

Trabajo Final



Universidad Nacional del Nordeste
Facultad de Ingeniería

Diseño integral de la descarga del arroyo Poncho Verde. Estudio de las variables constructivas

Integrantes

Paparella, Guido

Simón, Luciana

Año 2023

Tutor

Ing. Gutiérrez, Gonzalo

Asesores

Ing. Depettris, Carlos

Ing. Gutiérrez, Matías

Profesor a cargo

Ing. Ruberto, Alejandro

ÍNDICE

CAPÍTULO 1 - INTRODUCCIÓN.....	5
1.1 Características de la zona de emplazamiento.....	6
1.1.1. Ubicación geográfica	6
1.1.2. Clima	7
1.1.3. Topografía y suelos.....	8
1.1.4. Características sociodemográficas.....	9
1.1.5. Cuenca en estudio	10
1.1.6. Situación actual.....	14
1.2 Justificación del anteproyecto	16
CAPÍTULO 2 - ESTUDIOS PRELIMINARES	18
2.1 Zona de estudio y construcciones aledañas	19
2.2 Topografía	23
2.3 Estudio de suelos	27
CAPÍTULO 3 – ESTUDIOS HIDROLÓGICOS	35
3.1. Río Paraná	35
3.1.1. Análisis estadístico por el método de Gumbel	36
3.1.2. Análisis estadístico por el método de Log-Pearson III	37
3.2. Arroyo Poncho Verde.....	38
3.2.1. Topología de la cuenca	41
3.2.2. Datos y parámetros.....	42
3.2.3. Lluvia de diseño.....	45
3.2.4. Resultados.....	47
CAPÍTULO 4 - DISEÑO DEL MURO DE CONTENCIÓN	53
4.1 Introducción a los muros de contención	53
4.2 Variables constructivas	54
4.2.1 Muro de gaviones	54
4.2.2 Muro Cantiléver (ménsula)	56
4.3 Estructura del talud este	57
4.3.1 Alternativa 1: Muro de gaviones.....	59
4.3.2 Alternativa 2: Muro cantiléver (ménsula).....	68
4.3.3 Alternativa adoptada	76
4.4 Estructura del talud oeste.....	76
4.4.1 Alternativa 1: Muro de gaviones.....	77
4.4.2 Alternativa 2: Muro cantiléver (ménsula).....	79

4.4.3 Alternativa adoptada	85
CAPÍTULO 5 - ANÁLISIS DE REVESTIMIENTOS	88
5.1 Justificación de la necesidad de revestimiento	88
5.2. Propuesta 1: Sistema Betonflex®	90
5.3. Propuesta 2: Sistema Betonweb®	92
5.4. Propuesta 3: Sistema Pyramat®	94
5.5. Propuesta 4: Colchón Reno® Plus	96
5.6. Zonas a revestir	98
5.6.1 Talud este.....	98
5.6.2 Talud oeste.....	100
5.6.3 Cauce del arroyo	100
CAPÍTULO 6 - CÓMPUTO, PRESUPUESTO Y SELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA A CONSTRUIR	101
6.1 Cómputo métrico	101
6.2 Costo - costo	101
6.3 Precio	103
6.4. Análisis de las soluciones constructivas.....	103
6.4.1 Talud este.....	103
6.4.1.1 Muro de contención	103
6.4.1.2 Revestimiento	104
6.4.2 Talud oeste.....	106
6.4.3. Fondo del cauce	109
6.5 Cómputo y presupuesto de la propuesta	110
CAPÍTULO 7 - BIBLIOGRAFÍA	113
ANEXO 1 – PLANOS	114
ANEXO 2	114

CAPÍTULO 1 - INTRODUCCIÓN

En el presente estudio se desarrollará el diseño integral de la descarga del arroyo Poncho Verde, verificando el conducto que funciona como alcantarilla emplazado actualmente, considerando distintas alternativas constructivas para el revestimiento y contención del talud lateral del arroyo realizando una comparativa entre las mismas.

Este arroyo fue entubado como consecuencia de la densificación urbana y funciona como desagüe pluvial de gran parte del centro de la ciudad. El mismo se ubica sobre uno de los bordes del parque Mitre, lugar histórico y uno de los puntos más visitados en la capital correntina. Hasta hace unos años se encontraba en pésimas condiciones con basura, restos de barcas abandonadas y aguas servidas provenientes de conexiones clandestinas en la descarga pluvial del centro de la capital.

1.1 Características de la zona de emplazamiento

1.1.1. Ubicación geográfica

La Provincia de Corrientes está ubicada en el noreste de la Argentina, limita con las provincias de Entre Ríos, Santa Fe, Chaco y Misiones, y los países de Paraguay, Brasil y Uruguay. Por su ubicación, Corrientes se configura como el corazón del Mercosur teniendo una triple frontera con los países miembros y rodeada por la Hidrovía Paraná – Paraguay.



Gráfico 1.1 Ubicación de Corrientes a la izquierda y ubicación de la ciudad de Corrientes a la derecha
(Fuente: Compilado en base a imágenes de Wikipedia.)

Corrientes es la capital de la provincia y se encuentra en el noroeste de la misma (Gráfico 1.1), situada a orillas de un recodo del río Paraná y también se encuentra sobre la confluencia con el río Paraguay; aproximadamente 1150 km aguas arriba de su desembocadura al río de la Plata. Junto a los poblados aledaños conforma el aglomerado urbano Gran Corrientes.

El arroyo Poncho Verde se encuentra al norte de la ciudad, en el barrio La Rosada, en uno de los costados del Parque Mitre (Imagen 1.1); el mismo fue entubado al principio de la densificación urbana del casco céntrico de la ciudad y funciona como una de las descargas pluviales más importantes de la misma.

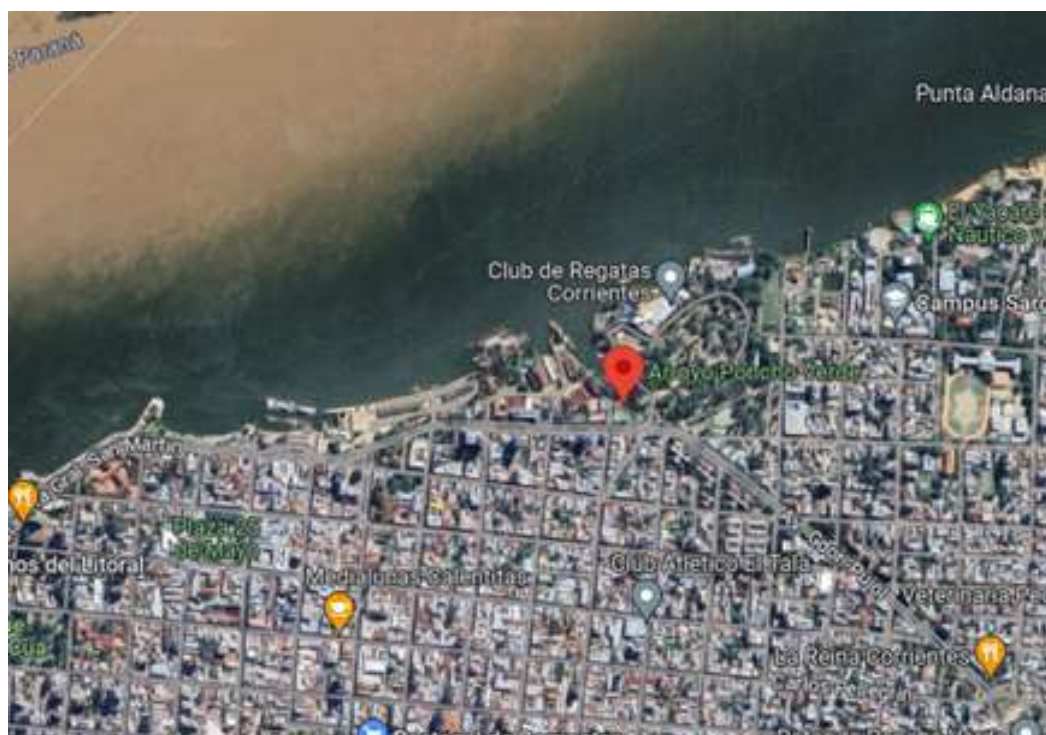


Imagen 1.1 Ubicación de la desembocadura del arroyo Poncho Verde (Fuente: Google Maps).

1.1.2. Clima

El clima de Corrientes es subtropical (Gráfico 1.2), cálido en verano, pero con heladas en invierno; puede considerarse clima húmedo, con abundante pluviosidad desde fines del verano y durante el otoño y escasas precipitaciones en invierno y comienzos de primavera. Los rangos de la amplitud anual de la temperatura media en la provincia son entre 10 y 14°C.

Las temperaturas máximas absolutas en la provincia de Corrientes se encuentran entre 40 y 44° C y las mínimas absolutas entre -2° C y -4° C.

La media anual de precipitaciones en Corrientes toma valores entre 1200 y 1400 mm, si bien en años con ocurrencia del fenómeno El Niño, como fueron los períodos 1982-1983 y 1997-1998, se acumularon valores anuales mayores a 2000 mm.

En la ciudad de Corrientes los vientos predominantes son del este durante el 30% del año, con mayor frecuencia: del SE y luego los del NE, con velocidad media anual en la ciudad de Corrientes, menor que 10 Km/h.



Gráfico 1.2. Isotermas e isohietas de la provincia de Corrientes. (Fuente: Educ.ar. 2011)

1.1.3. Topografía y suelos

El relieve correntino corresponde en su mayoría al de una dilatada llanura, rodeada por cursos de agua que le confieren un aspecto insular, con abundancia de canales interiores y grandes zonas lacustres y el de la ciudad está constituido básicamente de lomadas u ondulaciones que recorren la misma, desde depresiones hasta terrenos altos que se dan significativamente por el antiguo cauce del arroyo Poncho Verde que actualmente circula por debajo de la ciudad.

La altitud promedio de la ciudad es de 56 msnm (Gráfico 1.3), pero en estas bajadas, desciende hasta aproximadamente 40 msnm, donde en los días de fuertes tormentas se producen inundaciones, por ejemplo, en los barrios bajos.

Corrientes es una de las provincias con mayor complejidad edáfica por la gran heterogeneidad de suelos que presenta. Asimismo, debido a su fisiografía casi 60 % de su superficie está sometida a excesos hídricos lo que impacta de forma directa y diferencial en la aptitud de sus tierras.



Gráfico 1.3. Alturas topográficas de la ciudad de Corrientes. (Fuente: topographic-map.com. 2011)

1.1.4. Características sociodemográficas

De acuerdo al último censo de población realizado por el INDEC, en 2022 habitaban 1.199.553 personas en la provincia de Corrientes, 2,6% de la población total del país. El crecimiento poblacional registrado entre 2001 y 2010 fue de sólo 6,6%, el cuarto porcentaje más bajo del país, inferior en 38% al registrado a nivel nacional y menor en 29% respecto al valor de la Región Noreste, a la cual pertenece.

La provincia de acuerdo a esos datos tenía una densidad poblacional promedio de 11,3 habitantes por kilómetro cuadrado. El Departamento Capital, con un total de 432.192 habitantes y una densidad poblacional de 712,6 hab/km², es el más densamente poblado (Gráfico 1.4), siguiéndole San Cosme con 24 hab/km².

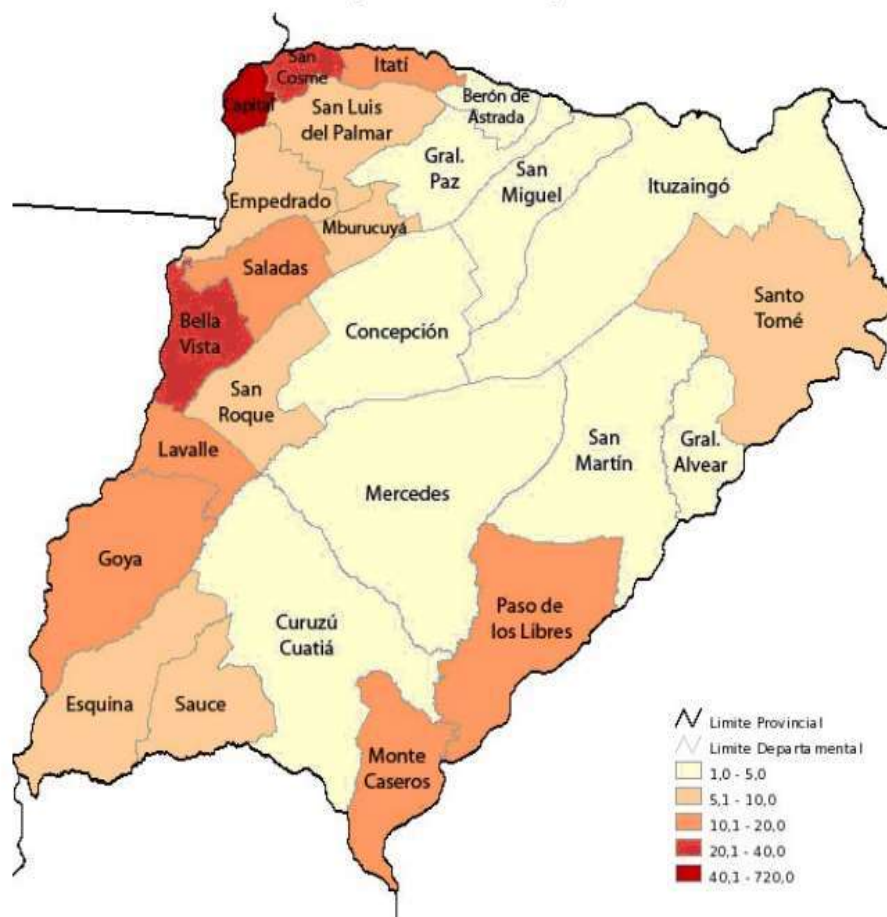


Gráfico 1.4. Densidad poblacional por departamentos. (Fuente: Informe Sintético de caracterización socio-productiva. Ministerio de Economía y Finanzas Públicas - Dirección Nacional de Asuntos Provinciales)

1.1.5. Cuenca en estudio

La ciudad de Corrientes es plana, sin grandes relieves, pero cuenta a su vez con puntos altos y bajos que formaron cuencas que son desaguadas por los antiguos arroyos.

El arroyo Poncho Verde define sus inicios a la altura de la calle Yrigoyen y la avenida Artigas, avanzando hacia la avenida Juan Pujol y desembocando finalmente en el río Paraná en coincidencia con el Parque Mitre, donde estaba antiguamente el llamado Puente La Batería (Gráfico 1.5).



Fig. 1.5 Arroyos entubados en la Ciudad de Corrientes. (Fuente: Diario El Litoral)

La cuenca del arroyo Poncho Verde en la actualidad es una cuenca urbana en su totalidad y con pocas posibilidades de cambio. Su parteaguas se encuentra definido por las descargas pluviales de gran parte del centro de la ciudad que se conectan a su conducto principal y conforman una superficie contribuyente de aproximadamente 4,24 km² abarcando a los barrios La Rosada, Aldana, Centro, Libertad, Berón de Astrada, Santa Rosa y Nuestra Señora de Pompeya (Imagen 1.2 – extracción de plano N°1).

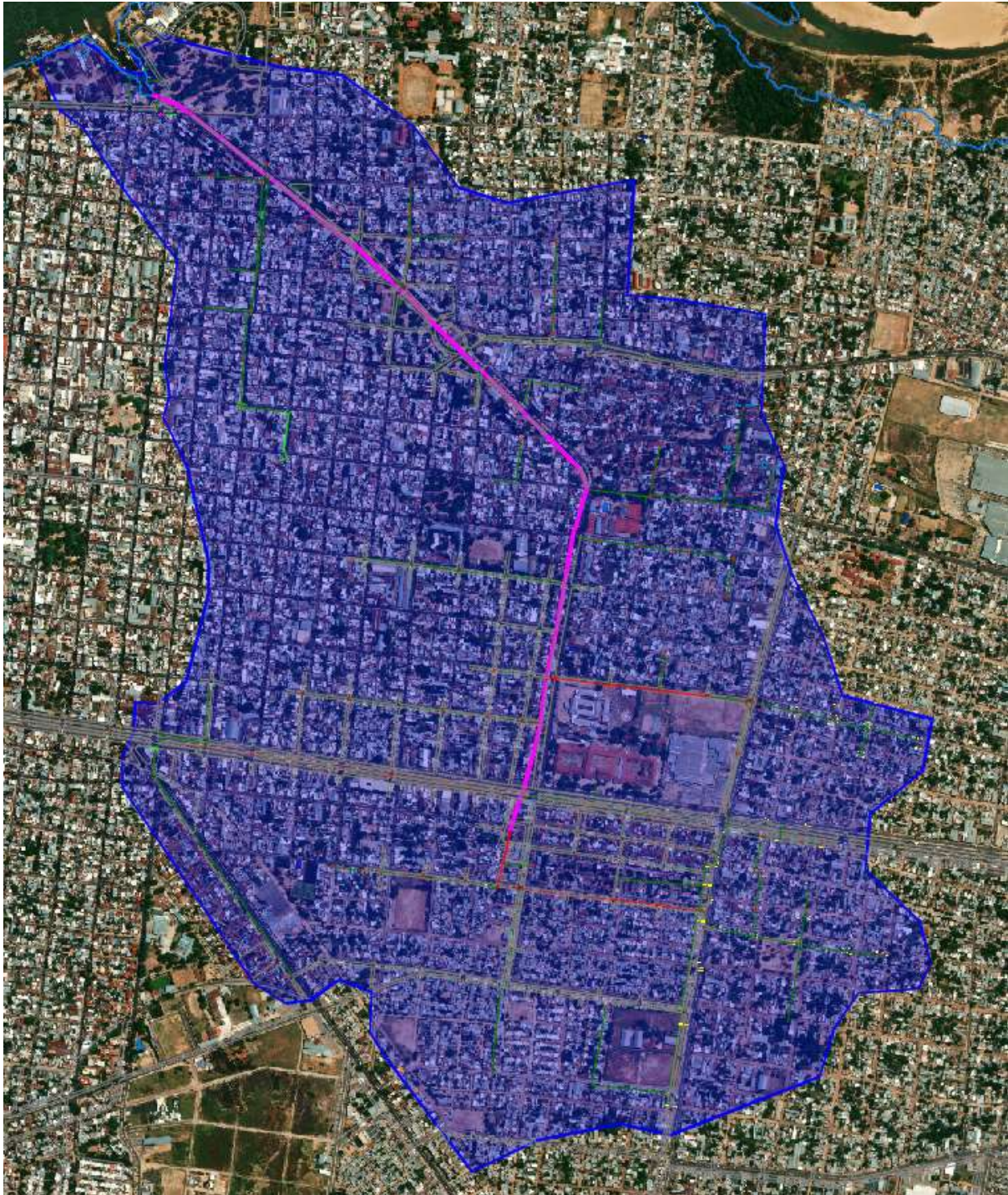


Imagen 1.2 Imagen satelital con demarcación de la cuenca (Fuente: Google Maps)

La red de desagüe y entubamiento del arroyo consiste en aproximadamente 10 km de conductos subterráneos que recorren la capital correntina, incorporando en cada tramo los aportes de los sumideros en las calles (Imagen 1.3).



Imagen 1.3. Trazado de conductos en la cuenca de aporte (Fuente: SIG de la municipalidad de Corrientes)

1.1.6. Situación actual

La zona del desagüe se encuentra conformada por una alcantarilla de hormigón de forma semicircular con 1,93m de radio que durante precipitaciones intensas y de duración considerable trabaja a sección llena. Gran parte de la periferia del arroyo se encuentra revestido por colchonetas de gaviones que contienen al suelo y protegen al mismo de la erosión hídrica provocada por distintos factores ambientales.



Imagen 1.4 Alcantarilla existente (Fuente: imagen propia).

La tierra compactada está contenida por un paramento vertical de hormigón, el cual contiene perfiles doble T que fueron embutidos en el hormigón para resistir a la flexión. Dicho paramento vertical se apoya sobre una colchoneta de gaviones ubicada por debajo de la alcantarilla. El resto de la solución estructural se desconoce al momento del desarrollo de este anteproyecto.

A ambos lados de la descarga se encuentran taludes con vegetación y sin tratamiento previo. Uno de ellos se encuentra en terreno perteneciente a la Municipalidad de la Ciudad de Corrientes, al que se llama talud este y el otro, en terreno correspondiente a la Dirección Nacional de Vías Navegables llamado talud oeste.



Imagen 1.4. Vista de la extensión del talud oeste. (Fuente: imagen propia)

En el lado este aproximadamente 50 metros aguas abajo del arroyo se encuentra otro tramo del talud que ya cuenta con un muro de contención de gaviones y el mismo se extiende hasta la desembocadura en el río Paraná. En este caso se repite el uso de colchonetas de gaviones como revestimiento del talud para evitar su erosión, sin embargo, al igual que la situación anterior, son desconocidos los demás datos de construcción de este muro

El terreno sobre el cual se llevarán a cabo los estudios y el posterior diseño de su contención, tiene una extensión lineal de aproximadamente 50 metros en el talud este, 97 metros en el talud oeste y un desnivel entre cabeza y pie de talud de 6 metros.



Imagen 1.5. Vista de la extensión del talud este. (Fuente: imagen propia)

1.2 Justificación del anteproyecto

Existen épocas de lluvias que generan importantes anegamientos en la zona costera, provocando derrumbes y socavaciones que comprometen la estabilidad de la infraestructura existente en una zona de alta concurrencia debido a su cercanía con el Parque Mitre y también con el puerto privado que recientemente se habilitó en el arroyo.

Al encontrarse la ciudad en constante crecimiento y habiendo aumentado la cantidad de zonas impermeables en la cuenca, debido a la densificación poblacional por la construcción de edificios en el centro de la ciudad, resulta necesario verificar el estado del sistema pluvial y si la capacidad con la que fue diseñado es apta aún con los cambios mencionados.

Parece pertinente abordar el cálculo, diseño y verificación de un muro de contención para el tramo de talud próximo a esta descarga, que aún se encuentra al descubierto y puede sufrir ataques por los distintos agentes erosivos mencionados. En este proceso también se evaluarán distintas alternativas constructivas para las fundaciones y distintas opciones de revestimientos para la terminación del muro.

Asimismo, se propone realizar el diseño de un espacio de recreación como anexo al parque, para que los vecinos de la zona y los ciudadanos puedan apreciar un recurso natural como lo es el arroyo Poncho Verde y disfrutar de distintas actividades recreativas.

Finalmente se realizará una evaluación social, analizando si es conveniente o no la inversión económica necesaria.

Los *objetivos* que persigue este anteproyecto son:

- Diseñar la descarga del arroyo Poncho Verde y su zona de influencia, incluyendo protección contra la erosión y correcta descarga del producido en una lluvia de diseño.
- Conectar las obras de contención de las costas laterales del arroyo Poncho Verde en el sector del parque Mitre, buscando lograr un adecuado diseño estructural, con terminaciones estéticas y funcionales.
- Adecuar la zona de desembocadura de la alcantarilla.
- Estudiar hidrológica e hidráulicamente a la cuenca del arroyo Poncho Verde, su descarga y funcionamiento de la misma en la interacción con el río Paraná.
- Incluir obras ornamentales y de recreación del sector superior.

CAPÍTULO 2 - ESTUDIOS PRELIMINARES

Para poder estudiar las distintas variables constructivas y definir cuál es la más eficiente se debe conocer en profundidad el emplazamiento de la obra y comprender tanto la topografía del lugar, la geometría de los taludes, así como también las condiciones edilicias y estratigráficas de la zona.



Imagen 2.1 Imagen satelital de la desembocadura del arroyo Poncho Verde con los taludes laterales delimitados (Fuente: Google Earth)

2.1 Zona de estudio y construcciones aledañas

La zona en estudio comprende dos taludes laterales del cauce del arroyo Poncho Verde con características muy distintas entre ellos. En primer lugar, cada talud pertenece a un organismo estatal distinto: el talud este depende de la administración de la Municipalidad de la ciudad de Corrientes, mientras que el talud oeste se encuentra en jurisdicción de Prefectura Naval Argentina.

Ambos taludes están delimitados por construcciones que están actualmente emplazadas: por un lado se tiene el revestimiento del talud que se encuentra sobre la alcantarilla de la desembocadura del arroyo entubado (*Imagen 2.2*).



Imagen 2.2 Fotografía de la obra de revestimiento sobre la alcantarilla del arroyo Poncho Verde. (Fuente: Propia)

Y por el otro se tienen dos configuraciones estructurales distintas para ambos taludes. Para el talud este, a una distancia de 50m aguas abajo de la alcantarilla, existe un revestimiento con colchonetas de gaviones (*Imagen 2.3*).



Imagen 2.3 Fotografía de la obra de revestimiento del talud este, aguas abajo. (Fuente: Propia)

Esto implica que la solución constructiva que se plantee debe conectarse con las obras ya existentes sin dañar la estructura actual y generando una transición entre las mismas.

Del lado oeste existe un talud con una inclinación mucho mayor, lo que obligó a construir un muro de paramento vertical (*Imagen 2.4*) como estructura de contención de la masa de suelo. Dicha estructura se encuentra 90 metros aguas abajo de la alcantarilla.



Imagen 2.4 Fotografía del muro de contención de paramento vertical del talud oeste. (Fuente: Propia)

Otra de las dificultades que se presenta en el talud oeste es que existen construcciones (*Imagen 2.5*) que al día de hoy fueron sufriendo los efectos de la erosión provocada por el arroyo en períodos de fuertes precipitaciones, quedando las fundaciones de las mismas totalmente expuestas, lo que genera un peligro para la seguridad de las personas que concurren al lugar.



