla 9.5.a)

Tomando la luz del paño entre vigas longitudinales $L = 4.50\text{m}$.

Condición de apoyo: Cada paño de losa se comporta con continuidad estructural (tramo continuo en la viga central V2). Para un tramo continuo o simplemente apoyado en extremos, los coeficientes reglamentarios varían entre $L/20$ y $L/28$:

$$\text{Para simplemente apoyada: } h_{min} = \frac{L}{20} = \frac{450 \text{ cm}}{20} = 22,5 \text{ cm}$$

Para extremos continuos: $h_{min} = \frac{L}{24} = \frac{450 \text{ cm}}{24} = 18,75 \text{ cm}$

Para tramo interior (ambos continuos): $h_{min} = \frac{L}{28} = \frac{450 \text{ cm}}{28} = 16,07 \text{ cm}$

Se adopta un espesor total **h = 0.20 m (20 cm)** el cual sitúa la sección por encima del límite estricto de deformabilidad para paños continuos (18,75 cm), asegurando que la losa mantenga un comportamiento eminentemente rígido sin riesgo de flechas excesivas que puedan fisurar el hormigón o comprometer la impermeabilidad.

Considerando un recubrimiento exigido de 3,5 cm por condiciones de exposición continua al agua, la altura útil de diseño (d) es:

$$d = h - \text{rec} = 20\text{cm} - 3.5\text{cm} = 16.5\text{cm}$$

Evaluando la continuidad sobre el apoyo central flexible (viga V2) y la articulación elástica liberada en los extremos (juntas elásticas sobre muros), los momentos últimos por metro lineal se extraen de la modelación elástica:

- Momento Negativo Último (Sobre apoyo central V2): **$M_u^- = 47.25 \text{ kNm/m}$**
- Momento Positivo Último (En el centro del tramo): **$M_u^+ = 30.38 \text{ kNm/m}$**

8.2.3. Cálculo Analítico de Armaduras Longitudinales

La sección de acero requerida (A_s) se calcula empleando la ecuación analítica simplificada basada en el brazo mecánico del bloque de tensiones ($z \approx 0.9 \cdot d$):

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot 0.9 \cdot d}$$

Donde:

- A_s = Sección transversal de acero requerida (cm^2/m).
- M_u = Momento flector último mayorado actuante ($\text{kN} \cdot \text{cm}/\text{m}$).
- ϕ = Factor de reducción por resistencia a la flexión simple (0.90).
- f_y = Tensión de fluencia especificada para el acero ADN-420 ($42 \text{ kN}/\text{cm}^2$).
- d = Altura útil efectiva de la sección transversal de la losa (16.5 cm).

Armadura para Momento Negativo (Cara Superior sobre V2):

$$A_{s-} = \frac{4725 \text{ kn cm}}{42 \text{ kn/cm}^2 \cdot 0,90 \cdot 0,9 \cdot 16,5 \text{ cm}} = 8,42 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adopta **φ 12 cada 13 cm** (Sección real provista = 8.69 cm²/m) en la cara superior de la losa sobre el eje central.

Armadura para Momento Positivo (Cara Inferior en Tramo):

$$A_{s+} = \frac{3037,5 \text{ kn cm}}{42 \text{ kn/cm}^2 \cdot 0,90 \cdot 0,9 \cdot 16,5 \text{ cm}} = 5.41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adopta **φ 10 cada 14 cm** (Sección real provista = 5.61 cm²/m) en las fibras inferiores corridas.

8.3. Diseño mecánico de las vigas longitudinales

El sistema longitudinal está integrado por tres nervios principales de 12.00 metros de luz libre simplemente apoyados en sus extremos sobre los muros de contención.

8.3.1. Vigas Invertidas Laterales de Contención (VI1 y VI2)

Armadura principal longitudinal (flexión)

Ubicadas en los bordes longitudinales exteriores, poseen una base b = 0.30 metros y una altura total H = 1.20 metros (1.00 m por encima del nivel de losa para actuar como tabique de retención del agua). Su área de influencia tributaria superficial de losa es de 1.6875 metros de ancho.

- Carga lineal de losa: $21,00 \text{ kn/m}^2 \cdot 1,6875 \text{ m} = 35,44 \text{ kn/m}$
- Carga última lineal total actuante sobre cada viga de borde: **$q_{lat} = 35.44 \text{ kN/m}$**

Los esfuerzos de diseño por flexión y corte en condiciones de apoyo simple son:

$$M_u = \frac{q_{lat} \cdot L^2}{8}$$

Donde:

- M_u = Momento flector último máximo en el centro de la viga (kNm).

- q_{lat} = Carga última lineal sobre la viga lateral (35,44 kN/m).
- L = Luz libre de la viga (12.00 m).

$$M_u = \frac{35,44 \text{ kn/m} \cdot 12 \text{ m}^2}{8} = 637,92 \text{ knm}$$

$$V_u = \frac{q_{lat} \cdot L}{2} = \frac{35,44 \text{ kn/m} \cdot 12 \text{ m}}{2} = 212,64 \text{ kn}$$

Adoptando una altura útil efectiva de $d = 110 \text{ cm}$ para el bloque de armaduras:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot 0,9 \cdot d}$$

$$A_s = \frac{63792 \text{ kn cm}}{42 \text{ kn/cm}^2 \cdot 0,90 \cdot 99 \text{ cm}} = 17,05 \text{ cm}^2$$

Se adopta para cada una de las vigas invertidas exteriores un armado de **4 ϕ 25** ($A_{s,prov} = 19,64 \text{ cm}^2$), garantizando la estabilidad del tabique contenedor.

Armadura para carga hidrostática horizontal

Datos de Entrada y Parámetros

- Altura de la viga (H): 1,00 m
- Ancho del alma (b): 0,30 m
- Luz de cálculo (L): 12,00 m
- Tirante de agua máximo (h_w): 1,00 m
- Peso específico del agua (γ_w): 10 kn/m³

La presión del agua varía linealmente desde cero en la superficie hasta un valor máximo en la base del canal ($h_w = 1,00 \text{ m}$):

Presión hidrostática máxima en la base (p_{max}):

$$p_{max} = \gamma_w \cdot h_w = 10 \text{ kn/m}^3 \cdot 1,00 \text{ m} = 10 \text{ kn/m}^2$$

Empuje hidrostático total por metro lineal en la viga (E_h):

$$E_h = 1/2 \cdot p_{max} \cdot h_w = 1/2 \cdot 10 \text{ kn/m}^2 \cdot 1,00 \text{ m} = 5 \text{ kn/m}$$

Para vigas de gran altura ($H \geq 0,90 \text{ m}$), la armadura de piel requerida para evitar la fisuración prematura del alma es:

$$A_{s,piel} \geq 0,001 \cdot b \cdot H = 0,001 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 3,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Considerando la acción combinada de la presión lateral del agua en la cara interna y los esfuerzos horizontales de tracción que genera la contención del fluido a lo largo del paño longitudinal ($L = 12,00 \text{ m}$), el área de acero total requerida en la cara exterior del paramento se dimensiona para absorber las tensiones de tracción compuestas:

$$A_{s,req} = \frac{\gamma_f \cdot E_h \cdot L_{ef}}{f_y} + A_{s,piel}$$

Adoptando los coeficientes de mayoración de carga $\gamma_f = 1,40$ y una longitud efectiva de distribución de tensiones:

$$A_{s,req} \approx 15,00 \text{ cm}^2$$

Para cada una de las vigas invertidas exteriores adoptamos una armadura de 5 $\varnothing 20$ ($A_{s,prov} = 15,70 \text{ cm}^2$) en su cara exterior para resistir el empuje hidrostático y una armadura de piel dispuesta 1 $\varnothing 6 \text{ c/ } 15 \text{ cm}$.

Armadura Transversal (estribos)

Datos de Entrada y Cargas

- Recubrimiento nominal (c): 0,05 m.
- Altura útil aproximada (d):

$$d = H - c - \varnothing_{estribo} - \frac{\varnothing_{estribo}}{2} = 100 - 5 - 0,8 - 1,25 = 92,95 \text{ cm} \approx 0,93 \text{ m}$$

- Factor de reducción de resistencia por corte (CIRSOC 201/2005): $\phi = 0,75$

Considerando la carga lineal total actuante sobre la viga exterior (peso propio de viga + losa + peso del agua) mayorada: $q_u \approx 120 \text{ kn/m}$

Esfuerzo cortante en apoyos ($V_{u,max}$):

$$V_{u,max} = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{120 \text{ kn/m} \cdot 12,00 \text{ m}}{2} = 720 \text{ kn}$$

Esfuerzo cortante de diseño a la distancia d del apoyo (V_{ud}):

$$V_{ud} = V_{u,max} - q_u \cdot d = 720 \text{ kn} - (120 \text{ kn/m} \cdot 0,93 \text{ m}) = 608,4 \text{ kn}$$

Según norma CIRSOC 201/2005, la resistencia nominal al corte que aporta el hormigón sin armadura es:

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 254,6 \text{ kn}$$

La contribución reducida del hormigón resulta:

$$\phi V_c = 0,75 \cdot 254,6 \text{ kn} = 190,95 \text{ kn}$$

como $V_{ud} = 608,4 \text{ kn} > \phi V_c = 190,95 \text{ kn}$ requiere armadura de corte dimensionada (estribos).

$$V_s = \frac{V_{ud}}{\phi} - V_c = \frac{604,8 \text{ kn}}{0,75} - 254,6 \text{ kn} = 556,6 \text{ kn}$$

Para absorber los esfuerzos cortantes máximos en los apoyos ($V_{ud} = 608,4 \text{ kn}$), se verifica la combinación del aporte del hormigón ($\phi V_c = 190,95 \text{ kn}$) y la armadura transversal.

Se dispone un estribado constituido por:

$$1\phi 8 \text{ c}/15 \text{ cm} \text{ (2 ramas, } A_v = 1,006 \text{ cm}^2 \text{)}$$

Con densificación a $s = 7,5 \text{ cm}$ en las zonas próximas a los apoyos (longitud d). Se verifican satisfactoriamente la cuantía mínima y la separación máxima estipulada por la norma CIRSOC 201/2005.

8.3.2. Viga Central invertida V2

Esta viga se dispone de forma invertida hacia arriba, quedando contenida dentro del curso, posee una base $b = 0.40$ metros y una altura total $H = 1.20$ metros.

Absorbe el área de influencia mayor correspondiente al centro del tanque (4.50 metros tributarios).

- Carga lineal de losa transmitida: $21.00 \text{ kN/m}^2 \times 4.50 \text{ m} = 94.50 \text{ kN/m}$
- Carga lineal última total de diseño: $q_{\text{central}} = \mathbf{94.50 \text{ kN/m}}$

Los diagramas elásticos determinan las solicitaciones máximas de flexión y corte:

$$M_u = \frac{94,5 \text{ kn/m} \cdot 12 \text{ m}^2}{8} = 1701 \text{ knm}$$

$$V_u = \frac{q_{\text{lat}} \cdot L}{2} = \frac{94,5 \text{ kn/m} \cdot 12 \text{ m}}{2} = 567 \text{ kn}$$

Cálculo de la Armadura Longitudinal de Flexión (As):

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot 0,9 \cdot d}$$

$$A_s = \frac{170100 \text{ kn cm}}{42 \text{ kn/cm}^2 \cdot 0,90 \cdot 99 \text{ cm}} = 45,45 \text{ cm}^2$$

Se adopta la configuración de alta densidad de la planilla: **10 ϕ 25 dispuestos en dos capas simétricas** (Sección total = 49,1 cm²).

My:

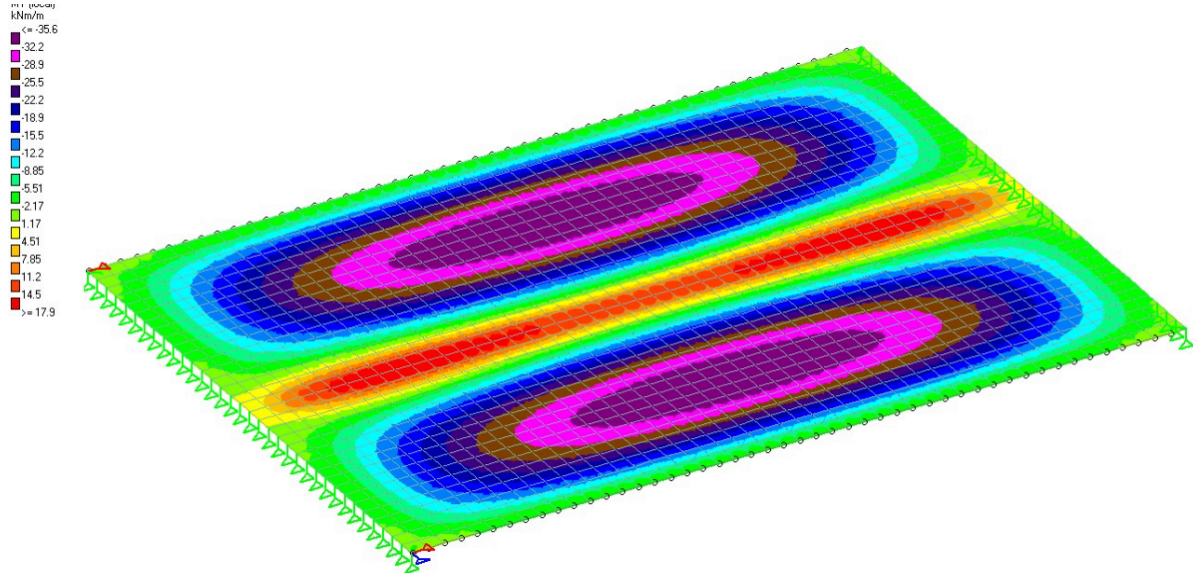


Imagen n°33: solicitaciones M_y de las losas. Fuente: Staad Pro.

Mx:

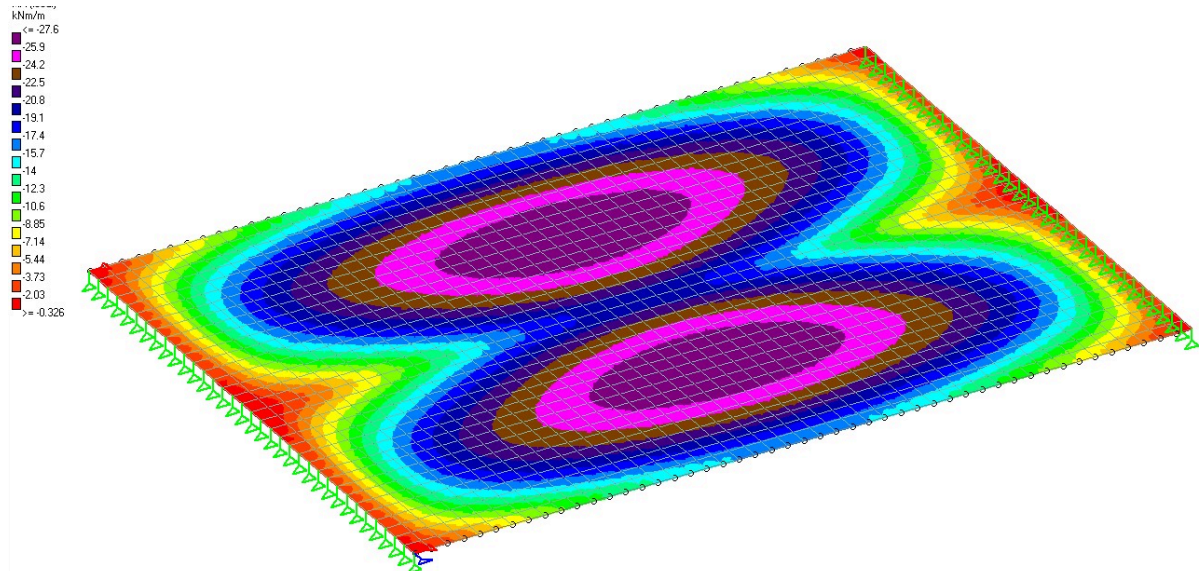


Imagen n°34: solicitaciones M_x de las losas. Fuente: Staad Pro.

Elástica:

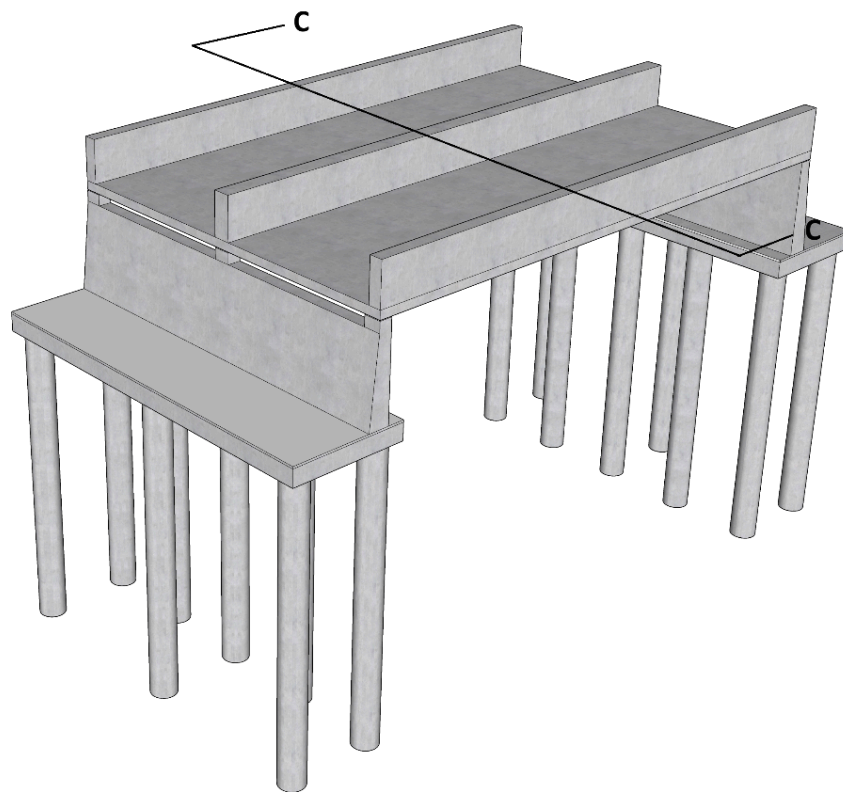


Imagen n°35: Ubicación del diagrama de la elástica. Fuente: SketchUp Pro 22.

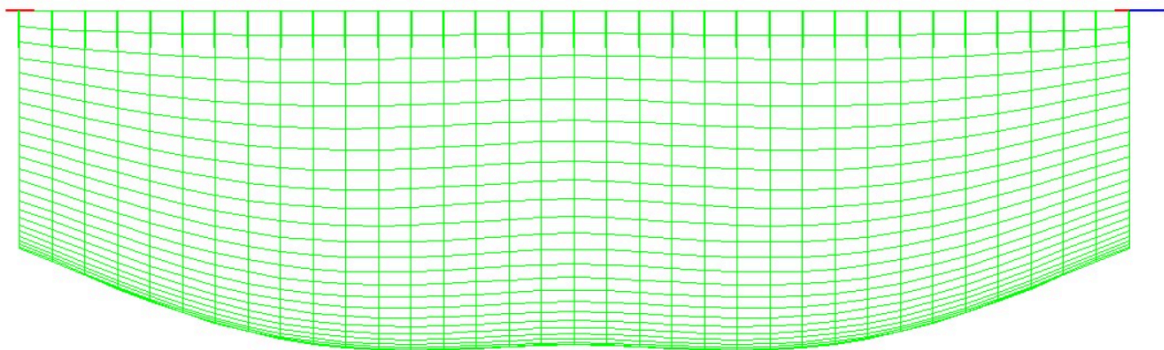


Imagen n°36: Elástica sección transversal puente (Corte C-C). Fuente: Staad Pro.

Calculo de armadura horizontal

La Viga Central (VI2) no requiere armadura de flexión transversal por empuje hidrostático debido a que, en condición de servicio, las presiones laterales en ambas caras son simétricas, de igual magnitud y de sentido opuesto, logrando un equilibrio nulo. Su armado lateral responde a criterios de simetría constructiva, armadura de piel (CIRSOC 201/2005) y contención en vaciados parciales por mantenimiento.

Al ser una viga interior expuesta a agua por ambos lados colocamos armadura de piel para controlar la fisuración por retracción y temperatura en el alma de gran altura (CIRSOC 201/2005) y garantizar resistencia ante eventuales situaciones de vaciado parcial/mantenimiento de uno de los paños.

$$A_{s,piel} = 0,001 \cdot b \cdot H = 0,001 \cdot 40 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 4,00 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (total en las dos caras)}$$

por cara $2,00 \text{ cm}^2/\text{m}$

adoptamos $1\emptyset 10 \text{ c}/20 \text{ cm}$

Armadura Transversal (estribos)

1. Datos de Entrada y Cargas

- Recubrimiento nominal (c): 0,05 m.
- Altura útil aproximada (d): Dado que la armadura inferior de flexión está dispuesta en **2 capas de $\emptyset 25$** , el baricentro de las armaduras baja:

$$d = H - c - \emptyset_{estribo} - \emptyset_{long} - \frac{\text{separación}}{2} = 100 - 5 - 1,2 - 2,5 - 1,25 = 90,05 \text{ cm}$$

$$\approx 0,90 \text{ m}$$

- Factor de reducción de resistencia por corte (CIRSOC 201/2005): $\emptyset = 0,75$

Considerando la carga lineal total actuante sobre la viga exterior (peso propio de viga + losa de los dos lados + peso del agua en dos paños) mayorada:

$$q_u \approx 220 \text{ kn/m}$$

Esfuerzo cortante en apoyos ($V_{u,max}$):

$$V_{u,max} = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{220 \text{ kn/m} \cdot 12,00 \text{ m}}{2} = 1320 \text{ kn}$$

Esfuerzo cortante de diseño a la distancia d del apoyo (V_{ud}):

$$V_{ud} = V_{u,max} - q_u \cdot d = 1320 \text{ kn} - (220 \text{ kn/m} \cdot 0,90 \text{ m}) = 1122 \text{ kn}$$

Según norma CIRSOC 201, la resistencia nominal al corte que aporta el hormigón sin armadura es:

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d = 328,6 \text{ kn}$$

La contribución reducida del hormigón resulta:

$$\emptyset V_c = 0,75 \cdot 328,6 \text{ kn} = 246,45 \text{ kn}$$

como $V_{ud} = 1122 \text{ kn} > \emptyset V_c = 246,45 \text{ kn}$ requiere armadura de corte dimensionada (estribos).

$$V_s = \frac{V_{ud}}{\emptyset} - V_c = \frac{1122 \text{ kn}}{0,75} - 328,6 \text{ kn} = 1167,4 \text{ kn}$$

Para absorber los esfuerzos cortantes máximos en los apoyos ($V_{ud} = 1122 \text{ kn}$), se verifica la combinación del aporte del hormigón ($\emptyset V_c = 246,45 \text{ kn}$) y la armadura transversal.

Se dispone un estribado constituido por:

$$\text{Estribos dobles } \emptyset 12 \text{ c/15 cm (4 ramas, } A_v = 4,52 \text{ cm}^2)$$

Con densificación a $s = 10 \text{ cm}$ en las zonas de apoyo. La disposición de 4 ramas asegura el empaquetamiento de las 2 capas de armadura longitudinal inferior ($10 \emptyset 25$) y cumple estrictamente con las verificaciones de biela comprimida y cuantías de la norma CIRSOC 201.

8.4. Diseño estructural de los estribos de apoyo del puente canal

8.4.1. Descripción general

El puente canal proyectado se encuentra conformado por una losa de hormigón armado de 9,00 m de ancho y 12,00 m de luz, complementada con tres vigas invertidas dispuestas longitudinalmente. Sobre la estructura circula un canal hidráulico con una altura máxima de agua de 1,00 m.

La superestructura descarga sus acciones sobre dos muros laterales de hormigón armado ubicados a ambos lados del canal. La transmisión de cargas se realiza mediante banquetas de apoyo ejecutadas sobre la coronación de la pantalla del muro.

Sobre cada banqueta se disponen apoyos elastoméricos de neopreno de 10 mm de espesor, cuya función es distribuir uniformemente las presiones de contacto, absorber pequeñas deformaciones diferenciales y evitar concentraciones locales de tensiones. Las banquetas se ejecutan con dimensiones de 0,40 m de ancho y 0,25 m de altura, centradas respecto al eje de la pantalla.

La pantalla del muro se encuentra vinculada monolíticamente a una solera de fundación de hormigón armado, la cual transmite las solicitaciones hacia un sistema de pilotes perforados.

8.4.2. Geometría adoptada

Las dimensiones adoptadas para el muro son las siguientes:

- **Altura de pantalla:** 1,50 m
- **Espesor de pantalla en coronación:** 0,30 m
- **Espesor de pantalla en la base:** 0,40 m
- **Ancho total de solera:** 2,80 m
- **Espesor de solera:** 0,40 m
- **Longitud total del muro:** 9,00 m

La fundación se resuelve mediante pilotes perforados vinculados monolíticamente a la solera.