Imagen 2.5 Fotografía de las construcciones que sufrieron los efectos de la erosión. (Fuente: Propia)

También otro dato a tener en cuenta es la vegetación que existe en ambos sectores. En el talud este actualmente se encuentran dos árboles de dimensiones importantes (*Imagen 2.6*), uno de los cuales ya fue trasplantado previamente, pero ambos se localizan a una distancia aproximada de 14m medidos en horizontal desde el cauce del arroyo

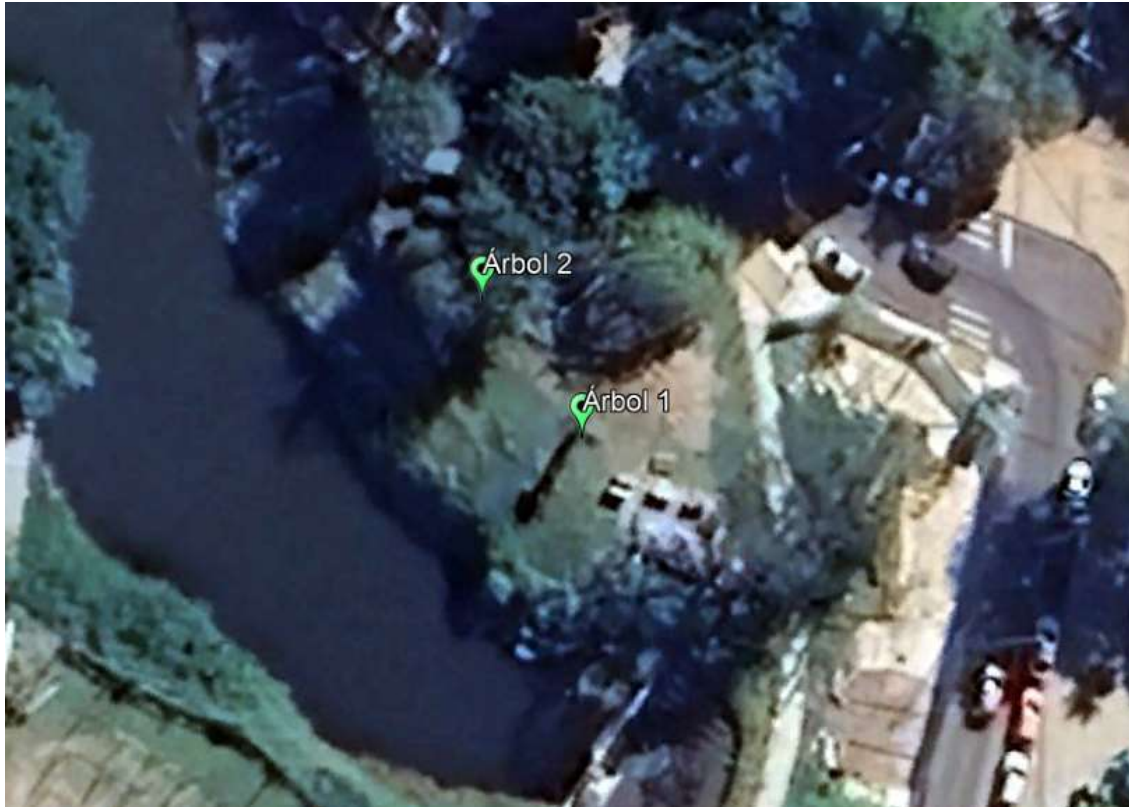


Imagen 2.6 Imagen satelital con ubicación de los árboles existentes en el talud este. (Fuente: Google Earth, 2023)

Mientras que en el talud oeste se tiene una zona inicial completamente libre de vegetación (zona cercana a la alcantarilla), pero cerca del muro de contención existente tenemos un conjunto de árboles y vegetación importantes (*Imagen 2.7*).



Imagen 2.7 Imagen satelital con ubicación de la vegetación existente en el talud oeste. (Fuente: Google Earth)

Estos datos son claves para el dibujo y el diseño final del talud, ya que por cuestiones medioambientales se debe evitar remover árboles (sobre todo los de gran tamaño) o, de no ser posible esto, reubicarlos en una zona donde puedan cumplir con su rol ecológico.

2.2 Topografía

En este tipo de obras en donde se tiene un terreno irregular y de gran longitud en el cual se deben realizar movimientos de suelo importantes, un estudio topográfico completo y preciso es esencial para el desarrollo del proyecto.

Un relevamiento topográfico de toda la zona de estudio permite ajustar el diseño final del talud terminado, de forma que se pueda utilizar el suelo existente de la manera más eficiente posible y disponiendo del suelo que se retira de una zona para rellenar otra en donde sea necesario. De esta manera se evitan los gastos excesivos de traslado de suelo ajeno a la obra y las consecuencias ambientales que esto puede generar.

A su vez esta obra hace necesario el uso de maquinarias importantes (excavadora oruga, retroexcavadora, etc.), las cuales requieren una superficie de apoyo plana y estable. Esta es una razón por la cuál es importante que el perfil del terreno natural quede

perfectamente definido para elegir los puntos desde los que dichas maquinarias podrían trabajar en los movimientos de suelo de la zona.

Para todos los perfiles topográficos que se realicen se tomará como referencia un plano vertical que contiene una línea recta que une las dos construcciones que desean vincularse, es decir el punto más alto del talud revestido de la alcantarilla con el punto más alto del talud revestido aguas abajo para el talud este y el punto más alto del talud revestido de la alcantarilla con el punto más alto del muro de contención aguas abajo para el talud oeste.

El talud este tiene una longitud total de 50m medidos en línea recta desde el punto más alto del talud revestido de la alcantarilla hasta el punto más alto del talud revestido aguas abajo, el mismo presenta una pequeña pendiente transversal (8% aproximadamente) y luego desciende bruscamente en las cercanías del cauce del arroyo.

Mientras que el talud oeste tiene una longitud total de 97 m medidos en línea recta desde el punto más alto del talud revestido de la alcantarilla hasta el punto más alto del muro de contención aguas abajo. Este talud presenta una topografía mucho más compleja, ya que tiene una altura y pendiente mucho mayores debido a que ha sufrido los efectos erosivos del arroyo Poncho Verde.

Se realizó un total de 4 perfiles transversales para definir la topografía de ambos taludes:

- **Perfil Transversal 1:** El primer perfil se realizó a una distancia de 16 metros de la alcantarilla, es un perfil representativo de la primera mitad del recorrido del talud. El talud oeste presenta un campo descubierto que pertenece a Prefectura Naval Argentina y está conformado por una longitud considerable plana con una fuerte caída a -13m de la alcantarilla.

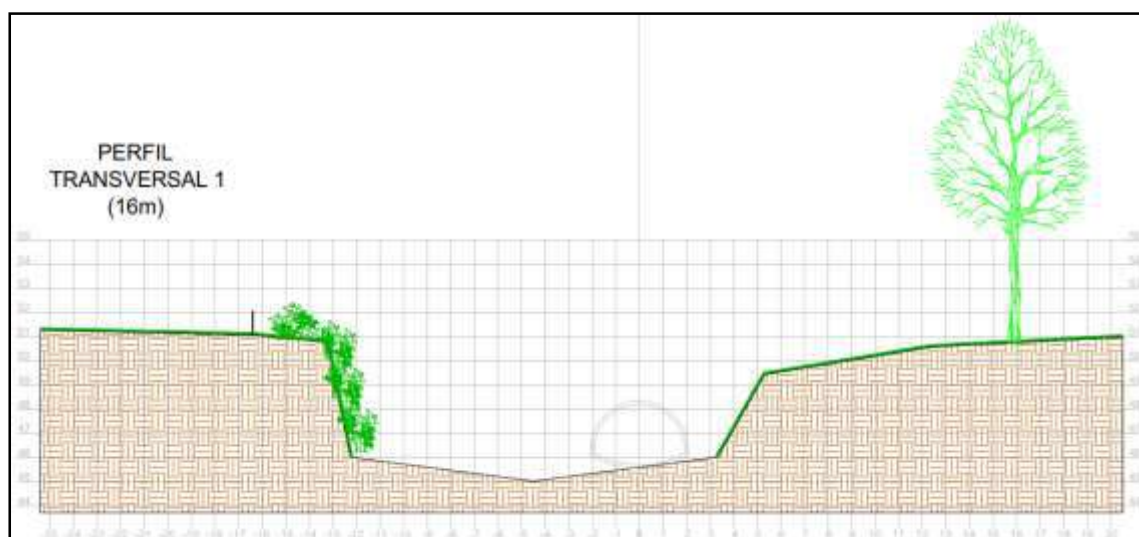


Gráfico 2.1 Perfil transversal a 16m de la alcantarilla. (Fuente: Propia, septiembre 2023)

- **Perfil Transversal 2:** El segundo perfil se realizó a una distancia de 35 metros del talud de la alcantarilla (a 19 metros del perfil 1). En esta zona se encuentra una bajada construida con suelo natural en el talud este, seguramente para las obras que se realizaron previamente. También este perfil se encuentra en coincidencia con el segundo árbol del talud este. En el talud oeste mantiene la misma configuración, con una inclinación muy pequeña hasta que a -17m del plano de referencia se genera un desnivel brusco de 5m.

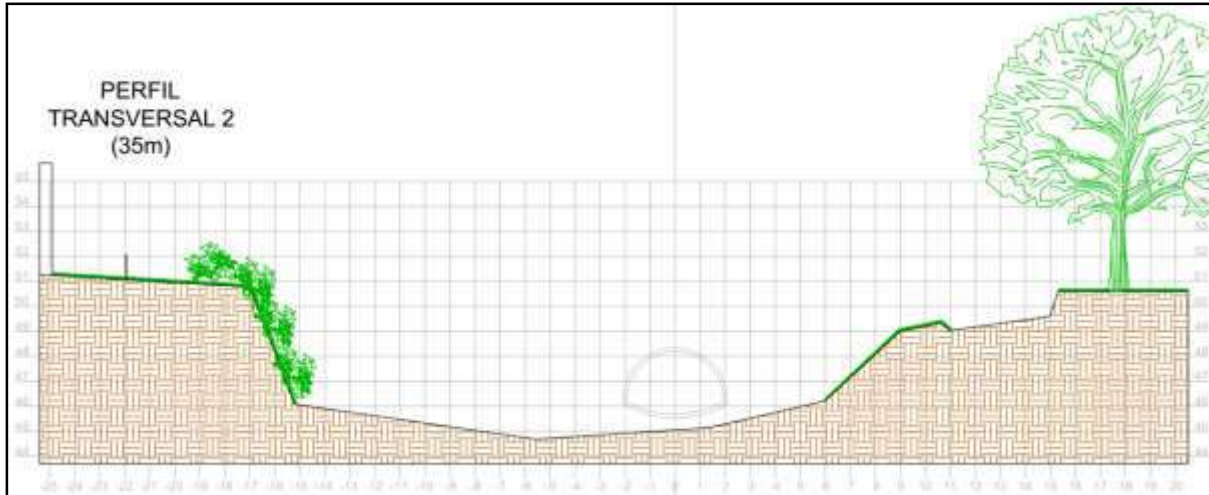


Gráfico 2.2 Perfil transversal del talud este a 35m de la alcantarilla. (Fuente: Propia, septiembre 2023)

- **Perfil Transversal 3:** El tercer perfil se realizó a una distancia de 18 metros del talud de la alcantarilla (a 6 metros del perfil 1), en coincidencia con uno de los árboles presentes en la zona de estudio.

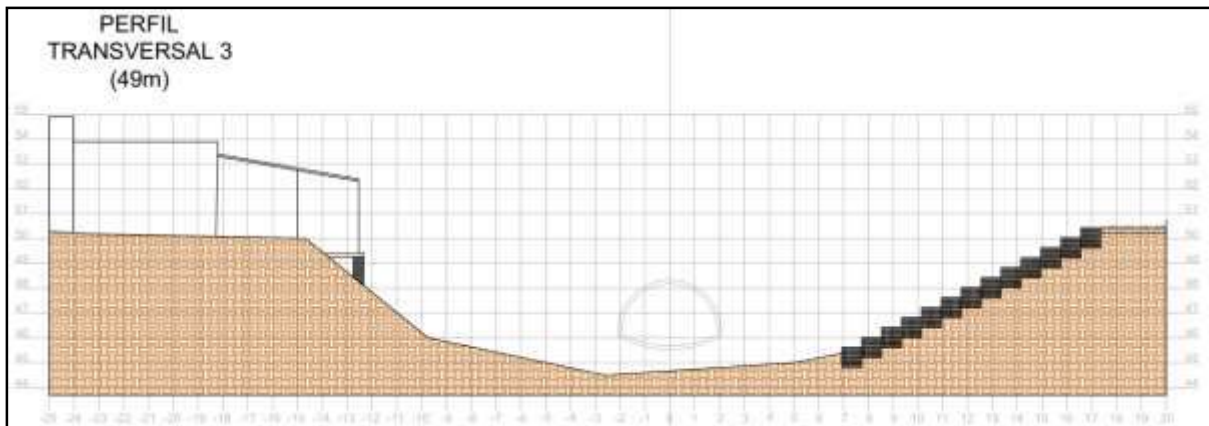


Gráfico 2.3 Perfil transversal a 49m de la alcantarilla (Fuente: Propia, septiembre 2023)

- **Perfil Transversal 4:** en este perfil se grafica únicamente el talud oeste ya que en el talud este se encuentra la obra de revestimiento de gaviones existentes ya graficada en el Gráfico 2.3. Se ubica a 82m de la alcantarilla y a 5m del muro de contención de paramento vertical existente.

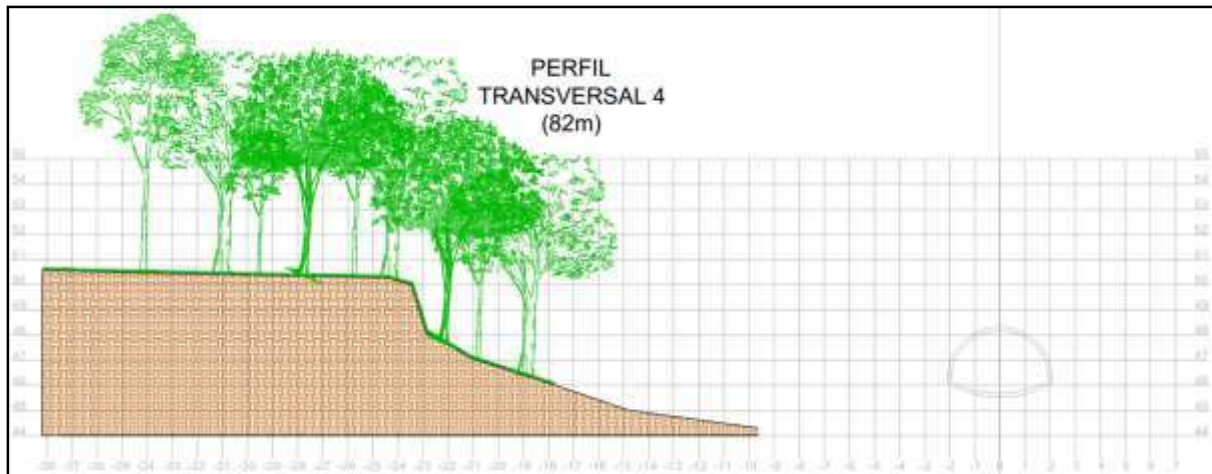


Gráfico 2.4 Perfil transversal del talud oeste 82m de la alcantarilla. (Fuente: Propia, septiembre 2023)

- **Perfil longitudinal del talud este:** Se realizó un corte longitudinal del terreno en coincidencia con una línea que une las zonas superiores de los taludes revestidos de la alcantarilla y el de aguas abajo, en donde puede verse la pendiente longitudinal del talud, así como la ubicación de los perfiles transversales

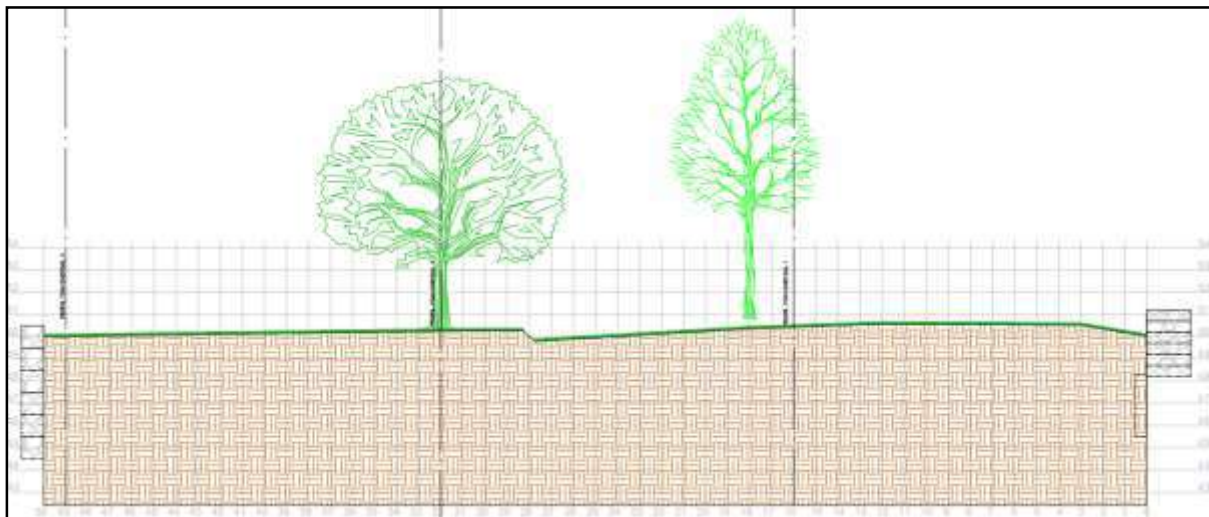


Gráfico 2.5 Perfil longitudinal del talud este. (Fuente: Propia, octubre 2023)



Gráfico 2.6 Esquema en planta con la ubicación de los distintos perfiles realizados. (Fuente: Propia)

2.3 Estudio de suelos

Para este anteproyecto es importante conocer una serie de datos como el tipo de suelo, su resistencia y la presencia de la napa freática, datos que sólo pueden obtenerse con un estudio geotécnico. Estos datos son necesarios tanto para la elección del tipo de estructura que se utilizará y su ubicación, como también para afrontar las complicaciones que puedan surgir en la etapa constructiva.

Se obtuvieron datos de un sondeo realizado en el talud este en el año 2023 por la empresa GEOTEC (Gráficos 2.1 y 2.2).

En dicho estudio se realizaron 4 sondeos: 1 en la parte superior del talud este y 3 en la parte inferior del mismo talud.



Imagen 2.8 Ubicación de los sondeos en el talud este. (Fuente: Informe del ES de Geotec, 2023)

A continuación, se describen los sondeos realizados:

- **Sondeo 1 (parte superior del talud):** Inicialmente se tiene una capa de 0,30m de arena arcillosa sucia con enraizamientos, pasado esto las muestras son de características arcillo arenosas de muy baja plasticidad hasta 3m. A la cota -3,20 se presenta una filtración inicialmente leve que va aumentando con el avance en profundidad. A partir de este punto las muestras son arcillo arenosas hasta 4,80m de profundidad. Luego de este punto las muestras son de características granulares hasta 7m de profundidad (*Tabla 2.1*).

Tabla 2.1 Descripción de los estratos del sondeo 1 del talud este

SONDEO N°:		S 1			Pos. GPS φ 1rex30	
					S 27°27'38.17"	
					O 58°49'49.33"	
Profundidad	Descripción de los Estratos			Ensayo de Penetración Normal		
m	Clasif S.U.C.S. De Campo	Color	Material	Nº de Golpes	Tensión Admisible (kgs/cm2)	
0-0,50	Arcilla Arenosa Sucia					
0,50-1,00	Arcillas Arenosas	Pardo Claro	Material fino cohesivo con presencia granular	3	0,31	
1,00-2,00	Arcillas Arenosas	Pardo, manchas marrón oscuro	Material fino cohesivo con presencia granular	3	0,51	
2,00-3,00	Arcillas Arenosas	Pardo claro	Material fino cohesivo con presencia granular	3	0,36	
-3,50m Nivel Freático						
3,00-4,00	Arenas	Pardo Verdoso	Material granular, con presencia de finos en menor proporción	4	0,52	
4,00-5,00	Arena	Pardo Verdoso	Material granular, con presencia de finos en menor proporción	5	0,71	
5,00-6,00	Arena	Pardo	Material Granular	24	2,75	
6,00-7,00	Arenas compacta, gravas	Pardo, manchas marrón oscuro	Material Granular compacto con escasa presencia de grava	40	3,00	

En cuanto a lo que es la resistencia se puede ver en el “Gráfico 2.1” que se encuentran suelos blandos hasta una profundidad de 5m, a partir de 6m el suelo empieza a presentar una resistencia considerable como para ser usado como suelo de fundación.



Gráfico 2.7 Resultados del ensayo de penetración estándar “SPT” del talud este. (Fuente: Informe del ES de Geotec, 2023)

Prof. (m)	ENSAYOS DE LABORATORIO													DESCRIPCION DEL PERFIL			
	INDICES FISICOS				GRANULOMETRIA				CLASIFICACION		VANE TEST		PESOS UNITARIOS				
	Wn (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	PORCENTAJE PASANTE			COEF.		Sistema SUCS	Sistema HRB	ϕ_u (°)	τ_u (kg/cm ²)		Mal y (kg/cm ³)	Seco y (kg/cm ³)	
0,0					# 10	# 40	# 100	# 200	Cu	Cc							N.T.N. Cota (m.s.n.m.) = s/d
1,0	28	32	16	16	100	100	100	92	—	—	CL-ML	—	18°	1,90	1,81	1,30	
2,0	27	34	15	19	100	100	100	80	—	—	CL	—	23°	3,90	1,80	1,32	
3,0	27	30	15	15	100	100	99	78	—	—	CL	—	22°	5,80	1,82	1,33	
4,0	26	26	20	6	100	100	98	11	—	—	SC-SP	—	24°	—	1,81	1,34	
5,0	28	29	24	5	97	95	92	10	—	—	SC-SP	—	23°	—	1,83	1,32	
6,0	28	NoP	NoP	NoP	94	90	84	5	4,3	1,3	SP	—	25°	—	1,84	1,32	
7,0	29	NoP	NoP	NoP	90	90	86	3	2,8	1,1	SP	—	25°	—	1,85	1,31	

Gráfico 2.8 Ensayos de laboratorio del talud este. (Fuente: Informe del ES de Geotec)

- Sondeo 2 (pie del talud):** Se inicia el sondeo y se obtienen muestras de suelo arcilloso con presencia granular y con humedad de saturación. A la cota -2,00m se encuentra una obstrucción que impide seguir con el sondeo. Se retira el sacamuestras de Terzaghi y pueden verse marcas de cascotes y hormigón (Tabla 2.2):

Tabla 2.2 Descripción de los estratos del sondeo 2 del talud este

SONDEO N°:		S 2		Pos. GPS \hat{r}_{Trex30}		S 27°27'38.46"	
						O 58°49'49.68"	
Profundidad	Descripción de los Estratos			Ensayo de Penetración Normal			
m	Clasif S.U.C.S. De Campo	Color	Material	Nº de Golpes	Tensión Admisible (kgs/cm ²)		
0-0,50	Arcilla Arenosa Sucia						
0,50-1,00	Arcilla Arenosa	Pardo Claro	Material fino cohesivo con presencia granular	3	0,31		
-1,10m Nivel Freático							
1,00-2,00	Arenosa Arcillosa	Pardo Claro	Material fino cohesivo con presencia granular y materiales residuales de hormigón	3	0,51		
2,00	Rechazo	pardo	Materiales residuales de hormigón	Rechazo			

- Sondeo 3 (pie del talud):** Se inicia el sondeo y se obtienen muestras de suelo arcilloso con presencia granular y con humedad de saturación. A la cota -1,60m se encuentra una obstrucción que impide seguir con el sondeo. Se retira el sacamuestras de Terzaghi y pueden verse marcas de cascotes y hormigón (Tabla 2.3):

Tabla 2.3 Descripción de los estratos del sondeo 3 del talud este

SONDEO N°:		S 3		Pos. GPS ϵ Trex30		S 27°27'38.79" O 58°49'49.50"	
Profundidad	Descripción de los Estratos			Ensayo de Penetración Normal			
m	Clasif S.U.C.S. De Campo	Color	Material	N° de Golpes	Tensión Admisible (kgs/cm2)		
0-0,50	Arcilla Arenosa Sucia						
0,50-1,00	Arcilla Arenosa	Pardo verdoso	Material fino cohesivo con presencia granular	3	0,31		
-1,10m Nivel Freático							
1,00-1,60	Arenosa Arcillosa	Pardo verdoso	Material fino cohesivo con presencia granular y materiales residuales de hormigón	3	0,51		
1,60	Rechazo	pardo	Materiales residuales de hormigón	Rechazo			

- **Sondeo 4 (pie del talud):** Se inicia el sondeo y se obtienen muestras de suelo arcilloso con presencia granular y con humedad de saturación. A la cota -3,45m se encuentra una obstrucción que impide seguir con el sondeo. Se retira el sacamuestras de Terzaghi y pueden verse marcas de cascotes y hormigón (Tabla 2.4):

Tabla 2.4 Descripción de los estratos del sondeo 4 del talud este

SONDEO N°:		S 4		Pos. GPS ϵ Trex30		S 27°27'38.99" O 58°49'49.15"	
Profundidad	Descripción de los Estratos			Ensayo de Penetración Normal			
m	Clasif S.U.C.S. De Campo	Color	Material	N° de Golpes	Tensión Admisible (kgs/cm2)		
0-0,50	Arcilla Arenosa Sucia						
0,50-1,00	Arcilla Arenosa	Pardo verdoso	Material fino cohesivo con presencia granular	3	0,31		
1,00-2,00	Arena Arcillosa	Pardo verdoso	Material granular con presencia fino cohesivo y materiales residuales de hormigón	3	0,51		
-2,10m Nivel Freático							
2,00-3,00	Arena Compacta - Arenisca	Pardo Oscuro - Marrón	Material granular compacto, arenisca cementada	Rechazo			

En base a estos 4 sondeos realizados se pueden deducir las siguientes consideraciones:

1. En el talud superior existen aproximadamente **6 metros de suelo blando**, en su mayoría arcillo-arenoso.
2. Se encuentra un **estrato resistente a 6-7m de profundidad**.
3. La **napa freática se encuentra a 3,5m** de profundidad.
4. En el **pie del talud**, dentro del cauce del arroyo Poncho Verde **se tiene un suelo de muy baja resistencia**. Dicho suelo tiene 1 o 2 metros de profundidad.
5. Por debajo de este suelo **se encontraron escombros**, por lo que **se desconoce la composición del suelo a mayor profundidad**.