MEDIDAS MURO CON PILOTES		
d1	1,5	m
d2	0,4	m
d3	0,35	m
d4	0,3	m
d5	0,1	m
d6	2,8	m
d7	2	m
d8	0,6	m
d9	0,6	m
d10	0,1	m

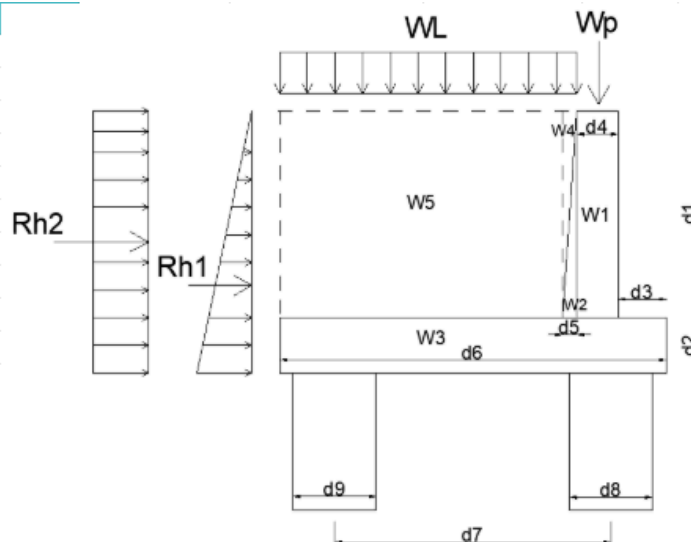


Imagen n°37: Diagrama de cuerpo libre (vista lateral de estribo + pilotes).
Fuente: Producción propia.

8.4.3. Análisis de cargas

Las acciones consideradas para el dimensionamiento fueron:

1. Peso propio de la losa.
2. Peso propio de las vigas invertidas.
3. Peso del agua contenida en el canal.
4. Peso propio del muro.
5. Peso del suelo ubicado sobre la solera posterior.
6. Sobrecarga uniforme equivalente sobre el terreno.

Del análisis de cargas de la superestructura se obtiene una carga lineal nominal transmitida al muro de:

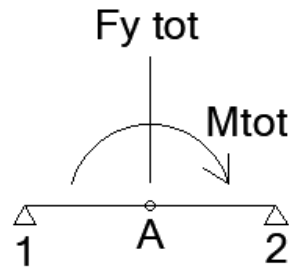
$$W_p = 142,80 \text{ kN/m}$$

Asimismo, se considera una sobrecarga superficial uniforme sobre el terreno de:

$$W_L = 23,80 \text{ kN/m}^2$$

Con el objeto de determinar las reacciones transmitidas a la fundación, se analizó una franja representativa de 4,00 m de longitud del muro. Del equilibrio de fuerzas verticales y momentos respecto al eje de la fundación, se obtuvieron las siguientes solicitaciones resultantes para dicha sección:

- **Resultante vertical (Rv):** 1100,41 kN
- **Momento respecto al eje de fundación (Mf):** 447,84 kNm



A partir de dichas solicitaciones, y considerando la rigidez de la solera que actúa como cabezal distribuidor, se determinaron las reacciones máximas sobre los elementos de la fundación profunda:

- **Reacción máxima en la fila próxima a la pantalla:** 387,06 kN por pilote.
- **Reacción máxima en la fila posterior:** 326,28 kN por pilote.

Estas reacciones de diseño fueron empleadas para el dimensionamiento geotécnico y estructural de la fundación profunda.

8.5. Dimensionamiento de armaduras del muro y la solera

El diseño de las secciones de hormigón armado se realizó bajo los lineamientos reglamentarios (CIRSOC 201/2005 / ACI 318), empleando hormigón calidad **H-25** ($f'c = 25$) y acero de dureza natural **ADN-420**. Se adoptó un recubrimiento nominal de 5 cm debido a las condiciones de exposición ambiental e hidráulica y al contacto directo con el terreno.

8.5.1. Armaduras de la pantalla

La pantalla trabaja sometida simultáneamente a flexión por efecto del empuje activo del terreno y a compresión axial debido a las cargas transmitidas por la superestructura. Para el dimensionamiento, se adopta una franja de cálculo de 1,00 m de ancho.

Considerando el espesor total de 40 cm en la zona de empotramiento con la base, la cuantía mínima geométrica reglamentaria para muros resulta:

$$A_{Smin} = 0,0018 * b * h$$

$$A_{Smin} = 0,0018 * 100 \text{ cm} * 40 \text{ cm} = 7,20 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

- Se adopta como armadura vertical principal (dispuesta en ambas caras):

$\phi 12 \text{ mm}$ cada 15 cm

El área de acero provista por metro lineal resulta:

$$A_s = \frac{1,13 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{15 \text{ cm}} = 7,53 \text{ cm}^2/m$$

Por lo tanto:

$$A_s = 7,53 \text{ cm}^2/m > A_{smin} = 7,20 \text{ cm}^2/m$$

Verificando satisfactoriamente la cuantía mínima requerida.

- Como armadura horizontal de distribución y control de fisuración (para mitigar efectos térmicos y retracción de fraguado), se adopta en ambas caras:

$\phi 10 \text{ mm}$ cada 20 cm

El área provista por metro lineal resulta:

$$A_s = \frac{0,785 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{20 \text{ cm}} = 3,93 \text{ cm}^2/m$$

Las armaduras verticales se prolongan y anclan con sus correspondientes longitudes de desarrollo dentro de la solera, garantizando la continuidad estructural y el empotramiento monolítico entre ambos elementos.

- Armadura a flexión del estribo actuando como VGA

datos:

- Luz total (L): 9,00 m
- Altura (h): 1,50 m
- Apoyos inferiores (Pilotes): 5 pilotes. Cada tramo mide $L_n = \frac{9,00 \text{ m}}{4} = 2,25 \text{ m}$.
- Relación: $\frac{L_n}{h} = \frac{2,25 \text{ m}}{1,50 \text{ m}} = 1,5 < 2 \Rightarrow$ Se verifica condición de Viga de Gran Altura / Pared según CIRSOC 201/2005.
- Cargas superiores, reacciones de las 3 vigas: Se ubican sobre la parte superior del estribo.

Para el cálculo de la armadura a flexión del estribo la primera consideración a tener en cuenta es que esta se encontrará dispuesta en la parte superior del mismo, en los dos tramos entre las 3 vigas invertidas. Esto es así ya que la reacción de los pilotes que están centrados entre las vigas invertidas generan flexión en la parte superior central de cada tramo del estribo. Además de esto, se tiene en cuenta que debido a la carga de la viga central sobre el estribo va a generar flexión en la parte central inferior el mismo, por consiguiente también llevará armadura por flexión en la parte central inferior del muro.

Se recurre a utilizar el Método de las bielas para resolver la problemática planteada y para esto se adopta el siguiente reticulado (Imagen n°38) como esquema estructural de esfuerzos internos (tracción y compresión). El sistema estaría compuesto por las 5 reacciones dadas por los pilotes y las 3es cargas puntuales de la vigas, el peso propio del muro si bien es una carga repartida se lo simplifica sumándolo a las cargas de las vigas. Esta consideración permite tener en cuenta todas las cargas actuantes en la estructura

(cargas de las vigas + peso propio del estribo).

Luego se procede a calcular las armaduras por flexión, posteriormente se verifica el puntal más comprimido y finalmente el nodo más comprimido.

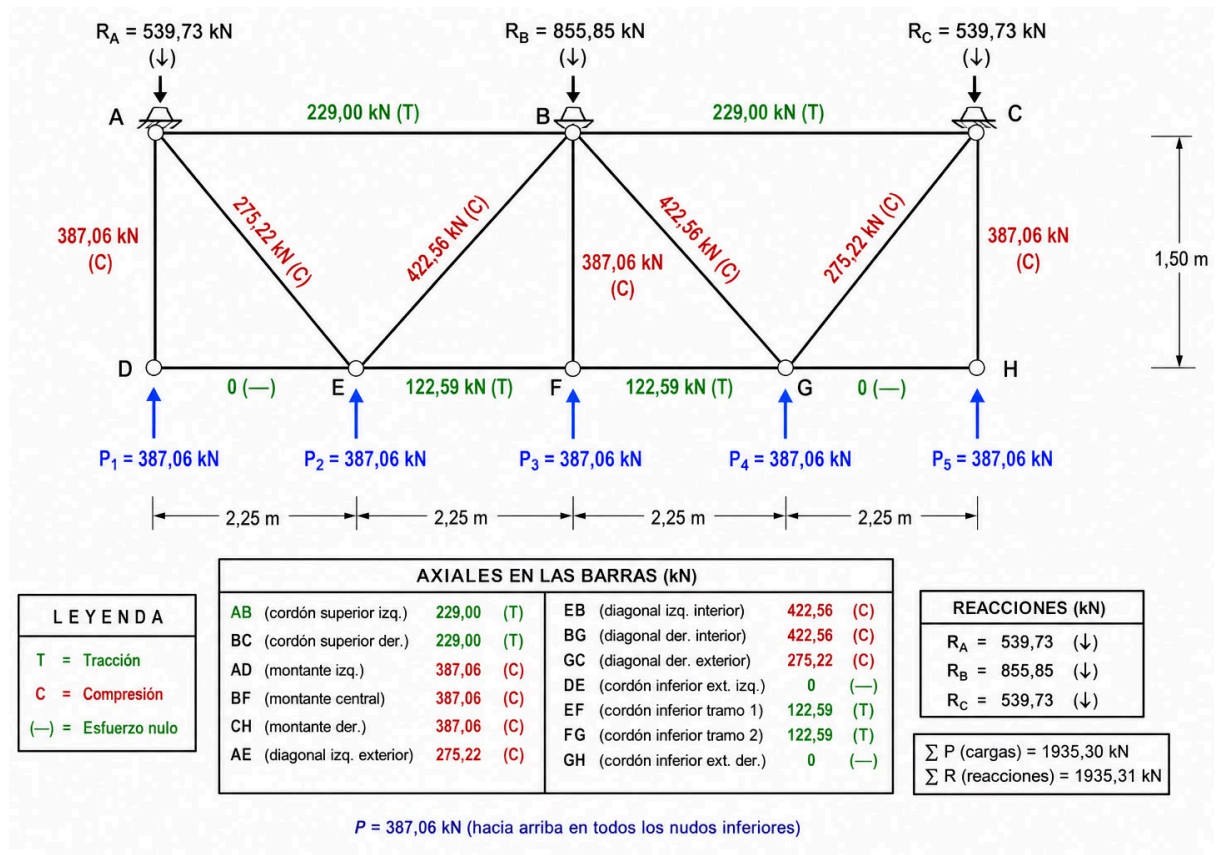


Imagen n°38: Esfuerzos internos axiales de la V.G.A. Fuente: Producción propia.

Armadura superior necesaria:

$$A_s = \frac{T_u}{\phi * f_y} = \frac{229 \text{ kN}}{0,75 * 42 \text{ kN/cm}^2} = 7,27 \text{ cm}^2$$

Armadura inferior necesaria:

$$A_s = \frac{T_u}{\phi * f_y} = \frac{122,59 \text{ kN}}{0,75 * 42 \text{ kN/cm}^2} = 3,89 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima por flexión (CIRSOC 201-2005):

$$A_{s \min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 * f_y} * b * d = \frac{\sqrt{25 \text{ Mpa}}}{4 * 420 \text{ Mpa}} * 35 \text{ cm} * 135 \text{ cm} = 14,06 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = \frac{1,40}{f_y} * b * d = \frac{1,40}{420 \text{ Mpa}} * 35 \text{ cm} * 135 \text{ cm} = 15,75 \text{ cm}^2$$

La armadura mínima necesaria $15,75 \text{ cm}^2$, pero el reglamento CIRSOC 201-2005

permite la siguiente consideración:

“Si en cada sección, el área A_s de la armadura de tracción adoptada excede al menos en un tercio a la armadura determinada por cálculo, no es necesario cumplir con los requisitos de armadura mínima indicados anteriormente (10.5.3.)”

Por tal motivo, la armadura adoptada va a ser la siguiente:

Armadura superior:

$$A_s = 1,33 * 7,27 \text{ cm}^2 = 9,67 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ } \varnothing 25 = 9,82 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{sep} = 17,00 \text{ cm}$$

Armadura inferior:

$$A_s = 1,33 * 3,89 \text{ cm}^2 = 5,17 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \text{ } \varnothing 12 = 5,65 \text{ cm}^2 \text{ sep} = 6,50 \text{ cm}$$

- Verificación de puntal más comprimido

La resistencia nominal para un puntal sin armadura de compresión, se calcula con la siguiente expresión:

$$F_{ns} = f_{ce} \times A_{es}$$

donde:

$$A_{es} = \text{Área del puntal en el extremo considerado} = b_w \times W_s = 30 \text{ cm} \times 47 \text{ cm} = 1410 \text{ cm}^2$$

$$b_w = 30 \text{ cm}$$

W_s calculado como se muestra en Imagen 38.

$$W_s = w_t \times \cos(\theta) + l_b \times \sin(\theta) = 25 \text{ cm} \times \cos(56^\circ) + 40 \text{ cm} \times \sin(56^\circ) = 47 \text{ cm}$$

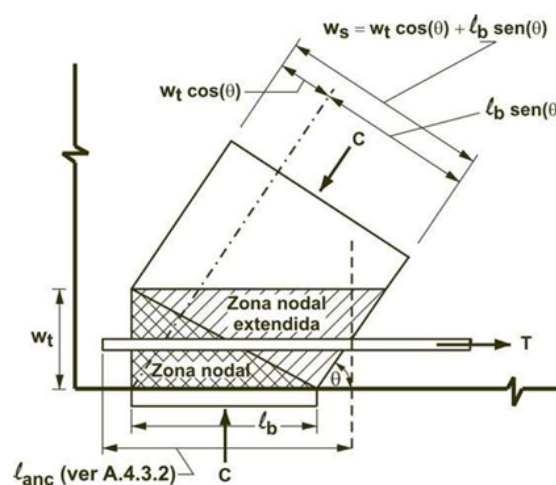


Imagen n°39: Esquema de Nodo [8].

$$f_{ce} = \text{mínimo entre: } 0,85 \times B_n \times f_c' = 0,85 \times 0,6 \times 2,5 \text{ kN/cm}^2 = 1,278 \text{ kN/cm}^2$$

y

$$0,85 \times B_s \times f_c' = 0,85 \times 0,6 \times 2,5 \text{ kN/cm}^2 = 1,278 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Entonces: } f_{ce} = 1,278 \text{ kN/cm}^2$$

$B_s = 0,6$ (Puntal en forma de botella - sin armadura)

$B_n = 0,6$ (Zona nodal que ancla 2 o más tensores)

$$\text{Entonces: } F_{ns} = 1,278 \text{ kN/cm}^2 \times 1410 \text{ cm}^2 = 1802 \text{ kN}$$

$$F_u = 422,56 \text{ kN}$$

$$\text{Entonces: } 0,75 \times F_{ns} = 1802 \text{ kN} \times 0,75 = 1351,5 \text{ kN} > F_u = 422,56 \text{ kN}$$

Entonces: Verifica.

- Verificación de la Resistencia de la Zona Nodal en Apoyo B

Para verificar el correcto comportamiento de la zona nodal del apoyo central (Nodo B) mediante el método de las bielas y tirantes, se evalúa su resistencia nominal a la compresión (F_{nn}) según las especificaciones normativas.

1. Datos de Entrada y Geometría

- Resistencia especificada del hormigón (f_c')= 25 MPa
- Reacción de diseño solicitante en el apoyo B ($F_u = R_b$): 855,85 Kn
- Dimensiones de la placa de apoyo (A_{nz}): 40cm X 30cm = 1200 cm²

2. Clasificación del Nodo y Tensión Eficaz del Hormigón

En el Nodo B concurren las bielas comprimidas (reacción R_b , diagonales EB y GB, y elemento vertical FB) y se anclan dos tensores a tracción (elementos horizontales AB y BC).

De acuerdo con las especificaciones para zonas nodales que anclan dos o más tensores:

Factor de la zona nodal $B_n = 0,6$ (Zona nodal que ancla 2 o más tensores)

$$f_{ce} = 0,85 \times B_n \times f_c' = 0,85 \times 0,6 \times 2,5 \text{ kN/cm}^2 = 1,275 \text{ kN/cm}^2$$

3. Determinación de la Resistencia Nominal (F_{nn})

Aplicando la expresión de la resistencia nominal a la compresión de la zona nodal:

$$F_{nn} = F_{ce} \times A_{nz}$$

$$F_{nn} = 1,275 \text{ kN/cm}^2 \times 1200 \text{ cm}^2 = 1530 \text{ KN}$$

4. Verificación de Seguridad y Conclusión

Adoptando el factor de reducción de resistencia aplicable a zonas nodales ($\Phi = 0.75$), se obtiene la resistencia de diseño (ΦF_{nn}):

$$\Phi F_{nn} = 0,75 \times 1530 \text{ KN} = 1147,50 \text{ KN}.$$

Comparando la resistencia de diseño disponible contra la sollicitación máxima actuante:

$$\Phi F_{nn} = 1147,50 \text{ KN} \geq F_u = 855,85 \text{ KN} ;$$

Entonces: Verifica.

8.5.2. Armaduras de la solera

La solera actúa simultáneamente como elemento de fundación y como cabezal de vinculación de pilotes, transmitiendo las cargas provenientes de la pantalla hacia la fundación profunda. Debido a las elevadas reacciones concentradas generadas de manera puntual por los pilotes, el elemento experimenta flexión bidireccional, por lo que se dispone armadura tanto en la cara superior como inferior para absorber los momentos positivos y negativos que se generan entre los apoyos rígidos.

Como armadura longitudinal principal (dirección paralela al desarrollo del muro):

- **Armadura inferior:** $8\phi 16$

$$A_{s\text{provista}} = 8 * 2,01 \text{ cm}^2 = 16,08 \text{ cm}^2$$

- **Armadura superior:** $6\phi 16$

$$A_{s\text{provista}} = 6 * 2,01 \text{ cm}^2 = 12,06 \text{ cm}^2$$

Como armadura transversal (perpendicular a la traza del muro), dispuesta tanto en la cara superior como inferior de la solera para el cosido de tensiones, se especifican barras:

$$\phi 10 \text{ mm cada } 15 \text{ cm}$$

8.6. Diseño de la fundación mediante pilotes

La fundación del muro se resuelve mediante pilotes perforados de hormigón armado vinculados monolíticamente a la solera de fundación. Se adopta una configuración geométrica en dos filas:

- **Fila próxima a la pantalla:** 5 pilotes separados a 2,00 m entre ejes.

- **Fila posterior:** 3 pilotes separados a 4,00 m entre ejes.

Todos los pilotes poseen las siguientes características nominales y mecánicas:

- **Diámetro (D):** 0,60 m
- **Longitud (L):** 7,00 m
- **Calidad del Hormigón:** H-25
- **Calidad del Acero:** ADN 420

El área de la sección transversal de la punta de cada pilote resulta:

$$A_p = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{\pi \cdot (0,60 \text{ m})^2}{4} = 0,283 \text{ m}^2$$

La longitud adoptada de 6,50 m coincide con el espesor total del primer estrato competente identificado en el estudio geotécnico, permitiendo desarrollar la resistencia por fricción lateral requerida a lo largo de todo el fuste del pilote sin comprometer la estabilidad por asentamientos diferenciales.

Las reacciones máximas de cálculo obtenidas del análisis estructural equivalen a:

- **387,06 kN por pilote** en la fila próxima a la pantalla.
- **326,28 kN por pilote** en la fila posterior.

Para responder a estas solicitudes combinadas con la excentricidad del nudo y cumplir las exigencias de cuantías para elementos enterrados, la armadura longitudinal adoptada para cada pilote está compuesta por:

- 10φ16 distribuidos perimetralmente de forma simétrica.

$$A_{s,provista} = 10 * 2,01 \text{ cm}^2 = 20,10 \text{ cm}^2$$

La armadura transversal de confinamiento del núcleo de hormigón y resistencia al esfuerzo cortante se compone de un estriado helicoidal continuo:

Espiral de φ8 mm con paso constante cada 15 cm

Las cabezas de los pilotes se descabezan y se empotran monolíticamente una longitud mínima de 10 cm dentro de la solera de fundación, doblando sus armaduras longitudinales a 90° hacia el interior del cabezal, garantizando la perfecta transferencia de esfuerzos axiales, cortantes y momentos flectores entre la subestructura y la fundación profunda

9. ANÁLISIS DE LA DIMENSIÓN AMBIENTAL DEL PROYECTO

Como parte necesaria de este proyecto se realizó un análisis de las dimensiones ambientales teniendo como punto de partida los objetivos de desarrollo sostenible (ODS), observando cómo el proyecto contempla su implementación.



Imagen n°40: Objetivos de Desarrollo Sostenible [11].

9.1. Análisis de la laguna

Este es el diagnóstico base. Analizar el comportamiento de una cuenca endorreica (sin salida natural) para predecir crecidas es fundamental para la resiliencia de la región.

En este sentido, los ODS y sus respectivas metas que están vinculados con este aspecto del proyecto son:

- **ODS 13:** Acción por el clima
 - **Meta 13.1** (Resiliencia climática): *Fortalecer la resiliencia y la capacidad de adaptación a los riesgos relacionados con el clima y los desastres naturales.*
- **ODS 15:** Vida de ecosistemas terrestres
 - **Meta 15.1** (Conservación de ecosistemas de agua dulce): *Velar por la conservación, el restablecimiento y el uso sostenible de los ecosistemas de agua dulce interiores y sus servicios.*

9.2. Diseño de canales

Los canales modifican el escurrimiento para evacuar los excedentes hídricos de forma controlada hacia otras cuencas como la del Salado. Este nuevo comportamiento se relaciona con las siguientes ODS y sus metas:

- **ODS 6:** Agua limpia y saneamiento
 - **Meta 6.5** (Gestión integrada del agua): *Implementar la gestión integrada de los recursos hídricos a todos los niveles, incluso mediante la cooperación transfronteriza (interprovincial).*
- **ODS 9:** Industria, innovación e infraestructura
 - **Meta 9.1** (Infraestructura fiable y resiliente): *Desarrollar infraestructuras fiables, sostenibles, resilientes y de calidad para apoyar el desarrollo económico y el bienestar humano.*

9.3. Proyecto de alcantarillas

El replanteo de las alcantarillas y sus respectivos “Bypass” colabora con el desarrollo de las siguiente ODS:

- **ODS 11:** Ciudades y comunidades sostenibles
 - **Meta 11.5** (Reducir el impacto de los desastres): *Reducir significativamente el número de personas afectadas y disminuir sustancialmente las pérdidas económicas directas causadas por desastres, incluidos los relacionados con el agua.*
- **ODS 9:** Industria, innovación e infraestructura
 - **Meta 9.1** (Conectividad permanente): *Garantiza que la infraestructura de transporte no se interrumpa, manteniendo el flujo de la cadena de suministro y el tránsito seguro.*

9.4. Proyecto de un puente canal

Esta obra innovadora posibilitó la activación del CAN, hoy en desuso por falta de la misma. Esta propuesta se enmarca en la siguiente ODS:

- **ODS 9:** Industria, innovación e infraestructura
 - **Meta 9.4** (Modernización e infraestructura sostenible): *Modernizar la infraestructura y reconvertir las industrias para que sean sostenibles, utilizando los recursos con mayor eficacia y adoptando tecnologías y procesos industriales limpios y ambientalmente racionales.*

10. BIBLIOGRAFÍA

[1] Mapa de ubicación de Laguna La Picasa. Wikipedia.
https://es.wikipedia.org/wiki/Laguna_La_Picasa (fecha de acceso 01/04/2026).

[2] Infraestructura de datos espaciales de la provincia de Santa Fe. Secretaría de Recursos Hídricos, Ministerio de Obras Públicas de la provincia de Santa Fe.
https://www.santafe.gob.ar/idesf/vis-pre/?user=rec_hidricos (fecha de acceso 01/04/2026).

[3] Traza Ruta Nacional n°7. Wikipedia.
https://es.wikipedia.org/wiki/Ruta_Nacional_7_%28Argentina%29 (fecha de acceso 01/04/2026).

[4] Red de ferrocarril General San Martín. Wikipedia.
<https://es.wikipedia.org/wiki/Archivo:FerrocarrilGeneralSanMartin.jpg> (fecha de acceso 01/04/2026).

[5] Inventario florístico del área valiosa de pastizal laguna La Picasa, Santa Fe Argentina. Martín Juárez. 2022.
https://fundacionazara.org.ar/img/revista-historia-natural/tercera-serie-volumen-12-3-2022/HN_12_3_151-167.pdf (fecha de acceso 01/04/2026).

[6] Áreas potenciales para la conservación de las aves en Santa Fe. Horacio Luna. <https://avesyareaspotencialesdesantafe.blogspot.com/p/gl06-cuenca-de-la-laguna-la-picasa.html> (fecha de acceso 01/04/2026).

[7] Listado sistemático de aves de la zona de la laguna La Picasa. Eco Registros. <https://www.ecoregistros.org/site/lugar.php?id=789> (fecha de acceso 01/04/2026).

[8] Estudio de suelos para la fundación de una estructuras hidráulica. Zona rural San Gregorio - Laguna La Picasa. Juan Carlos Rosado & Asociados Ingenieros Civiles. 2023.

[9] Obra de descarga emergencial de la laguna La Picasa al canal de la alternativa norte (CAN): Modelización matemática del CAN y propuesta de protocolo de operación de las compuertas. Dirección Provincial de Saneamiento y Obras Hidráulicas, Ministerio de Infraestructura y Servicios Públicos de la Provincia de Buenos Aires. 2019.

[10] Mecánica de suelos en la ingeniería práctica. Karl Terzaghi & Ralph B. Peck. Segunda Edición.

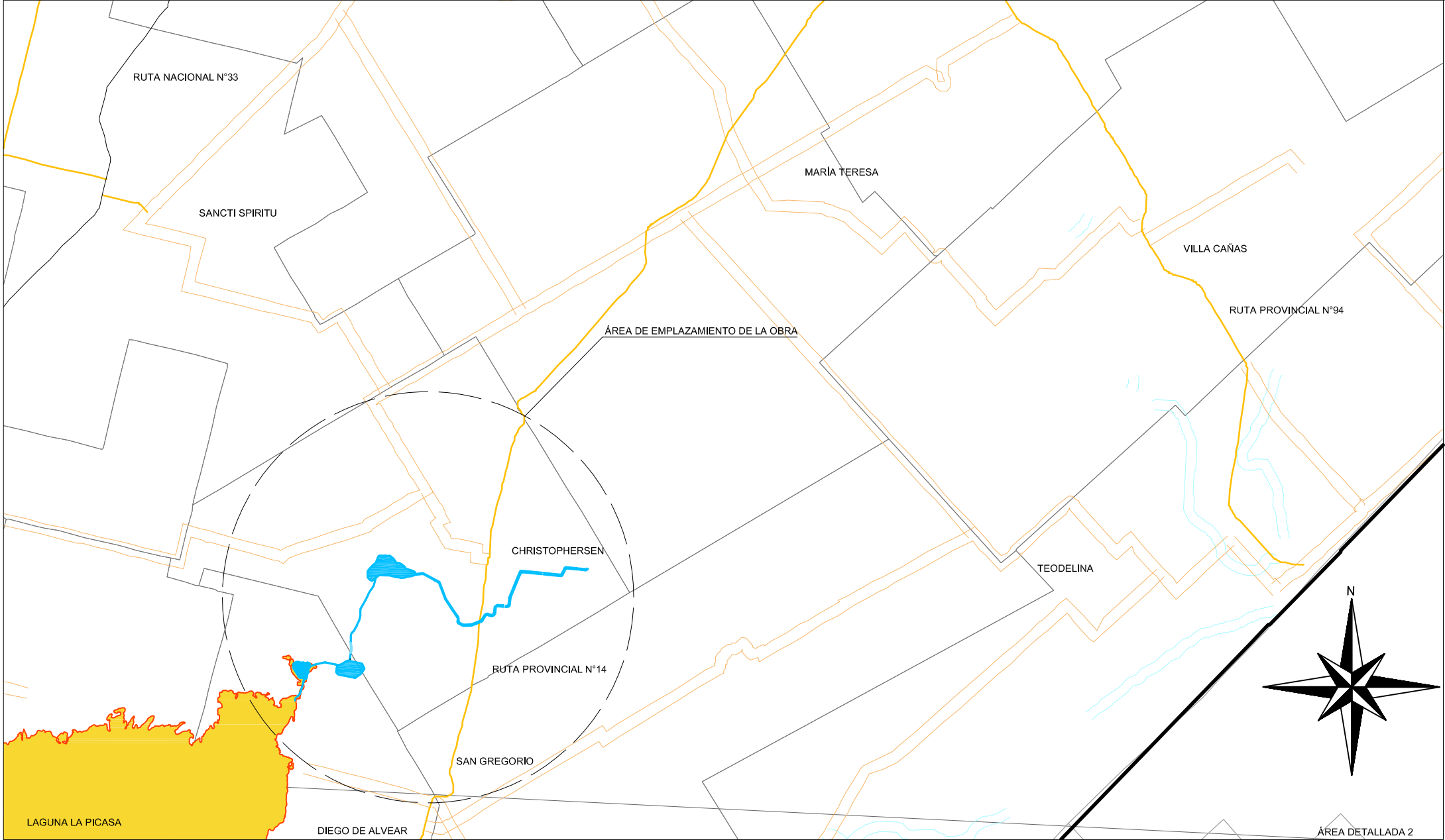
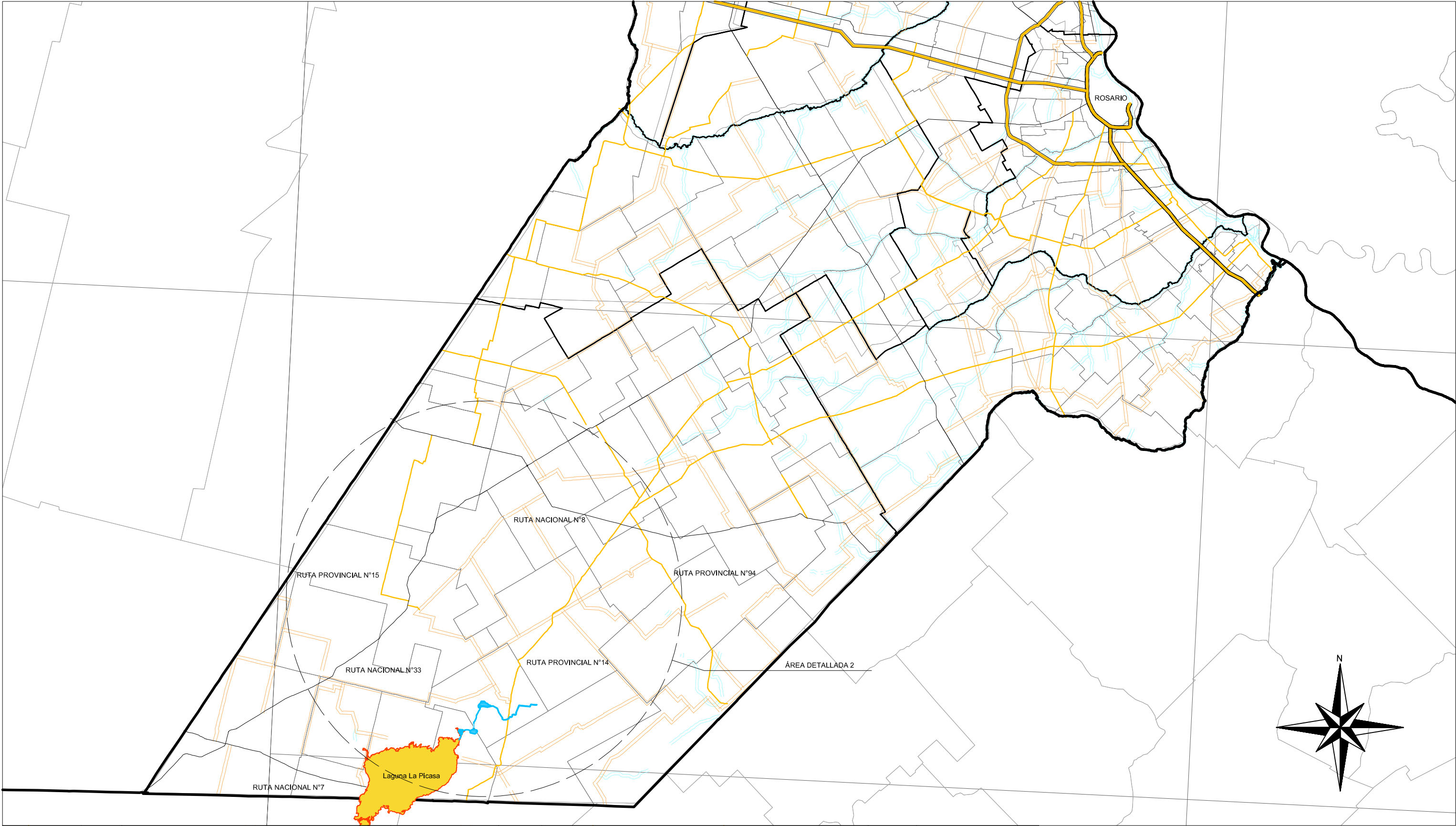
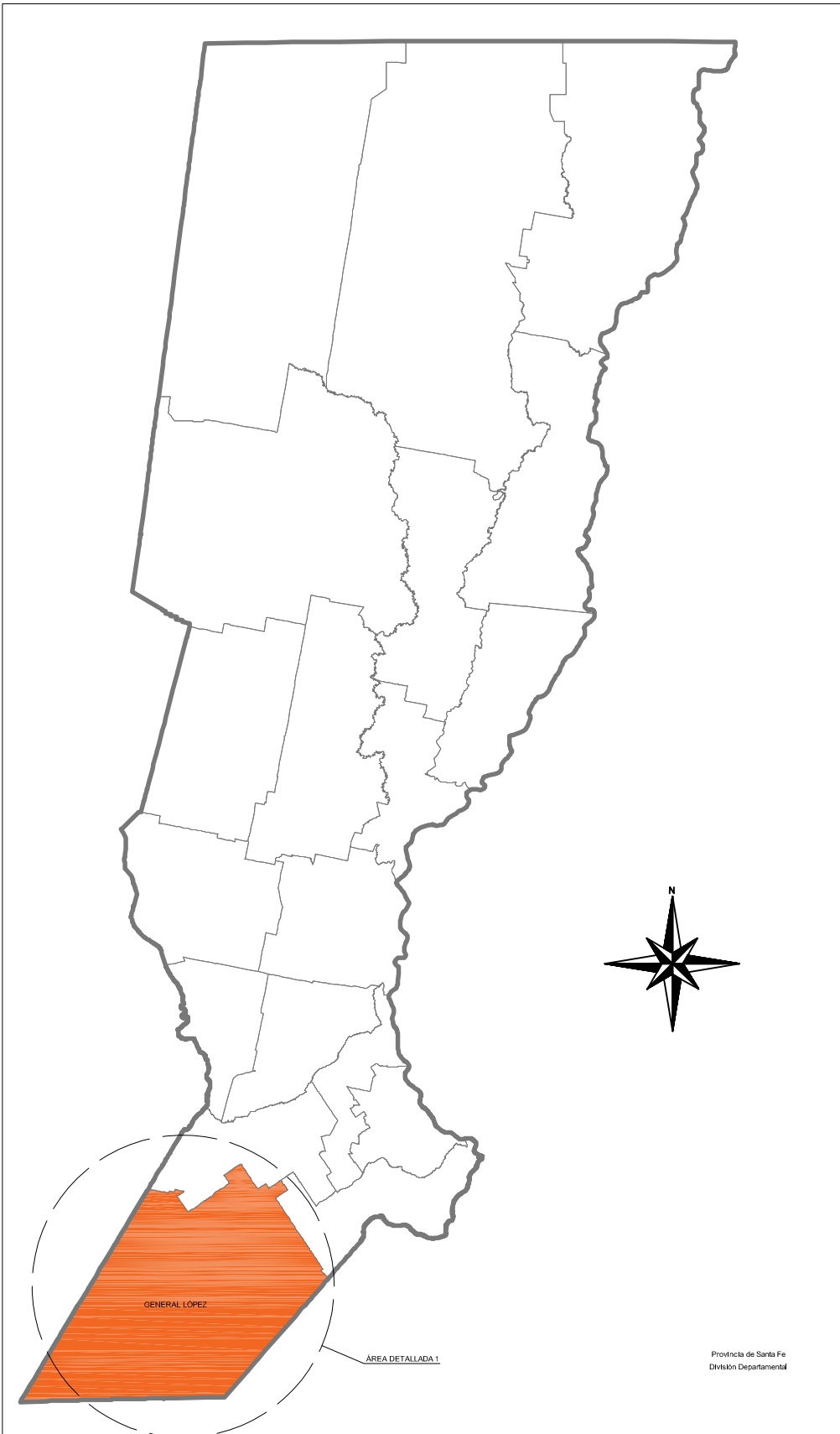
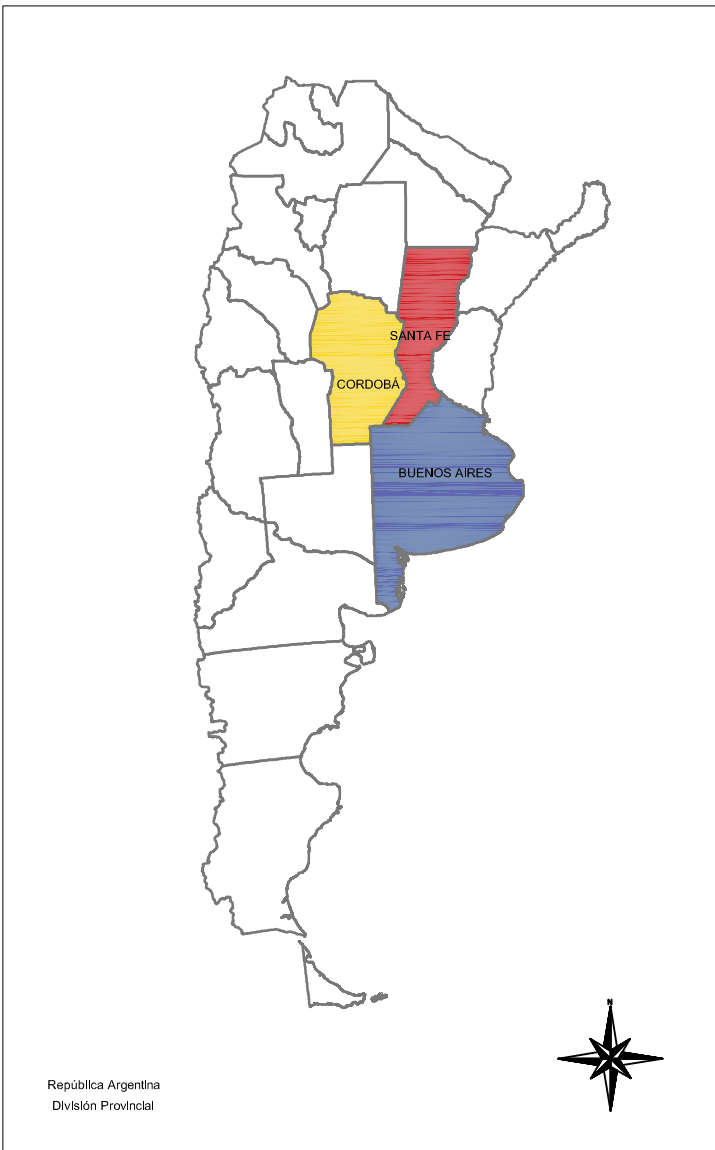
[11] Objetivos y metas de desarrollo sostenible. Naciones Unidas. <https://www.un.org/sustainabledevelopment/es/> (fecha de acceso 01/04/2026).

[12] Relevamiento de alcantarillas Canal Alternativa Norte. Agr. Alfredo A. Raparo. 2023.

[13] Reglamento CIRSOC 201: Reglamento argentino de estructuras de hormigón. Secretaría de Obras Públicas de la Nación, Ministerio de Planificación Federal, Inversión Pública y Servicios. Julio 2005.

[14] Reglamento CIRSOC 101: Reglamento argentino de cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras. Secretaría de Obras Públicas de la Nación, Ministerio de Planificación Federal, Inversión Pública y Servicios. Julio 2005.

11. LEGAJO DE PLANOS



LISTADO DE PLANOS	
N° DE PLANO	NOMBRE DEL PLANO
1.A	Planimetría + Altimetría
1.B	Tramos 1 y 2
1.C	Tramos 3 y 4
2.A	Perfiles Transversales
2.B	Perfiles Transversales
2.C	Perfiles Transversales
3.A	Planimetría y Perfil Longitudinal Desvío 1
3.B	Perfil Longitudinal Desvío 2 y 3
4.A	Planta losa
4.B	Corte transversal A-A' y B-B'
4.C	Plano planta de losa y muro
4.D	Corte transversal C-C'
4.E	Corte longitudinal D-D'
4.F	Corte transversal E-E'

REV03		04/08/26
REV02		21/07/26
REV01		26/06/26
REV00		08/05/26
N°		FECHA

Proyecto IV
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA - UNR

Croquis de ubicación - Índice de planos

PROYECTISTAS:
Giordano, Giordano, Lopez, Torri Lodi

ESCALA

FECHA:
AGOSTO 2026

N° PLANO
0.0



REFERENCIAS

— — — — — Terreno Natural

- - - - - Canal Actual

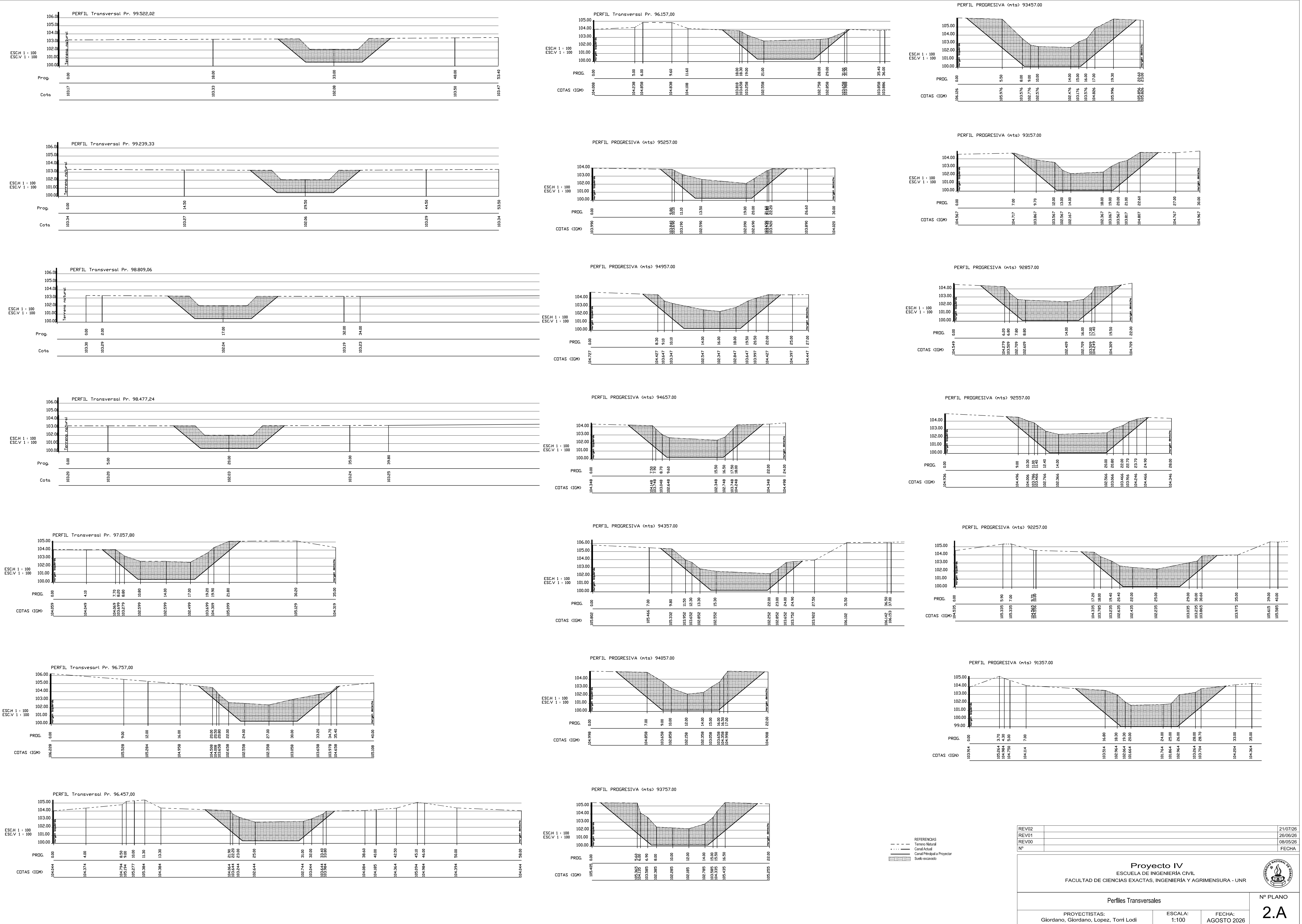
————— Canal Principal a Proyectar

 Suelo excavado

PROGRESIVA [m]	PROGRESIVA	703.97 693.77 685.60 678.02 671.11 664.93 659.47 654.75 650.76 647.50 644.97 642.17 639.10 636.86 634.36 631.60 628.58 625.30 621.76 618.96 615.90 612.58 609.00 605.26 601.37 597.33 593.14 588.81 584.33 579.71 574.95 570.05 565.01 560.84 556.53 552.09 547.51 542.79 537.93 532.93 527.79 522.51 517.09 511.53 505.83 499.97 493.96 487.81 481.51 475.07 468.49 461.77 454.91 447.91 440.77 433.50 426.09 418.54 410.85 403.02 395.05 386.94 378.69 370.31 361.79 353.14 344.36 335.44 326.38 317.18 307.84 298.36 288.74 278.94 268.96 258.81 248.51 238.07 227.49 216.77 205.91 194.91 183.78 172.52 161.13 149.61 137.96 126.18 114.28 102.26 90.12 77.85 65.45 52.92 40.26 27.47 14.55 1.50 -11.79 -24.47 -37.54 -50.00 -62.85 -75.07 -86.66 -97.62 -107.95 -117.65 -126.72 -135.16 -142.97 -150.15 -156.70 -162.62 -167.91 -172.57 -176.60 -180.09 -183.04 -185.45 -187.32 -188.65 -189.44 -190.69 -191.40 -191.57 -191.10 -190.09 -188.54 -186.45 -183.82 -180.65 -176.94 -172.69 -167.91 -162.59 -156.72 -150.30 -143.33 -135.81 -127.74 -119.12 -110.94 -102.20 -92.91 -83.07 -72.68 -61.74 -50.25 -38.27 -25.80 -12.84 0.00 12.84 25.80 38.27 50.25 61.74 72.68 83.07 92.91 102.20 110.94 119.12 127.74 135.81 143.33 150.30 156.72 162.59 167.91 172.57 176.60 180.09 183.04 185.45 187.32 188.65 189.44 190.69 191.40 191.57 191.10 190.09 188.54 186.45 183.82 180.65 176.94 172.69 167.91 162.59 156.72 150.30 143.33 135.81 127.74 119.12 110.94 102.20 92.91 83.07 72.68 61.74 50.25 38.27 25.80 12.84 0.00 -12.84 -25.80 -38.27 -50.25 -61.74 -72.68 -83.07 -92.91 -102.20 -110.94 -119.12 -127.74 -135.81 -143.33 -150.30 -156.72 -162.59 -167.91 -172.57 -176.60 -180.09 -183.04 -185.45 -187.32 -188.65 -189.44 -190.69 -191.40 -191.57 -191.10 -190.09 -188.54 -186.45 -183.82 -180.65 -176.94 -172.69 -167.91 -162.59 -156.72 -150.30 -143.33 -135.81 -127.74 -119.12 -110.94 -102.20 -92.91 -83.07 -72.68 -61.74 -50.25 -38.27 -25.80 -12.84 0.00 12.84 25.80 38.27 50.25 61.74 72.68 83.07 92.91 102.20 110.94 119.12 127.74 135.81 143.33 150.30 156.72 162.59 167.91 172.57 176.60 180.09 183.04 185.45 187.32 188.65 189.44 190.69 191.40 191.57 191.10 190.09 188.54 186.45 183.82 180.65 176.94 172.69 167.91 162.59 156.72 150.30 143.33 135.81 127.74 119.12 110.94 102.20 92.91 83.07 72.68 61.74 50.25 38.27 25.80 12.84 0.00 -12.84 -25.80 -38.27 -50.25 -61.74 -72.68 -83.07 -92.91 -102.20 -110.94 -119.12 -127.74 -135.81 -143.33 -150.30 -156.72 -162.59 -167.91 -172.57 -176.60 -180.09 -183.04 -185.45 -187.32 -188.65 -189.44 -190.69 -191.40 -191.57 -191.10 -190.09 -188.54 -186.45 -183.82 -180.65 -176.94 -172.69 -167.91 -162.59 -156.72 -150.30 -143.33 -135.81 -127.74 -119.12 -110.94 -102.20 -92.91 -83.07 -72.68 -61.74 -50.25 -38.27 -25.80 -12.84 0.00 12.84 25.80 38.27 50.25 61.74 72.68 83.07 92.91 102.20 110.94 119.12 127.74 135.81 143.33 150.30 156.72 162.59 167.91 172.57 176.60 180.09 183.04 185.45 187.32 188.65 189.44 190.69 191.40 191.57 191.10 190.09 188.54 186.45 183.82 180.65 176.94 172.69 167.91 162.59 156.72 150.30 143.33 135.81 127.74 119.12 110.94 102.20 92.91 83.07 72.68 61.74 50.25 38.27 25.80 12.84 0.00 -12.84 -25.80 -38.27 -50.25 -61.74 -72.68 -83.07 -92.91 -102.20 -110.94 -119.12 -127.74 -135.81 -143.33 -150.30 -156.72 -162.59 -167.91 -172.57 -176.60 -180.09 -183.04 -185.45 -187.32 -188.65 -189.44 -190.69 -191.40 -191.57 -191.10 -190.09 -188.54 -186.45 -183.82 -180.65 -176.94 -172.69 -167.91 -162.59 -156.72 -150.30 -143.33 -135.81 -127.74 -119.12 -110.94 -102.20 -92.91 -83.07 -72.68 -61.74 -50.25 -38.27 -25.80 -12.84 0.00 12.84 25.80 38.27 50.25 61.74 72.68 83.07 92.91 102.20 110.94
----------------	------------	--

[illegible]

Proyecto IV ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA - UNR			
Tramos 1 y 2			Nº PLANO 1.B
PROYECTISTAS: Giordano, Giordano, Lopez, Torri Lodi	ESCALA: H1:25000-V1:125	FECHA: AGOSTO 2026	



PERFIL Transversal Pr. 96.757,00

ESCH 1 : 100

ESC.V 1 : 100

106.00

105.00

104.00

103.00

102.00

101.00

100.00

Terrazas natural

Terrazas proyectar

PRDG.