Teniendo en cuenta el análisis topográfico realizado en conjunto con el estudio de suelos se puede realizar un perfil estratigráfico del talud este. En lo que respecta al talud oeste no se cuentan con estudios de suelos realizados en el mismo. Por lo que se puede aceptar que estando cerca de los estudios realizados en el talud este (menos de 30m) es posible homologar dicho estudio y considerar los resultados obtenidos en el mismo como aplicables al talud oeste.

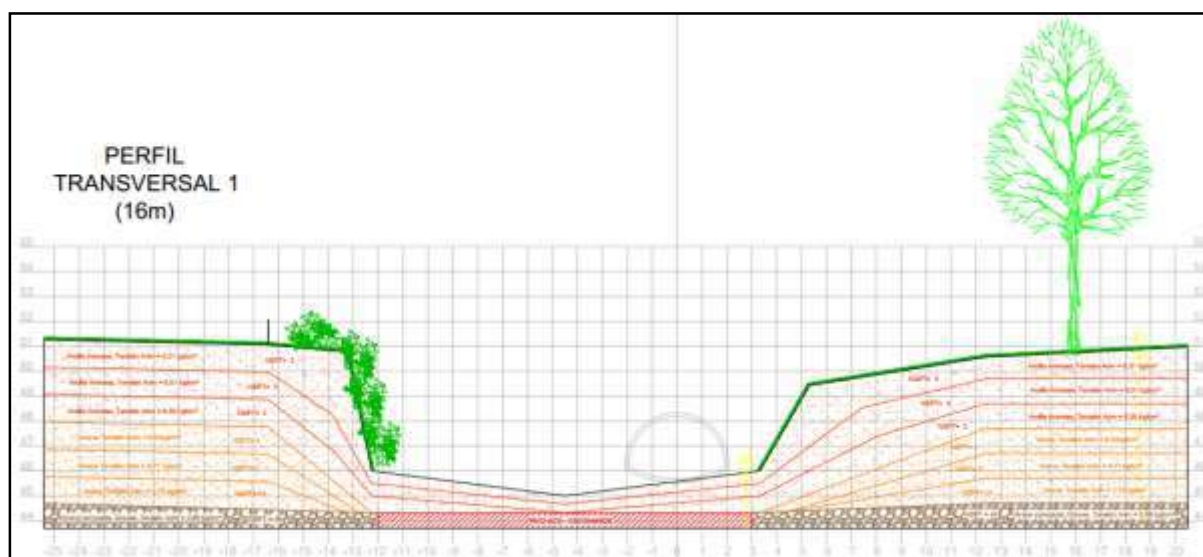


Gráfico 2.9 Perfil estratigráfico transversal a 16m de la alcantarilla. (Fuente: Propia)

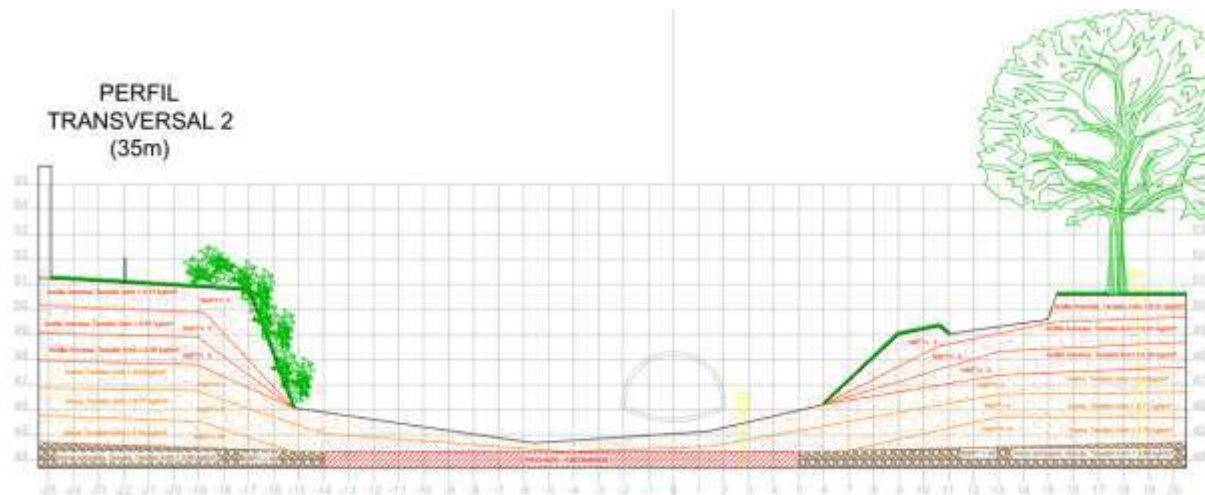


Figura 2.10 Perfil estratigráfico transversal a 35m de la alcantarilla. (Fuente: Propia)

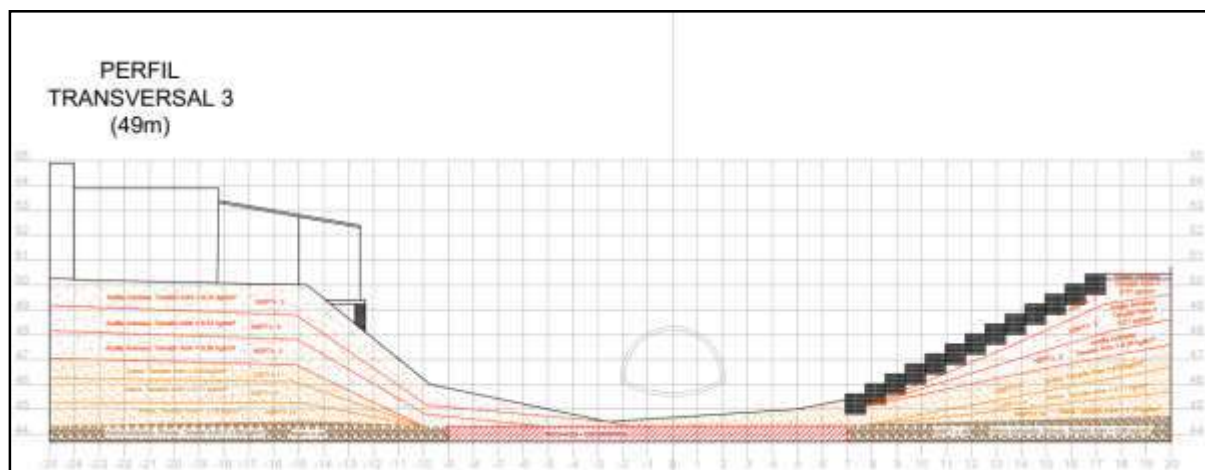


Figura 2.11 Perfil estratigráfico transversal del talud este a 49m de la alcantarilla. (Fuente: Propia)

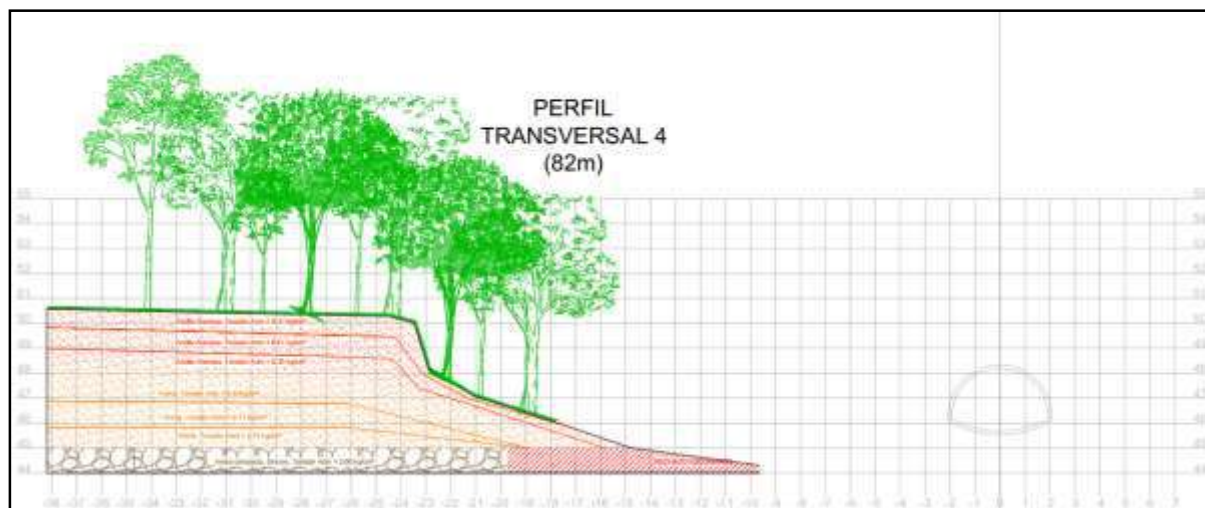


Figura 2.12 Perfil estratigráfico transversal del talud oeste a 82m de la alcantarilla. (Fuente: Propia)

Con el perfil estratigráfico definido se puede deducir que la **cota de fundación debe ser a 6m de profundidad**, a una **cota IGN de +44,65**.

También se puede establecer que el perfil estratigráfico en el cauce del arroyo es desconocido debido a la presencia de escombros que dificultan los sondeos en esta zona.

CAPÍTULO 3 – ESTUDIOS HIDROLÓGICOS

En el siguiente capítulo se analizarán todos los aspectos hidrológicos que afectan al diseño del muro, tanto el del sistema río Paraná como el sistema arroyo Poncho Verde. Se verificará también el caudal que eroga la descarga pluvial de la ciudad y su efecto sobre la estructura. Finalmente se obtendrá un caudal de diseño, una altura de agua y una velocidad de salida del agua.

Para el estudio de la descarga del arroyo Poncho Verde se debe entender que se tienen dos sistemas hidrológicos a considerar: el río Paraná y el arroyo Poncho Verde.

3.1. Río Paraná

La zona de estudio donde se propondrá el diseño integral de la descarga del arroyo poncho verde se encuentra a 200 metros del curso del río Paraná, esto hace que el nivel del mismo influya directamente en las construcciones que se realicen en el lugar, por lo que es necesario un estudio hidrológico para determinar las crecientes que pueden presentarse durante la vida útil del proyecto en cuestión.

Como base de datos se cuenta con los registros de altura del río Paraná del Sistema Nacional de Información Hídrica (SNIH), que cuenta con mediciones desde el año 1910:

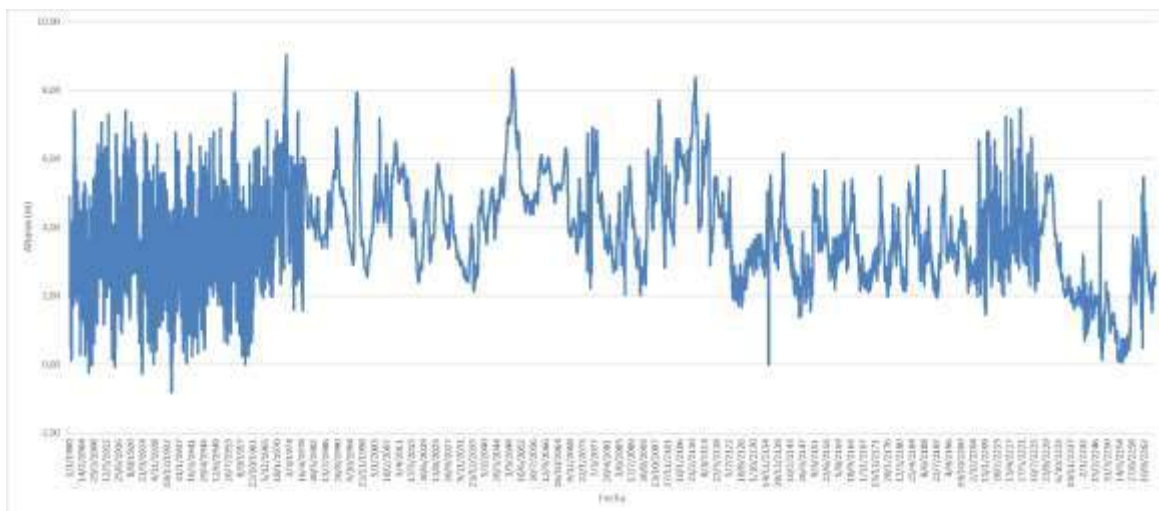


Gráfico 3.1 Limnigrama de alturas del río Paraná en la sección Corrientes (Fuente: elaboración propia con datos del Sistema Nacional de Información Hídrica)

Trabajando con estos datos se puede construir una serie de máximos anuales que se visualiza a continuación:



Gráfico 3.2 Serie de alturas máximas anuales del río Paraná en la sección Corrientes (Fuente: elaboración propia con datos del Sistema Nacional de Información Hídrica)

Con esta serie de máximos se realizó un análisis estadístico mediante los métodos de Gumbel y Log-Pearson III para estimar las alturas probables para eventos hidrológicos con un tiempo de recurrencia determinado.

3.1.1. Análisis estadístico por el método de **Gumbel**

El método de Gumbel es un método estadístico que permite calcular la probabilidad de ocurrencia de un suceso hidrológico mediante la siguiente ecuación:

$$P(x) = 1 - e^{-e^{-y}}$$

Se puede ver que esta ecuación depende de una variable reducida “y” que se calcula de la siguiente forma:

$$y = (x - x_0)$$

En donde “ α ” y “ X_0 ” se obtienen de las siguientes ecuaciones:

$$\alpha = \frac{1}{0,78 \cdot \sigma}$$

$$X_0 = \mu - \frac{5,722}{\alpha}$$

Siendo “ σ ” el desvío estándar de la serie analizada y “ μ ” su media.

Luego de realizar el análisis con la metodología previamente expresada y para un **Tiempo de Recurrencia (TR) de un suceso hidrológico de 25 años** (ver cálculos en el capítulo “Anexos”) se obtuvo el siguiente resultado:

$$TR = 10 \text{ años} \rightarrow P(x) = 0,10$$

$$\text{Altura del río Paraná} = 7,328\text{m}$$

3.1.2. Análisis estadístico por el método de **Log-Pearson III**

Para la obtención de valores estadísticos mediante el método de Log-Pearson III se debe trabajar con los parámetros logarítmicos que caracterizan a la serie de estudio.

Media aritmética:
$$\mu_{\log(x)} = \frac{1}{n} \sum \log(x_i)$$

Desvío estándar:
$$\sigma_{\log(x)} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum (\log(x_i) - \mu_{\log(x)})^2}$$

Coefficiente de asimetría
$$g = \frac{n \sum (\log(x_i) - \mu_{\log(x)})^3}{(n-1)(n-2)(\sigma_{\log(x)})^3}$$

Estos parámetros caracterizan a la serie en estudio, una vez obtenidos se puede iniciar el cálculo estadístico para los tiempos de recurrencia de cada altura del río con la siguiente fórmula:

$$\log(x_i) = \mu_{\log(x)} + K \cdot \sigma_{\log(x)}$$

En donde el factor K se encuentra tabulado en relación con el coeficiente “g” y la probabilidad de cada suceso hidrológico. Este valor K se obtiene por la siguiente fórmula:

$$K_i = \frac{\log(x_i) - \mu_{\log(x)}}{\sigma_{\log(x)}}$$

Para cada valor de K_i obtenido se ingresa en la tabla con el coeficiente “g” y se obtiene la probabilidad buscada. El cálculo completo se encuentra en el capítulo de “Anexos”

Para obtener la altura que tendría el río Paraná para el tiempo de recurrencia del suceso hidrológico considerado se debe realizar el proceso inverso, ingresar con el TR adoptado hasta el valor de “g” calculado y con el valor de “ K_i ” obtenido despejamos el valor de “ X_i ” de la fórmula previamente expuesta.

Para TR = 10 años → Altura del río Paraná = 7,47m

Como este valor es mayor que el obtenido por el método de Gumbel para tener mayor seguridad se adoptará el obtenido previamente para el diseño del talud revestido.

3.2. Arroyo Poncho Verde

Como se mencionó previamente, la zona en donde se realiza el anteproyecto en cuestión era la descarga de un arroyo que hoy se encuentra entubado y que representa uno de los desagües pluviales más importantes de la ciudad de Corrientes.

La descarga de este arroyo presenta muchas complejidades y consideraciones que deben ser tenidas en cuenta para el diseño de la solución estructural a proponer.

En primer lugar, se debe poner especial atención en que la cuenca de aporte del arroyo Poncho Verde es una cuenca urbana muy extensa, con una superficie total de 440 hectáreas (fig. 3.1). Aquí aparece la primera complejidad en materia hidrológica, ya que con esta extensión no es posible aplicar el método racional para calcular el caudal pico de la descarga de la alcantarilla (dicho método no tiene en cuenta el almacenamiento temporario que puede tener la cuenca, lo que genera una fuerte tendencia a que en cuencas con un área de aporte mayor a 300 hectáreas los caudales resulten muy superiores a los que realmente puede generar el sistema).

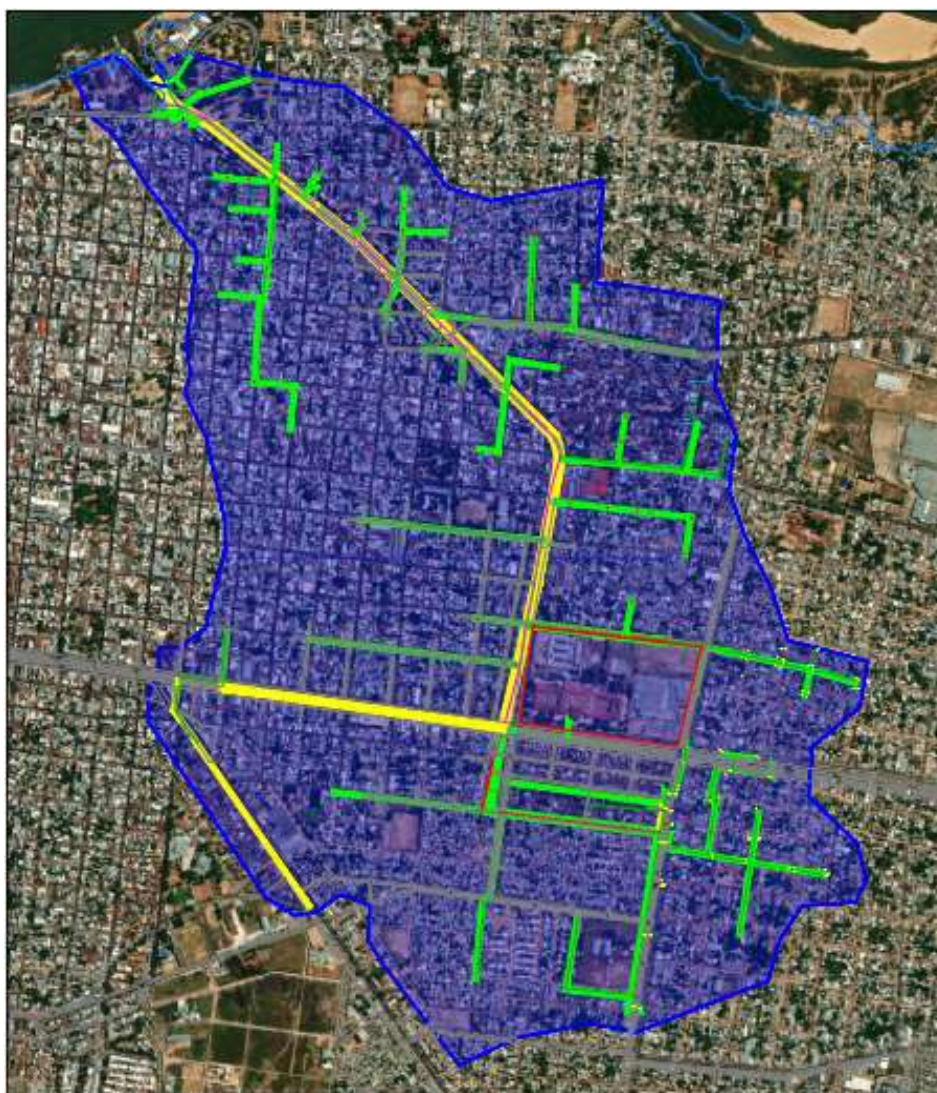


Fig. 3.1 Delimitación de la cuenca del arroyo Poncho Verde y conducto principal y secundarios (Fuente elaboración propia)

Esta condición obliga a subdividir la cuenca en subcuencas que aportan al cauce principal (alcantarilla principal del sistema de desagüe pluvial) para realizar un análisis con un modelo de simulación hidrológica que contemple las variaciones espaciales de variables y parámetros.

La determinación de las subcuencas se logró con datos de la Dirección General de Catastro y Cartografía de la provincia de Corrientes. Dadas las alturas de cada esquina dentro de los límites de la cuenca se pudo definir el sentido del escurrimiento del agua hasta llegar a cada uno de los imbornales que aportan a los conductos principales y secundarios.

Se pudieron delimitar un número de 19 subcuencas de aporte al conducto principal, con superficies que varían entre 1 y 128 hectáreas (fig. 3.2.). Esta diferencia se debe a que ciertos sistemas albergan otras subcuencas que descargan en imbornales de conductos secundarios, los cuales no forman parte de las condiciones a verificar en este anteproyecto.

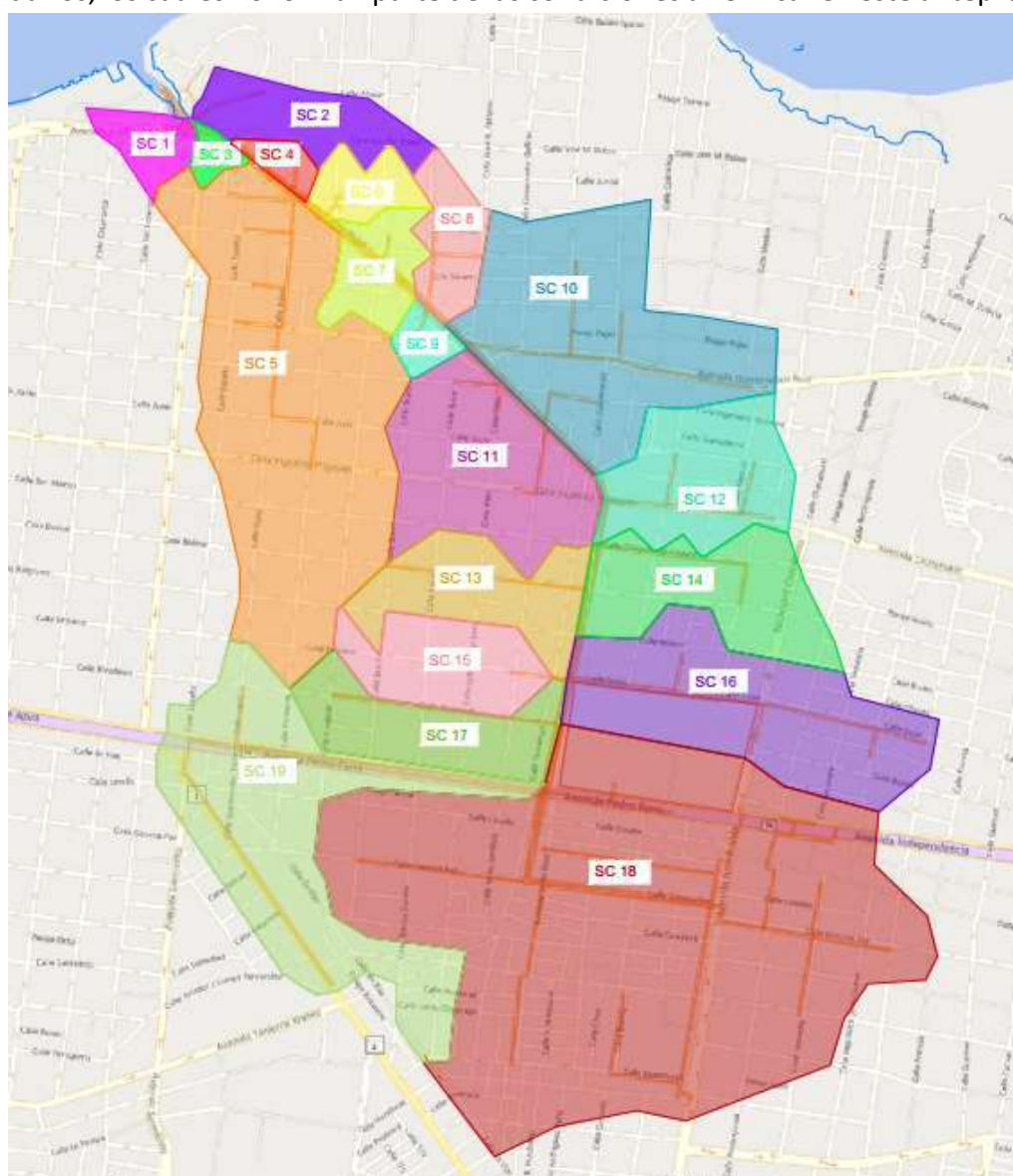


Fig. 3.2 Delimitación de subcuencas arroyo Poncho Verde (Fuente elaboración propia)

Para el cálculo del caudal pico que eroga la cuenca se eligió trabajar con el programa HEC-HMS (Modelado de Sistema Hidrológico), un modelo lluvia-escorrentía que se basa en estructurar la cuenca origen en subcuencas asociadas a los cauces de la red fluvial. Está diseñado para simular los procesos hidrológicos completos de los sistemas de cuencas dendríticas. El modelo adoptado incluye los procedimientos tradicionales de análisis hidrológico, como la infiltración de eventos, los hidrogramas unitarios y el enrutamiento hidrológico.