0.00

9.00

12.00

16.00

20.00

22.00

24.00

27.00

30.00

33.00

35.00

40.00

COTAS (IGM)

104.228

104.598

104.598

104.598

104.598

104.598

104.598

104.598

104.598

104.598

104.598

104.598

PERFIL Transversal Pr. 96.457,00

ESCH 1 : 100

ESC.V 1 : 100

105.00

104.00

103.00

102.00

101.00

100.00

Terrazas natural

Terrazas proyectar

PRDG.

0.00

4.00

9.00

10.00

11.30

13.30

21.90

23.00

25.00

31.00

33.00

35.00

50.00

56.00

COTAS (IGM)

104.444

104.474

104.474

104.474

104.474

104.474

104.474

104.474

104.474

104.474

104.474

104.474

104.474

104.474

PERFIL Transversal Pr. 96.157,00

ESCH 1 : 100

ESC.V 1 : 100

105.00

104.00

103.00

102.00

101.00

100.00

Terrazas natural

Terrazas proyectar

PRDG.

0.00

3.00

6.00

9.60

11.60

18.00

19.00

21.60

28.00

29.00

31.60

35.00

36.00

45.00

COTAS (IGM)

104.608

104.628

104.628

104.628

104.628

104.628

104.628

104.628

104.628

104.628

104.628

104.628

104.628

104.628

PERFIL Transversal Pr. 95.257,00

ESCH 1 : 100

ESC.V 1 : 100

105.00

104.00

103.00

102.00

101.00

100.00

Terrazas natural

Terrazas proyectar

PRDG.

0.00

11.00

13.50

19.00

20.00

22.50

26.00

30.00

COTAS (IGM)

103.990

103.990

103.990

103.990

103.990

103.990

103.990

103.990

PERFIL Transversal Pr. 94.957,00

ESCH 1 : 100

ESC.V 1 : 100

105.00

104.00

103.00

102.00

101.00

100.00

Terrazas natural

Terrazas proyectar

PRDG.

0.00

8.30

9.10

10.10

14.00

16.00

18.00

19.50

20.50

22.00

25.00

27.00

COTAS (IGM)

104.727

104.457

104.457

104.457

104.457

104.457

104.457

104.457

104.457

104.457

104.457

104.457

PERFIL Transversal Pr. 94.657,00

ESCH 1 : 100

ESC.V 1 : 100

105.00

104.00

103.00

102.00

101.00

100.00

Terrazas natural

Terrazas proyectar

PRDG.

0.00

7.50

8.70

9.60

13.50

15.50

17.50

18.50

20.50

22.00

25.00

27.00

COTAS (IGM)

104.348

104.148

104.148

104.148

104.148

104.148

104.148

104.148

104.148

104.148

104.148

104.148

PERFIL Transversal Pr. 94.357,00

ESCH 1 : 100

ESC.V 1 : 100

106.00

105.00

104.00

103.00

102.00

101.00

100.00

Terrazas natural

Terrazas proyectar

PRDG.

0.00

7.00

9.80

11.50

13.30

15.30

22.00

23.00

24.90

27.50

31.50

35.00

37.00

COTAS (IGM)

105.802

105.466

105.332

105.352

105.352

105.352

105.352

105.352

105.352

105.352

105.352

105.352

105.352

PERFIL Transversal Pr. 94.057,00

ESCH 1 : 100

ESC.V 1 : 100

105.00

104.00

103.00

102.00

101.00

100.00

Terrazas natural

Terrazas proyectar

PRDG.

0.00

7.00

9.00

10.00

12.00

14.00

15.00

16.50

17.00

22.00

COTAS (IGM)

104.198

104.698

103.698

103.698

103.698

103.698

103.698

103.698

103.698

104.098

PERFIL Transversal Pr. 93.757,00

ESCH 1 : 100

ESC.V 1 : 100

105.00

104.00

103.00

102.00

101.00

100.00

Terrazas natural

Terrazas proyectar

PRDG.

0.00

5.60

6.90

8.00

10.00

12.00

14.00

15.00

16.50

22.00

COTAS (IGM)

105.405

105.365

105.365

105.365

105.365

105.365

105.365

105.365

105.365

105.365

PERFIL PROGRESIVA (mts) 93457.00

ESCH 1 : 100

ESC.V 1 : 100

105.00

104.00

103.00

102.00

101.00

100.00

Terrazas natural

Terrazas proyectar

PRDG.

0.00

5.00

6.00

8.00

9.60

11.60

18.00

18.00

21.60

28.00

29.00

31.60

35.00

36.00

45.00

COTAS (IGM)

104.608

104.628

104.628

104.628

104.628

104.628

104.628

104.628

104.628

104.628

104.628

104.628

104.628

104.628

PERFIL PROGRESIVA (mts) 93157.00

ESCH 1 : 100

ESC.V 1 : 100

104.00

103.00

102.00

101.00

100.00

Terrazas natural

Terrazas proyectar

PRDG.

0.00

7.00

9.70

12.00

13.00

14.00

18.00

19.00

20.00

21.00

22.00

27.00

30.00

COTAS (IGM)

104.567

104.717

103.867

103.567

103.567

103.567

103.567

103.567

103.567

103.567

103.567

104.607

104.767

104.967

PERFIL PROGRESIVA (mts) 92857.00

ESCH 1 : 100

ESC.V 1 : 100

104.00

103.00

102.00

101.00

100.00

Terrazas natural

Terrazas proyectar

PRDG.

0.00

6.50

7.80

8.00

14.00

16.00

17.00

19.50

20.00

22.00

25.00

COTAS (IGM)

104.549

104.579

104.579

104.579

104.579

104.579

104.579

104.579

104.579

104.579

104.579

PERFIL PROGRESIVA (mts) 92557.00

ESCH 1 : 100

ESC.V 1 : 100

104.00

103.00

102.00

101.00

100.00

Terrazas natural

Terrazas proyectar

PRDG.

0.00

9.00

10.30

11.00

12.40

14.00

20.00

20.00

22.00

23.70

24.90

28.00

COTAS (IGM)

104.536

104.436

104.406

104.406

104.406

104.406

104.406

104.406

104.406

104.406

104.406

104.406

PERFIL PROGRESIVA (mts) 92257.00

ESCH 1 : 100

ESC.V 1 : 100

105.00

104.00

103.00

102.00

101.00

100.00

Terrazas natural

Terrazas proyectar

PRDG.

0.00

5.90

7.00

17.20

18.00

19.40

19.40

22.00

23.00

25.00

29.00

30.00

36.00

39.00

40.00

COTAS (IGM)

104.535

105.335

105.335

104.335

104.335

104.335

104.335

104.335

104.335

104.335

104.335

104.335

104.335

104.335

PERFIL PROGRESIVA (mts) 91357.00

ESCH 1 : 100

ESC.V 1 : 100

105.00

104.00

103.00

102.00

101.00

100.00

99.00

Terrazas natural

Terrazas proyectar

PRDG.

0.00

3.70

5.00

7.00

16.80

18.30

19.30

20.00

24.00

25.00

28.00

29.70

33.00

35.00

COTAS (IGM)

103.914

103.964

103.964

103.964

103.964

103.964

103.964

103.964

103.964

103.964

103.964

103.964

103.964

103.964

PERFIL Transversal Pr. 96.457,00

ESCH 1 : 100

ESC.V 1 : 100

105.00

104.00

103.00

102.00

101.00

100.00

Terrazas natural

Terrazas proyectar

PRDG.

0.00

4.00

9.00

10.00

11.30

13.30

21.90

23.00

25.00

31.00

33.00

35.00

50.00

56.00

COTAS (IGM)

104.444

104.474

104.474

104.474

104.474

104.474

104.474

104.474

104.474

104.474

104.474

104.474

104.474

104.474

PERFIL PROGRESIVA (mts) 93757.00

ESCH 1 : 100

ESC.V 1 : 100

105.00

104.00

103.00

102.00

101.00

100.00

Terrazas natural

Terrazas proyectar

PRDG.

0.00

5.60

6.90

8.00

10.00

12.00

14.00

15.00

16.50

22.00

COTAS (IGM)

105.405

105.365

105.365

105.365

105.365

105.365

105.365

105.365

105.365

105.365

REFERENCIAS

Terrazas natural

Terrazas proyectar

Canal Actual

Canal Propuesto a Proyectar

Suble excavado

REV02

REV01

REV00

Nº

21/07/26

26/06/26

08/05/26

FECHA

Proyecto IV

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA - UNR

Perfiles Transversales

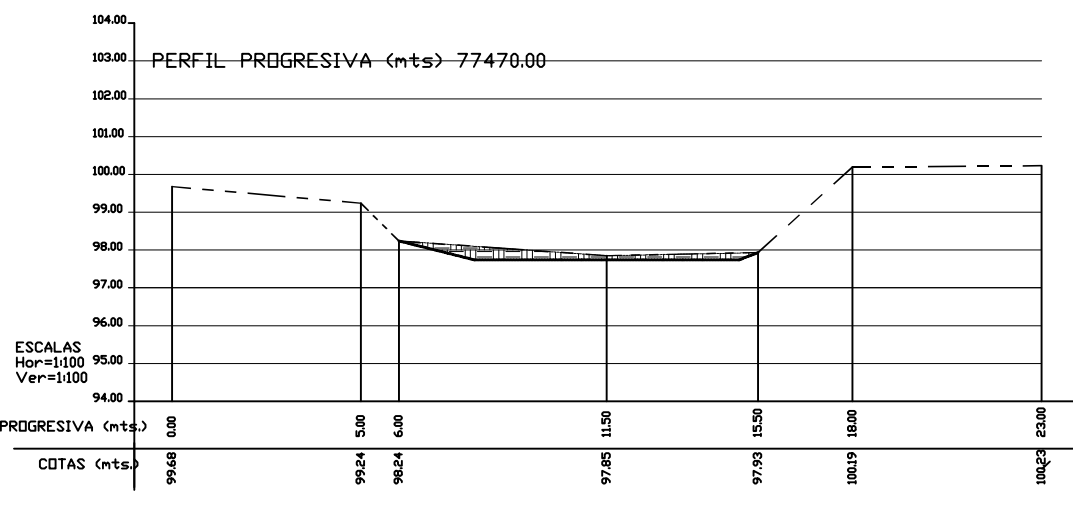
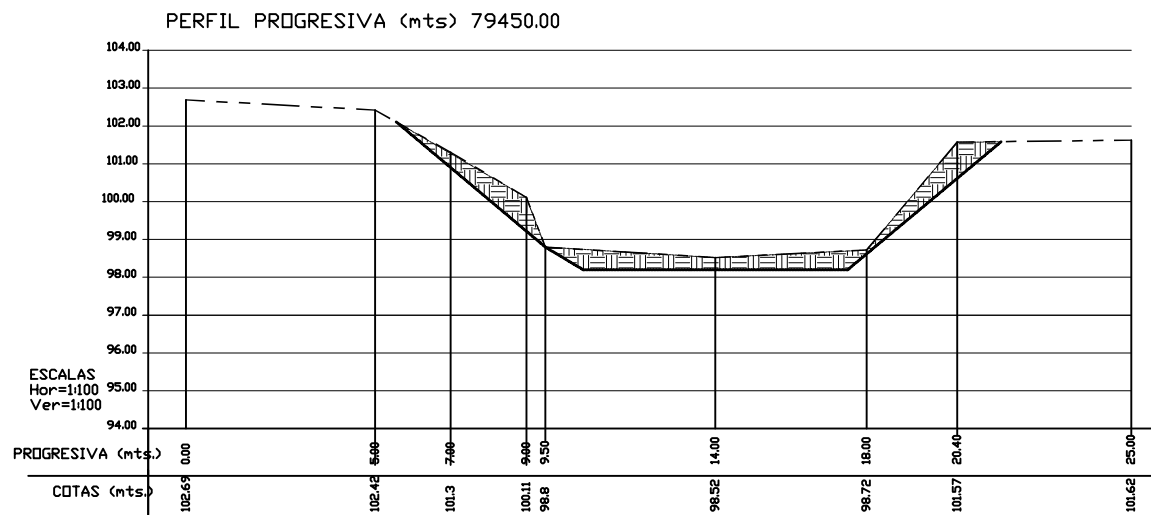
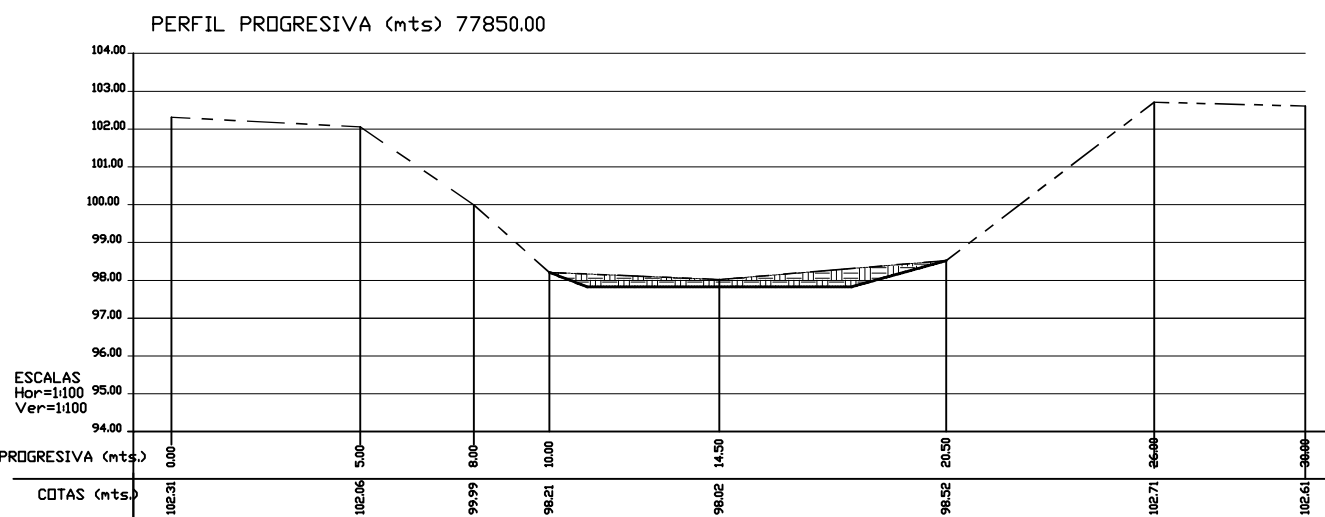
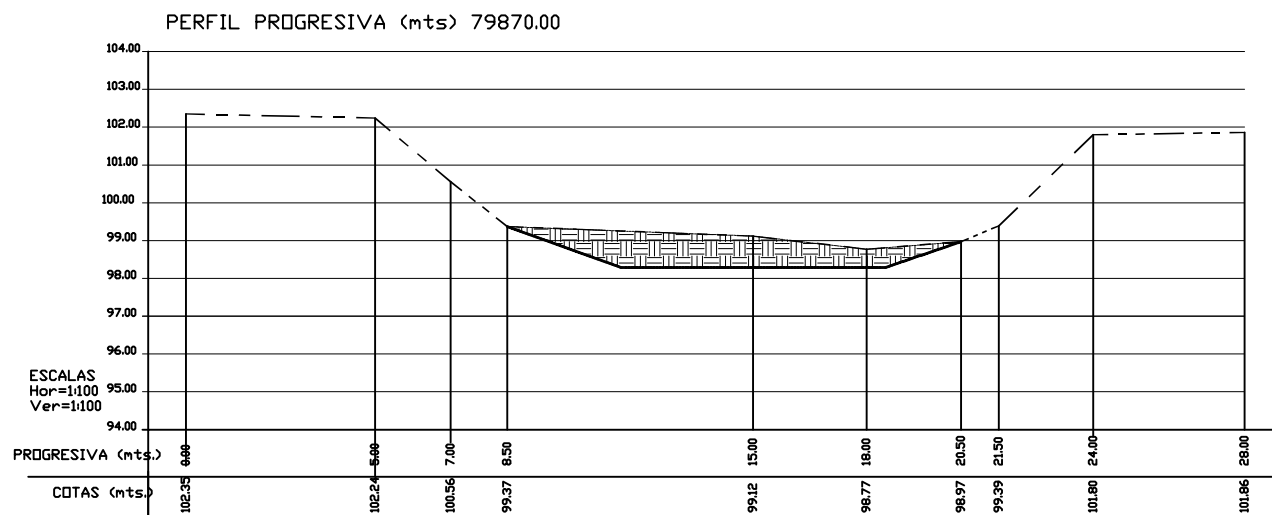
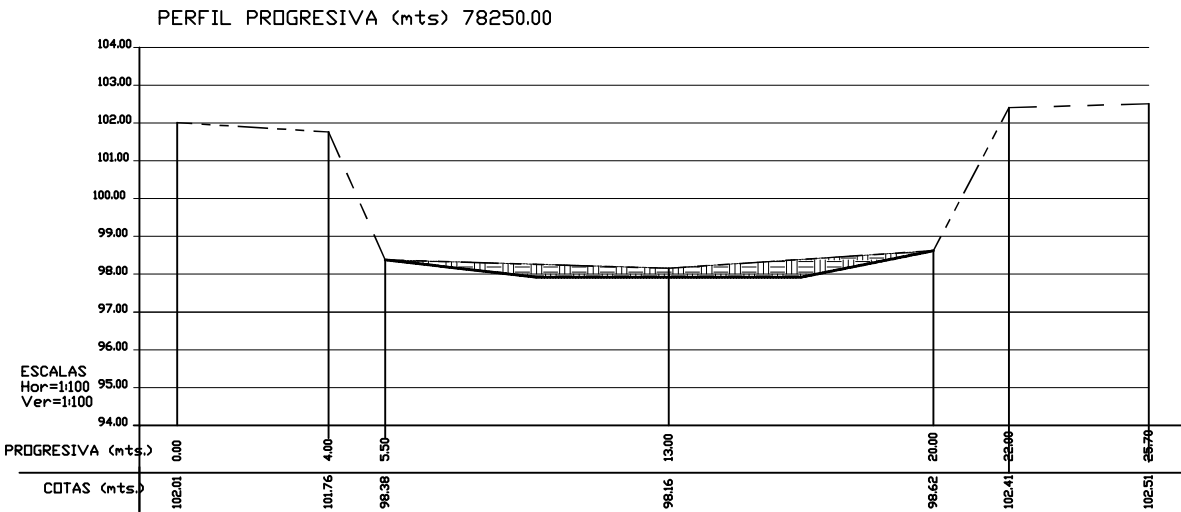
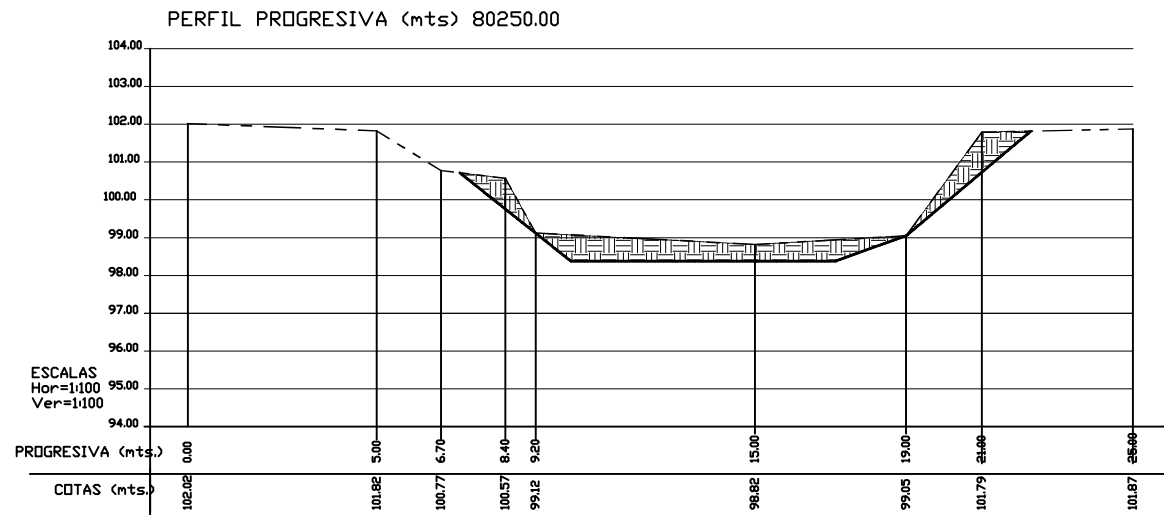
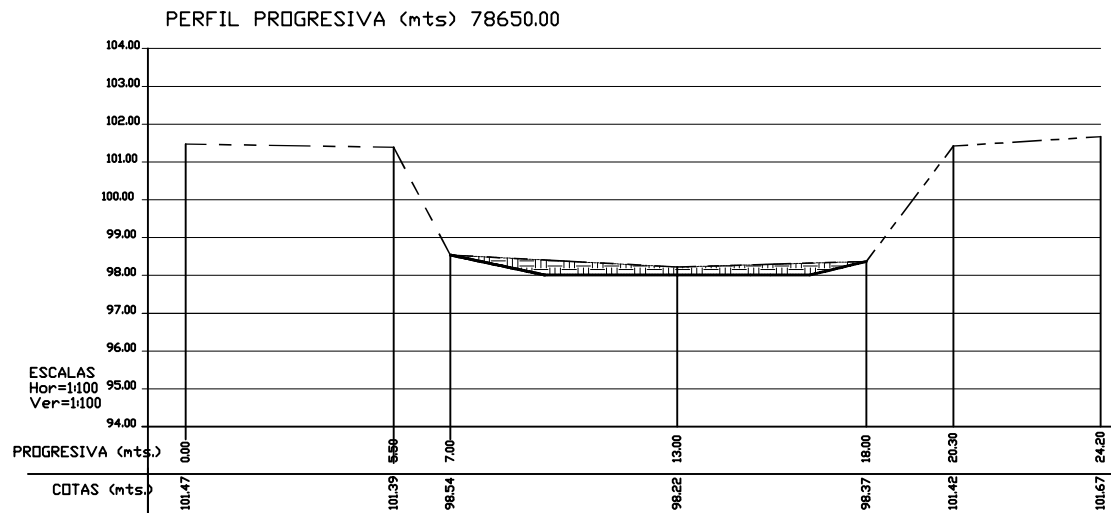
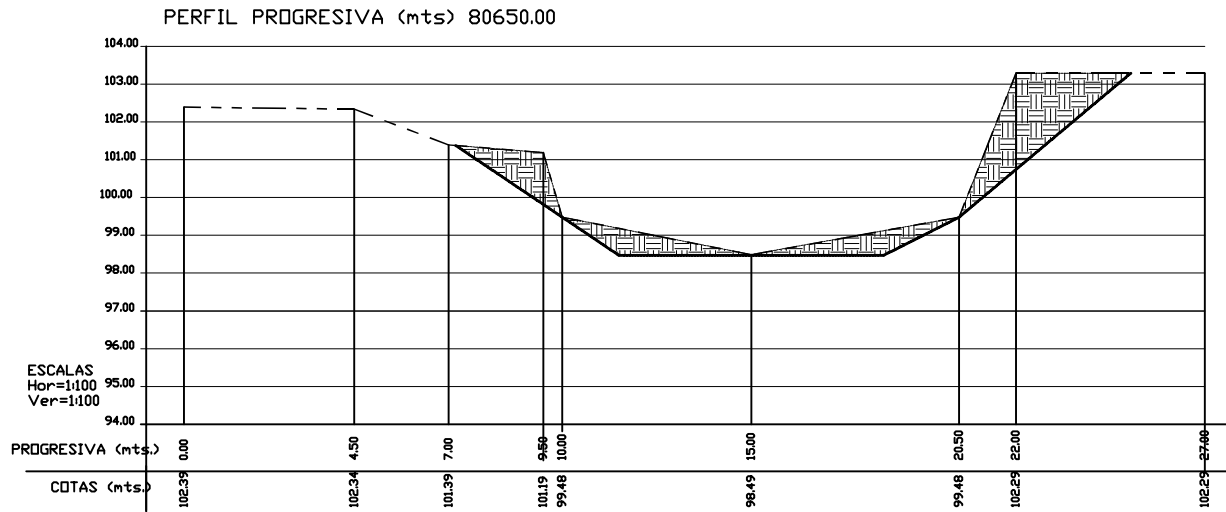
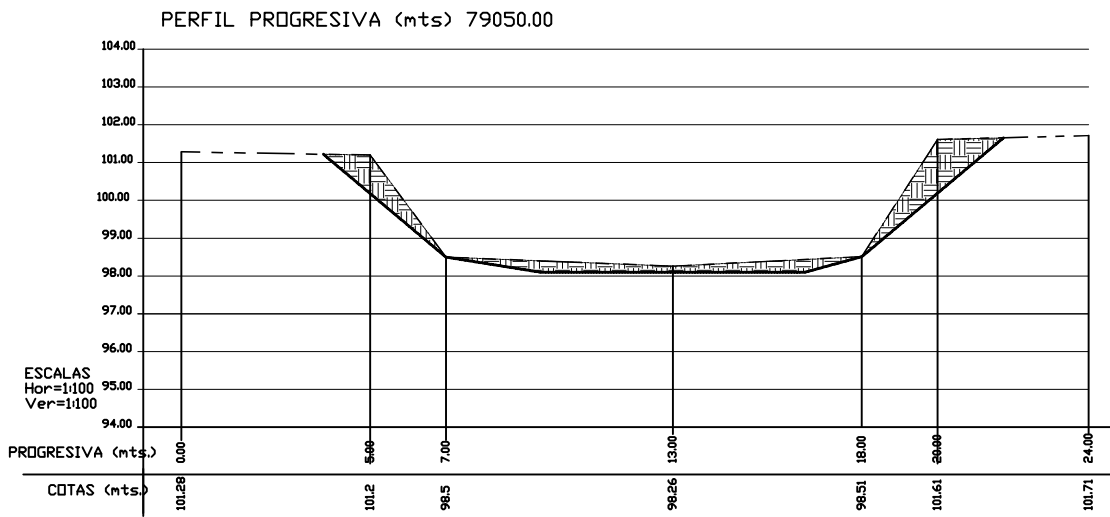
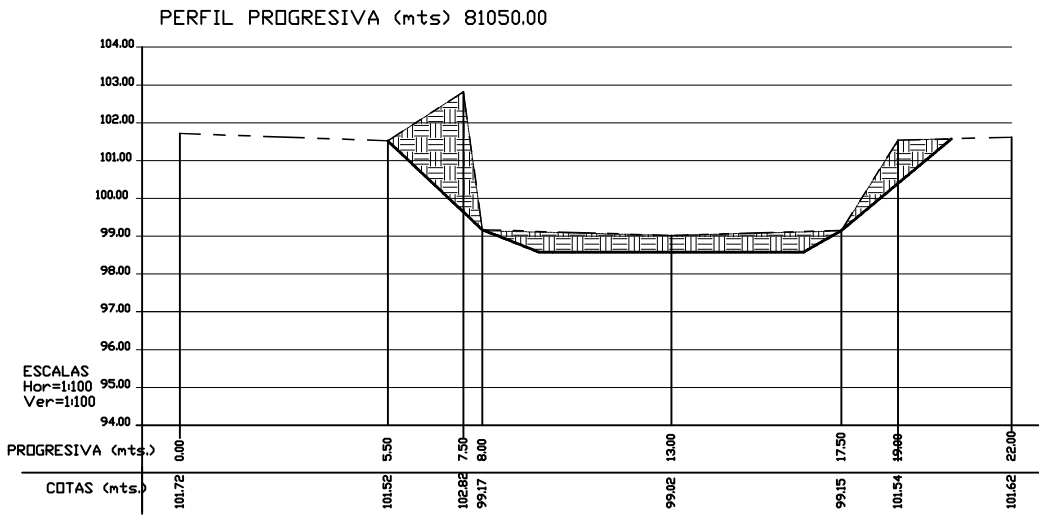
PROYECTISTAS:
Giordano, Giordano, Lopez, Torri Lodi