En el desarrollo de este anteproyecto se eligió trabajar con el método del Hidrograma Unitario Sintético del Servicio de Conservación de Suelos (SCS) de los Estados Unidos para el análisis de las subcuencas, debido a que se carece de información sobre el caudal que eroga o que es capaz de conducir el conducto analizado. El método consta de dos etapas, primero la obtención del escurrimiento producido por una lluvia sobre la cuenca utilizando el método de la Curva Número (CN), y en la segunda etapa se obtiene la distribución del volumen de escurrimiento a partir de un hidrograma de forma triangular que surge del caudal pico y del tiempo al pico, dando forma al hidrograma unitario resultante al aplicar el diagrama adimensional (fig. 3.3).

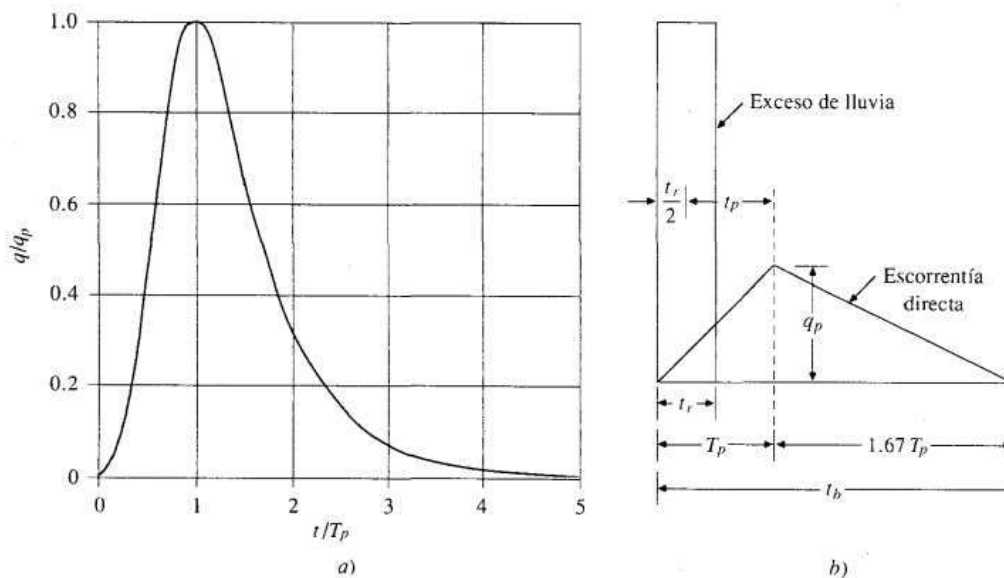


Fig. 3.4 a) Hidrograma adimensional b) Hidrograma unitario triangular, ambos del Servicio de Conservación de Suelos (Fuente: Hidrología Aplicada, Ven Te Chow)

Por otro lado, para el análisis del fenómeno de propagación del escurrimiento en los tramos de conducto principal se empleó el método de propagación de Muskingum - Cunge, que está basado en el tradicional método de Muskingum que modela el almacenamiento volumétrico de creciente en un canal de río mediante la combinación del almacenamiento de cuña y de prisma (fig. 3.4).

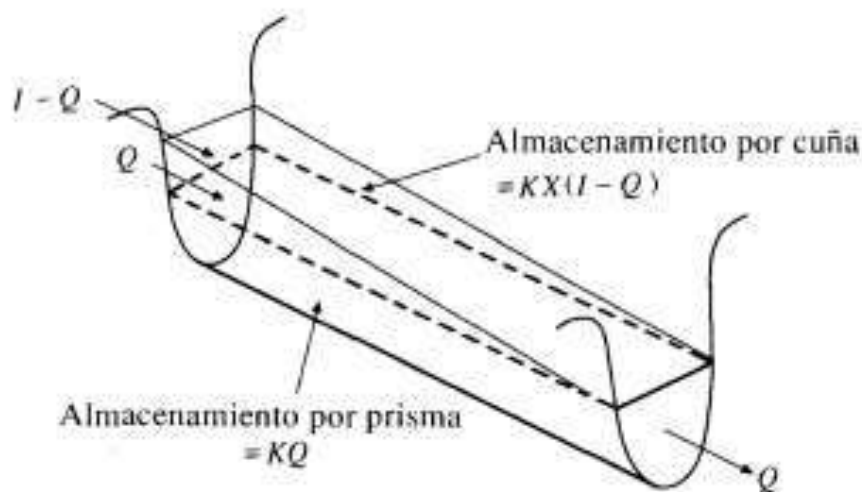


Fig. 3.4 Gráfico del almacenamiento por cuña y por prisma (Fuente: Hidrología Aplicada, Ven Te Chow)

En el método Muskingum - Cunge el tránsito se lleva a cabo resolviendo la ecuación algebraica:

$$C_{i+1}^{j+1} = C_1 \cdot C_i^{j+1} + C_2 C_i^j + C_3 C_{i+1}^j$$

Ecuación para resolver el método de M-C (Fuente: Hidrología Aplicada, pág. 392, Ven Te Chow)

En la cual C_1 ; C_2 ; C_3 son constantes que dependen de una constante de almacenamiento que tiene dimensiones de tiempo y de la influencia relativa del caudal de entrada en los niveles de almacenamiento. Este método ofrece la ventaja de obtener la solución por una ecuación en vez de una aproximación por diferencias finitas y además identificar las situaciones donde se ve superada la capacidad del conducto.

Para comenzar la simulación se deben introducir datos y parámetros, la topología de la cuenca, y una lluvia de diseño:

3.2.1. Topología de la cuenca

Como ya se explicó previamente, la cuenca se encuentra subdividida en 19 subcuencas de menor tamaño, y distintos puntos de aporte al conducto. A medida que el conducto avanza aguas abajo hacia el punto de salida, mayor volumen de agua transporta debido a que van acometiendo los tramos secundarios y con el escurrimiento producido en el resto de la cuenca.

Para el análisis de la cuenca del arroyo Poncho Verde se divide al conducto principal en tramos cuando existen cambios en la pendiente y en la sección del mismo. En total el conducto está dividido en 12 tramos.

3.2.2. Datos y parámetros

3.2. 2.a. Curva Número

Al utilizar el método de la Curva Número, se debe estimar un valor de CN para cada subcuenca. Este valor está relacionado con un parámetro denominado retención potencia máxima S de la siguiente manera

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

Para comprender mejor este número, se entiende que, si el suelo está saturado o es impermeable, CN es igual a 100 y S es cero. En viceversa, si CN es cero, S tiende a infinito, es decir en áreas sin escurrimiento. En resumen, el CN se obtiene considerando la condición de humedad antecedente, el uso de la tierra y las condiciones hidrológicas de los suelos.

Con estos lineamientos se procedió a determinar el coeficiente de cada subcuenca, con valores variables entre 30 y 70.

3.2.2.b. Tiempo de concentración

El tiempo de concentración es el tiempo de flujo desde el punto más alejado de la cuenca hasta la salida, esto se podría traducir como el tiempo a partir del cual toda la cuenca empieza a contribuir al caudal de salida. Existen muchos métodos mediante los cuales se puede calcular el tiempo de concentración, cada uno de ellos para un tipo de cuenca específica. Para el caso de la cuenca del arroyo Poncho Verde se optó por la ecuación de la onda cinemática, la cual tiene en cuenta la longitud del flujo superficial, el coeficiente de rugosidad de Manning, la intensidad de la lluvia y la pendiente promedio del terreno.

$$tc = \frac{0.94 \cdot L^{0.6} \cdot n^{0.6}}{i^{0.4} \cdot S^{0.3}}$$

Como se puede apreciar, esta ecuación debe resolverse mediante iteraciones, ya que se desconocen tanto el tiempo de concentración como la intensidad de la lluvia. Entonces la solución de dicha ecuación se dará cuando al elegir una intensidad de precipitación se obtenga el mismo tiempo de concentración que en las curvas IDF para un tiempo de recurrencia del evento hidrológico analizado.

Las curvas IDF utilizadas para este anteproyecto son las curvas del Área Metropolitana del Gran Resistencia (AMGR) 1960 - 2019 (Gráfico 3.3). El objetivo de las curvas IDF es definir adecuadamente la probabilidad de ocurrencia de eventos de precipitación de diferente magnitud que producen situaciones de inundación en áreas urbanas en base a la duración que tendrá la tormenta de diseño. Es posible su uso debido a la cercanía de la ciudad de Corrientes con el AMGR y la homogeneidad topográfica y meteorológica de ambas zonas.

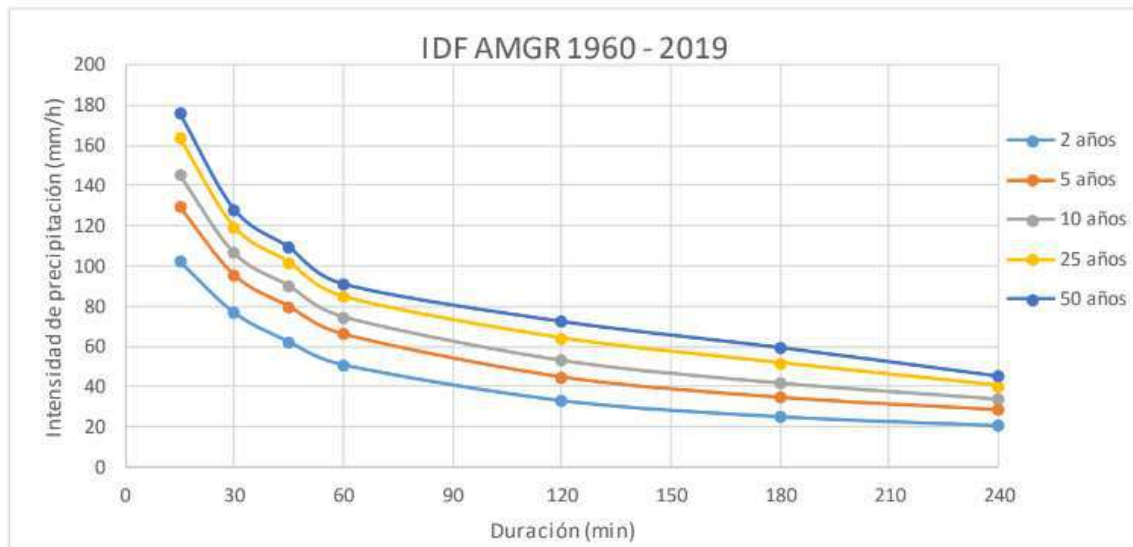


Gráfico. 3.3 Curvas intensidad - duración - frecuencia del Área Metropolitana del Gran Resistencia (Fuente: Administración Provincial del Agua)

Al tratarse de una cuenca urbana se adopta un tiempo de recurrencia del evento hidrológico a analizar de 10 años.

Como se mencionó previamente la solución de la ecuación de la onda cinemática se resuelve mediante iteraciones sucesivas hasta que los valores de intensidad y tiempo de concentración coinciden con los de la curva IDF para el tiempo de recurrencia adoptado. Otra posible solución es graficar ambas curvas y en el punto en el que ambas se encuentran representará la solución para encontrar el t_c de la cuenca en estudio.

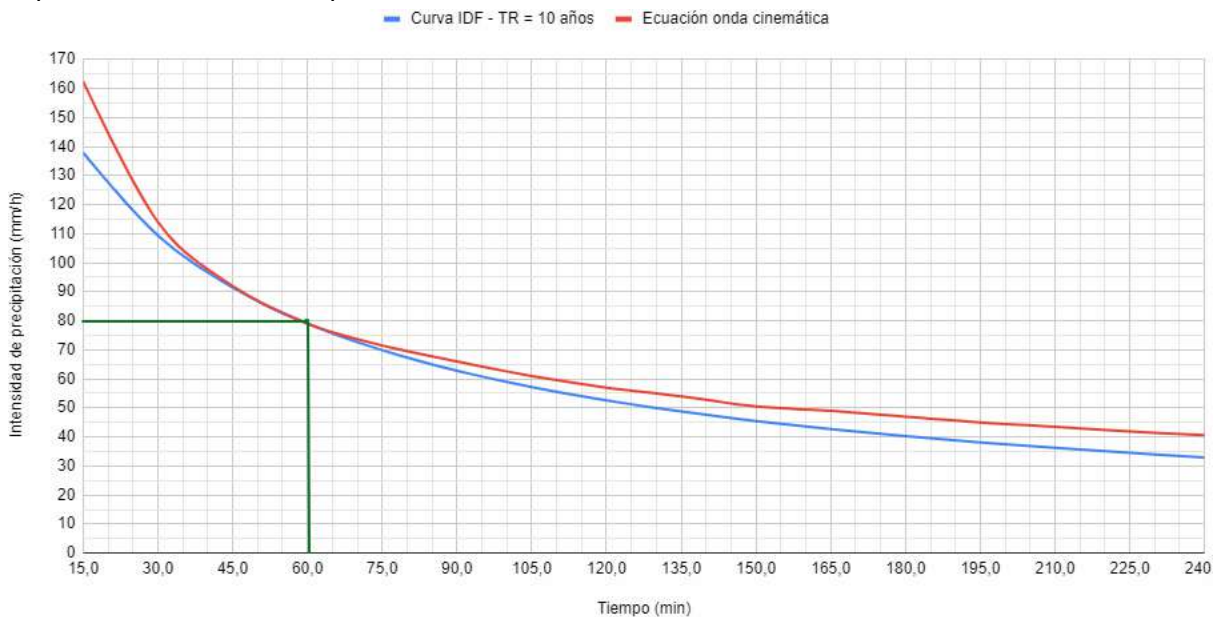


Gráfico 3.4 Curva IDF para un TR=10 años y curva de la onda cinemática representadas en un mismo gráfico. (Fuente: elaboración propia con datos de la Administración Provincial del Agua, Chaco)

Se puede ver que la solución a la ecuación de la onda cinemática es para una intensidad de precipitación $i = 79,85 \text{ mm/h}$ y un tiempo de concentración $t_c = 62,05 \text{ min}$.

3.2.2.c. Lag Time

Según este método, el lag es el tiempo que transcurre desde el centro de gravedad de la precipitación neta hasta el pico del hidrograma, este tiempo es aproximadamente igual a 0,6 veces el tiempo de concentración.

3.2.2.d. Características del conducto

Para realizar la propagación de los hidrogramas que ingresan en cada tramo del conducto con el método de Muskingum - Cunge se requieren ciertos datos del mismo. Según la información relevada, en su mayoría los tramos son de forma abovedada al igual que el punto de desembocadura del arroyo (fig. 3.4), cuyo diámetro inferior y superior parten desde 4 metros de diámetro (superior) y 8 metros de diámetro (inferior), disminuyendo a medida que se alejan del final del mismo. Sin embargo, aproximadamente 800 metros del conducto principal en el principio son de sección circular de 1 metro de diámetro.

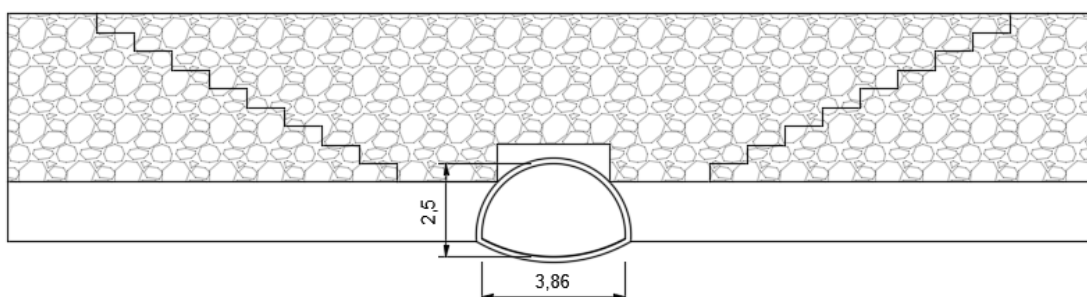


Fig. 3.5 Vista de la descarga del arroyo Poncho Verde con sección abovedada. (Fuente: Elaboración propia)

Otro de los datos solicitados es el coeficiente de rugosidad de Manning, número adimensional que determina la resistencia de un flujo en un canal. Como son canales antiguos, de concreto cuya superficie se supone con poco o nulo mantenimiento, se adopta un n de 0,018 para todo el conducto (Tabla 3.1).

Tabla 3.1 Coeficientes de rugosidad de Manning dependiendo del tipo de canal (Fuente: Seminario anual de mecánica de fluidos. Universidad Nacional de Misiones)

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
Canales revestidos o desarmables			
3-1. Metal			
a. Superficie lisa de acero			
1. Sin pintar	0.011	0.012	0.014
2. Pintada	0.012	0.013	0.017
b. Corrugado			
	0.021	0.025	0.030
3-2. No metal			
a. Cemento			
1. Superficie pulida	0.010	0.011	0.013
2. Mortero	0.011	0.013	0.015
b. Madera			
1. Cepillada, sin tratar	0.010	0.012	0.014
2. Cepillada, creosotada	0.011	0.012	0.015
3. Sin cepillar	0.011	0.013	0.015
4. Láminas con listones	0.012	0.015	0.018
5. Forrada con papel impermeabilizante	0.010	0.014	0.017
c. Concreto			
1. Terminado con llana metálica (palustre)	0.011	0.013	0.015
2. Terminado con llana de madera	0.013	0.015	0.016
3. Pulido, con gravas en el fondo	0.015	0.017	0.020
4. Sin pulir	0.014	0.017	0.020
5. Lanzado, sección buena	0.016	0.019	0.023
6. Lanzado, sección ondulada	0.018	0.022	0.025
7. Sobre roca bien excavada	0.017	0.020	
8. Sobre roca irregularmente excavada	0.022	0.027	
d. Fondo de concreto terminado con llana de madera y con lados de			
1. Piedra labrada, en mortero	0.015	0.017	0.020
2. Piedra sin seleccionar, sobre mortero	0.017	0.020	0.024
3. Mampostería de piedra cementada, recubierta	0.016	0.020	0.024
4. Mampostería de piedra cementada	0.020	0.025	0.030
5. Piedra suelta o <i>riprap</i>	0.020	0.030	0.035
e. Fondo de gravas con lados de			
1. Concreto encofrado	0.017	0.020	0.025
2. Piedra sin seleccionar, sobre mortero	0.020	0.023	0.026
3. Piedra suelta o <i>riprap</i>	0.023	0.033	0.036
f. Ladrillo			
1. Barnizado o lacado	0.011	0.013	0.015
2. En mortero de cemento	0.012	0.015	0.018
g. Mampostería			
1. Piedra partida cementada	0.017	0.025	0.030
2. Piedra suelta	0.023	0.032	0.035
h. Bloques de piedra labrados			
	0.013	0.015	0.017
i. Asfalto			
1. Liso	0.013	0.013	
2. Rugoso	0.016	0.016	
j. Revestimiento vegetal			
	0.030	-----	0.500

La pendiente se pudo calcular debido a los datos de profundidad de intradós brindados por la Municipalidad de Corrientes, la misma alcanza valores muy bajos en la zona de la avenida Pedro Ferré, de aproximadamente 0,003%. Asimismo, cercano a la salida se tienen pendientes mayores al 1,2%.

3.2.3. Lluvia de diseño

Se cuenta con el dato de precipitaciones diarias, obtenido de la base de datos del Sistema Nacional de Información Hídrica (SNIH) cuyo registro inicia en el año 1981 hasta la actualidad. Lo que se necesita es obtener un hietograma para así conocer el comportamiento de la cuenca al ocurrir una precipitación de diseño. Como se está trabajando con una cuenca urbana, se adopta un tiempo de recurrencia TR de 10 años.

Se aplicaron los mismos métodos para obtener una precipitación máxima diaria que aquellos utilizados para obtener la altura de diseño del río Paraná: Log Pearson III y Gumbel.

Precipitación máxima diaria según método de Log Pearson III: **205,5mm**

Precipitación máxima diaria según método de Gumbel: **204,7mm**

Es por esto que se decidió trabajar con **205 mm** de altura como lo máximo precipitado en un día en la ciudad de Corrientes para un tiempo de recurrencia de 10 años. Definida esta altura de precipitación es necesario distribuirla temporalmente, es decir construir el hietograma de diseño.

Esto es posible con el método del bloque alterno, una forma simple de diseñar un hietograma de diseño utilizando las curvas IDF. Se dividió a esta tormenta de diseño en intervalos de 5 minutos debido a que es el mínimo tiempo de concentración en gran mayoría de las subcuencas, por lo que con un intervalo de precipitación y de control mayor que este sería difícil apreciar el comportamiento de las subcuencas.

El procedimiento consiste en ingresar a las curvas IDF con los tiempos de cada uno de los intervalos adoptados y obtener los valores de intensidad, con dichos valores de intensidad, dividiendo por el tiempo acumulado se calcula la precipitación caída, con la cual se puede obtener la altura de precipitación de cada intervalo.

Para poder armar el hietograma se ubicó al mayor valor de precipitación dentro del primer cuarto de duración de la tormenta y pasados 355 minutos del inicio de la misma. Luego se fueron ubicando los valores subsiguientes a los lados del mencionado pico.

El hietograma finaliza cuando, sumando todos los valores de precipitación de cada intervalo, se obtiene un valor igual al total de la precipitación máxima diaria que es en este caso de 205 mm (Gráfico 3.3). Se concluyó con una tormenta de diseño de 205 mm y 1425 minutos de duración.

Al ingresar en las curvas IDF con el tiempo de concentración de la cuenca (62,05 minutos) obtenido con el método de la onda cinemática es posible obtener la intensidad de precipitación de diseño para un TR de 10 años, que es 79,85 mm/h. Sin embargo, como es posible apreciar, la intensidad máxima para el hietograma armado con el método del bloque alterno es de 78,5 mm/h pasadas casi 3 horas del inicio de la tormenta.

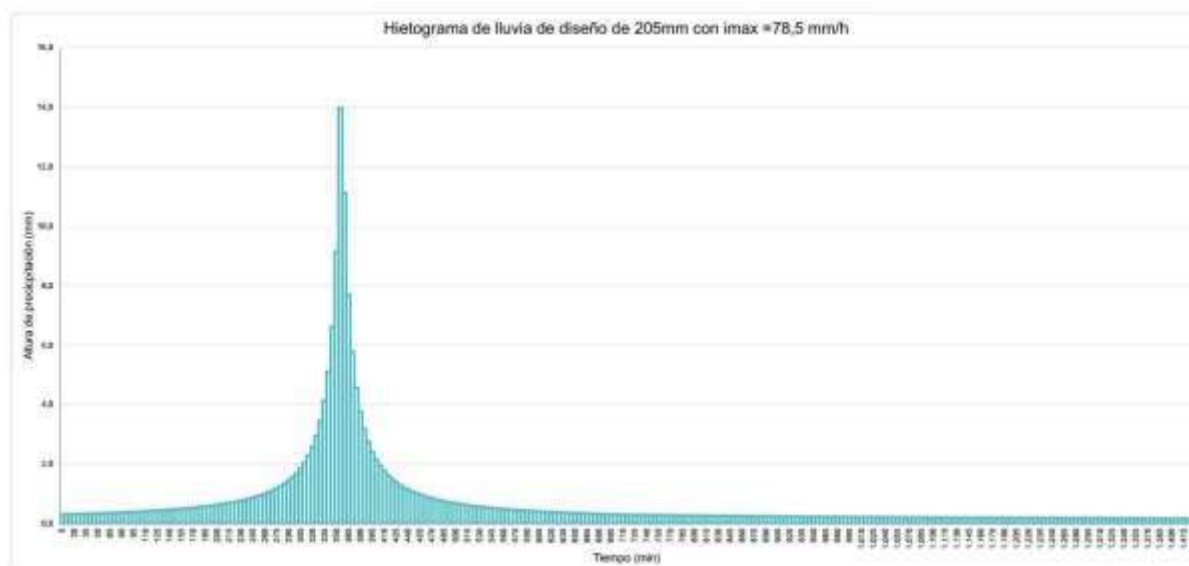


Gráfico 3.5. Hietograma de diseño según bloque alterno (Fuente: Elaboración propia)

Ingresando estos valores en el programa HEC-HMS fue posible obtener el comportamiento de la cuenca del arroyo Poncho Verde, resultados que se verán en el apartado 3.2.4.

3.2.4. Resultados

Tras modelar la cuenca del arroyo Poncho Verde se obtuvieron los siguientes resultados para las subcuencas y los tramos, los mismos se presentan desde el inicio del recorrido del tramo principal hasta la desembocadura, identificado como SALIDA:

Tabla 3.1. Descarga pico de cada subcuenca (Fuente: Elaboración propia con resultados por modelación del HEC - HMS)

Elemento Hidrológico	Descarga pico (m3/s)	Volumen (1000 m3)
TRAMO 16 - 15	4,7	73,7
TRAMO 15 - 14	5,5	86,6
TRAMO 14 - 12	7,8	112,2
TRAMO 12 - 11	8,8	122,3
TRAMO 11 - 9	10,8	142
TRAMO 9 - 7	12,9	158,1
TRAMO 7 - 6	19	198,2
TRAMO 6 - 5	20,1	206,4
TRAMO 5 - 4	20,6	211,7
TRAMO 4 - 3	21	214,7
TRAMO 3 - 2	33,3	284
TRAMO 2 - 1 (Salida)	33,8	289,1

Tabla 3.2. Descarga pico de cada tramo del canal principal (Fuente: Elaboración propia con resultados por modelación del HEC - HMS).

Elemento Hidrológico	Descarga pico (m ³ /s)	Volumen (1000 m ³)
Sub-Cuenca 19	4,3	28,4
Sub-Cuenca 18	5,9	52,1
Sub-Cuenca 17	2,8	14
Sub-Cuenca 16	1,5	12,8
Sub-Cuenca 15	2,6	13,3
Sub-Cuenca 14	2,4	13,9
Sub-Cuenca 13	1,8	10,7
Sub-Cuenca 12	0,7	6,3
Sub-Cuenca 11	2,7	16,1
Sub-Cuenca 10	8,2	40,2
Sub-Cuenca 9	0,2	1,3
Sub-Cuenca 8	1,4	6,8
Sub-Cuenca 7	1	5,3
Sub-Cuenca 6	0,5	3,1
Sub-Cuenca 5	14,1	68,3
Sub-Cuenca 4	0,1	0,9
Sub-Cuenca 3	0,2	1,1
Sub-Cuenca 2	0,1	2,1
Sub-Cuenca 1	0,3	2
SALIDA	33,8	289,1

Esto resulta en un caudal pico de salida de 33,8 m³/s, lo que considerando las dimensiones de la sección de la salida resulta una velocidad de 4,5 m/s, valor demasiado alto teniendo en cuenta las características de sistema de llanura, lo que delata asimismo una insuficiencia de sección en el conducto actual.

Es por este resultado que se decidió analizar los volúmenes y caudales de entrada y salida en los conductos del tramo principal, se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 3.3. Balance de volumen entrada y salida tramos del conducto principal (Fuente: Elaboración propia con resultados por modelación del HEC - HMS)

TRAMO		Volumen entrada (1000m3)	Volumen Salida (1000m3)	Volumen perdido (1000m3)	Volumen perdido %
2	- 1	281,8	281,8	0	0,00%
3	- 2	236,7	236,7	0	0,00%
4	- 3	207,4	207,4	0	0,00%
5	- 4	204,4	204,4	0	0,00%
6	- 5	199,1	199,1	0	0,00%
7	- 6	150,9	150,8	0,1	0,03%
8	- 7	150,9	150,8	0,1	0,03%
9	- 8				
10	- 9	135,4	134,7	0,7	0,23%
11	- 10				
12	- 11	115,8	115,1	0,7	0,23%
13	- 12	105,7	105,1	0,6	0,20%
14	- 13				
15	- 14	80,9	79,7	1,2	0,40%
16	- 15	80,5	66,9	13,6	4,55%
TOTAL				17	5,69%

Se procedió a verificar si el volumen de agua que efectivamente cae dentro de cada una de las subcuencas era igual al que efectivamente estaba saliendo según el modelado. El cálculo de la lámina de escurrimiento multiplicada por el área de cada una de las subcuencas dió un volumen de **375.500m³** mientras que el volumen que sale por la alcantarilla en el modelo resultó de **281.800m³**.

Esta diferencia de valores se da en los tramos de cañería que fueron transitados con el método Muskingum-Cunge, ya que ingresa un volumen, pero sale un volumen menor. Esto ocurre especialmente en aquellos tramos cuya pendiente tiende a ser nula y son los que se encuentran sobre la avenida Pedro Ferré entre las calles España y Jujuy, esquina que a pesar de las obras realizadas para impedir la saturación del desagüe, muestra evidente colapso hasta el día de hoy en períodos cortos de lluvias intensas. Está claro que los elementos auxiliares incorporados al drenaje están en condiciones de atender situaciones de menor recurrencia, del orden de los 2 años posiblemente.

En esos tramos se supera la capacidad de transporte del conducto, el mismo trabaja a presión y el volumen de agua se “pierde”, aunque en realidad lo que sucede es que se mantiene en la superficie hasta que el conducto se libera. Sin embargo, la estructura del modelo responde como canal a cielo abierto con lo que el flujo en ese tramo del canal supera el valor del invertido, el agua excedente sale del canal y superficialmente se conecta con sistemas vecinos, lo que constituye una pérdida para el balance (gráfico 3.4).

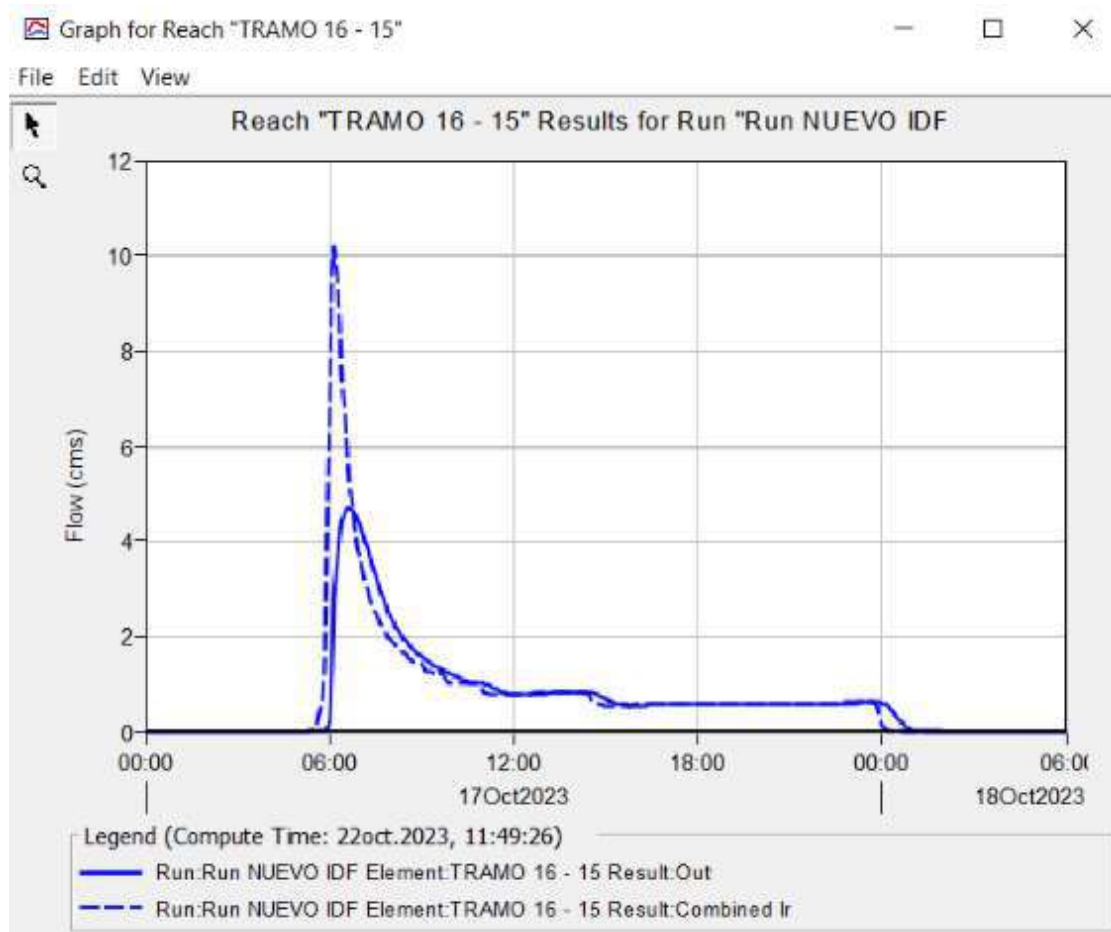


Gráfico 3.6. Hidrograma de entrada (punteado) y de salida (línea llena) del tramo 16 - 15 (Fuente: HEC - HMS)

Los autores de este estudio tuvieron la oportunidad de evaluar un evento de precipitación ocurrido el día 19 de octubre de 2023 a las 15:00, durante el cual observaron el comportamiento del conducto. Como resultado de esta experiencia de campo, que se muestra en la captura de la imagen 3.1, la intensidad de precipitación era de aproximadamente 14 mm/h y la altura de precipitación caída en el total del día fue de 19mm.



Imagen 3.1. Comportamiento de la descarga, octubre 2023 (Fuente: propia)

Como se puede apreciar en la imagen, el conducto está trabajando a media sección para una lluvia cuya altura representa menos del 10% de la altura de precipitación de diseño. Esto quiere decir que el desagüe actualmente construido no está en condiciones de transportar lluvias con un tiempo de recurrencia de 10 años, ni de menores recurrencias. Esto podría explicar el elevado caudal que arroja como resultado el modelado en el HEC - HMS y ayuda a tomar como válido el caudal de salida de $35 \text{ m}^3/\text{s}$ y la velocidad que resulta con las dimensiones actuales, de $2,88 \text{ m/s}$.

Como se dijo anteriormente, está velocidad es excesivamente alta para la salida de una descarga pluvial especialmente en terrenos de llanuras como el presente. Es por esto que se *recomienda* rediseñar la salida de manera que la velocidad máxima de salida disminuya a valores razonables.

La sección actual de salida tiene $4,8\text{m}$ de diámetro superior y 8m de diámetro inferior, con un área de $10,49 \text{ m}^2$, su pendiente es del orden del $1,208\%$. Se propone agrandar la misma de manera que la sección final sea $21,4 \text{ m}^2$, como se ve en el gráfico 3.7 (diámetro superior $6,8\text{m}$ e inferior 12), y disminuir considerablemente la pendiente del tramo 2-1 de manera que la misma alcance el $0,062\%$. De esta manera volviendo a calcular el caudal de salida el conducto salida no trabaja más a presión, y se puede calcular con la ecuación de Manning el valor de la velocidad de salida en función de la rugosidad, la pendiente y la sección:

$$v = \frac{1}{n} \cdot Rh^{\frac{2}{3}} \cdot s^{\frac{1}{2}} = 1,62 \frac{m}{s}$$

Con esta velocidad sí se está en condiciones de diseñar los sistemas de protección para la erosión en la salida de la descarga.

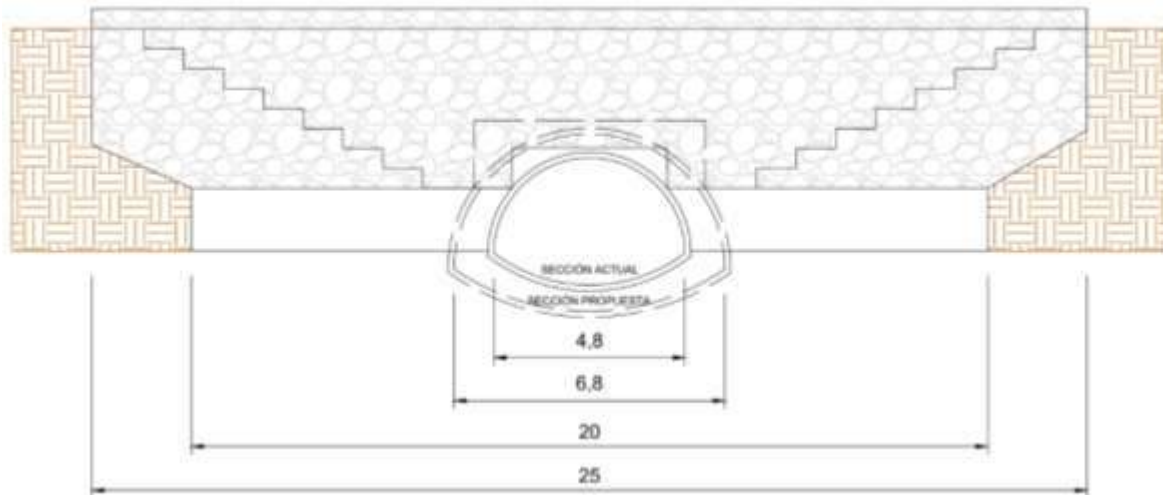


Gráfico 3.7. Sección actual contrastada con la sección propuesta de salida del canal. (Fuente: Elaboración propia, 2023)

Otra recomendación pertinente es la de rediseñar en su totalidad el desagüe pluvial de la cuenca Poncho Verde debido a que con la lluvia de diseño el tramo 16 - 15 y los cercanos al mismo ven superada su capacidad, trabajan a presión y generan inundaciones en zonas altamente transitadas de la capital correntina. Se recomienda estudiar el comportamiento en ese tramo y ampliar la sección del conducto principal.

CAPÍTULO 4 - DISEÑO DEL MURO DE CONTENCIÓN

4.1 Introducción a los muros de contención

Las estructuras de contención o de relleno son obras civiles construidas con la finalidad de proveer estabilidad contra la rotura de macizos de tierra o roca. Son estructuras que brindan soporte al suelo y evitan el deslizamiento y la falla generalizada causada por su peso propio o por cargas externas. Ejemplos típicos de estructuras de contención son los muros de contención, los tablestacados y las paredes ancladas. Aunque la geometría, el proceso constructivo y los materiales utilizados en las estructuras citadas sean muy diferentes entre sí, todas ellas son construidas para contener la posible rotura del macizo, soportando las presiones laterales ejercidas por éste (gráfico 4.1).

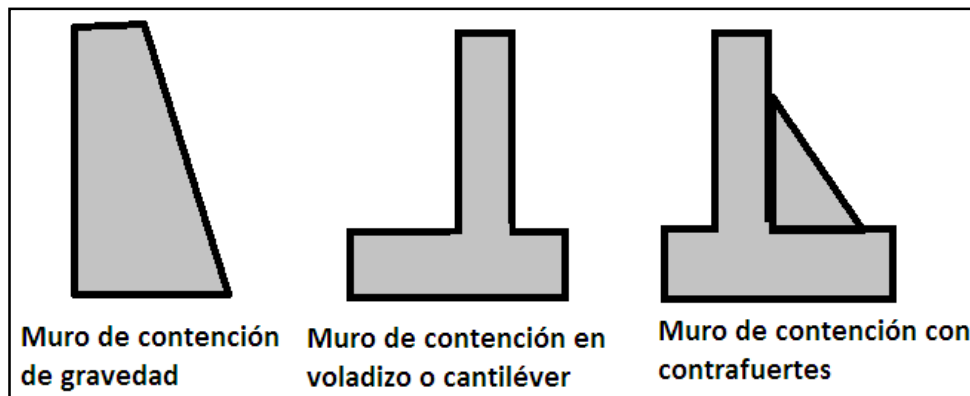


Gráfico 4.1 Tipos de muros de sostenimiento. (Fuente: <https://geotecniaymecanicasuelosabc.com/>)

El análisis de una estructura de contención consiste en verificar el equilibrio del conjunto formado por el macizo de suelo y la propia estructura. Este equilibrio es afectado por las características propias tanto del suelo como de la estructura encargada de contenerlo, así como también las condiciones que rigen la interacción entre ellos. Estas condiciones tornan el sistema bastante complejo y hay, por tanto, la necesidad de adoptar modelos teóricos simplificados que tornen el análisis posible.

En relación a esto surge la teoría de Coulomb, que permite estudiar el equilibrio plástico de los suelos teniendo en cuenta ciertas condiciones:

- Teoría adaptada a cualquier condición de borde (A diferencia de la teoría de Rankine)
- Considera una superficie de falla plana
- Admite cierta deformación (d_1)
- EL agua contenida en los poros no ejerce presión de filtración
- Constantes del suelo de valores definidos

Esta teoría será utilizada para definir el equilibrio plástico de la interacción suelo-estructura del presente informe.

4.2 Variables constructivas

Para este trabajo se analizarán 2 variables constructivas distintas con características muy diferentes una de otra y cuyas ventajas individuales puede representar una solución óptima para un problema a resolver en base a las características topográficas y geotécnicas de la masa del suelo que deben contener: por un lado, un muro de gaviones y por el otro un muro en ménsula o cantiléver.

4.2.1 Muro de gaviones

Los muros de gaviones son contenciones del tipo “de gravedad”. La principal ventaja de un muro de gravedad es su simplicidad de ejecución y su principio fundamental de resistencia se basa en que logra resistir los esfuerzos provenientes del suelo de relleno simplemente por su peso propio, es por esto que son construcciones con una masa importante.

Para su construcción no se requiere, en general, mano de obra especializada. Sin embargo, para vencer desniveles muy altos el consumo de material es muy elevado, lo que restringe su utilización a estructuras de pequeño y mediano tamaño.



Imagen 4.1 Malla de gavión ensamblada y lista para cargarse con piedras. (Fuente: Volante de caja de gaviones, Maccaferri)

Los gaviones son elementos constituidos por mallas metálicas (imagen 4.1) confeccionadas con redes hexagonales de doble torsión, llenadas con piedras de gran tamaño (piedra de primera voladura) (imagen 4.2).



Imagen 4.2 Imagen de un muro de sostenimiento de gaviones. (Fuente: <https://www.maccaferri.com/latam/productos/gaviones/>)

Estas estructuras son extremadamente ventajosas, desde el punto de vista técnico y económico, en la construcción de estructuras de contención, pues poseen un conjunto de características funcionales que no existen en otros tipos de estructuras como ser:

- Flexibilidad y capacidad de adaptarse a asentamientos
- Fácil ejecución en obra
- Excelente drenaje
- Posibilidad de reutilizar las piedras una vez finalizada la vida útil de la obra
- Capacidad de adaptarse al entorno permitiendo que la vegetación crezca sobre la estructura de contención

Todas las unidades están firmemente unidas entre sí a través de costuras con alambres de iguales características a los de la malla, de modo de formar una estructura continua.

Dicha malla debe poseer las siguientes características:

- Elevada resistencia mecánica
- Elevada resistencia contra la corrosión
- Buena flexibilidad
- No ser fácil de destejer o desmallar.

Para el cálculo y dimensionamiento de un muro de gaviones se deben realizar las siguientes verificaciones (gráfico 4.2):

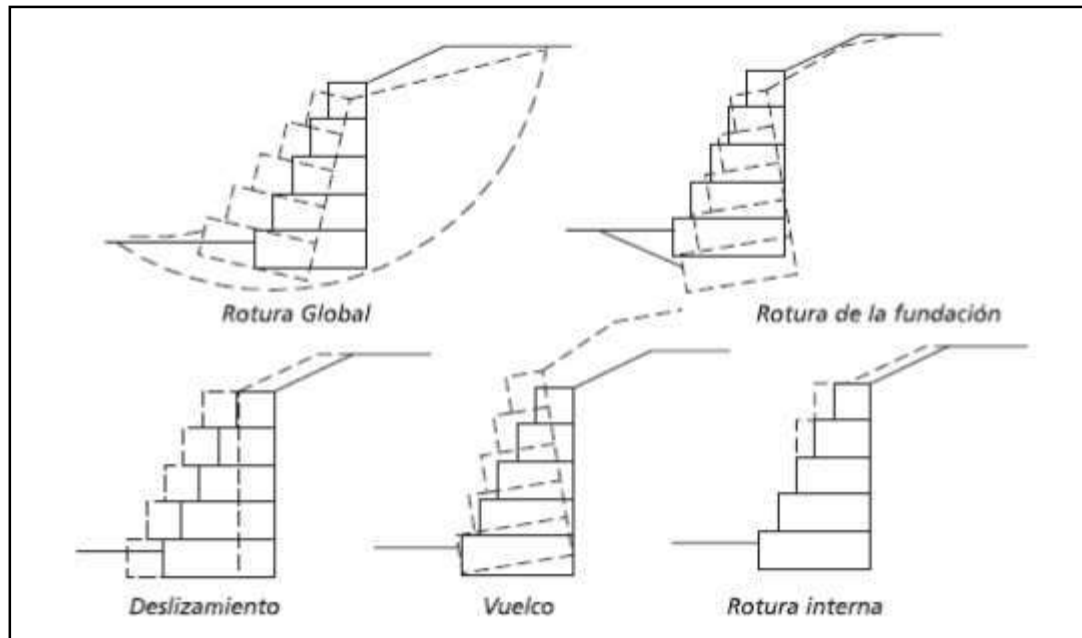


Gráfico 4.2 Tipos de fallas en muros de gaviones (Fuente: Apunte de cálculo de la cátedra “Fundaciones” de la Facultad de Ingeniería de la UNNE).

- Rotura global: Se debe verificar la estabilidad del talud y de la estructura en su conjunto. Se realiza mediante softwares de cálculo
- Rotura de la fundación: Verificar que las tensiones transmitidas al suelo por el muro de contención son menores que las admisibles
- Deslizamiento: Verificación de la resistencia del muro a ser empujado horizontalmente por la masa de suelo
- Vuelco: Se debe comparar el momento desestabilizante producido por el suelo con los momentos estabilizantes, principalmente el del peso propio de la estructura
- Rotura interna: Se debe verificar que no fallen las uniones que existen entre los distintos niveles del muro de gaviones, estas fallas pueden ser:
 - Por deslizamiento entre gaviones
 - Por compresión
 - Por corte

4.2.2 Muro Cantiléver (ménsula)

Los muros en Cantiléver (o en ménsula/voladizo) son de Hormigón Armado y trabajan como viga en voladizo empotrada en una zapata inferior. Logran la estabilidad por el ancho de su zapata y viene aumentada por la acción del prisma de tierra que carga sobre la parte posterior de la misma, en los casos que resulta posible.

Las partes de un muro ménsula se ven en el gráfico 4.3 y son:

- Alzada
- Base, la misma está compuesta por talón y puntera, si se requiere
- Tacón, de ser necesario

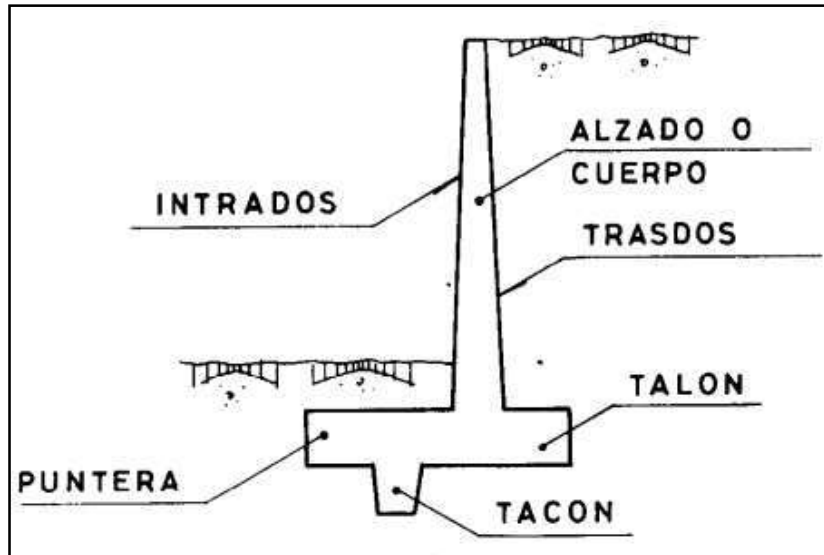


Gráfico 4.3 Partes del muro ménsula (Fuente: Apunte de la cátedra "Fundaciones" de la Facultad de Ingeniería de la UNNE)

Para poder diseñar un muro en ménsula se deben repetir dos pasos, primero seleccionar tentativamente las dimensiones de la estructura y luego verificar la estabilidad de la misma ante las fuerzas que la solicitan. Si estos análisis no resultan satisfactorios, se vuelven a adoptar otras dimensiones y se repite el paso siguiente.

Se deben tener en cuenta las fuerzas que actúan por arriba de la base del muro, en este caso son el peso propio del muro, el peso del suelo de relleno, obtenido gracias a los estudios de suelo (visto el Capítulo 2: Estudios Preliminares) y la presión hidrostática que genera la napa freática. Para este trabajo se decidió trabajar con la peor condición, esto es que la napa freática se encuentre a una profundidad igual a donde se encuentra el coronamiento del muro.

Las fundaciones de muros de sostenimiento deben cumplir dos condiciones, que la presión en el borde exterior de la base sea menor a la tensión admisible y tener un coeficiente de seguridad al deslizamiento lo suficientemente adecuado. En cuanto a esto, el deslizamiento del muro sobre su base es resistido por la fricción entre el suelo y la base. El coeficiente de seguridad al deslizamiento es por lo menos igual a 1,5.

Para calcular el empuje sobre el muro, se utilizará la teoría de Coulomb, Cabe destacar que, al ejecutar esta solución, deben disponerse drenes transversales para evacuar el exceso de agua.

4.3 Estructura del talud este

Como fue descrito en el capítulo 2 el talud este presenta características muy distintas del talud oeste. Es un talud con una inclinación constante y de recorrido más largo, lo cual posibilita el desarrollo de un muro de contención de baja altura con la incorporación de un revestimiento para protección contra la erosión del mismo.