ESCALA:
1:100

FECHA:
AGOSTO 2026

Nº PLANO

2.A



REFERENCIAS
--- Terreno Natural
- - - Canal Actual
- - - Canal Principal a Proyectar
Suelo excavado

REV02		21/07/26
REV01		26/06/26
REV00		08/05/26
Nº		FECHA

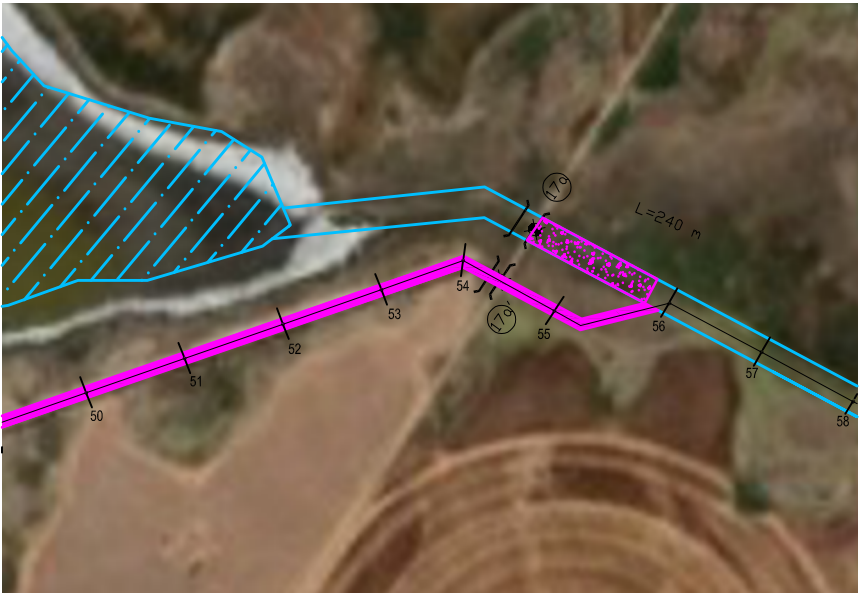
Proyecto IV ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA - UNR				 Nº PLANO 2.C
Perfiles Transversales				
PROYECTISTAS: Giordano, Giordano, Lopez, Torri Lodi		ESCALA: 1:100	FECHA: AGOSTO 2026	



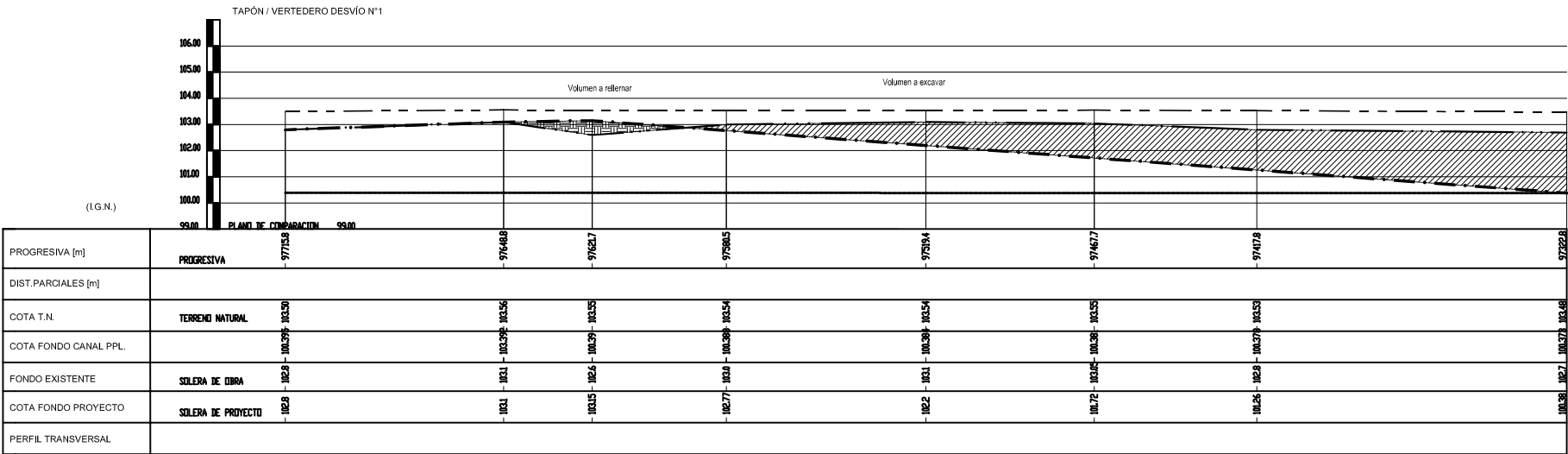
DESVÍO N°1: LAGUNA LA HERMANDAD



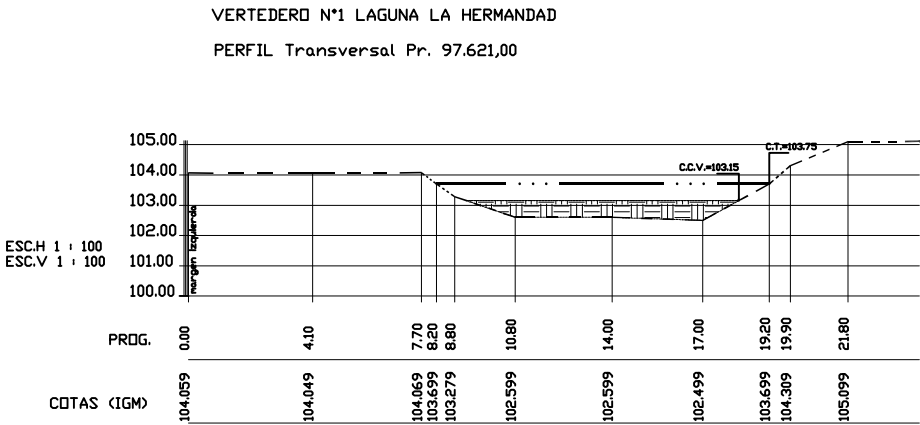
DESVÍO N°2: LAGUNA EL BONETE



DESVÍO N°3: LAGUNA LA INFINITA



ESC. VERTICAL 1:250
ESC. HORIZONTAL 1:2000



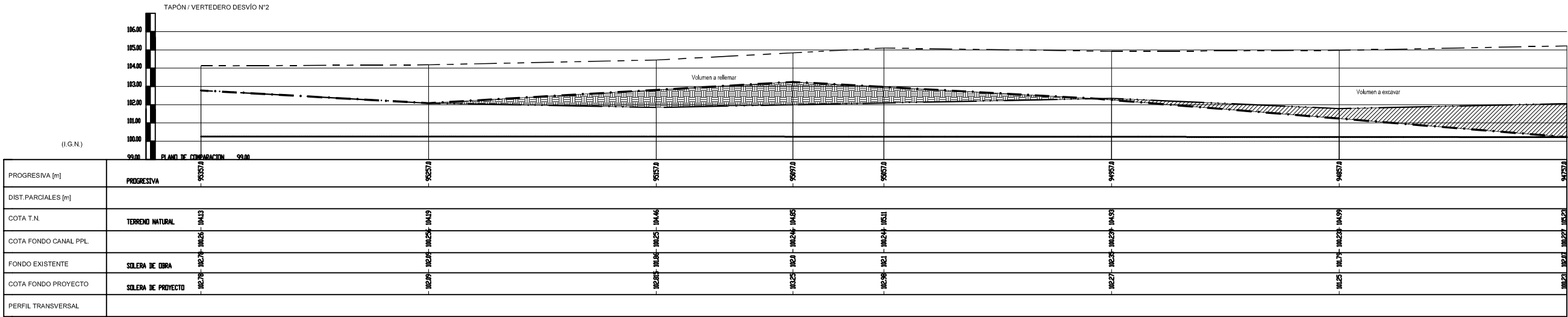
OBSERVACIONES:

- TRAMOS EXCAVADOS (DESVÍO):
Para la ejecución del tramo excavado se deberá:
* Excavar hasta alcanzar la cota de proyecto.
* Perfilar el fondo y los taludes conforme a la geometría indicada en los planos.
* Compactar superficialmente el terreno.
- TERRAPLÉN DE CONTENCIÓN (VERTEDERO):
Para la ejecución del terraplén de contención se deberá realizar una excavación adicional de 0,30 m por debajo de la cota de fundación proyectada.
- MATERIAL DE RELLENO:
Los materiales provenientes de las excavaciones podrán utilizarse como relleno de terraplenes, siempre que sus características geotécnicas resulten aptas para tal fin.
- COMPACTACIÓN DEL TERRAPLÉN:
El material de relleno de terraplén de contención (vertedero) deberá compactarse en capas sucesivas de espesor máximo 0,20 m, hasta alcanzar la densidad especificada.
- Todas las cotas están expresadas en metros y deberán verificarse en obra antes del inicio de los trabajos.

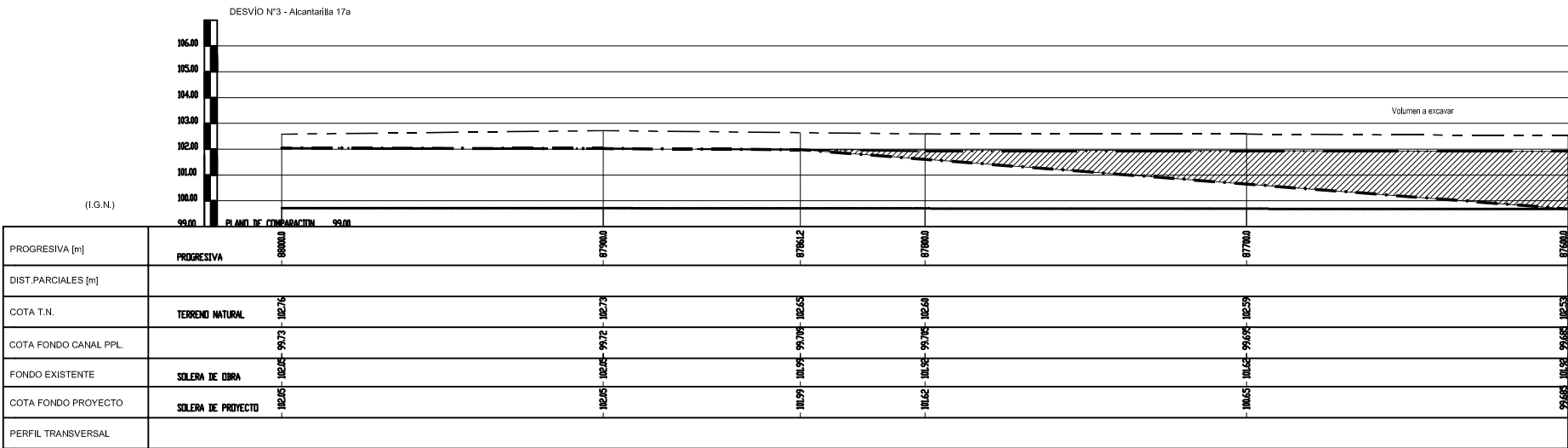
- REFERENCIAS
- Terreno Natural
 - ... Canal Actual
 - Canal Principal a Proyectar
 - - - Canal Alternativo a Proyectar

REV02		04/08/26
REV01		21/07/26
REV00		26/06/26
N°		FECHA

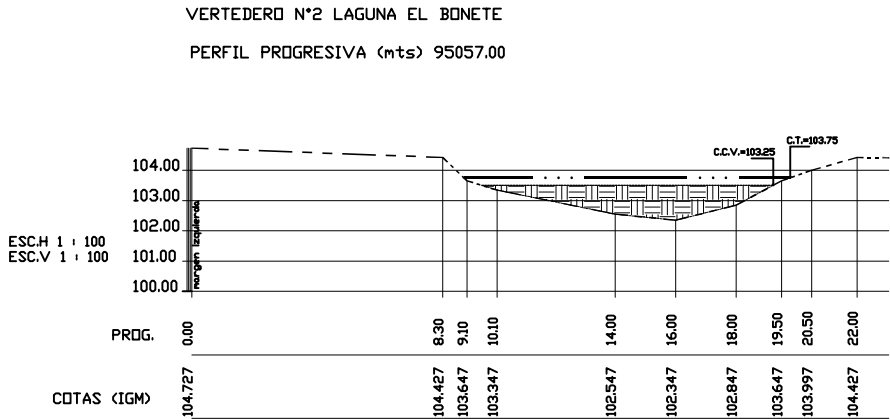
Proyecto IV ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA - UNR			
Planimetria y Perfil Longitudinal Desvío 1			Nº PLANO 3.A
PROYECTISTAS: Giordano, Giordano, Lopez, Torri Lodi	ESCALA: H:2000-V:250	FECHA: AGOSTO 2026	



ESC. VERTICAL 1:250
ESC. HORIZONTAL 1:2000



ESC. VERTICAL 1:250
ESC. HORIZONTAL 1:2000



ESC. 1:250

OBSERVACIONES:

- TRAMOS EXCAVADOS (DESVÍO):
Para la ejecución del tramo excavado se deberá:
* Excavar hasta alcanzar la cota de proyecto.
* Perfilar el fondo y los taludes conforme a la geometría indicada en los planos.
* Compactar superficialmente el terreno.
- TERRAPLÉN DE CONTENCIÓN (VERTEDERO):
Para la ejecución del terraplén de contención se deberá realizar una excavación adicional de 0,30 m por debajo de la cota de fundación proyectada.
- MATERIAL DE RELLENO:
Los materiales provenientes de las excavaciones podrán utilizarse como relleno de terraplenes, siempre que sus características geotécnicas resulten aptas para tal fin.
- COMPACTACIÓN DEL TERRAPLÉN:
El material de relleno de terraplén de contención (vertedero) deberá compactarse en capas sucesivas de espesor máximo 0,20 m, hasta alcanzar la densidad especificada.
- Todas las cotas están expresadas en metros y deberán verificarse en obra antes del inicio de los trabajos.

- REFERENCIAS
- Terreno Natural
 - - - Canal Actual
 - Canal Principal a Proyectar
 - . - . Canal Alternativo a Proyectar

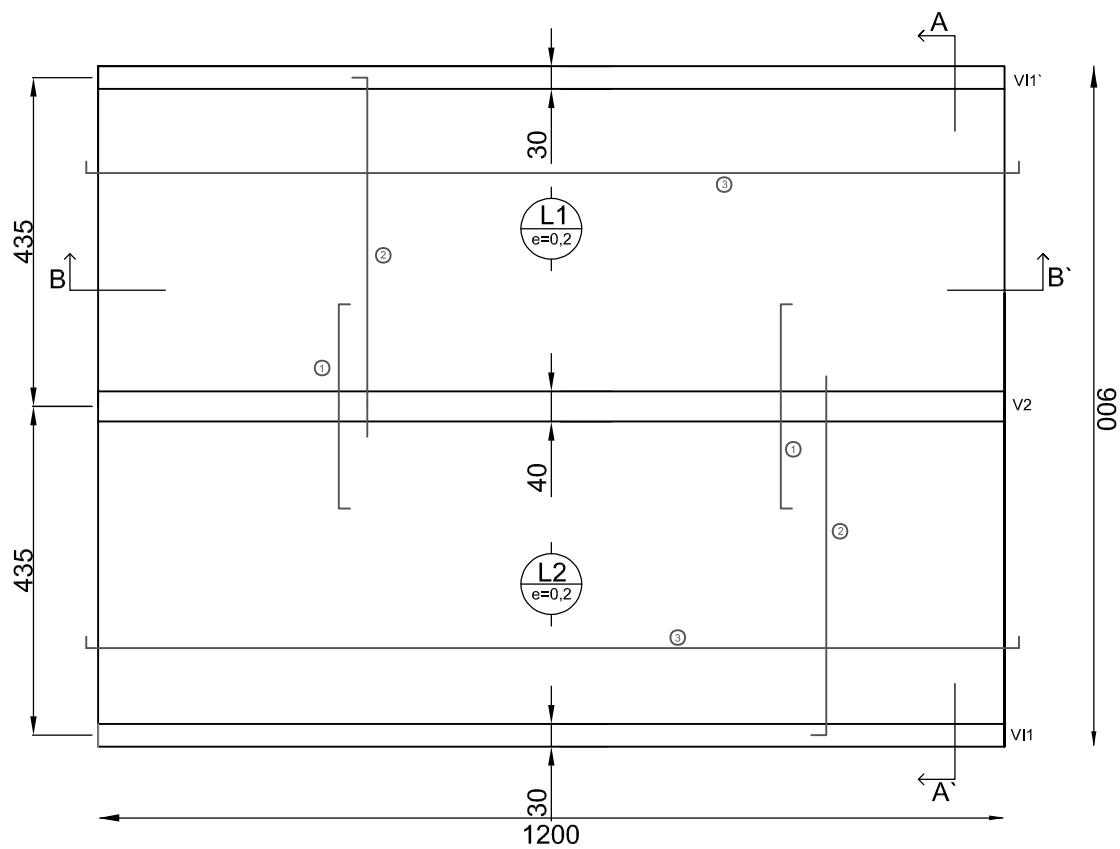
REV02		04/08/26
REV01		21/07/26
REV00		26/06/26
Nº		FECHA

Proyecto IV ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA - UNR			
Perfil Longitudinal Desvío 2 y 3			Nº PLANO 3.B
PROYECTISTAS: Giordano, Giordano, Lopez, Torri Lodi	ESCALA: H:2000 - V:250	FECHA: AGOSTO 2026	



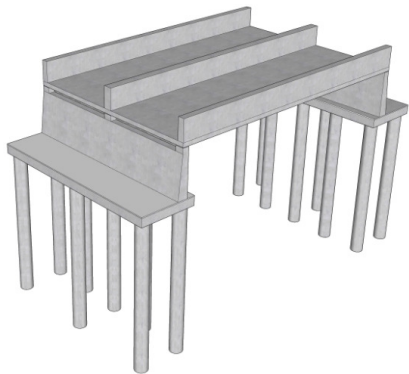
PLANTA

Medidas [cm]



ARMADURA			
POSICION	DIAMETRO	SEPARACION	LONGITUD
1	12	1 barra cada 14cm	2,7m
2	10	1 barra cada 16cm	4,7m
3	8	1 barra cada 13cm	12,4m

NOTA:



AXONOMETRÍA

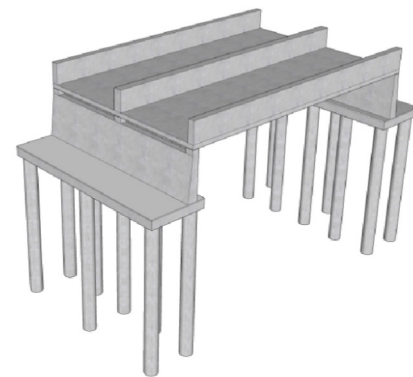
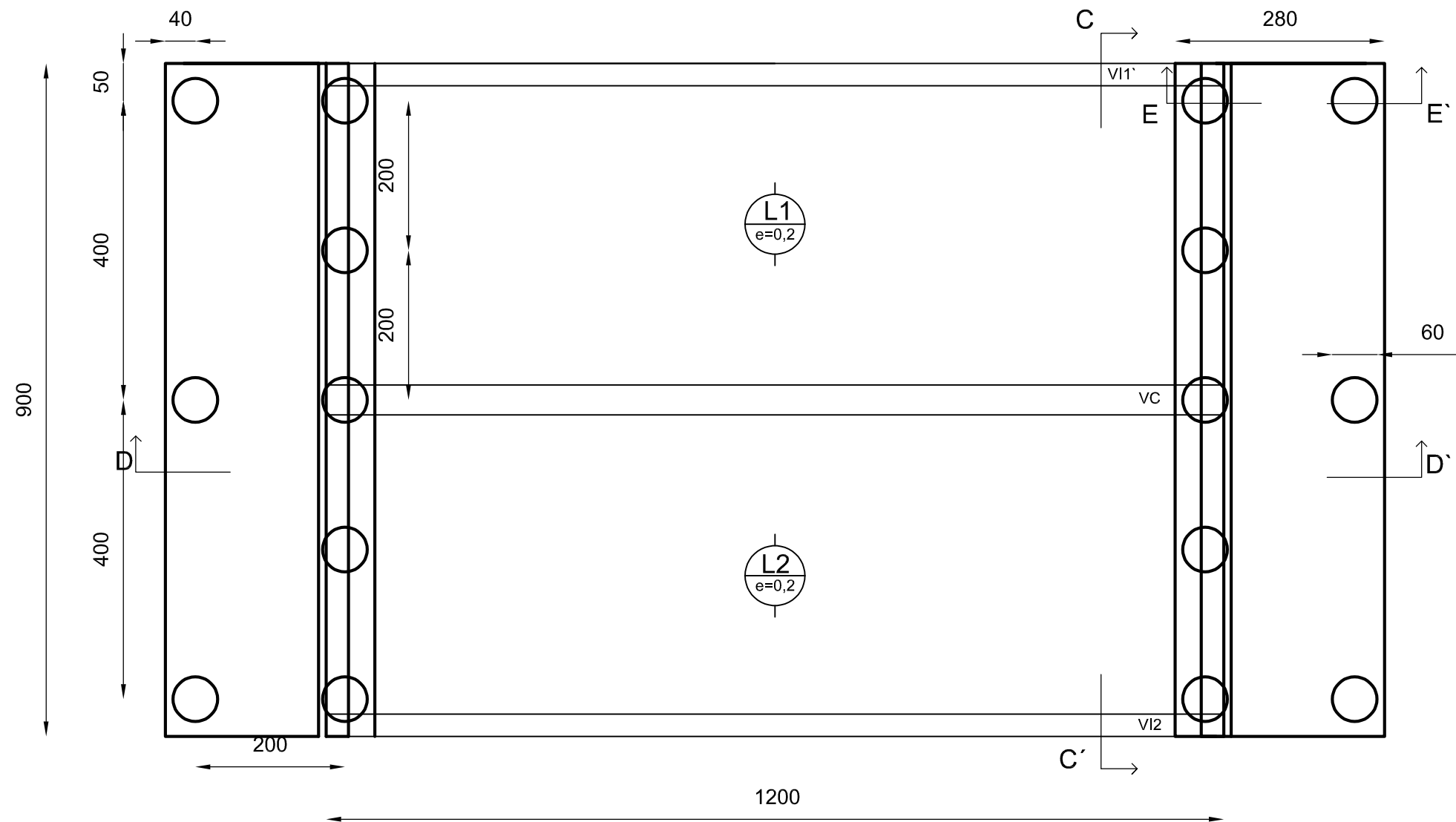
REV03	04/08/26
REV02	21/07/26
REV01	26/06/26
Nº	FECHA