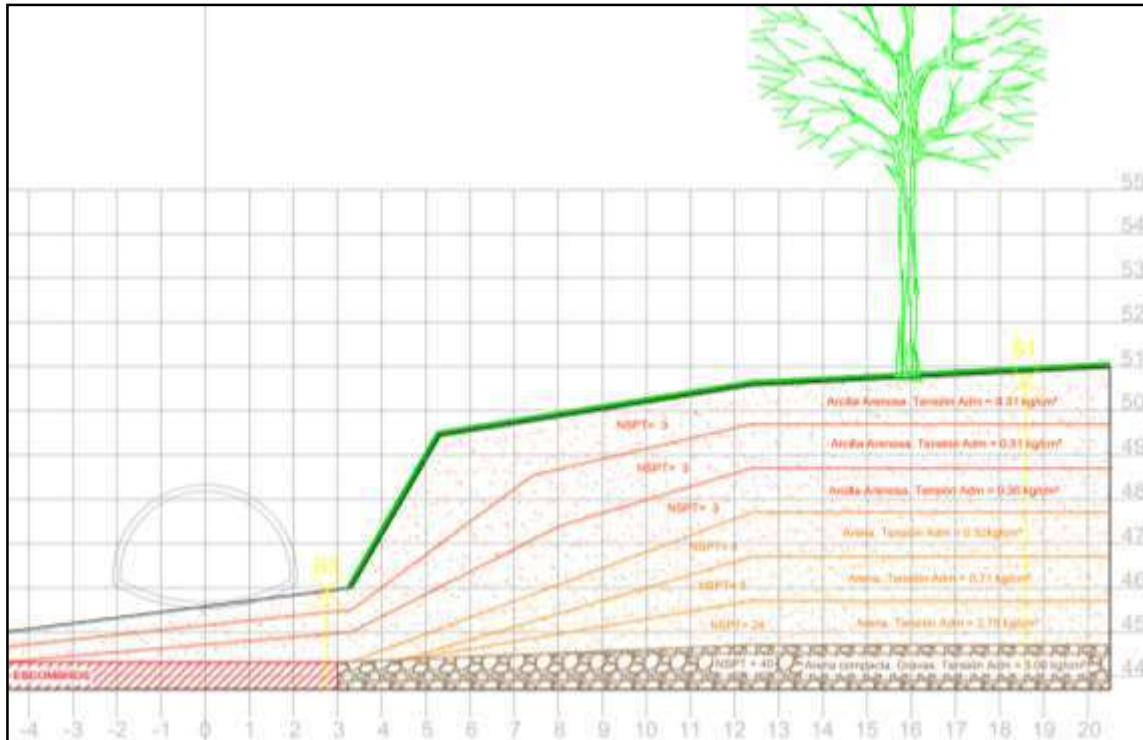


Gráfico 4.4 Perfil transversal 1 del talud este. (Fuente: Elaboración propia)

Como condicionantes a tener en cuenta se debe considerar la presencia de 2 árboles en este talud, el primero es un árbol de tamaño mediano/pequeño que puede verse en el Gráfico 4.4. Este árbol por sus reducidas dimensiones puede ser trasplantado para ganar espacio y permitir un desarrollo expandido del talud en esa zona.

El segundo es un árbol de gran tamaño que resultará ser el condicionante para la sección crítica de diseño del muro, ya que no puede ser trasplantado, el mismo puede verse en el Gráfico 4.5.

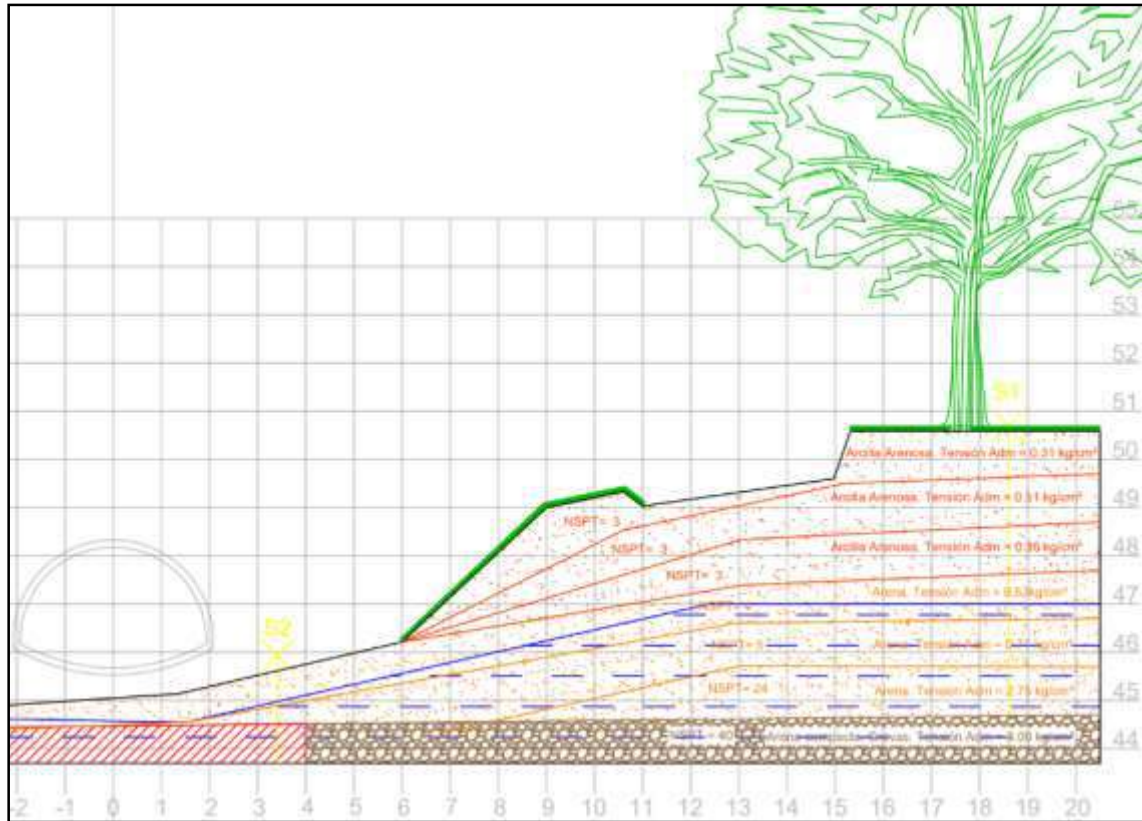


Gráfico 4.5 Perfil transversal 2 del talud este. (Fuente: Elaboración propia)

4.3.1 Alternativa 1: Muro de gaviones

Inicialmente se propone un diseño de muro de gaviones y se verifican todos los tipos de fallas que pueden visualizarse en el Gráfico 4.2.

A continuación, se describen las **características del muro de gaviones** adoptado (gráfico 4.6):

- Número de niveles: $N^\circ = 3$
- Ancho de cada gavión: $B_{gav} = 0,5m$
- Altura de cada gavión: $H_{gav} = 0,5m$
- Longitud total de cada gavión: $L_{gav} = 4m$
- Altura total del muro, $H_{total} = 1,50m$
- Base total: $B_{total} = 1,5m$
- Inclinação del muro: $\beta = 10^\circ$
- Peso específico del muro de gaviones: $\gamma_{gav} = 18,6 KN/m^3$
- Longitud total del muro: $L = 55m$

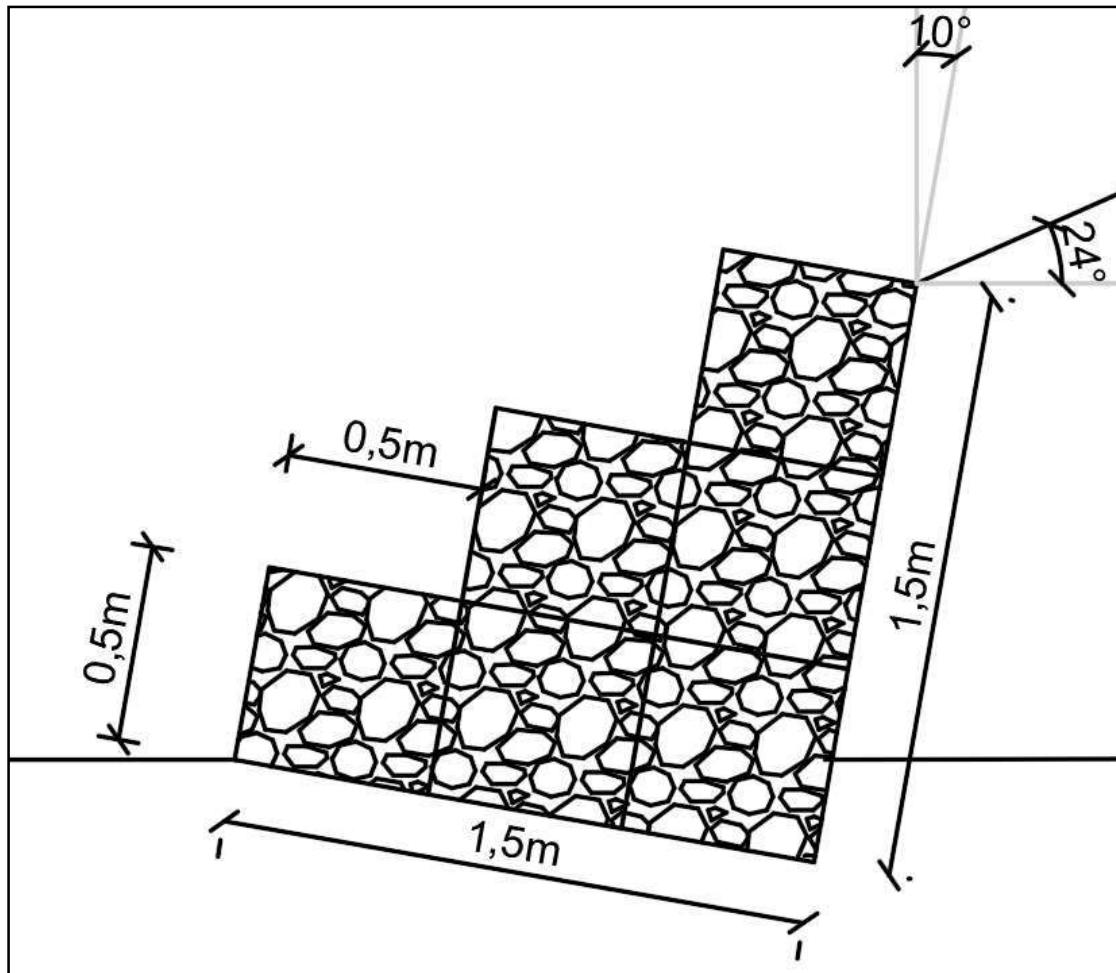


Gráfico 4.6 Esquema del muro de gaviones adoptado (Fuente: Elaboración propia)

En cuanto al **talud y al suelo de relleno** tendremos las siguientes características:

- Suelo de tipo: Arenoso-Arcilloso
- Peso específico del suelo de relleno: $\gamma_{\text{relleno}} = 17,9 \text{ tn/m}^3$
- Ángulo de inclinación del talud: $\epsilon_{\text{talud}} = 24^\circ$
- Ángulo entre la horizontal y el plano de contacto entre el muro y el suelo: $\alpha = 100^\circ$
- Ángulo de fricción interna del suelo de relleno: $\Phi_{\text{relleno}} = 24^\circ$
- Ángulo entre el Empuje Activo y su proyección perpendicular al muro: $\delta = 21,6^\circ$

En base al estudio de suelos realizado se establece que el muro estará fundado superficialmente sobre el estrato resistente de arena compacta y gravas a una cota de 6m de profundidad del sondeo número 1, o lo que es lo mismo una cota **IGN +44,5** cuyas características se describen a continuación.

- Suelo de tipo: Arena compacta con grava
- Peso específico del suelo de fundación: $\gamma_{\text{fundación}} = 18,4 \text{ tn/m}^3$
- Ángulo de fricción interna del suelo de relleno: $\Phi_{\text{fundación}} = 35^\circ$
- Cohesión del suelo: $C = 0 \text{ KN/m}^2$

El cálculo del empuje activo sobre el muro se realiza basándose en la teoría de Coulomb, donde el coeficiente K_a se calcula de la siguiente forma:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \beta)}{\text{sen}^2\alpha * \text{sen}^2(\alpha - \delta) * \left(1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\Phi + \delta) * \text{sen}(\Phi - \varepsilon)}{\text{sen}(\alpha - \Phi) * \text{sen}(\alpha + \varepsilon)}}\right)}$$

Siendo:

- α : Ángulo entre la horizontal y el plano de contacto entre el muro y el suelo = 100°
- Φ : Ángulo de fricción interna del suelo de relleno = 24°
- δ : Ángulo entre el Empuje Activo y su proyección perpendicular al muro = $21,6^\circ$
- ε : Ángulo de inclinación del talud = 24°

Reemplazando dichos valores se obtiene: **$K_a = 0,723$**

Ahora se calcula el empuje activo que produce el suelo sobre el muro de gaviones:

$$E_a = \frac{1}{2} * K_a * H^2 = 14,1 \text{ KN/m}$$

Proyectando el empuje en dirección horizontal y vertical teniendo en cuenta el ángulo de inclinación del muro se obtiene (gráfico 4.7):

$$E_v = 0,29 \text{ KN/m}$$

$$E_h = 14,1 \text{ KN/m}$$

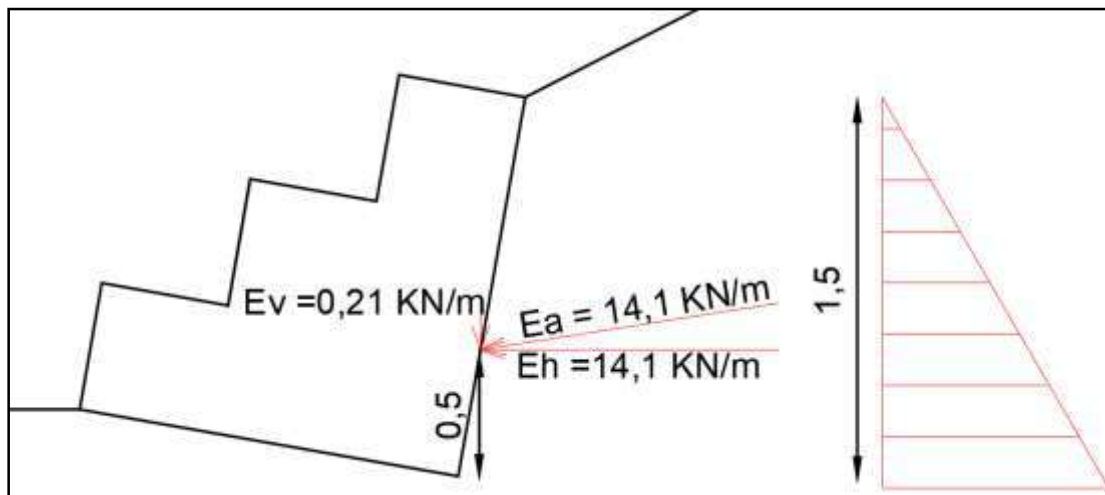


Gráfico 4.7 Esquema del empuje activo del suelo sobre el muro. (Fuente: Elaboración propia)

A continuación, se realizan las distintas verificaciones de estabilidad y seguridad del muro:

4.3.1.1 Verificación: Tensión admisible del suelo de fundación

Como el muro se apoyará en el estrato de arena compacta con grava se tendrá una tensión admisible $\sigma_{adm} = 294 \text{ KN/m}^2$.

$$\sigma_{terreno} \leq \sigma_{adm}$$

Se verifica que no se sobrepase la tensión máxima

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{F_v}{\text{Área base}} + \frac{M_r}{W_{base}} = 36,5 \text{ KN/m}^2 < 294 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{B.C}$$

Y también se debe verificar que no se produzcan tensiones de tracción en el suelo

$$\sigma_{\min} = \frac{Fv}{\text{Área base}} - \frac{Mr}{W_{\text{base}}} = 1 \text{ KN/m}^2 > 0 \rightarrow \text{B.C}$$

4.3.1.2 Verificación: Deslizamiento

La relación entre las fuerzas estabilizantes y las fuerzas que tienden a deslizar el muro debe ser menor que 1,5:

$$FS = \frac{f * Fn + a * b}{Ft} \geq 1,5$$

Con $f = \tan(\phi)$ teniendo en cuenta la fricción suelo-gaviones

En este caso como el suelo sobre el cual está fundado el muro no tiene cohesión la relación vendrá dada entre las fuerzas de rozamiento y las fuerzas en la dirección de la base del muro.

También se debe tener en cuenta la inclinación del muro, lo que hace que las fuerzas verticales favorezcan a reducir el fenómeno de deslizamiento.

$$FS = \frac{f * Fn + Fv * \text{sen}(\beta)}{Ft} = 2,08 \geq 1,5 \rightarrow \text{B.C}$$

4.3.1.3 Verificación: Vuelco

La relación entre el Momento Estabilizante y el Momento de Volcamiento debe ser mayor a 2 para asegurar la estabilidad del muro.

$$FS = \frac{M_{\text{est}}}{M_{\text{volc}}} \geq 2$$

Para esta verificación se considera la peor situación que es suponiendo el punto de rotación del muro en la unión entre el último gavión y la colchoneta de asiento (gráfico 4.8).

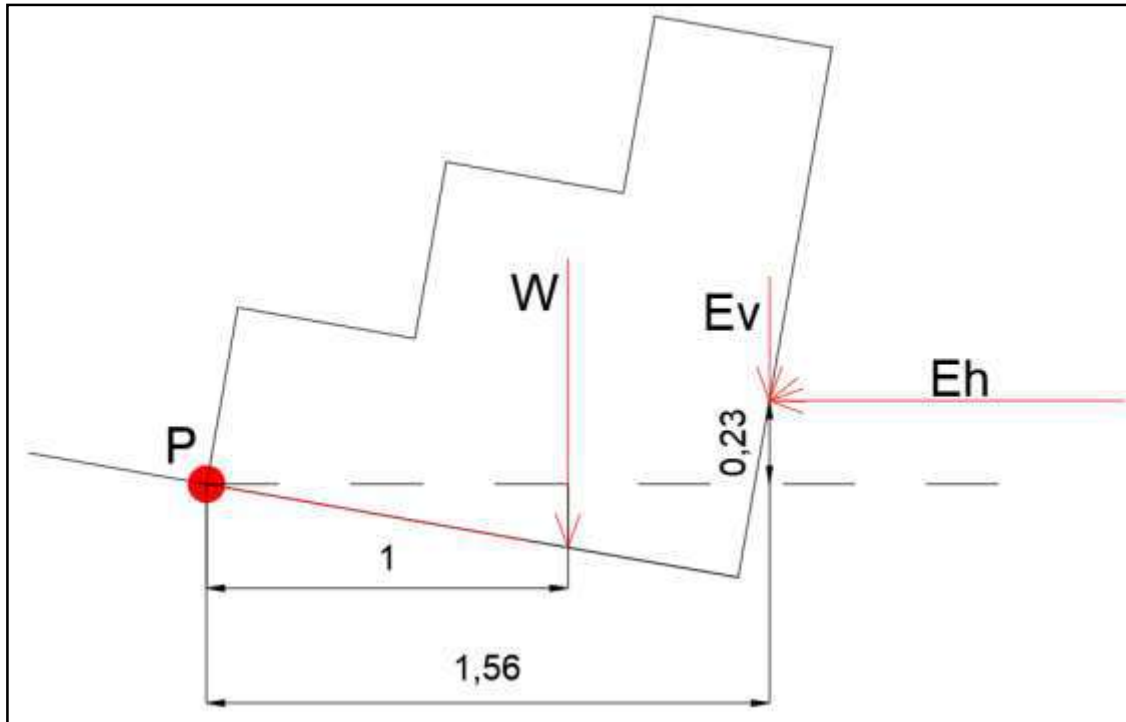


Gráfico 4.8 Esquema de las fuerzas que inciden en el cálculo del volcamiento del muro. (Fuente: Elaboración propia)

Se calcula inicialmente el Momento de Volcamiento de la siguiente forma:

$$M_{volc} = Eh * hv = 10,1 \text{ KN.m/m}$$

Donde:

- Eh: Empuje horizontal del suelo (KN/m)
- hv: Distancia vertical entre el punto de aplicación de Eh y el punto de rotación P (m)

Ahora para el Momento Estabilizante:

$$M_{est} = W * s + Ev * s' = 32,6 \text{ KN.m/m}$$

Donde:

- W: Peso total del muro de gaviones (KN/m³)
- s: Distancia horizontal entre el punto de rotación P y el punto de aplicación de W (m)
- Ev: Componente vertical del empuje de suelo (KN/m)
- s': Distancia horizontal entre el punto P y el punto de aplicación de Ev (m)

$$FS = \frac{M_{est}}{M_{volc}} = 3,21 \geq 2 \rightarrow \text{B.C}$$

4.3.1.4 Verificación: Rotura interna

También debe verificarse que el muro resista los esfuerzos de manera interna y que exista una falla en las uniones entre los gaviones:

- Deslizamiento entre gaviones:

$$\phi^* = 25 \gamma_{gav} - 10^\circ$$

$$\text{Como } \gamma_{gav} = 1,9 \text{ tn/m}^3 \rightarrow \phi^* = 37,5^\circ$$

Suponiendo que el coeficiente de fricción sea: $f = \tan(\phi^*) = 0,767$

$$C_g = 3 p_u - 5 \text{ KPa}$$

Se adopta $p_u = 15 \text{ KN/m}^3$ como valor conservador $\rightarrow C_g = 40 \text{ KPa}$

Se calcula la adhesión entre gaviones como $\rightarrow a = \frac{3}{4} * C_g = 30 \text{ Kpa}$

El deslizamiento se debe calcular en cada uno de los niveles de unión entre gaviones (gráfico 4.9).

- Sección 1:

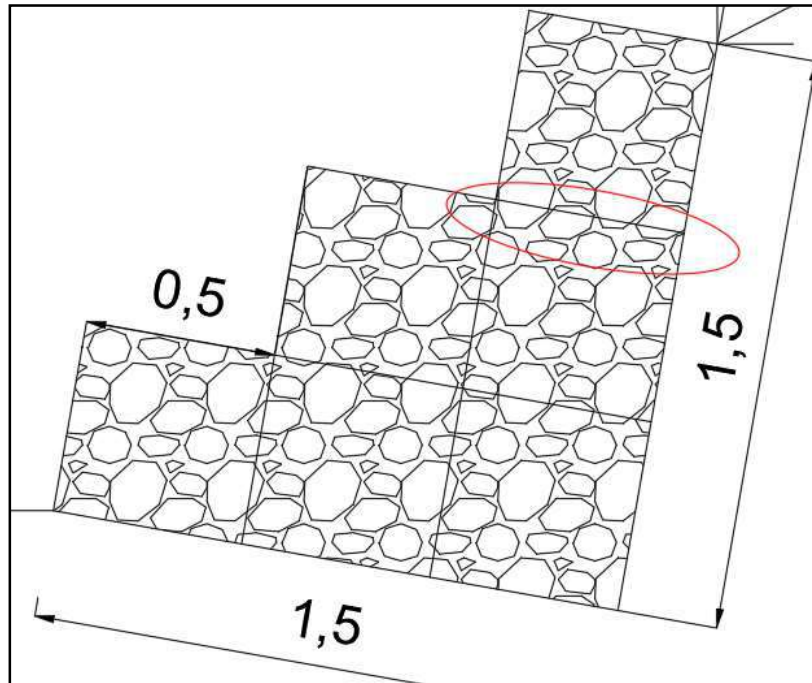


Gráfico 4.9 Sección de cálculo del deslizamiento del primer nivel. (Fuente: Elaboración propia, noviembre 2023)

Para este nivel se tiene:

$$F_{n1} = 5 \text{ KN/m}$$

$$b_1 = 0,5 \text{ m}$$

$$F_{t1} = 1,6 \text{ KN/m}$$

$$FS = \frac{f * F_n + a * b}{F_t} = 11,9 \geq 1,5 \rightarrow \text{B.C}$$

- Sección 2 (gráfico 4.10):

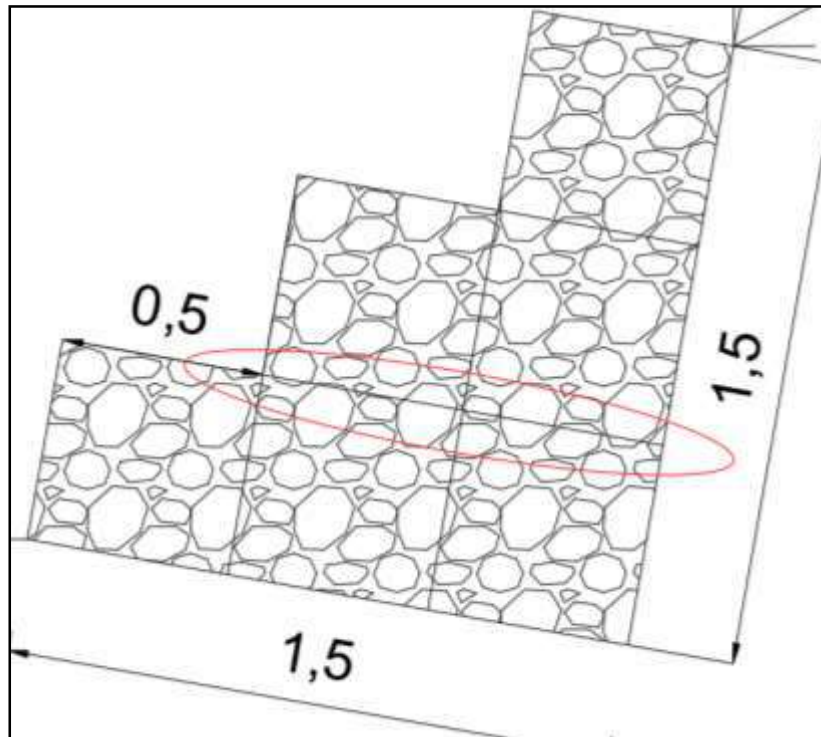


Gráfico 4.10 Sección de cálculo del deslizamiento del segundo nivel. (Fuente: Elaboración propia, noviembre 2023)

Para este nivel se tiene:

$$F_n2 = 15,3 \text{ KN/m}$$

$$b2 = 1 \text{ m}$$

$$F_t2 = 6,3 \text{ KN/m}$$

$$FS = \frac{f * F_n + a * b}{F_t} = 6,6 \geq 1,5 \rightarrow \text{B.C}$$

- Compresión entre gaviones

La sección de cálculo será la misma que la del Gráfico 4.8. Para verificar la compresión entre gaviones se deben proyectar las fuerzas actuantes de peso propio del muro y empuje del suelo en dirección perpendicular a las secciones analizadas.