Proyecto IV
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA - UNR



Planta losa			Nº PLANO
PROYECTISTAS: Giordano, Giordano, Lopez, Torri Lodi			4.A
ESCALA: 1:100	FECHA: AGOSTO 2026		

PLANTA LOSA Y MUROS

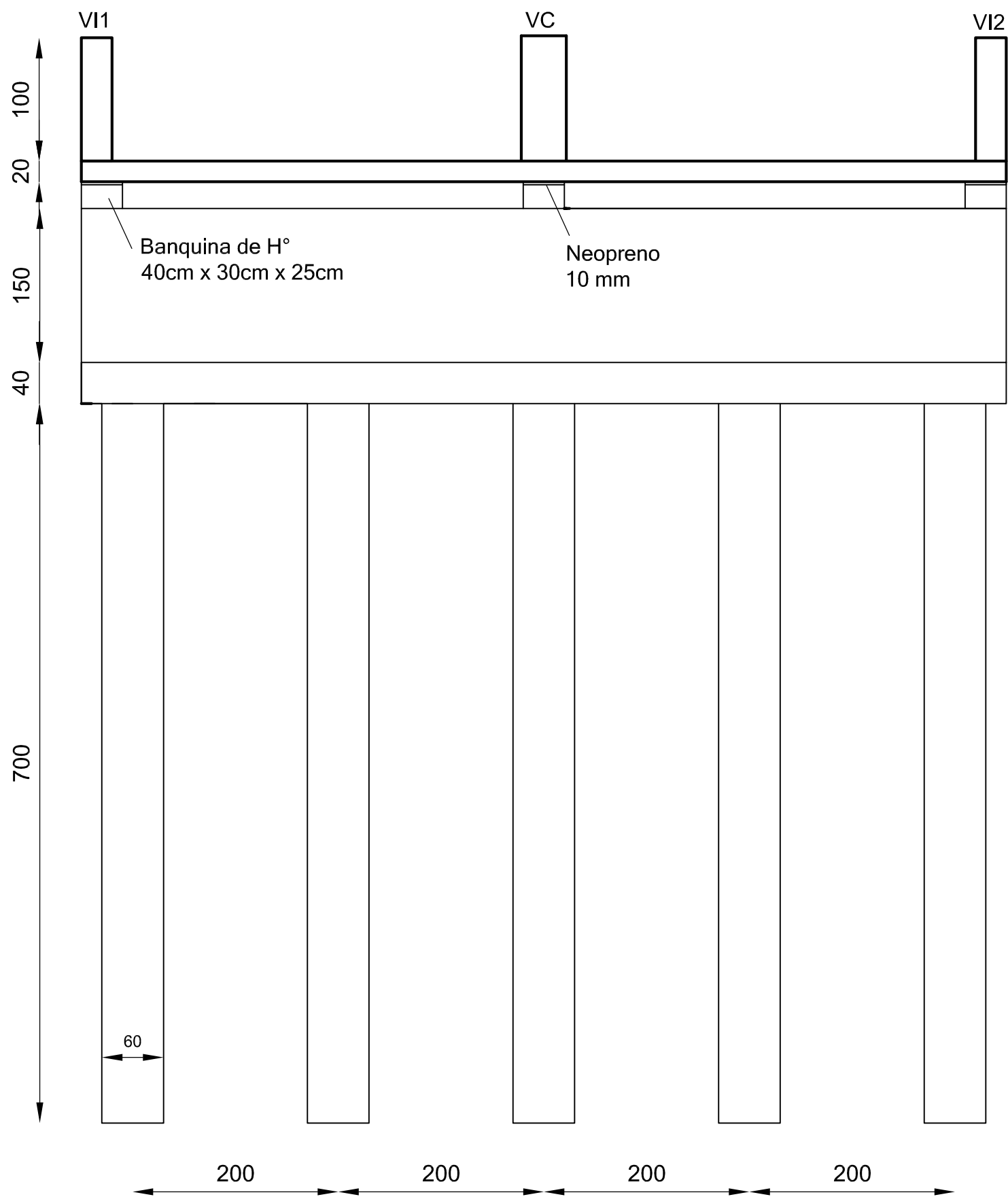


AXONOMETRÍA

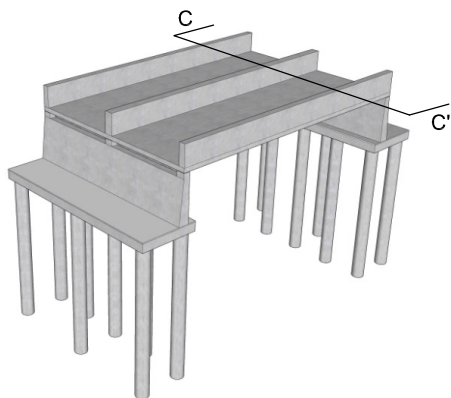
REV03	04/08/26
REV02	21/07/26
REV01	26/06/26
N°	FECHA
Proyecto IV ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA - UNR	
Plano planta de losa y muro	
PROYECTISTAS: Giordano, Giordano, Lopez, Torri Lodi	ESCALA: 1:75
FECHA: AGOSTO 2026	N° PLANO 4.C



CORTE C-C'



Medidas [cm]



AXONOMETRÍA

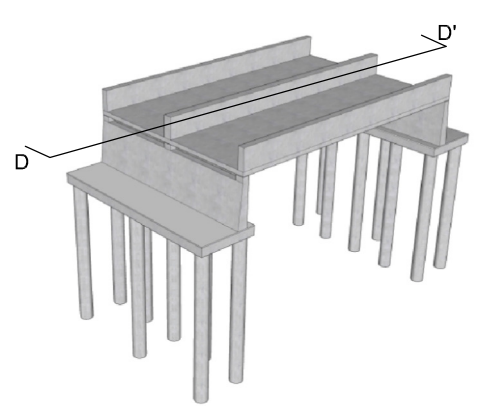
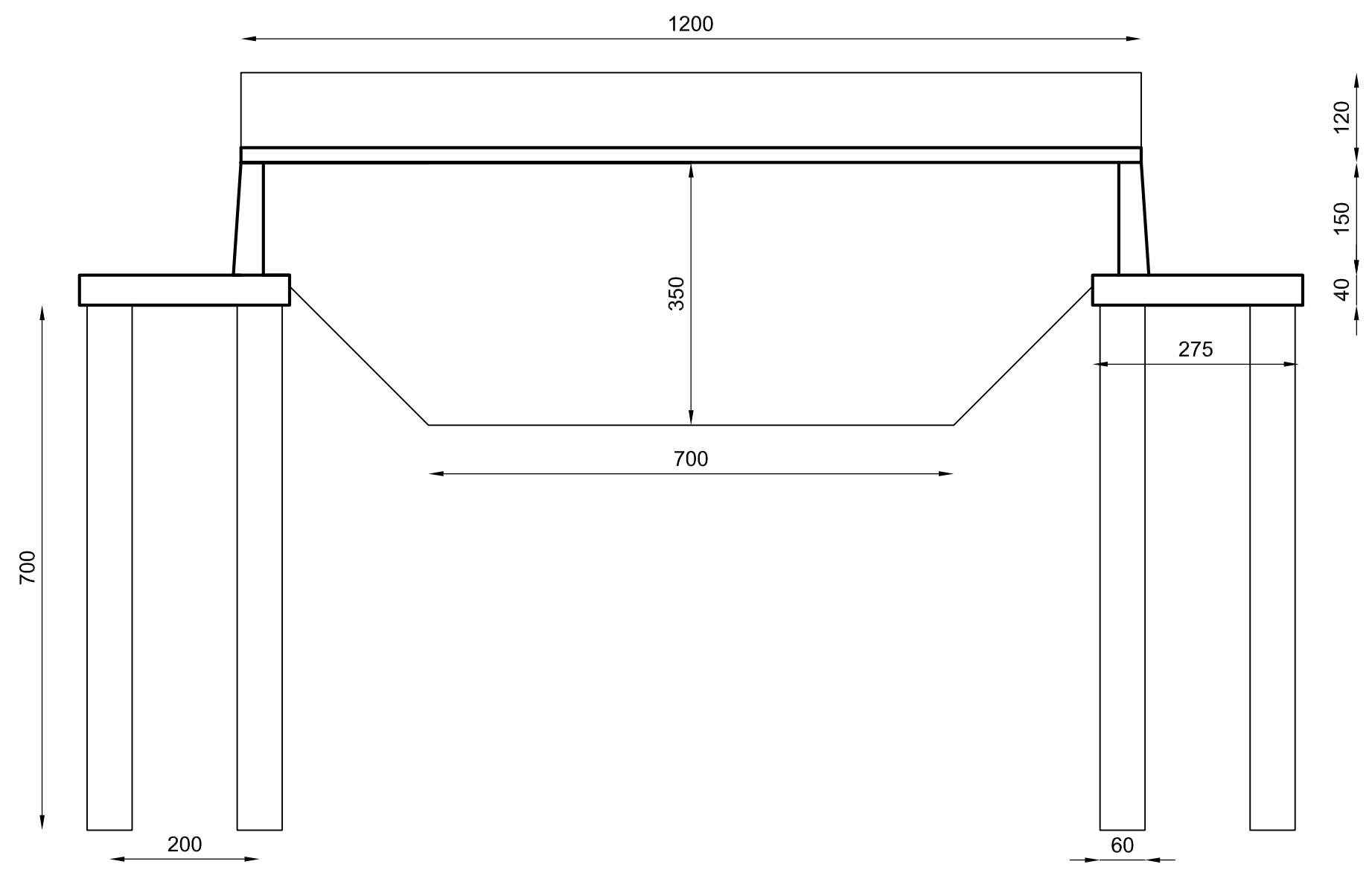
REV03	04/04/26
REV02	21/07/26
REV01	26/06/26
N°	FECHA
Proyecto IV ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA - UNR	
Corte transversal C-C'	
PROYECTISTAS: Giordano, Giordano, Lopez, Torri Lodi	ESCALA: 1:40
FECHA: AGOSTO 2026	



N° PLANO

4.D

CORTE D-D'

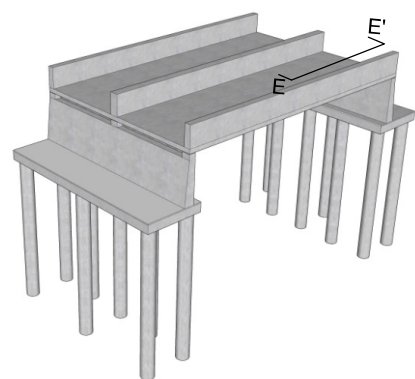
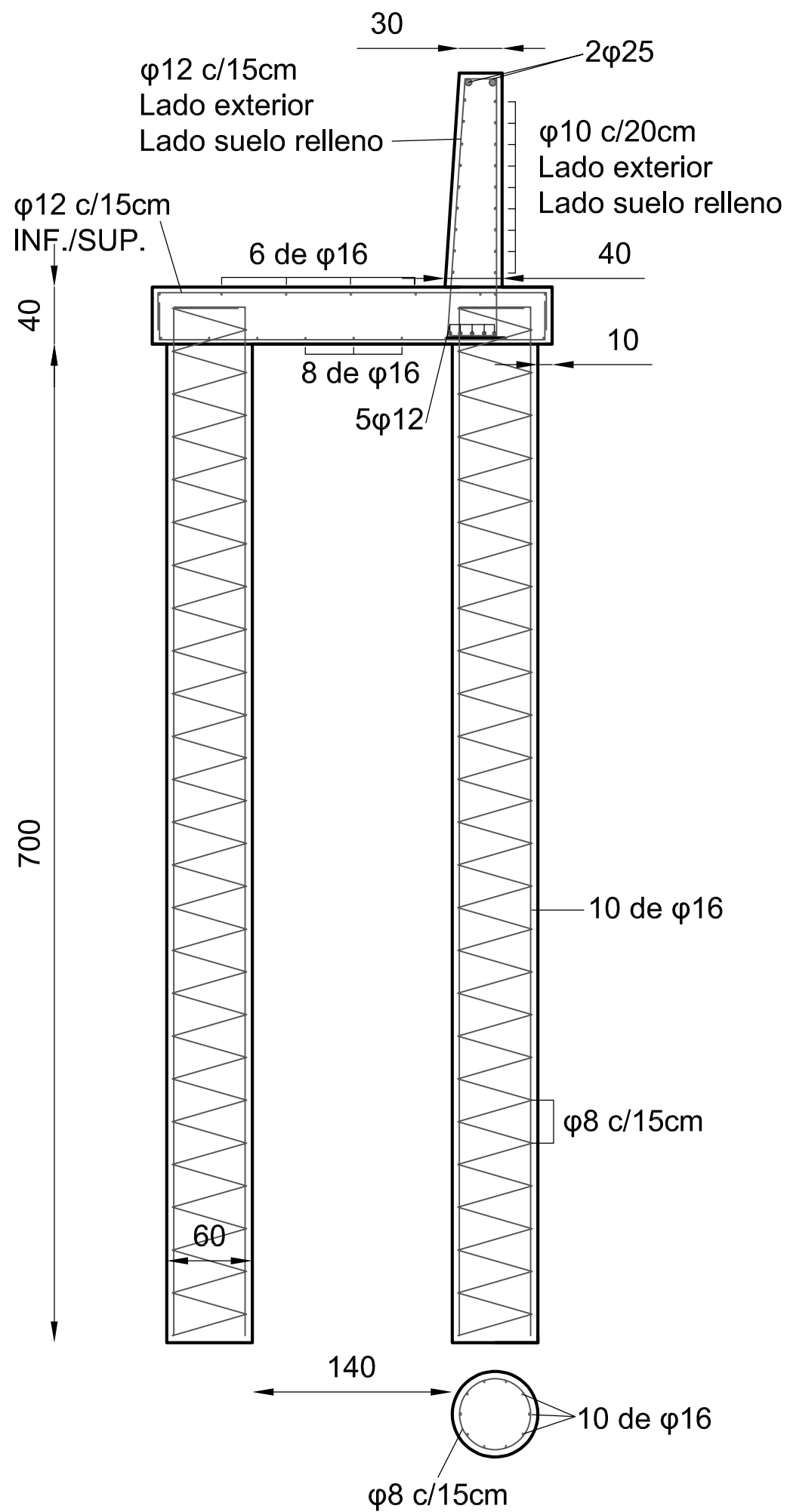


AXONOMETRIA

Medidas [cm]

REV03	04/08/26
REV02	21/07/26
REV01	26/06/26
N°	FECHA
Proyecto IV ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA - UNR 	
Corte longitudinal D-D'	
PROYECTISTAS: Giordano, Giordano, Lopez, Torri Lodi	
ESCALA: 1:75	FECHA: AGOSTO 2026
N° PLANO 4.E	

CORTE E-E'



AXONOMETRÍA

REV03	04/08/26
REV02	21/07/26
REV01	26/06/26
Nº	FECHA

Proyecto IV
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA - UNR



Corte transversal E-E'

Nº PLANO

PROYECTISTAS:
Giordano, Giordano, Lopez, Torri Lodi

ESCALA:
1:40

FECHA:
AGOSTO 2026

4.F

12. ANEXOS

12.1. Estados actual de las alcantarillas

12.1.1. Alcantarilla G4



Imagen n°41: Estado actual alcantarilla G4 (01/11/2023).

Alcantarilla de sección rectangular prefabricada con una luz aproximada de $L=5,40$ m. Su estado de conservación es muy bueno y se utiliza para cruce de camino interno. Es importante resaltar la ejecución de un bypass al momento de su ejecución, el cual se puede observar en estado operativo. El motivo por el cual el bypass sigue en funcionamiento es debido a un error al momento de la ejecución de la alcantarilla AG4, el fondo de esta se materializó un metro por encima del nivel de proyecto y por tal motivo el pelo de agua debe elevarse un metro para que recién entre en funcionamiento la obra de arte. Por este motivo se dejó operativo el bypass que funciona por sí solo hasta alcanzar la cota de fondo de la alcantarilla principal.

12.1.2. Alcantarilla G3



Imagen n°42: Estado actual alcantarilla G3 (01/11/2023).



Imagen n°43: Alcantarilla sección rectangular con compuertas [12].



Imagen n°44: Vista desde aguas arriba [12].

Imagen n°45: Vista desde aguas abajo [12].



Imagen n°46: Vista desde aguas arriba (relevamiento propio).

Dicha alcantarilla existente tiene una Cota de Fondo 101,83 m y Cota de Calzada 105,695 m, con dos módulos prefabricados rectangulares de $L=2,60$ m cada uno y una altura $H=2,00$ m con cabezales protectores. Su estado de conservación es muy bueno y se utiliza para cruce de camino interno. Además en la imagen se puede observar un dispositivo que permite registrar los niveles del canal.

Como se observa en las imágenes posee un sistema de compuertas. Estas compuertas tienen como objetivo regular los caudales provenientes de La Picasa para evitar un ingreso mayor al permitido en la Provincia de Buenos Aires en épocas emergenciales. En la mayor parte del tiempo solo cumple funciones de alcantarillas y no de regulador de caudales, no se descarta la opción que para eventos de crecida vuelva a retomar su función original.

12.1.3. Alcantarilla G2



Imagen n°47: Estado actual alcantarilla G2 (01/11/2023).



Imagen n°48: Vista desde aguas arriba [12].



Imagen n°49: Vista desde aguas abajo [12].

La obra de arte se encuentra en la intersección del canal con un camino privado. El estado de la misma es bueno.

12.1.4. Alcantarilla G1



*Imagen n°50: Estado alcantarilla G1
(01/09/2019)*



*Imagen n°51 Estado actual alcantarilla G1
(01/11/2023).*



Imagen n°52: Vista desde aguas arriba [12].



Imagen n°53: Vista desde aguas abajo [12].



Imagen n°54: Vista desde aguas abajo (relevamiento propio).

La obra de arte se encuentra en la intersección del canal con un camino privado. El estado de la misma es bueno. Según imágenes satelitales se cambió la traza del canal y la alcantarilla, esto se debe a que la versión original tenía cota y ubicación geográfica incorrecta, por tal motivo se construye una nueva alcantarilla y se desvía el cauce del canal para que este sea perpendicular a la alcantarilla sin tener que cambiar la traza del camino que pasa por encima.

12.1.5. Alcantarilla 17a



Imagen n°55: Estado actual alcantarilla 17a (01/11/2022).



Imagen n°56: Vista desde aguas arriba (estado previo) [12].



Imagen n°57: Vista desde aguas abajo (estado previo) [12].



Imagen n°58: Estado actual de la alcantarilla (relevamiento propio) [12].

La obra de arte se encuentra en la intersección del canal con un camino privado. El estado de la misma es muy bueno, recientemente reparada.

12.1.6. Alcantarilla 17a'



Imagen n°59: Estado anterior de alcantarilla 17a' (01/12/2014).



Imagen n°60: Estado actual alcantarilla 17a - En reparación (01/11/2022).



Imagen n°61: Vista desde aguas arriba [12].



Imagen n°62: Vista desde aguas abajo [12].

La obra de arte se encuentra en la intersección del canal con un camino privado. El estado de la misma a la hora del relevamiento era muy malo y se encontraba en reconstrucción.

12.7.1. Alcantarilla 17 (anulada)/Obra de Control



*Imagen n°63: Estado alcantarilla 17-anulada
(01/12/2014).*



*Imagen n°64: Estado alcantarilla 17-anulada
(01/09/2019).*



Imagen n°65: Vista desde aguas arriba [12].



Imagen n°66: Vista desde aguas abajo [12].



*Imagen n°67: Estado actual Obra de Control
(01/12/2022).*



*Imagen n°68: Estado actual de la alcantarilla
(relevamiento propio).*

La obra de arte se encuentra en la intersección del canal con un camino público. El estado de la misma a la hora del relevamiento es bueno.

Se procedió a la remoción de la alcantarilla 17 debido a la nueva ejecución de la obra de control 1 que viene a atenuar los caudales que se van a descargar en la provincia de Buenos Aires.

12.1.7. Alcantarilla 16 y 15



Imagen n°69: Estado actual de las Alcantarillas 15 y 16 (01/11/2022).



Imagen n°70: Vista desde aguas arriba A16 [12].



Imagen n°71: Vista desde aguas abajo A16 [12].



Imagen n°72: Estado actual de la alcantarilla A16 (relevamiento propio).

La obra de arte se encuentra en la intersección del canal con las vías de ferrocarril. El estado de la misma a la hora del relevamiento es bueno.



Imagen n°73: Estado de la Alcantarilla A15 [12].



Imagen n°74: Estado actual de la alcantarilla A15 en funcionamiento (relevamiento propio).



Imagen n°75: Estado actual de la alcantarilla A15 inutilizada (relevamiento propio).

La obra de arte se encuentra en la intersección del canal con la Ruta Provincial N°14. El estado de la misma a la hora del relevamiento es bueno.

12.1.8. Alcantarilla 14c



Imagen n°76: Estado actual de la Alcantarilla A14 c (01/11/2023).

Imagen n°77: Vista desde aguas arriba A14 c [12].



Imagen n°78: Vista desde aguas abajo A14 c [12].

La obra de arte se encuentra en la intersección del canal con un camino privado. El estado de la misma a la hora del relevamiento es bueno.

12.1.9. Alcantarilla 14a



Imagen n°79: Estado anterior de la Alcantarilla A14 a (01/09/2019).



Imagen n°80: Estado actual de la Alcantarilla A14 a (01/11/2023).



Imagen n°81: Vista desde aguas abajo A14 a [12].

La obra de arte se encuentra en la intersección del canal con un camino privado. A la hora de este relevamiento la alcantarilla fue retirada. En la *imagen n°51* puede notarse problemas de erosión presente.

12.1.10. Alcantarilla 14

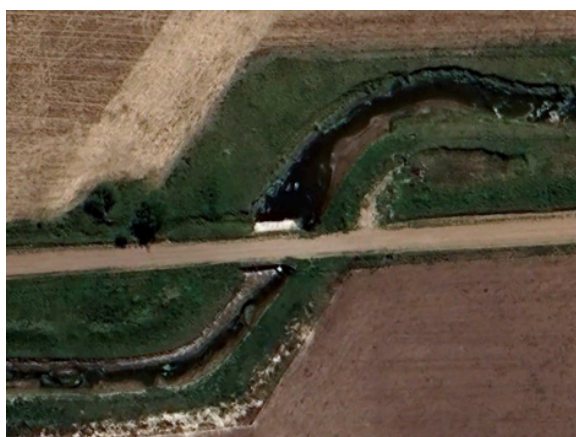


Imagen n°82: Estado actual de la Alcantarilla A14 c (01/11/2023).



Imagen n°83: Vista desde aguas arriba A14 [12].



Imagen n°84: Vista desde aguas abajo A14 [12].



Imagen n°85: Estado actual de la alcantarilla A14 (relevamiento propio).

La obra de arte se encuentra en la intersección del canal con un camino público. El estado de la misma a la hora del relevamiento es regular.

12.1.11. Alcantarilla 13



Imagen n°86: Estado anterior de la Alcantarilla A13(01/12/2014).



Imagen n°87: Estado actual de la Alcantarilla A13 (01/11/2023).

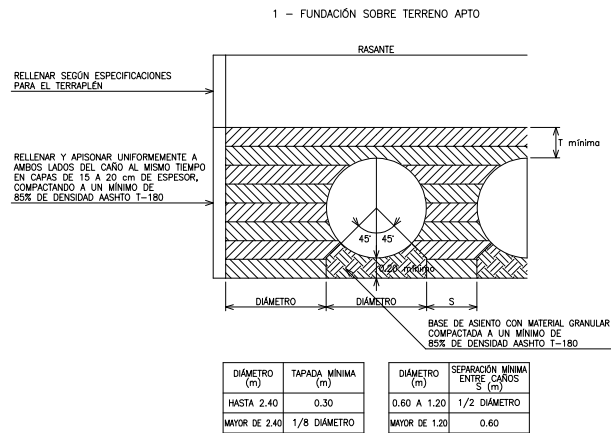
La obra de arte se encuentra en la intersección del canal con un camino privado. El estado de la misma a la hora del relevamiento es malo. La alcantarilla anteriormente se utilizaba para comunicar los campos pertenecientes a un mismo propietario pero se puede observar en las imágenes que el fondo de las alcantarillas quedó por encima de la solera del canal y por tal motivo se decidió esquivar para permitir el escurrimiento del agua superficial sin demasiado obstáculos que obliguen a elevar el pelo del agua antes de continuar el recorrido.

INSTRUCCIONES PARA LA INSTALACIÓN

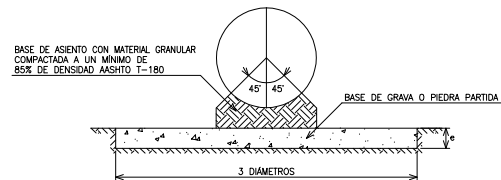
CORTE TRANSVERSAL – INDICACIONES SOBRE LA MEDICIÓN DE J

ALTERNATIVAS CON EXTREMOS RECTOS

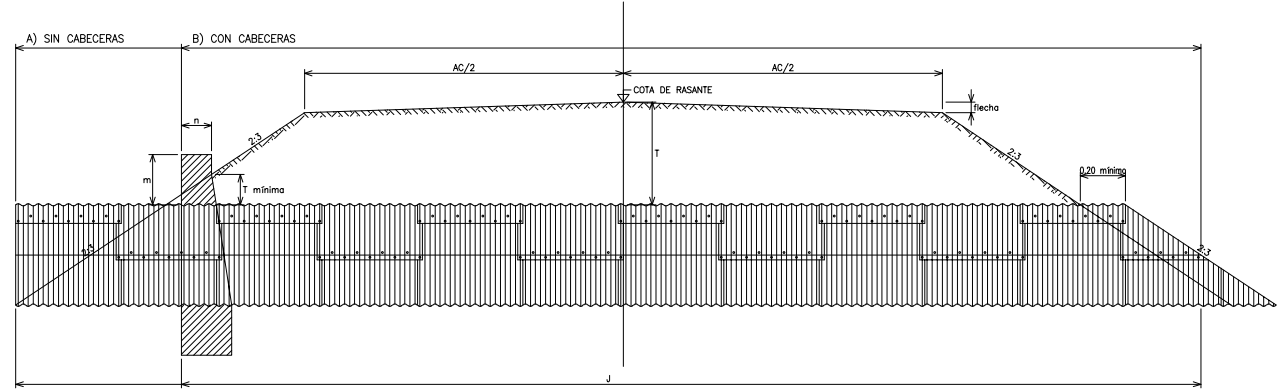
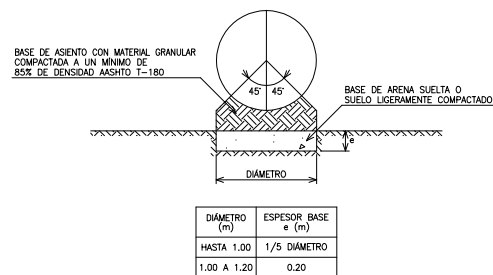
ALTERNATIVA CON EXTREMOS BISELADOS



2 – FUNDACIÓN SOBRE TERRENO INESTABLE



3 – FUNDACIÓN SOBRE TERRENO ROCOSO



NOTA
LOS VALORES DE TAPADAS MÁXIMA ESTÁN CALCULADOS PARA UNA CARGA VIVA TIPO A-30 DE LA D.N.V. Y ESTÁN BASADOS EN QUE EL RELLENO SEA COMPACTADO A UN MÍNIMO DEL 85% DE LA DENSIDAD AASHTO T-180.

PARA PROYECTOS QUE REQUIERAN TAPADAS MAYORES A LAS MÁXIMAS INDICADAS CONSULTAR CON LA GERENCIA DE OBRAS Y SERVICIOS VIALES.

BULONERÍA
LA BULONERÍA CORRESPONDE A LAS NORMAS QUE SE INDICAN:
ONDULACIÓN 68x13 mm: AASHTO A-307
ONDULACIÓN 100x20 mm: AASHTO A-307
ONDULACIÓN 152x50 mm: AASHTO A-307
P/ESPESORES HASTA 2.50 mm: AASHTO A-307
P/ESPESORES MAYORES DE 2.50 mm: AASHTO A-325

CÁLCULO DE LA LONGITUD "J"
EXTREMO BISELADO SIN OBLICUIDAD: $J = AC + 3(T - f + g/2) + 0.40$ [m]
EXTREMO BISELADO CON OBLICUIDAD: $J = [AC + 3(T - f + g/2) + 0.40] / \text{sen } \alpha$ [m]
EXTREMO RECTO SIN OBLICUIDAD: $J = AC + 3T - (n+1) + 2n$ [m]
EXTREMO RECTO CON OBLICUIDAD: $J = [AC + 3T - (n+1) + 2n] / \text{sen } \alpha$ [m]

PARA CASOS DE CONDUCTO CON PENDIENTE, EL VALOR "g" SE ESTABLECE GRÁFICAMENTE. EL VALOR DE LA LONGITUD "J" SE AJUSTA DE ACUERDO AL MÚLTIPLO DE LA ESTRUCTURA.

IMPORTANTE
LA LONGITUD DE LAS ESTRUCTURAS SE CALCULARÁN TENIENDO EN CUENTA LOS SIGUIENTES MÓDULOS PARA CADA UNA:
ONDULACIÓN 68x13 mm: 0.875 m
ONDULACIÓN 100x20 mm: 1.000 m
ONDULACIÓN 152x50 mm: 0.610 m

ESTRUCTURA DE ONDULACIÓN 68x13 mm

DIÁMETRO (m)	ÁREA (m ²)	PESO (kg/m)					TAPADA MÁXIMA (m)				
		ESPEJOR (mm)	ESPEJOR (mm)	ESPEJOR (mm)	ESPEJOR (mm)	ESPEJOR (mm)	ESPEJOR (mm)	ESPEJOR (mm)	ESPEJOR (mm)	ESPEJOR (mm)	ESPEJOR (mm)
0.60	0.28	33	41	50	63	19.3	24.9	24.9	54.9	54.9	54.9
0.70	0.38	38	47	58	73	16.5	21.3	21.3	47.1	47.1	47.1
0.80	0.50	42	53	65	82	14.5	18.6	18.6	41.2	41.2	41.2
0.90	0.64	47	59	73	92	12.9	16.6	16.6	36.6	36.6	36.6
1.00	0.79	52	65	80	101	11.6	14.9	14.9	32.9	32.9	32.9
1.10	0.95	56	70	88	110	10.5	13.5	13.5	29.9	29.9	29.9
1.20	1.13	61	76	95	120	9.6	12.4	12.4	27.4	27.4	27.4
1.30	1.33	68	82	103	129	8.9	11.4	11.4	25.3	25.3	25.3
1.40	1.54	—	88	110	139	—	10.6	10.6	23.5	23.5	23.5
1.50	1.77	—	—	117	148	—	—	9.9	21.9	21.9	21.9
1.60	2.01	—	—	—	125	157	—	—	9.3	20.6	20.6
1.70	2.27	—	—	—	—	170	—	—	8.7	19.2	19.2
1.80	2.54	—	—	—	—	179	—	—	8.3	18.3	18.3

ESTRUCTURA DE ONDULACIÓN 100x20 mm

DIÁMETRO (m)	ÁREA (m ²)	PESO (kg/m)					TAPADA MÁXIMA (m)				
		ESPEJOR (mm)	ESPEJOR (mm)	ESPEJOR (mm)	ESPEJOR (mm)	ESPEJOR (mm)	ESPEJOR (mm)	ESPEJOR (mm)	ESPEJOR (mm)	ESPEJOR (mm)	ESPEJOR (mm)
0.60	0.28	34	41	50	63	24.5	31.6	31.6	40.9	40.9	40.9
0.70	0.38	39	47	57	73	21.0	27.1	27.1	35.1	35.1	35.1
0.80	0.50	44	54	67	84	18.4	23.7	23.7	30.7	30.7	30.7
0.90	0.64	49	60	73	92	16.3	21.0	21.0	27.3	27.3	27.3
1.00	0.79	52	66	82	102	14.7	18.9	18.9	24.5	24.5	24.5
1.10	0.95	56	72	90	112	13.4	17.2	17.2	22.3	22.3	22.3
1.20	1.13	61	79	98	122	12.2	15.8	15.8	20.4	20.4	20.4
1.30	1.33	66	85	107	133	11.3	14.6	14.6	18.9	18.9	18.9
1.40	1.54	71	92	115	143	10.5	13.5	13.5	17.5	17.5	17.5
1.50	1.77	76	98	123	153	9.8	12.6	12.6	16.3	16.3	16.3
1.60	2.01	81	105	131	163	9.2	11.8	11.8	15.3	15.3	15.3
1.70	2.27	87	114	142	177	8.6	11.1	11.1	14.4	14.4	14.4
1.80	2.54	92	120	150	187	8.1	10.5	10.5	13.6	13.6	13.6
1.90	2.84	98	126	158	196	7.7	9.9	9.9	12.9	12.9	12.9
2.00	3.14	—	132	165	206	—	9.4	12.2	16.4	16.4	16.4
2.10	3.46	—	138	173	215	—	9.0	11.7	15.7	15.7	15.7
2.20	3.80	—	145	181	225	—	8.6	11.1	14.9	14.9	14.9
2.30	4.15	—	151	188	235	—	8.2	10.6	14.3	14.3	14.3
2.40	4.52	—	156	196	244	—	—	10.2	13.7	13.7	13.7
2.50	4.92	—	207	258	—	—	—	9.8	13.1	13.1	13.1
2.60	5.23	—	215	268	—	—	—	9.4	12.6	12.6	12.6
2.70	5.72	—	—	277	—	—	—	—	12.2	12.2	12.2
2.80	6.16	—	—	287	—	—	—	—	11.7	11.7	11.7
2.90	6.61	—	—	297	—	—	—	—	11.3	11.3	11.3
3.00	7.07	—	—	306	—	—	—	—	10.9	10.9	10.9

ESTRUCTURA DE ONDULACIÓN 152x50 mm

DIÁMETRO (m)	ÁREA (m ²)	PESO (kg/m)					TAPADA MÁXIMA (m)				
		ESPEJOR (mm)	ESPEJOR (mm)	ESPEJOR (mm)	ESPEJOR (mm)	ESPEJOR (mm)	ESPEJOR (mm)	ESPEJOR (mm)	ESPEJOR (mm)	ESPEJOR (mm)	ESPEJOR (mm)
1.50	1.82	147	188	271	355	390	25.7	34.6	56.6	75.8	82.9
1.75	2.69	179	229	328	431	472	22.1	29.6	48.5	64.9	71.0
2.00	3.08	191	245	353	463	508	19.3	25.9	42.4	56.8	62.2
2.25	4.11	223	286	410	538	590	17.1	23.0	37.7	50.5	55.2
2.50	5.27	249	319	459	602	661	15.4	20.7	33.9	45.4	49.7
2.75	5.91	268	343	492	646	708	14.0	18.8	30.8	41.3	45.2
3.00	7.29	294	376	541	710	779	12.9	17.3	28.3	37.9	41.4
3.25	8.04	307	393	565	742	814	11.9	15.9	26.1	34.9	38.2
3.50	9.66	338	433	623	818	897	11.0	14.8	24.2	32.4	35.5
3.75	11.43	370	474	680	893	979	10.3	13.8	22.6	30.3	33.1
4.00	12.36	383	490	705	925	1015	9.6	12.9	21.2	28.4	31.1
4.25	14.31	408	524	753	989	1085	9.1	12.2	19.9	26.7	29.2
4.50	16.44	441	564	811	1065	1168	8.6	11.5	18.8	25.2	27.6
4.75	17.55	454	581	835	1097	1203	8.1	10.9	17.8	23.9	26.1
5.00	19.88	—	621	893	1172	1286	—	10.3	16.9	22.7	24.8
5.25	21.10	—	638	917	1204	1321	—	9.8	16.1	21.6	23.6
5.50	23.67	—	668	975	1278	1404	—	9.4	15.4	20.6	22.6
5.75	26.36	—	—	1035	1344	1474	—	—	14.7	19.7	21.6
6.00	27.77	—	—	1056	1387	1522	—	—	14.1	18.9	20.7
6.25	30.70	—	—	1106	1452	1592	—	—	13.5	18.2	19.9
6.50	33.69	—	—	1163	1527	1675	—	—	13.0	17.5	19.1

ES COPIA DEL PLANO H-10236 DE LA D.N.V. ADAPTADO EN TAMAÑO

ESTUDIO Y PROYECTO		CAMINO RURAL – SUR PROVINCIA DE SANTA FE	
PROYECTISTAS: Giordano, Giordano, Lopez, Torri Lodi			
ESCALAS		FECHA	
SIN ESCALA		JULIO 2027	
MEDIDAS EN METROS ORIGINAL A1		ALCANTARILLA CAÑO DE CHAPA ONDULADA	
		00	

INFORME TÉCNICO

ESTUDIO DE SUELOS PARA LA FUNDACIÓN DE UNA ESTRUCTURA HIDRAULICA

UBICACIÓN DE LA OBRA:

Zona Rural San Gregorio – Laguna La Picasa
Provincia de Buenos Aires – República Argentina

COMITENTE:

Cocyar SA
Mitre 5960 – Santa Fe
Provincia de Santa Fe – República Argentina

SUMARIO DE ESTE INFORME:

- I. Objetivos del Informe. Simbología
- II. Descripción de la Metodología de Trabajo
- III. Croquis de Ubicación de las Perforaciones
- IV. Clasificación de los Suelos
- V. Perfil Estratigráfico
- VI. Cuadro de Cotas y Tensiones Admisibles
- VII. Análisis de la Capacidad Portante
- VIII. Análisis de Probables Asentamientos
- IX. Capacidad Portante de Pilotes
- X. Tabla de Pilotes
- XI. Ensayos de Laboratorio
- XII. Conclusiones

I. - OBJETIVOS DEL INFORME

- Analizar las propiedades físico-mecánicas del suelo que determinan las características de su comportamiento geotécnico.
- Determinar los parámetros de diseño necesarios para el cálculo de las fundaciones.
- Estudiar distintos sistemas de fundación y recomendar las alternativas más convenientes.
- Establecer un cuadro de cotas y tensiones admisibles.

SIMBOLOGÍA UTILIZADA.

θ	Cota de Referencia
$\oplus$ B.P.	Boca de Pozo.
N	N° de golpes del Ensayo de Penetración Terzaghi.
ω	Humedad Natural.
γ	Densidad aparente húmeda.
LL	Límite Líquido
LP	Límite Plástico
#200	Tamiz de malla n° 200 (74 micrones)
ϕ	Ángulo de fricción interna.
C	Cohesión.
mv	Módulo edométrico.
∇	Nivel de napa freática
M.A.	Muestra alterada.
T.N.	Terreno Natural.
S.U.C.S.	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
H.R.B.	Highway Research Board
V	Coeficiente de Seguridad
σ_{adm}	Tensión admisible
Df	Cota de fundación
$E=1/mv$	Módulo de Young.
ϵ	Deformación unitaria.
G	Peso específico del suelo.
e	Relación de vacíos.
n	Porosidad

II. - RESEÑA DE LOS TRABAJOS REALIZADOS

A.- DE CAMPO:

Los trabajos de campo fueron llevados a cabo en el mes de Marzo de 2023.

Se realizaron tres perforaciones de 24,00 m de profundidad respecto a boca de pozo. Los cuatro sondeos se realizaron en tierra firme. En las mismas se efectuó el Ensayo de Penetración Normalizado de Terzaghi (SPT) según Norma IRAM 10517/70, con toma-muestras de puntas intercambiables, a cada metro de profundidad aproximadamente. Con este procedimiento se toman muestras de cada estrato, y se acondicionan para mantener sus características inalteradas hasta la posterior realización de los ensayos de laboratorio.

Un técnico especializado en mecánica de suelos realizó en campaña un reconocimiento de las características generales del suelo en cada uno de los estratos detectados.

Respecto a hechos existentes en el predio se localizó la ubicación de los sondeos. Así mismo se determinaron las cotas de bocas de pozo mediante nivel óptico en referencia a una cota fija de fácil accesibilidad.

Recopilación de antecedentes técnicos de la zona en la cual se emplazará la obra.

Determinación del nivel de agua subterránea de detectarse en la profundidad sondeada.

B.- DE LABORATORIO

A partir de las muestras tomadas en campaña, se las extrae con sumo cuidado y se confeccionan probetas para la realización de los siguientes ensayos:

Determinación de humedad según IRAM 10.519.

Determinación de densidad natural, densidad de suelo seco según ASTM D 2937.

Determinación de límite líquido según IRAM 10.513.

Determinación de límite plástico e índice de plasticidad según IRAM 10.502.

Clasificación de suelos por S.U.C.S. (Casagrande) según AASHTO M145-66 - IRAM 10.509.

Ensayos granulométricos sobre tamices según IRAM 10.507.

Ensayos triaxiales escalonados rápidos según IRAM 10.529/74.

III. - CROQUIS DE UBICACIÓN DE LAS PERFORACIONES



Niveles de Referencia: Punto fijo existente en talón de tablero e puente existente.= 0,00.-

P-1 = -1,64 m

P-2 = -2,72 m

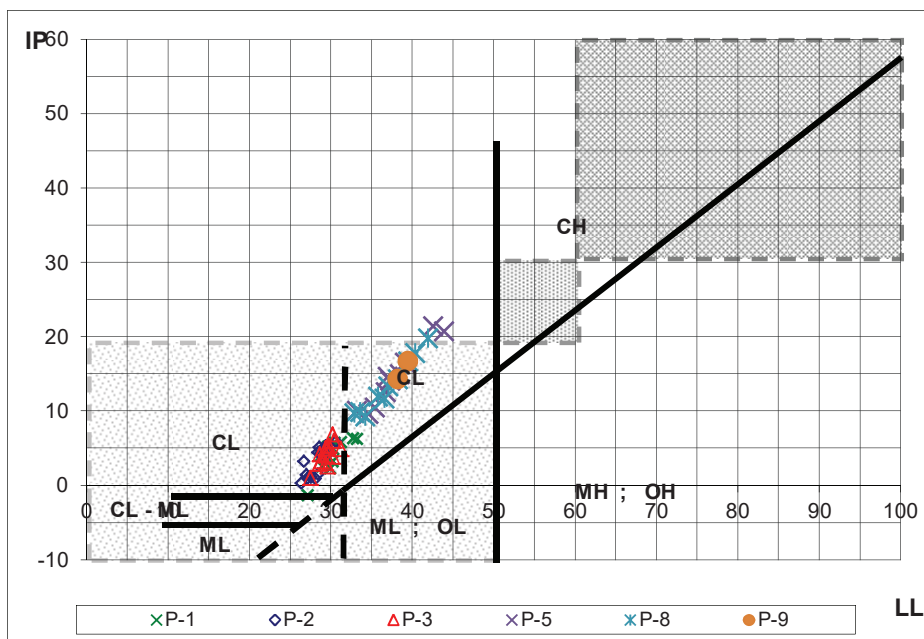
P-3 = -2,92 m

IMAGEN DE PUNTO FIJO



IV.- CLASIFICACION UNIFICADA DE SUELOS (S.U.C.S. - Casagrande)

DIVISION PRINCIPAL			SIMBOLO	NOMBRES TIPICOS	Clasificación basada en el porcentaje de finos. Menos del 5% pasa por el tamiz nº 200 GP, SW, SP. Más del 12% pasa por el tamiz nº 200 GM, GC, SM, SC. Entre el 5 y el 12 % se utilizan símbolos dobles (ej SM-SW)
SUELOS DE GRANO GRUESO 50% o más es retenido por el tamiz nº 200.	GRAVAS 50% o más de la fracción gruesa es retenido en el tamiz nº 4	GRAVA S LIMPIAS	GW	Gravas bien graduadas y mezclas de arena y grava con pocos finos o sin finos.	
		GRAVA S CON FINOS	GP	Gravas y mezclas de grava y arena mal graduadas con pocos finos o sin 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 nº 4.	ARENA S LIMPIAS	SW	Arenas y arenas gravosas bien graduadas con pocos finos o sin finos.	
		ARENA S CON FINOS	SP	Arenas y arenas gravosas mal graduadas con pocos finos o sin finos.	
			SM	Arenas limosas, mezclas de arena limo.	
			SC	Arenas arcillosas, mezclas arena arcilla.	
SUELOS DE GRANO FINO 50% o más pasa por el tamiz nº 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 límite líquido , límite plástico se clasifica en 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 inorgánicas de plasticidad alta o media.		
Suelos Altamente orgánicos		PT	Turba, estiércol y otros suelos.		

CARTA DE 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

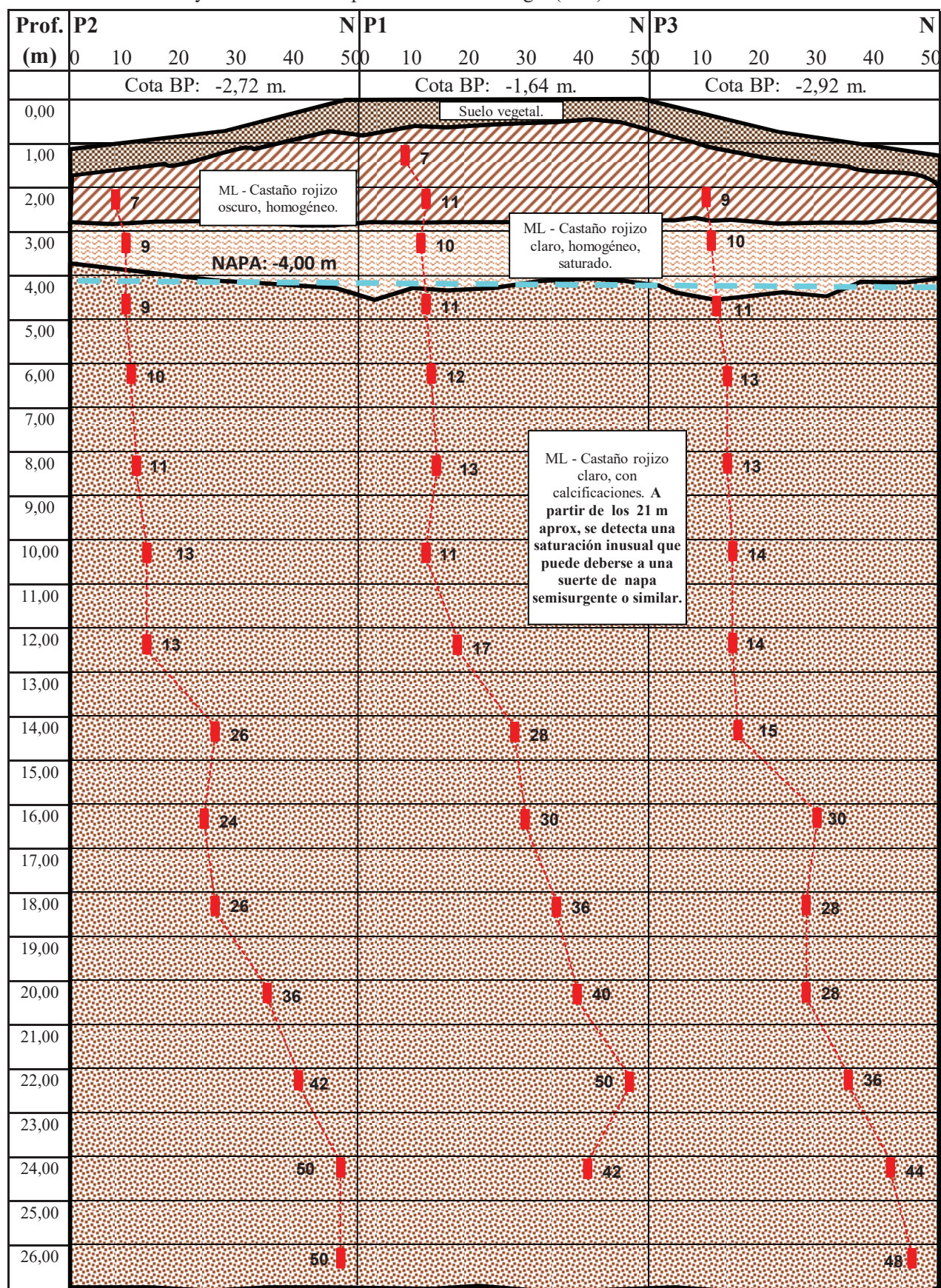
ENSAYO NORMALIZADO DE PENETRACION DE TERZAGHI (S.P.T.)

Durante la ejecución de las perforaciones se llevó a cabo el ensayo de penetración, que consiste en la hincada de las muestras a través de 45 cm del suelo, mediante una masa de 70 kg de peso y 70 cm de caída libre. El número de golpes necesario para penetrar los últimos 30 cm es el resultado del ensayo, y el mismo permite valorar la consistencia de los suelos en la siguiente forma:

Número de golpes	Consistencia	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

V.- PERFIL ESTRATIGRAFICO

Se representa aquí el perfil tentativo de la estratigrafía del suelo, basado en el reconocimiento y clasificación de las muestras ensayadas en laboratorio. Además, se indican los resultados de las sucesivas realizaciones del Ensayo normalizado de penetración de Terzaghi (SPT).



VI.- CUADRO DE COTAS Y TENSIONES ADMISIBLES DEL SUELO

Con los valores obtenidos del ensayo de Terzaghi (S.P.T.), los datos recopilados en las tareas de campaña y las determinaciones de laboratorio, se ha calculado la capacidad portante del suelo en los distintos niveles y se ha confeccionado el siguiente cuadro de cotas y tensiones admisibles, para cargas estáticas.

En la determinación de estos valores se consideró:

- un coeficiente de seguridad a la rotura del suelo igual a: 3
- un asentamiento máximo de: 2,5 cm.