- Sección 1:

Se calcula la resultante que incide sobre la ésta de la siguiente forma:

$$R_v = (W + E_v) * \cos\beta + E_h * \sin\beta$$

Y por lo tanto la tensión máxima que incide sobre este nivel es:

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{R_v}{B - 2 * e} \leq \sigma_{\text{adm}}$$

En donde σ_{adm} es dato del fabricante y se calcula de la siguiente forma:

$$\sigma_{adm} = 100 * \gamma_{gav} - 3 = 187 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 12,5 \text{ KN/m}^2 < 187 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{B.C}$$

○ Sección 2:

La sección de cálculo será la misma que la del Gráfico 4.8.

Se calcula la resultante que incide sobre la ésta de la siguiente forma:

$$Rv = (W + Ev) * \cos\beta + Eh * \text{sen}\beta$$

Y por lo tanto la tensión máxima que incide sobre este nivel es:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{Rv}{B - 2 * e} \leq \sigma_{adm}$$

En donde σ_{adm} es dato del fabricante y se calcula de la siguiente forma:

$$\sigma_{adm} = 100 * \gamma_{gav} - 3 = 187 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 17,2 \text{ KN/m}^2 < 187 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{B.C}$$

• Corte entre gaviones

La tensión de corte admisible se calcula de la siguiente forma:

$$\tau_{adm} = \frac{N}{B} * \tan(\emptyset *) + Cg$$

Donde:

N: fuerzas perpendiculares a la sección a analizar

B: ancho de la sección

$\emptyset*$: Ángulo de fricción de gaviones que se calcula como $\emptyset* = 25 \gamma_{gav} - 10^\circ$

Cg: Cohesión del gavión que fue calculada ya previamente

La tensión de corte admisible se calcula de la siguiente forma:

$$\tau_{adm} = \frac{N}{B} * \tan(\emptyset *) + Cg$$

- o Sección 1 (gráfico 4.11):

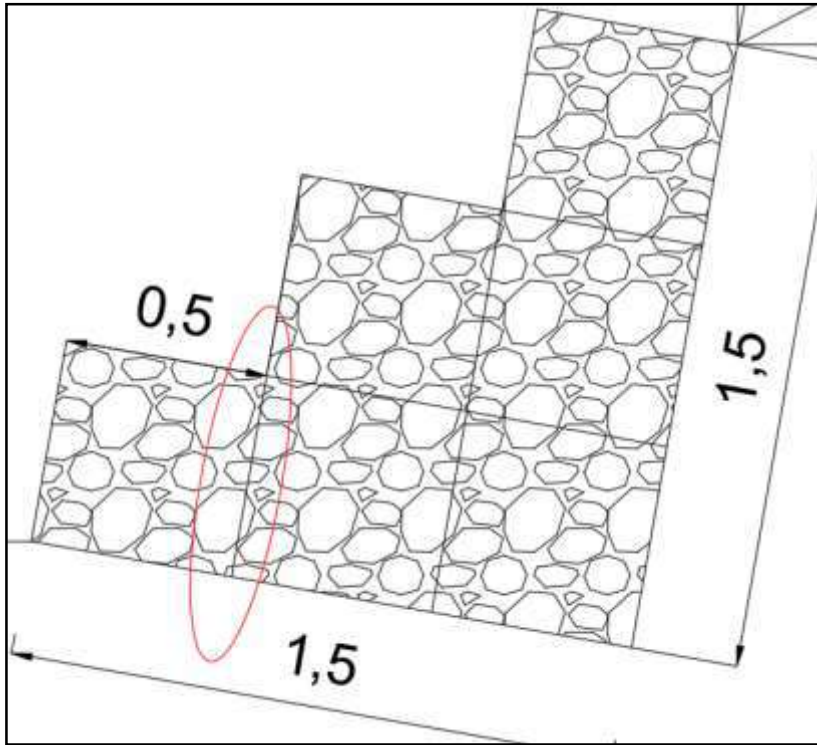


Gráfico 4.11 Sección 1 de cálculo de corte. (Fuente: Elaboración propia)

Para la sección 1 se calcula la tensión tangencial que será:

$$\tau = \frac{T}{B} = 4,8 \text{ KN/m}^2 \leq 40,8 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{B.C}$$

- o Sección 2 (gráfico 4.12):

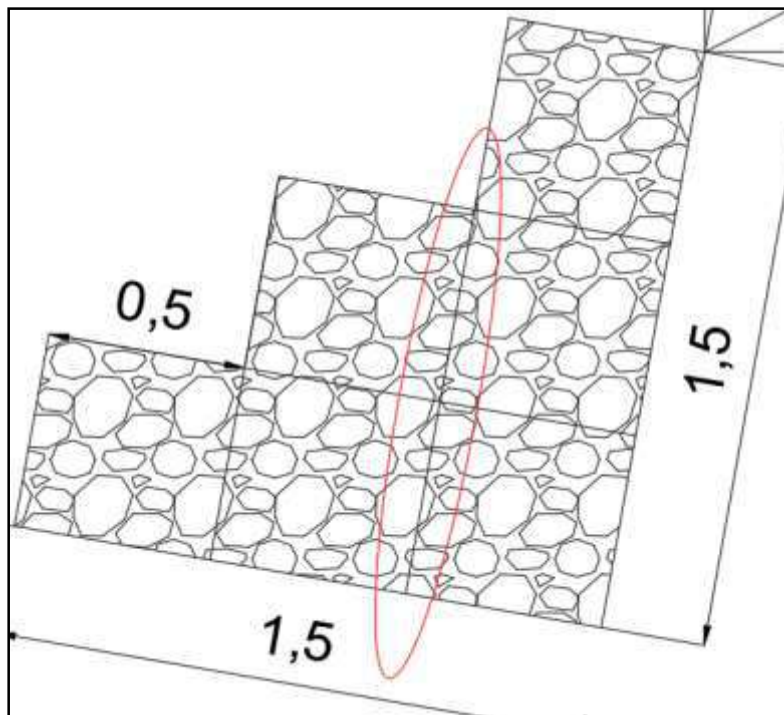


Gráfico 4.12 Sección 2 de cálculo de corte. (Fuente: Elaboración propia)

La tensión tangencial de la sección será:

$$\tau = \frac{T}{B} = 8,8 \text{ KN/m}^2 \leq 40,8 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{B.C}$$

4.3.1.5 Verificación: Falla global del talud

Para la verificación de la estabilidad global del talud se utilizó el programa Plaxis y cuyos resultados se expresan a continuación en el gráfico 4.12:

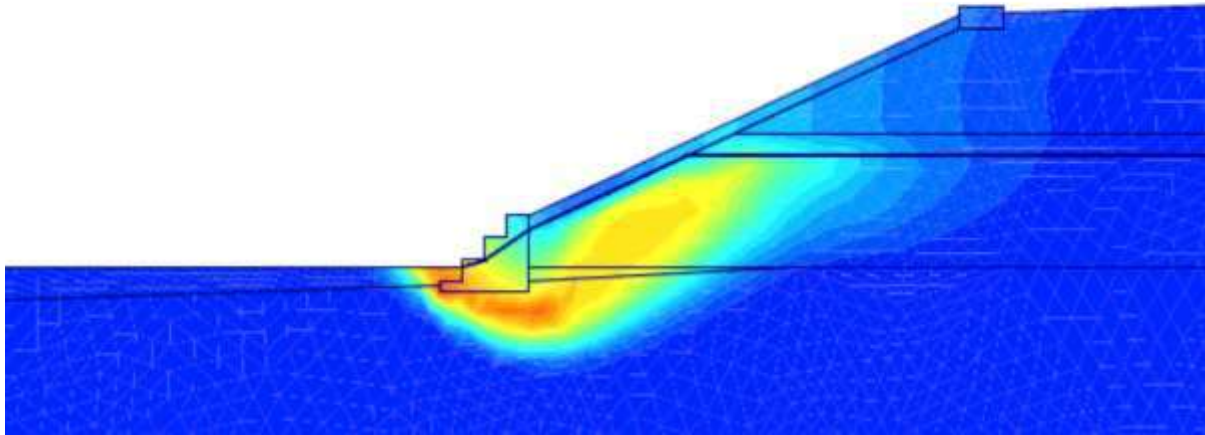


Gráfico 4.12 Sección de falla del talud este obtenida con software de cálculo. (Fuente: Plaxis 8.6)

Con el análisis del software se obtuvo un resultado con un factor de seguridad $FS = 1,79$. Por lo tanto se puede asegurar que el talud no presentará una falla global.

4.3.2 Alternativa 2: Muro cantiléver (ménsula)

Como se mencionó anteriormente, el cálculo de este muro inicia con una serie de tanteos sucesivos. Para resumir y avanzar hacia las verificaciones realizadas, las dimensiones adoptadas son:

- Alto alzada: 1,5 m
- Alto base: 0,30 m
- Longitud talón: 1,25 m
- Longitud puntera: 0,3 m
- Ancho alzada superior: 0,3 m
- Ancho alzada inferior: 0,3 m
- Longitud total de la base: 2,25 m

A continuación, se muestra un esquema tentativo del muro en el gráfico 4.13 y los empujes actuantes sobre el mismo:

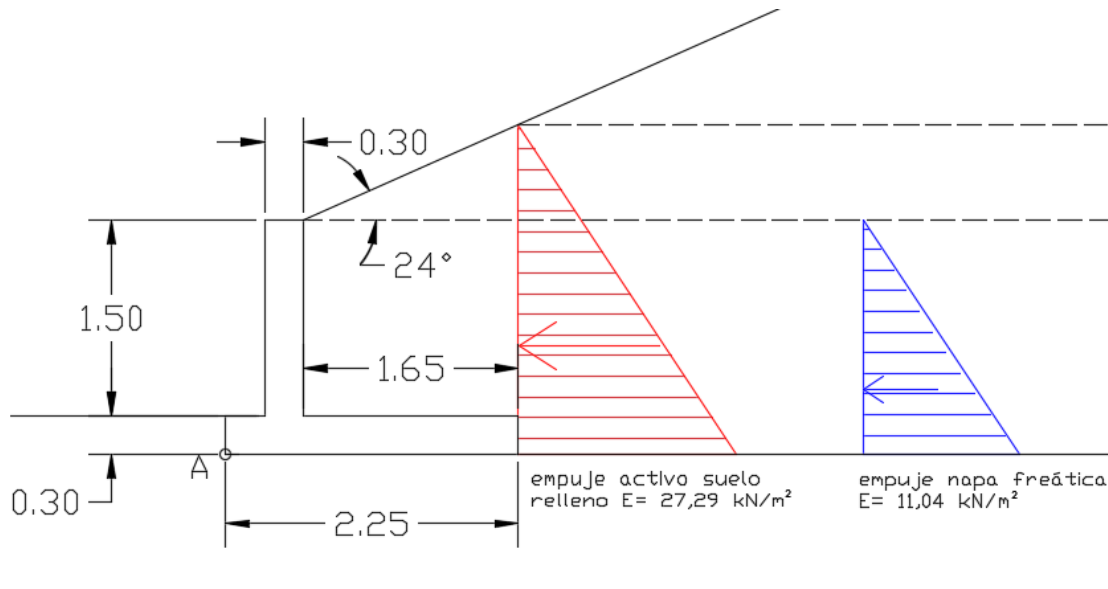


Gráfico 4.13. Gráfico preliminar del muro ménsula con los empujes actuantes. (Fuente: Elaboración propia)

Para el cálculo de los empujes se utilizó el método semiempírico de Terzaghi (gráfico 4.14), que se basa en la utilización de gráficos dependiendo del tipo de suelo de relleno y el ángulo de inclinación del suelo de relleno por sobre la alzada. Se adopta una pendiente de 1:2 para el talud oeste lo que significa un ángulo de 27° y un suelo de tipo 3: suelo residual con piedras, arena fina limosa y materiales granulares, con una cantidad visible de arcilla.

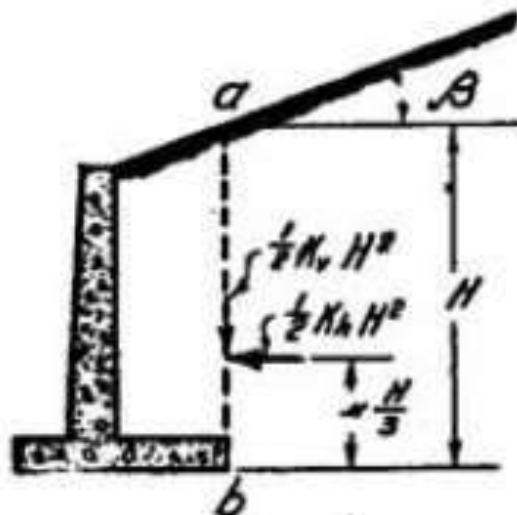


Gráfico 4.14. Ubicación y cálculo del empuje según el método semiempírico de Terzaghi. (Fuente: Terzaghi - R.B. Peck. Mecánica de suelos en la ingeniería práctica. Segunda edición)

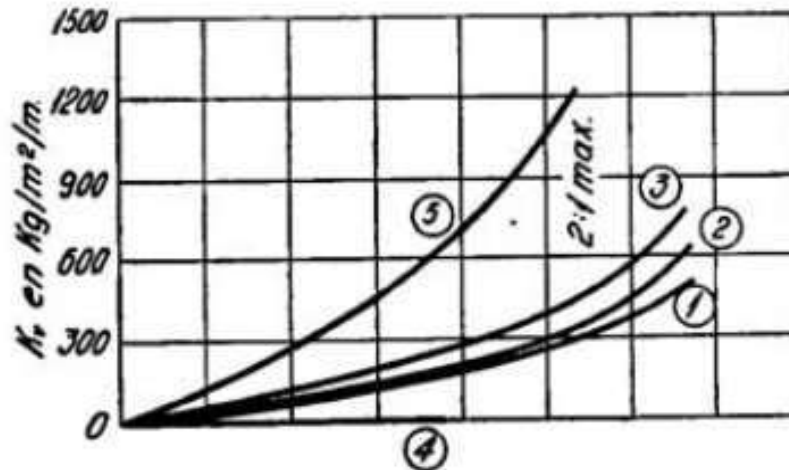


Gráfico 4. 15. Obtención de K_v según el método semiempírico de Terzaghi (Fuente. Terzaghi - R.B. Peck. Mecánica de suelos en la ingeniería práctica. Segunda edición)

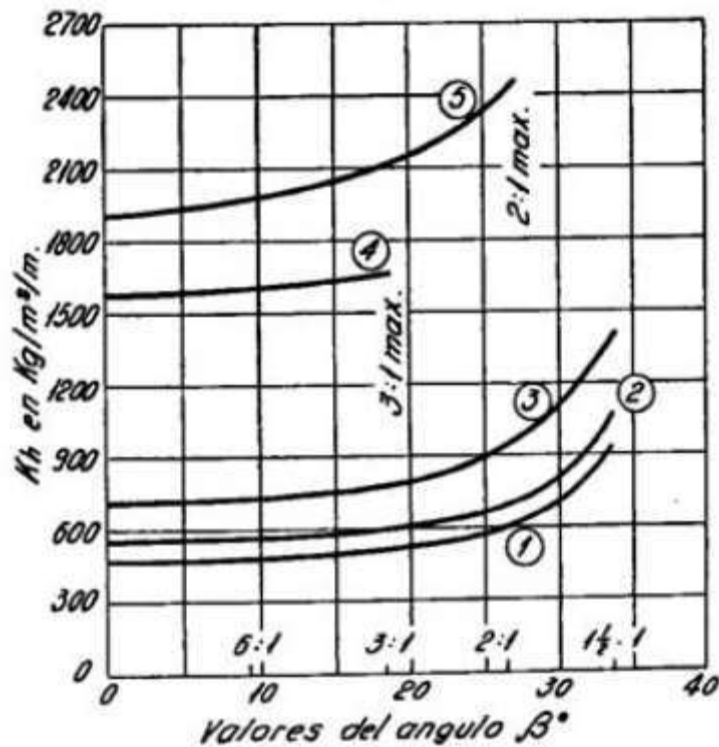


Gráfico 4. 16. Obtención de K_h según el método semiempírico de Terzaghi (Fuente. Terzaghi - R.B. Peck. Mecánica de suelos en la ingeniería práctica. Segunda edición)

Ingresando en los gráficos 4.15 y 4.16, con un ángulo β de 23° y un tipo de suelo 3, se obtienen los siguientes valores:

$$K_h = 890 \text{ kg/m}^2/\text{m} = 8,73 \text{ kN/m}^2/\text{m}$$

$$K_v = 400 \text{ kg/m}^2/\text{m} = 3,92 \text{ kN/m}^2/\text{m}$$

El empuje se calcula como:

$$E_{\text{suelo}} = 1/2 \cdot K_h \cdot H^2 = 1/2 \cdot 8,73 \text{ kN/m}^2/\text{m} \cdot (2,50\text{m})^2 = 27,29 \text{ kN/m}$$

$$E_{\text{napa freática}} = \gamma_{\text{agua}} \cdot (\text{altura muro})^2/2 = 9,81 \text{ kN/m} \cdot (1,8\text{m})^2/2 = 11,04 \text{ kN/m}$$

Sumando ambos empujes y calculando la ubicación de su resultante:

$$E_{total} = E_{suelo} + E_{napa\ freática} = 38,33\text{ kN/m}$$

$$e_{total} = (E_{suelo} \cdot e_{suelo} + E_{napa\ freática} \cdot e_{napa\ freática})/E_{total} = 0,74\text{ m}$$

Luego se calculan los pesos estabilizantes y distancia al punto "A" de cada elemento del muro, suelo y napa freática. El punto A se encuentra marcado en el gráfico 4.12.

Tabla 4.1 Pesos estabilizantes, distancia al punto "A" y momento estabilizante resultante. Fuente: Elaboración propia

Elemento		Pesos Estabilizantes	Distancia al punto "A"
Solera	Wsol	16,2 KN/m	1,13 m
Alzada (rectángulo)	Walz (rec)	10,8 KN/m	0,45 m
Relleno	Wrell	54,36 KN/m	1,43 m
Agua	Wagua	24,3 KN/m	1,43 m
Componente vertical empuje	Wempuje	12,3 KN/m	1,43 m
	Vt	117,9 KN/m	Mest 152,6 KN*m/m

El momento de volcamiento es aquel generado por los empujes activos y su distancia hacia el mismo punto "A"

$$M_{volcamiento} = E_{suelo} \cdot e_{suelo} + E_{NF} \cdot e_{NF} = 27,27\text{ kN/m} \cdot 0,83\text{ m} + 11,04\text{ kN/m} \cdot 0,50\text{ m} \\ = 28,27\text{ kNm/m}$$

Con todos estos valores, se está en condiciones de realizar tres verificaciones fundamentales, la seguridad al vuelco, al deslizamiento, y las tensiones en el terreno.

4.3.2.1. Seguridad al Vuelco

Para calcular la seguridad al vuelco se consideran dos momentos, el de volcamiento que considera las fuerzas que intentan desestabilizar al muro, es decir las fuerzas de empuje del suelo y de la napa; y el momento estabilizante. Este momento tiene en cuenta el peso del muro en su totalidad, el peso del relleno, y el peso del agua.

Se debe cumplir que:

$$\frac{M_{estabilizante}}{M_{volcamiento}} \geq 2 \Rightarrow \frac{152,6\text{ kNm/m}}{28,27\text{ kN m/m}} = 5,40 > 2 \Rightarrow \text{Buenas Condiciones}$$

4.3.2.2. Seguridad al Deslizamiento

La seguridad al deslizamiento se obtiene del cociente entre las fuerzas que se oponen al resbalamiento del muro y el empuje activo actuante. El factor de seguridad mínimo es usualmente 1,5.

A las fuerzas que se oponen del resbalamiento se las afecta por un coeficiente μ que depende del ángulo de fricción del suelo de relleno. Se calcula como la tangente de 0,75 veces el ángulo de fricción. Para este caso se adopta un μ de 0,50:

$$\frac{\mu \cdot V_T}{E_A} \geq 1,5 \Rightarrow \frac{0,50 \cdot 117,9 \text{ kN/m}}{38,33 \text{ kN/m}} = 1,54 > 1,5 \Rightarrow \text{Buenas Condiciones}$$

4.3.2.3 Tensiones en el terreno

Se debe verificar que las tensiones ejercidas sobre el terreno no superen su tensión admisible máxima. En este caso la tensión admisible según el estudio de suelos es de 3 kg/cm², es decir 300 kN/m².

$$\sigma_{max/mín} = -\frac{V_T}{A} \pm \frac{M_R}{W} = -\frac{117,9 \text{ kN/m}}{2,25 \text{ m}^2} \pm \frac{-8,28 \text{ kNm/m}}{0,84 \text{ m}^3} \leq \sigma_{t adm}$$

$$\sigma_{max} = -62,2 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = -42,6 \text{ kN/m}^2$$

Ambas tensiones son menores que 300 kN/m², por lo que son buenas las condiciones para este diseño de estructura.

4.3.2.4. Dimensionamiento de la armadura

En el caso de un muro de contención en ménsula, cada una de las partes del muro se dimensionará individualmente como si fuera un voladizo.

Se tienen en cuenta las siguientes consideraciones, según CIRSOC 201.

- Según tabla 2.1 - Exposición A.2 - Ambiente normal. Proceso de corrosión por carbonatación
- Según tabla 2.5 - f'c mín = 25 Mpa - se adopta f'c = 30 Mpa
- Según tabla 3.8 - Barras ADN 420 - Nervadas - tensión de fluencia característica 420 Mpa

4.3.2.4.a Dimensionamiento de la Alzada:

Se mayoran a las solicitaciones como sobrecarga, el peso propio en este caso no influye debido a la orientación vertical de la alzada, por lo que el mismo no colabora a flexión. Al tener una altura de 1,5m se dimensionó un solo tramo de armadura completa, la sección crítica es la del encuentro entre el muro y solera

Momento flector: para z = 2,24m, altura total del relleno que empuja al muro:

$$M_{1-1} = E_{relleno} \cdot e_{relleno} + E_{NF} \cdot e_{NF} = 27,29 \text{ kN/m} \cdot 1,8 \text{ m/3} + 17,66 \text{ kN/m} \cdot 1,5 \text{ m/3} \\ = 25,02 \text{ kNm/m}$$

Multiplicando por el factor de combinación de carga, según la ecuación 9.2 del CIRSOC 201, al no haber cargas permanentes, que es igual a 1,6 y dividiendo por el factor de reducción de resistencia para secciones controladas por tracción, que según el artículo 10.3.4 del mismo reglamento es 0,9, obtenemos el momento último de diseño Mn:

$$M_n = \frac{1,6 \cdot M_{1-1}}{0,9} = 44,81 \text{ kNm/m}$$

Para obtener la armadura mínima necesaria se debe calcular primero la distancia “d”, desde el baricentro de la armadura hasta el borde opuesto de la alzada, se lo puede ver en el gráfico 4.17 y se calcula como:

$$d = h_{sección} - rec - d_b/2 = 0,244 \text{ m}$$

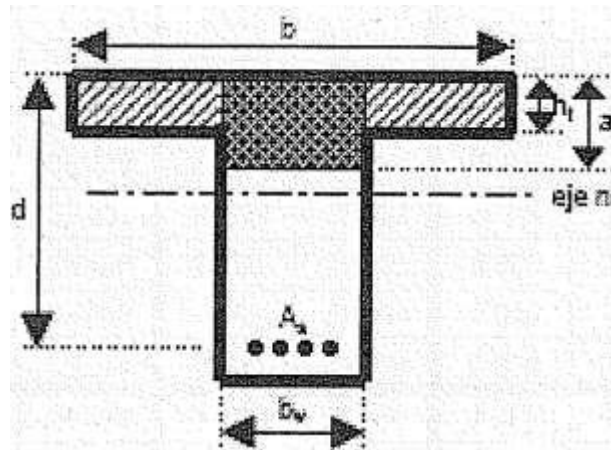


Gráfico 4.17. Esquema de determinación del valor d. (Fuente: Hormigón Armado. Oscar Moller)

Con este valor y sabiendo que el ancho “b” de la sección se lo toma unitario para dimensionar por metro lineal de muro, se calcula la constante kd:

$$kd = \frac{d}{\sqrt{\frac{Mn}{b}}} = 1,153$$

De las tablas del libro “Hormigón Armado” (Moller, 2012, pág. 93) para H-30, se adopta el inmediato inferior 0,994 y un valor de ke = 24,301; por lo tanto:

$$As_{nec} = ke \cdot Mn/d = 24,301 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 0,0448 \text{ MNm}/\text{m}/0,245 \text{ m} = 5,40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se debe calcular la armadura mínima por fenómenos de contracción y temperatura. Según la tabla 7.12.2.1 del CIRSOC 201:

$$\rho = As/(b \cdot h) = 0,0018; \rightarrow As_{min} = \rho \cdot b \cdot h = 5,40 \text{ cm}^2/\text{m}, \text{ en ambas caras}$$

Son necesarios 5,40 cm² de armadura por cada metro de muro, en ambas caras, y 4,44 cm²/m en la cara flexionada. Se adopta 1 barra del 10 separadas cada 16cm. **(1φ 10 c/ 16)**

Según el CIRSOC se deben respetar las separaciones mínimas:

- $S \leq 2,5 \times h = 2,5 \times 0,30 \text{ cm} = 75 \text{ cm}$
- $S \leq 25 \times d_b = 25 \times 1 \text{ cm} = 25 \text{ cm}$
- $S \leq 30 \text{ cm}$
- $S \leq 380 - 2,5 \times C_c = 380 - 2,5 \times 3 \text{ cm} = 30,5 \text{ cm}$
- $S \leq 3 \times h = 3 \times 39 \text{ cm} = 117 \text{ cm}$

Por lo tanto, se está en buenas condiciones para la resistencia a flexión.