Profundidades referidas a Boca de Pozo	Cotas referidas a Nivel 0,00 de referencia	Tensiones admisibles para bases aisladas Kg/cm ²	Coeficiente de Balasto (K30) Kg/cm ³	Tensiones admisibles para zapatas continuas Kg/cm ²
1,00	-3,50	1,05	2,00	-----
2,00	-4,50	1,05	2,00	-----
3,00	-5,50	1,40	2,00	-----
4,00	-6,50	1,40	2,00	-----
5,00	-7,50	1,55	2,00	-----

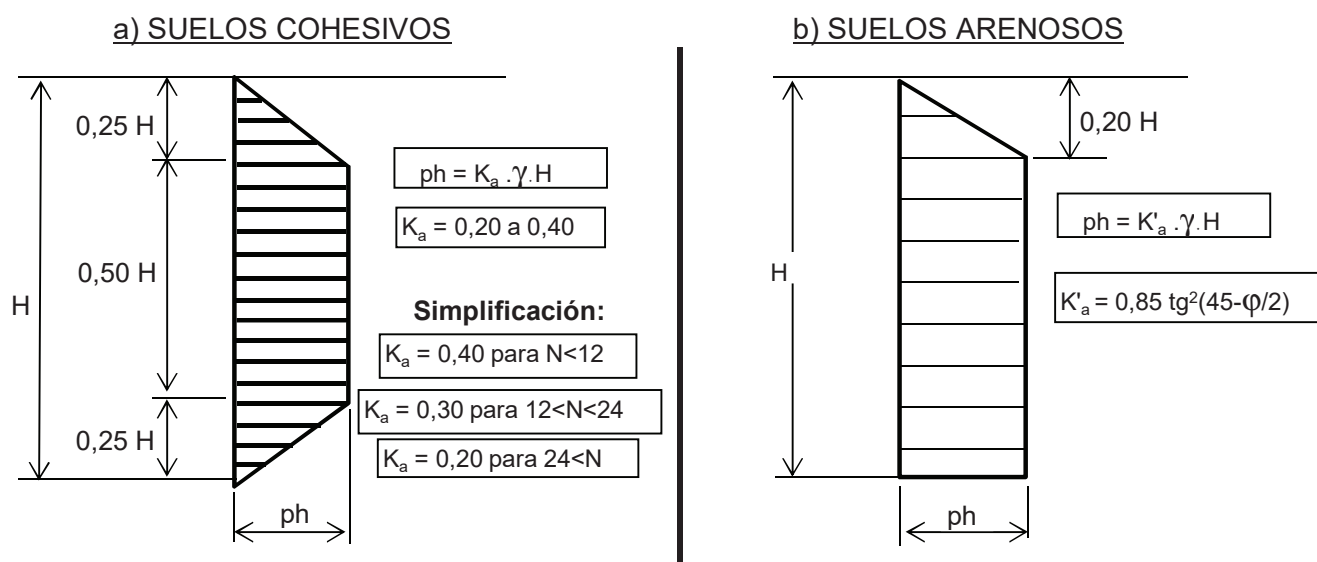
Se recomienda la no utilización de estos valores, a no ser para la fundación de estructuras auxiliares o temporales, debido a la cercanía del espejo de agua y la fluctuación del mismo.

Observaciones:

- La napa freática fue detectada a una profundidad aproximada de 4,00 m respecto a boca de pozo de P1 (Cota -5,60 m), durante la ejecución de los trabajos de campaña, realizados en el mes de Marzo de

DIAGRAMAS DE EMPUJES EN PARAMENTOS VERTICALES

- Estos diagramas corresponden a las hipótesis de: una rotura plana, para un macizo homogéneo, con superficie libre horizontal, limitado por una pantalla vertical lisa.



VII.- DETERMINACIÓN DE LAS TENSIONES ADMISIBLES DEL SUELO

A partir de los resultados de los ensayos triaxiales y teniendo presente que la napa de agua subterránea no afecta las cotas de fundación, podemos aplicar a estos valores la fórmula general de capacidad de carga para suelos cohesivos, donde los coeficientes N_c , N_q y N_γ son los indicados por Terzaghi.

$$\sigma_{adm} = q / A = \{ C N_c + (\gamma-1) D N_q + (\gamma-1) R_m N_\gamma \} / v, \quad v = 3$$

Para bases aisladas

Lado = 2,00 m.

 $R_m = A/4 = 0,500$ m.

Profund. Respecto B. P.	Profund. Confin.	Pi Mi	C [kg/cm ²]	φ °	γ [t/m ³]	N_c	N_q	N_γ	q [t/m ²]
-1,00	0,50	P2 M2	0,32	11	1,69	8,8	2,6	1,0	10,34
-2,00	1,50	P1 M3	0,33	12	1,65	9,4	2,9	1,0	13,03
-2,00	1,50	P2 M3	0,36	15	1,68	10,5	3,6	1,2	16,05

Para zapatas continuas

Ancho = 1,20 m.

 $R_m = A/2 = 0,60$ m.

Profund. Respecto B. P.	Profund. Confin.	Pi Mi	C [kg/cm ²]	φ °	γ [t/m ³]	N_c	N_q	N_γ	q [t/m ²]
-1,00	0,70	Valor Ponde- rado	0,32	11	1,69	8,8	2,6	1,0	10,69

VIII.- ANÁLISIS DE LOS POSIBLES ASENTAMIENTOS INICIALES

Formula general:

$$S = DH \cdot (st - sc) \cdot k \cdot mv$$

Nomenclatura:

S: Asentamiento, en centímetros.

g: Densidad del suelo, en kg/cm³.

DH: Espesor del manto considerado, en centímetros.

Df: Cota de fundación.

sc: Tensión de confinamiento, en Kg/cm².

k: Factor de fundación de la profundidad.

st: Tensión aconsejada, en Kg/cm².mv: Módulo edométrico, en cm²/kg.

Estimación de asentamientos para base aislada de ancho:

2,00 m

Para cota de fundación: -3,00 m. De T.N.

Tensión de trabajo estimada:

1,40 Kg/cm²

N°	Df cm	γ kg/cm ³	sc Kg/cm ²	(st-sc) kg/cm ²	ΔH cm	k	mv cm ² /kg	S cm
1	300	0,0009	0,255	1,145	40	1,0	0,007	0,305
2	340	0,0009	0,289	1,111	40	0,8	0,007	0,233
3	380	0,0009	0,323	1,077	40	0,4	0,007	0,106
4	420	0,0009	0,357	1,043	40	0,2	0,006	0,000
5	460	0,0009	0,391	1,009	40	0,1	0,006	0,000
ASENTAMIENTO en cm.								0,643

IX.- CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE PILOTE

Cálculo de la capacidad portante de pilotes ejecutados in situ, según el método del ingeniero Zaven Davidian publicado en su obra "Pilotes y cimentaciones sobre pilotes".

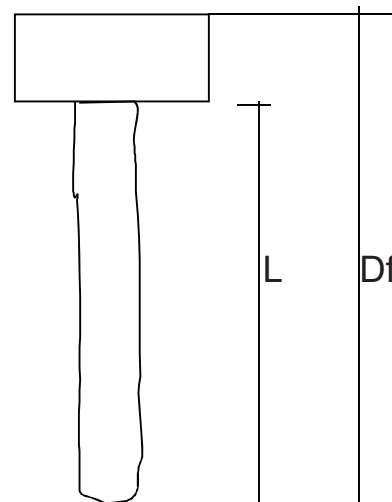
CARACTERÍSTICAS DEL PILOTE Y EL SUELO:

Diámetro (ϕ): 0,80 m napa de agua (CN): 2,00 m Cota -3,60 m
 Longitud (L): 17,00 m γ_s : 1,85 kg/dm³
 Cota Punta (Df): 18,00 m Cota -20,50 m cabezal: 1,00 m Cota -3,50 m

ESTRATO 1: de 1,00 m a 4,00 m Cota -6,50 m
 ϕ_1 : 11 C1: 0,32 kg/cm²
 Longitud 1: 3,00 m

ESTRATO 2: de 4,00 m a 15,50 m Cota -18,00 m
 ϕ_2 : 15 C2: 0,39 kg/cm²
 Longitud 2: 11,50 m

ESTRATO 3: de 15,50 m a 18,00 m Cota -20,50 m
 ϕ_3 : 24 C3: 0,60 kg/cm²
 Longitud 3: 2,50 m

**COEFICIENTES:**

Factores de fricción:	ϕ_1 : 11	S32: 0,21	S5: 1,68
	ϕ_2 : 15	S32: 0,36	S5: 2,06
	ϕ_3 : 24	S32: 0,85	S5: 2,90
Factores de capacidad carga:	ϕ_3 : 24	Nc: 19,5	Nq: 9,6
Factor de forma y profundidad:	Df / ϕ : 22,5	ϕ / L : 0,05	sc . dc : 1,62

RESISTENCIA DE PUNTA:

$$q = \gamma_s \cdot Df - 1,00 \cdot (Df - CN) = 8,20 \text{ t/m}^2$$

$$qp = (c' \cdot Nc + q \cdot Nq) \cdot sc \cdot dc / V = 105,88 \text{ t/m}^2$$

$$Vp = 3$$

RESISTENCIA POR FRICCIÓN LATERAL:

$$qf = (1/2 \cdot \gamma_s \cdot Df \cdot S32 + c' \cdot S5) / V$$

$$qf1 = 2,24 \text{ t/m}^2$$

$$qf2 = 3,81 \text{ t/m}^2$$

$$qf3 = 9,38 \text{ t/m}^2$$

$$Vf = 2,5$$

EJEMPLO DE APLICACIÓN:

Diám. de pta. (ϕ): 0,80 m	Bulbo Punta ϕ = 0,00 m	Reducción L3 a = 2,50 m
Longitud (L): 17,00 m	Area apoyo = 0,5027 m ²	Perímetro fuste = 2,513 m ²
Cota Punta (Df): 18,00 m	Volumen pilote= 8,5451 m ³	Vol adic bulbo= 0,0000 m ³

Capacidad por punta:	$qp \cdot Area = 53,22 \text{ ton}$
Capacidad por fricción E1:	$qf1 \cdot Perímetro \cdot L1 = 16,89 \text{ ton}$
Capacidad por fricción E2:	$qf2 \cdot Perímetro \cdot L2 = 110,13 \text{ ton}$
Capacidad por fricción E3:	$qf3 \cdot Perímetro \cdot L3 = 58,92 \text{ ton}$
Descuento Peso Propio pilote:	$Vol \cdot Pe(H^o) = -20,51 \text{ ton}$

CAPACIDAD PORTANTE TOTAL = 218,64 toneladas

IX.- CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE PILOTE

Cálculo de la capacidad portante de pilotes ejecutados in situ, según el método del ingeniero Zaven Davidian publicado en su obra "Pilotes y cimentaciones sobre pilotes".

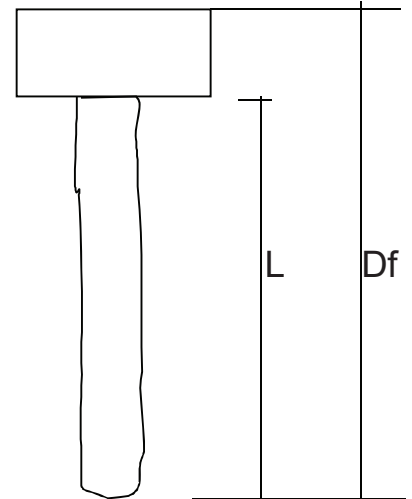
CARACTERÍSTICAS DEL PILOTE Y EL SUELO:

Diámetro (ϕ): 0,80 m napa de agua (CN): 2,00 m Cota -3,60 m
 Longitud (L): 19,00 m γ_s : 1,85 kg/dm³
 Cota Punta (Df): 20,00 m Cota -22,50 m cabezal: 1,00 m Cota -3,50 m

ESTRATO 1: de 1,00 m a 4,00 m Cota -6,50 m
 ϕ_1 : 11 C1: 0,32 kg/cm²
 Longitud 1: 3,00 m

ESTRATO 2: de 4,00 m a 15,50 m Cota -18,00 m
 ϕ_2 : 15 C2: 0,39 kg/cm²
 Longitud 2: 11,50 m

ESTRATO 3: de 15,50 m a 20,00 m Cota -22,50 m
 ϕ_3 : 24 C3: 0,60 kg/cm²
 Longitud 3: 4,50 m



COEFICIENTES:

Factores de fricción:	ϕ_1 : 11	S32: 0,21	S5: 1,68
	ϕ_2 : 15	S32: 0,36	S5: 2,06
	ϕ_3 : 24	S32: 0,85	S5: 2,90
Factores de capacidad carga:	ϕ_3 : 24	Nc: 19,5	Nq: 9,6
Factor de forma y profundidad:	Df / ϕ : 25	ϕ / L: 0,04	sc . dc: 1,62

RESISTENCIA DE PUNTA:

$$q = \gamma_s \cdot Df - 1,00 \cdot (Df - CN) = 8,20 \text{ t/m}^2$$

$$qp = (c' \cdot Nc + q \cdot Nq) \cdot sc \cdot dc / V = 105,88 \text{ t/m}^2$$

$$Vp = 3$$

RESISTENCIA POR FRICCIÓN LATERAL:

$$qf = (1/2 \cdot \gamma_s \cdot Df \cdot S32 + c' \cdot S5) / V$$

$$qf1 = 2,24 \text{ t/m}^2$$

$$qf2 = 3,81 \text{ t/m}^2$$

$$qf3 = 9,52 \text{ t/m}^2$$

$$Vf = 2,5$$

EJEMPLO DE APLICACIÓN:

Diám. de pta. (ϕ): 0,80 m	Bulbo Punta ϕ = 0,00 m	Reducción L3 a = 4,50 m
Longitud (L): 19,00 m	Area apoyo = 0,5027 m ²	Perímetro fuste = 2,513 m ²
Cota Punta (Df): 20,00 m	Volumen pilote = 9,5504 m ³	Vol adic bulbo = 0,0000 m ³

Capacidad por punta:	$qp \cdot \text{Area} = 53,22 \text{ ton}$
Capacidad por fricción E1:	$qf1 \cdot \text{Perímetro} \cdot L1 = 16,89 \text{ ton}$
Capacidad por fricción E2:	$qf2 \cdot \text{Perímetro} \cdot L2 = 110,13 \text{ ton}$
Capacidad por fricción E3:	$qf3 \cdot \text{Perímetro} \cdot L3 = 107,68 \text{ ton}$
Descuento Peso Propio pilote:	$\text{Vol} \cdot \text{Pe}(H^0) = -22,92 \text{ ton}$

CAPACIDAD PORTANTE TOTAL = 265,00 toneladas

X.- VALORES CARACTERÍSTICOS PARA EL CÁLCULO DE PILOTES

En el siguiente cuadro se brindan los parámetros medios de resistencia de punta, resistencia por fricción, cohesión, ángulo de fricción interna, densidad y coeficiente de balasto horizontal necesarios para el cálculo de la capacidad portante de pilotes ejecutados in situ.

PARÁMETROS PARA EL CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE PILOTES						
Cota respecto a PF (m)	Capacidad de Punta (kg/cm ²)	Capacidad por fricción lateral (kg/cm ²)	Coef. de Balasto Horizontal (kg/cm ³)	Cohesión (kg/cm ²)	Fricción (°)	Densidad (kg/dm ³)
0,00 m a -6,50 m	----	0,22	55/B(cm)	0,32	11	1,85
-6,50 m a 18,00 m	----	0,38	85/B(cm) - 150/B(cm) (*)	0,39	15	1,85
-18,00 m a -26,50 m	6,30 - 11,00 (*)	0,50 - 1,00 (*)	160/B(cm) - 180/B(cm) (*)	0,60	24	1,85

B = Diámetro del Pilote

(*) Para profundidades intermedias se considera válida una interpolación lineal

Nota Importante: Para considerar la tensión de punta en un estrato, la punta del pilote debe ingresar por lo menos dos diámetros en dicho estrato. La tabla presedente es válida en pilotes que verifiquen relaciones $L/D > 10$.

XI.- ENSAYOS DE LABORATORIO

DENSIDAD NATURAL

HUMEDAD NATURAL

LIMITES DE ATTERBERG

GRANULOMETRIA SOBRE #200

COHESIÓN

ÁNGULO DE FRICCIÓN

MÓDULO EDOMÉTRICO

SONDEO 1

FECHA: Marzo de 2023.

COTA DE LA NAPA FREATICA: -4,00 m (P1)
COTA DE BOCA DE POZO: -1,64 m

Muestra	PROF a B.P. [m]	Cotas [m]	N S.P.T.	Nº de golpes S.P.T.						Clasificación S.U.C.S. y descripción del suelo	γ g/cm ³	ω %	LL %	LP %	Pasa #200 (%)	Límites y granulometrias										C [kg/cm ²]	ϕ^o	mv [cm ² /kg]
				0	10	20	30	40	50							0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100		
B.P.	0,00	-1,64								Suelo vegetal																		
1	1,00	-2,64	7							ML	1,79	3,68	30,42	24,62	81,62													
2	2,00	-3,64	11							ML	1,67	2,33	29,62	24,35	76,35													
3	3,00	-4,64	10							ML	1,65	3,37	30,26	25,31	70,54													
4	4,50	-6,14	11							ML	1,86	19,74	29,35	26,35	77,25													
5	6,00	-7,64	12							ML	1,90	18,66	31,24	25,40	72,14													
6	8,00	-9,64	13							ML	1,93	17,98	32,70	26,35	81,34													
7	10,00	-11,64	11							ML	1,97	20,10	33,20	26,90	80,26													
8	12,00	-13,64	17							ML	1,74	17,38	29,38	24,37	74,26													
9	14,00	-15,64	28							ML	1,86	24,77	28,76	24,73	69,54													
10	16,00	-17,64	30							ML	1,88	27,46	29,35	25,35	75,28													
11	18,00	-19,64	36							ML	1,66	15,10	29,88	27,51	70,16													
12	20,00	-21,64	40							ML	1,89	15,49	30,21	26,90	69,23													
13	22,00	-23,64	50							ML	1,90	24,62	27,13	28,40	70,17													
14	24,00	-25,64	42							ML	1,92	21,52	28,92	26,30	73,02													

SONDEO 2

FECHA: Marzo de 2023.

COTA DE LA NAPA FREATICA: -4,00 m (P1)

COTA DE BOCA DE POZO: -2,72 m

Muestra	PROF a B.P. [m]	Cotas [m]	N S.P.T.	Nº de golpes S.P.T.						Clasificación S.U.C.S. y descripción del suelo	γ g/cm3	ω %	LL %	LP %	Pasa #200 (%)	Límites y granulometrias														C [kg/cm2 1	φ^o	mv [cm2/kg 1	
				0	10	20	30	40	50							0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100							
B.P.	0.00	-2,72								Suelo vegetal																							
1	2,00	-4,72	7							ML	1,84	7,92	30,62	24,71	79,62																		
2	3,00	-5,72	9							ML	1,69	8,15	28,76	24,35	76,38																		
3	4,50	-7,22	9							ML	1,68	10,44	29,35	24,90	72,21																		
4	6,00	-8,72	10							ML	1,69	24,89	29,35	25,35	72,55																		
5	8,00	-10,72	11							ML	1,79	22,20	28,41	23,90	74,62																		
6	10,00	-12,72	13							ML	1,82	16,39	26,68	23,38	80,22																		
7	12,00	-14,72	13							ML	1,90	21,05	26,93	25,43	73,99																		
8	14,00	-16,72	26							ML	1,86	17,76	27,48	26,35	68,58																		
9	16,00	-18,72	24							ML	1,80	14,83	28,07	27,10	78,62																		
10	18,00	-20,72	26							ML	1,86	16,19	26,35	26,01	73,22																		
11	20,00	-22,72	36							ML	1,90	23,96	29,35	24,03	75,01																		
12	22,00	-24,72	42							ML	1,91	20,64	28,51	23,35	69,35																		
13	24,00	-26,72	50							ML	1,93	21,30	27,14	26,07	80,70																		
14	24,00	-26,72	50							ML	1,91	24,50	28,35	26,80	83,62																		

Ing. Juan Carlos Rosado & Asociados
Tel / Fax (0341) 4350009 - estudiodesuelos@rosadoking.com.ar

OBRA: Estación de bombeo en San Gregorio
E.S. Nº: 8.077 - Página de

SONDEO 3

FECHA: Marzo de 2023.

COTA DE LA NAPA FREATICA: -4,00 m (P1)

COTA DE BOCA DE POZO: -2,92 m

Muestra	PROF a B.P. [m]	Cotas [m]	N S.P.T.	Nº de golpes S.P.T.						Clasificación S.U.C.S. y descripción del suelo	γ g/cm3	ω %	LL %	LP %	Pasa #200 (%)	Límites y granulometrias										C [kg/cm2]	φ^o	mv [cm2/kg]
				0	10	20	30	40	50							0	10	20	30	40	50	60	70	80	90			
B.P.	0.00	-2,92								Suelo vegetal																		

Ing. Juan Carlos Rosado & Asociados
Tel / Fax (0341) 4350009 - estudiodesuelos@rosadoinc.com.ar

OBRA: Estación de bombeo en San Gregorio
E.S. Nº. 8.077 - Página de

XII.- CONCLUSIONES

A) Características generales del suelo:

A partir de haber reconocido, ensayado y clasificado en laboratorio las muestras obtenidas en campo, se puede realizar una descripción de las características generales de los suelos.

Luego de un manto de suelo vegetal, heterogéneo, con presencia variable de relleno, desde la boca de pozo de P1 se detecta la siguiente configuración estratigráfica:

- Un primer estrato de suelo limoso ML, de coloración castaño rojizo oscuro, homogéneo, de consistencia entre medianamente compacta y compacta, que se extiende hasta una profundidad de 2,80 m aproximadamente.
- Luego se detecta un estrato de suelo limoso ML, de coloración castaño rojizo claro, muy húmedo a saturado, que se extiende hasta una profundidad de 4,00 m
- A continuación y hasta el final de los sondeos se detecta un estrato de suelo como limoso ML, de coloración castaño rojizo claro, con calcificaciones, de consistencia entre compacta y muy compacta. A Partir de los 21,00 m de profundidad se detecta una saturación inusual que puede deberse a una napa semisurgente o similar.

El nivel de aguas subterráneas (casi coincidente con el pelo de agua), se detectó a una profundidad de 4,00 m respecto de boca de pozo de P1, durante la ejecución de los trabajos de campaña, realizados en el mes de Marzo de 2023. Este nivel puede detectarse más cerca de la superficie, dependiendo directamente del nivel del pelo de agua en la laguna.

B) Recomendaciones:

Teniendo presente las características de los suelos encontrados y la tipología de las estructuras a fundar, no se aconsejan fundaciones directas mediante bases aisladas o pilastras, debido a los procesos erosivos que un río o arroyo genera.

La opción recomendada es el empleo de una fundación profunda o indirecta mediante pilotes preexcavados y hormigonados in situ. En el punto IX se da el ejemplo de cálculo de la capacidad portante de un pilote de 0,80 m de diámetro, con una cota de fundación de 18,00 m (-20,50 m desde PF), con una longitud de fuste de 17,50 m, que arroja una capacidad portante del orden de 218 toneladas. Otro pilote del mismo diámetro, con una cota de fundación de 20,00 m (-22,50 m desde PF), con una longitud de fuste de 17,50 m, que arroja una capacidad portante del orden de 265 toneladas. En el punto X se brinda una tabla con los parámetros necesarios para el diseño de pilotes de otro diámetro o cota de punta.

Para el colado del Hormigón dentro de los pilotes se deberá emplear la técnica de flujo inverso, utilizando un caño buzo por el interior de la armadura hasta el fondo de la excavación, procediendo al llenado con hormigón desde el fondo del pilote, que desaloja por diferencia de densidad el agua y el lodo del interior de la excavación, limpiando el hormigón en su ascenso las paredes de la excavación y la armadura. La precaución necesaria es cuidar que la boca del caño siempre se encuentre sumergida un metro dentro de la masa de hormigón, y que el mismo tenga el asentamiento necesario para poder deslizarse con facilidad (asentamiento 17 a 20 cm con el empleo de súper-fluidificantes). El empleo de cualquier otra metodología de llenado, no asegurará el contacto del hormigón con el suelo natural en la pared del pilote, en cuyo caso no se podrá considerar la colaboración de la resistencia por fricción lateral del pilote en la magnitud propuesta.

Resulta recomendable además, en cada pilote, la verificación de su continuidad material para garantizar el correcto funcionamiento de la estructura y la correcta transmisión de los esfuerzos hacia el suelo. Para tal fin, en pilotes de diámetros iguales o superiores a un metro, se debe prever la colocación de cuatro tubos herméticos de acero para el control por el método Cross Hole (ultrasónico) de su continuidad estructural a lo largo de su vida útil. Para pilotes de diámetro inferior a 1,00 m, el ensayo de continuidad por el método PIT (martillo) puede ser suficiente, con una limitación de efectividad del largo no mayor a 30 diámetros.

Al momento de la apertura de excavaciones y/o perforaciones se recomienda una especial atención por parte del director de obra a fin de observar cualquier anomalía que eventualmente pudiera presentarse y pudiera afectar las fundaciones, y que no hubiera sido detectada en los sondeos puntuales del presente informe.

Ante las solicitudes originadas por el efecto de viento calculadas de acuerdo al CIRSOC 102, las tensiones admisibles pueden incrementarse en un 20%.

Rosario, 20 de Marzo de 2023.


Juan Carlos Rosado & Asociados
Ingenieros Civiles