Considerando un 30% de la armadura mínima por contracción y temperatura para la cara externa:

$$A_{S_{min}} = 0,30 \cdot 8,10 \text{ cm}^2/m = 2,70 \text{ cm}^2/m$$

Y se adopta **(1φ 8 c/ 20)**. Se realizaron las verificaciones por separación mínima pertinentes. Se debe colocar una armadura de repartición en dirección normal a la armadura principal para absorber los esfuerzos de contracción por temperatura, se calcula como armadura mínima.

$$A_{S_{rep}} = A_{S_{min}} = 4,44 \text{ cm}^2/m \text{ por cara} \rightarrow \text{Se adopta } \mathbf{(1\phi 8 c/ 18)}.$$

Finalmente, se verifica si es necesaria armadura de corte para la alzada, los esfuerzos cortantes sobre la misma son:

$$V_{1-1} = \sum E_i = 44,95 \text{ kN/m}$$

Afectando a este valor por el factor de combinación de cargas y por el coeficiente de resistencia requerida (1,6 y 0,75); $V_n = 95,89 \text{ kN/m}$.

Según el CIRSOC 201, artículo 11.3.1.1, para elementos sometidos únicamente a corte y flexión, la contribución del hormigón debe ser mayor a V_c para no necesitar armadura de corte:

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 0,224 \text{ MN/m} = 223,65 \text{ kN/m} > 95,89 \text{ kN/m}$$

No es necesaria la colocación de armadura de corte.

4.3.2.4.b. Dimensionamiento de la puntera

En este caso si actúan la acción de las cargas permanentes y las sobrecargas ya analizadas anteriormente, por lo tanto, la combinación de cargas es:

$$U = 0,9 D + 1,6 L$$

Siendo D las cargas permanentes o “muertas” y L las sobrecargas. En este caso no se considera al posible suelo de relleno sobre esta como sobrecarga por posibles erosiones, se considera más bien a la resultante de las tensiones del suelo en el punto de encuentro entre el fin de la puntera y la alzada. El momento resultante es:

$$M_u = -0,9 M_{W_{H^o}} + 1,6 M_{\sigma_t} = 4,13 \text{ kNm/m}$$

Donde $M_{W_{H^o}}$ es el momento generado por el peso del hormigón y M_{σ_t} el momento generado por las tensiones del suelo.

El momento nominal de diseño $M_n = M_u / \phi = 4,58 \text{ kNm/m}$

Siguiendo el procedimiento anteriormente mencionado para determinación de armadura necesaria, se obtiene $A_{S_{nec}} = 0,66 \text{ cm}^2/m$. Y para la armadura mínima por contracción y temperatura se sigue el mismo procedimiento, con la variante de la altura “h” para la

determinación de “d”, de esta manera: $A_{s_{nec}} = 5,40 \text{ cm}^2/\text{m}$, para ambas caras, sin embargo por facilidad constructiva y debido a la corta longitud de la puntera, se decide adoptar la misma armadura que la adoptada para el talón (**1φ 12 c/ 10**). De la misma manera la armadura secundaria:

$$A_{rep} = A_{s_{min}} = 5,40 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow 2,70 \text{ cm}^2/\text{m por cara} \rightarrow \text{se adopta } (\mathbf{1\phi 8 c/ 18})$$

Los esfuerzos cortantes son $V_n = 37,23 \text{ kN/m}$ y la contribución del hormigón es $V_c = 155,19 \text{ kN/m} > V_n$ por lo que no es necesaria la armadura de corte.

4.3.2.4.c. Dimensionamiento del talón

Para el diseño del talón son consideradas las fuerzas de peso propio, el peso del suelo de relleno, la presión que la napa freática ejerce sobre el mismo y, como en el caso anterior, la resultante de la tensión del suelo en el punto de encuentro entre la alzada y el talón. Los momentos flectores actuantes son:

- Por el suelo de relleno = 30,3 kNm/m
- Por la presión de la napa freática = 6,68 kNm/m
- Por el peso propio del hormigón = 9,80 kNm/m
- Por la tensión mínima = 57,96 kNm/m
- Por la diferencia de tensión en el encuentro entre talón y alzada = 13,07 kNm/m

En este caso los factores de combinación de cargas son:

$$U = 1,2 D + 1,6 L$$

Se debe elegir la combinación de solicitaciones más desfavorables, esto quiere decir que se analizará si es más crítica la situación teniendo en cuenta las tensiones provenientes del suelo, o si se está en una situación más desfavorable no considerándolas.

El momento considerando nulas las tensiones en el terreno es

$$Mu_1 = 1,2 \cdot 9,80 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} + 1,6 \cdot \left(30,3 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} + 6,68 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \right) = 70,92 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Y considerando estas tensiones,

$$Mu_2 = 1,2 \cdot 9,80 \text{ kNm/m} + 1,6 \cdot (30,3 \text{ kNm/m} + 6,68 \text{ kNm/m} - 57,96 \text{ kNm/m} - 13,07 \text{ kNm/m}) = -42,73 \text{ kNm/m}$$

Se toma entonces como peor condición a las tensiones del suelo nulas, con un momento $Mu = 70,92 \text{ kNm/m}$. Afectando a este momento por el factor de reducción de la resistencia, $Mn = 78,80 \text{ kNm/m}$.

Siguiendo el procedimiento anteriormente mencionado para determinación de armadura necesaria, se obtiene $A_{s_{nec}} = 10,63 \text{ cm}^2/\text{m}$. Y para la armadura mínima por contracción y temperatura se sigue el mismo procedimiento, con la variante de la altura “h” para la determinación de “d”, de esta manera: $A_{s_{nec}} = 5,40 \text{ cm}^2/\text{m}$, para ambas caras y por lo tanto se adopta una armadura principal de (**1φ 10 c/ 12**).

De la misma manera la armadura secundaria

$$A_{rep} = A_{s_{min}} = 5,40 \text{ cm}^2/m \Rightarrow 2,70 \text{ cm}^2/m \text{ por cara} \rightarrow \text{se adopta } (1\phi 8 \text{ c/ } 18)$$

Los esfuerzos cortantes son $V_n = -43,35 \text{ kN/m}$ y la contribución del hormigón es $V_c = 173,45 \text{ kN/m} > V_n$ por lo que no es necesaria la armadura de corte.

De esta manera queda finalizado el *dimensionamiento* de la propuesta del muro de contención tipo ménsula para el talud este.

4.3.3 Alternativa adoptada

Como puede verse ambas alternativas son viables y convenientes, pero en base a un análisis económico que se desarrollará en el capítulo 5 se adoptó como variable constructiva al muro de gaviones cuyo detalle puede verse en el Gráfico 4.6 y en el capítulo de anexos.

4.4 Estructura del talud oeste

Este talud presenta una complejidad mayor, ya que en el mismo se encuentran numerosos elementos que condicionan el diseño y el desarrollo del muro de contención. Como característica general se puede ver en el gráfico 4.19 que es un talud más alto y con dimensiones en planta más pequeñas, lo que el muro de contención sea de una altura mayor para reducir el ángulo de inclinación del talud resultante.

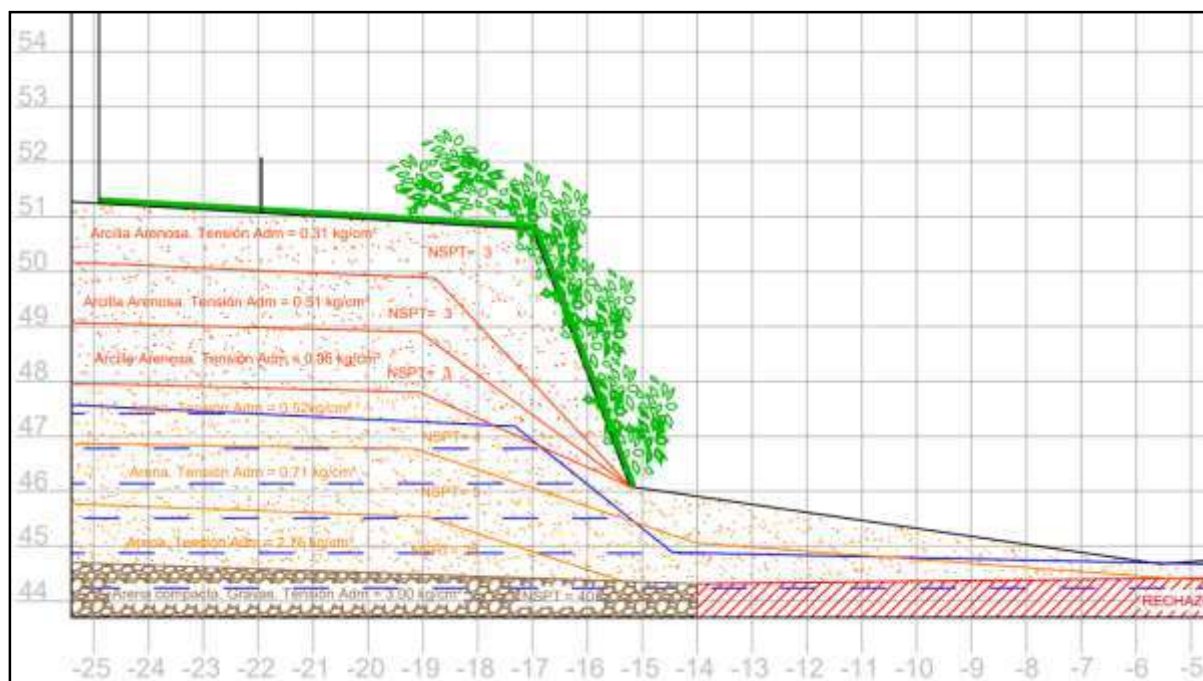


Gráfico 4. 19. Perfil transversal 2 del talud oeste. (Fuente: Elaboración propia)

A su vez, producto de la erosión, sobre este talud se emplaza una construcción abandonada cuyas fundaciones se encuentran expuestas (gráfico 4.20). Se tomó la decisión de demoler dicha construcción para permitir la construcción del muro ya que su estructura se encuentra severamente comprometida y ha quedado en desuso por esta cuestión.

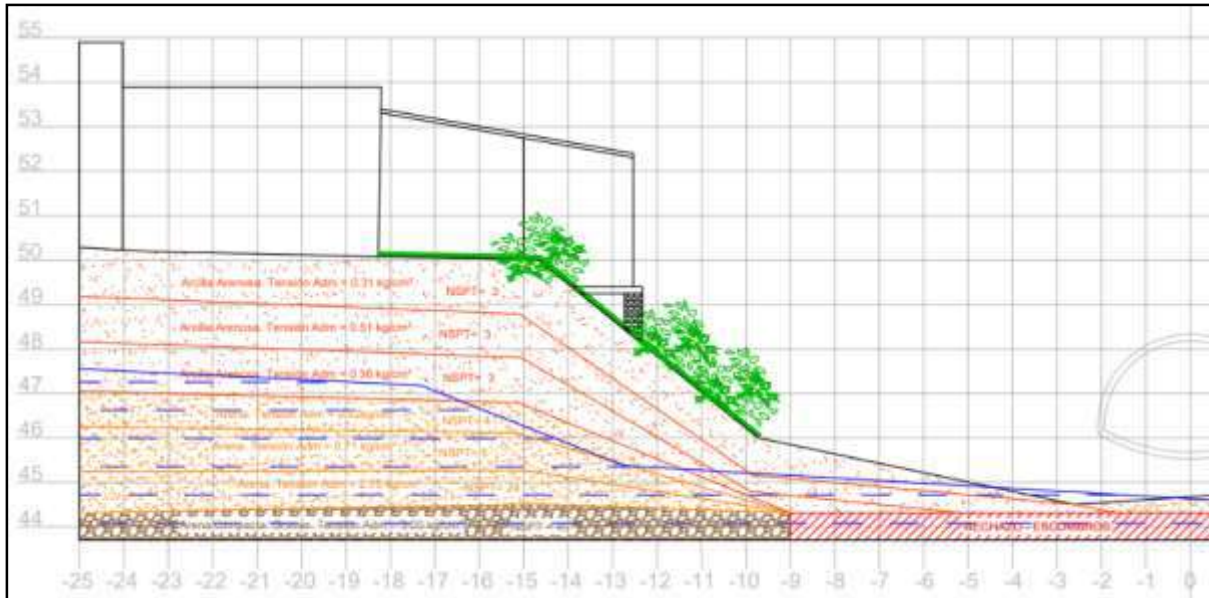


Gráfico 4.20. Perfil transversal 2 del talud oeste. (Fuente: Elaboración propia)

Finalmente (gráfico 4.21) se encuentra una zona con mucha vegetación y algunos árboles de gran tamaño, cuyas raíces también han sufrido los efectos de la erosión hídrica provocada por el arroyo. Estos árboles deben ser retirados necesariamente, y los que lo permitan por su tamaño deben ser reubicados en zonas seguras de la erosión.

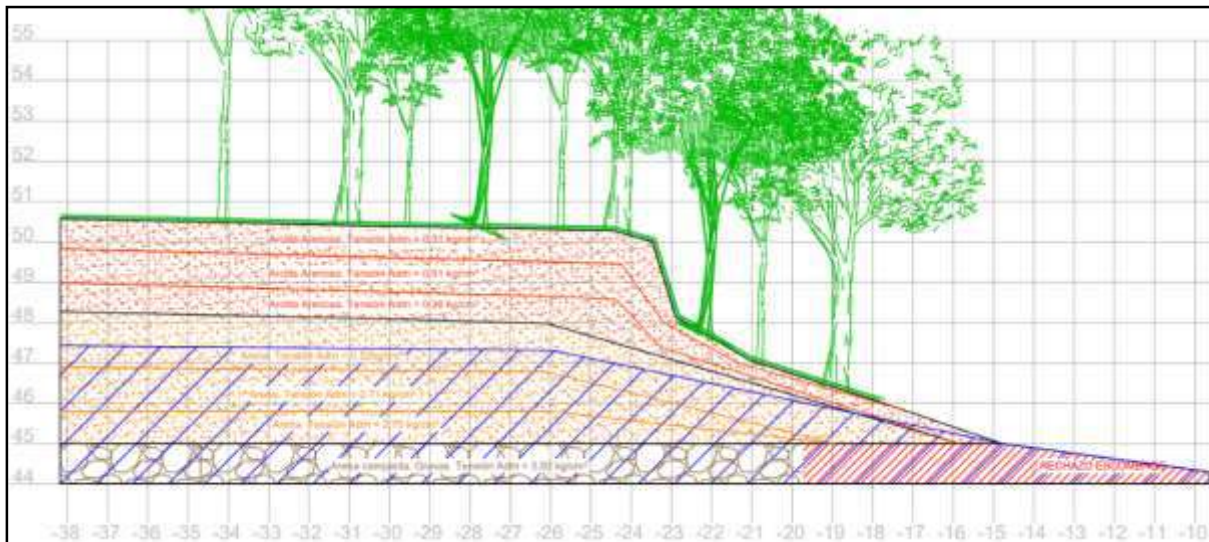


Gráfico 4.21. Perfil transversal 3 del talud oeste. (Fuente: Elaboración propia)

4.4.1 Alternativa 1: Muro de gaviones

En cuanto al **talud y al suelo de relleno** tendremos las siguientes características:

- Suelo de tipo: Arenoso-Arcilloso
- Peso específico del suelo de relleno: $\gamma_{relleno} = 17,9 \text{ tn/m}^3$
- Ángulo de inclinación del talud: $\epsilon_{talud} = 18^\circ$
- Ángulo entre la horizontal y el plano de contacto entre el muro y el suelo: $\alpha = 100^\circ$
- Ángulo de fricción interna del suelo de relleno: $\Phi_{relleno} = 24^\circ$
- Ángulo entre el Empuje Activo y su proyección perpendicular al muro: $\delta = 21,6^\circ$

En base al estudio de suelos realizado se establece que el muro estará fundado superficialmente sobre el estrato resistente de arena compacta y gravas a una cota de 6m de profundidad del sondeo número 1, o lo que es lo mismo una cota **IGN +44,5** cuyas características se describen a continuación.

- Suelo de tipo: Arena compacta con grava
- Peso específico del suelo de fundación: $\gamma_{\text{fundación}} = 18,4 \text{ tn/m}^3$
- Ángulo de fricción interna del suelo de relleno: $\Phi_{\text{fundación}} = 35^\circ$
- Cohesión del suelo: $C = 0 \text{ KN/m}^2$

A continuación, se describen las **características del muro de gaviones** adoptado, y se lo aprecia en el gráfico 4.22:

- Número de niveles: $N^\circ = 3$
- Ancho de cada gavión: $B_{\text{gav}} = 1\text{m}$
- Altura de cada gavión: $H_{\text{gav}} = 1\text{m}$
- Longitud total de cada gavión: $L_{\text{gav}} = 4\text{m}$
- Altura total del muro, $H_{\text{total}} = 5\text{m}$
- Base total: $B_{\text{total}} = 3\text{m}$
- Inclinación del muro: $\beta = 10^\circ$
- Peso específico del muro de gaviones: $\gamma_{\text{gav}} = 18,6 \text{ KN/m}^3$
- Longitud total del muro: $L = 97\text{m}$

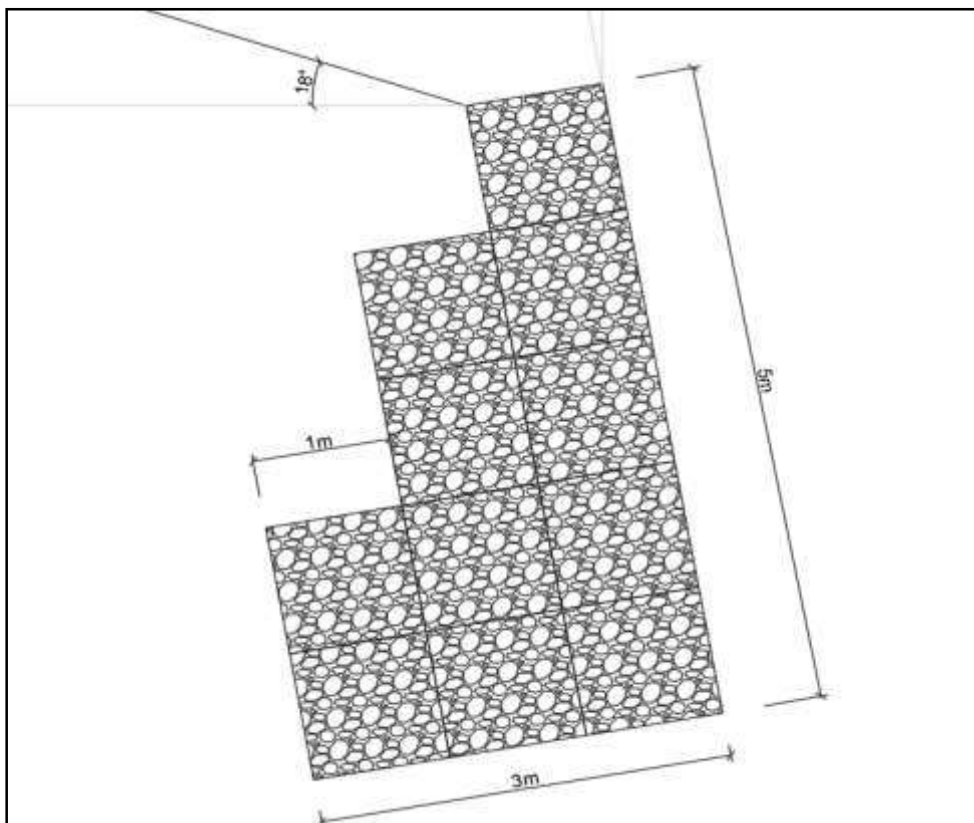


Gráfico 4.22. Esquema del muro de gaviones adoptado (Fuente: Elaboración propia)

Luego de realizar los cálculos y las verificaciones correspondientes para el diseño del muro de gaviones adoptado y corroborar que el mismo resiste los esfuerzos se procedió a realizar un análisis de la viabilidad técnica y económica que implicaría la materialización de esta alternativa.

Este muro cuenta con una sección transversal de 11m² que deben ser rellenos con piedra de primera voladura, si se quisiera cubrir la longitud total del talud oeste (97m) con esta solución constructiva se necesitaría de un total de 12.000tn de piedra, lo cual es técnica, económica y ambientalmente inviable por encontrarse emplazada la obra en la ciudad de Corrientes, zona en la cual no podría obtenerse dicho material en cantidades tan elevadas, lo que implicaría la necesidad de transportarlo desde otros sectores del país, hecho que aumentaría muchísimo el costo del muro así como también el impacto ambiental de la obra en cuestión.

Es por eso que sin entrar en más detalles se decidió descartar la posibilidad de que la contención del talud oeste sea realizada con un muro de gaviones.

4.4.2 Alternativa 2: Muro cantiléver (ménsula)

Se decide plantear un muro en ménsula que salve 5 metros de altura con su alzada, de esta manera el ángulo de inclinación del talud se mantiene reducido, en aproximadamente 6°. Al considerar los efectos de la napa freática se toma una condición crítica en la que la profundidad de la napa coincida con la mitad de la altura de la alzada, exactamente en cota +47,5 m.

Para resumir y avanzar hacia las verificaciones realizadas, las dimensiones adoptadas vistas en el gráfico 4.23 son:

- Alto alzada: 5 m
- Alto base: 0,70 m
- Longitud talón: 2,35 m
- Longitud puntera: 0,3 m
- Ancho alzada superior: 0,3 m
- Ancho alzada inferior: 0,8 m
- Longitud total de la base: 3,45 m

A continuación, se muestra una figura tentativa del muro y los empujes actuantes sobre el mismo:

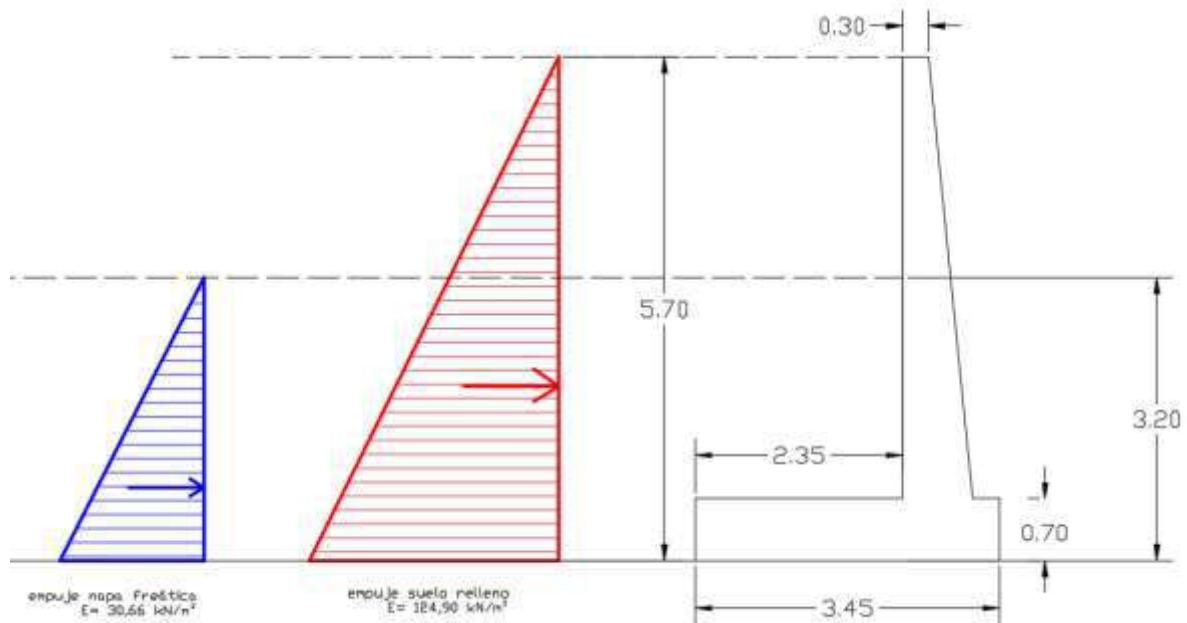


Gráfico 4.23. Gráfico preliminar del muro ménsula con los empujes actuantes. (Fuente: Elaboración propia)

Para el cálculo de los empujes se utilizó el método semiempírico de Terzaghi, como se explicó en el apartado 4.3.2. Para vincular el fin del muro y el terreno actual solo se ve necesario un ángulo de inclinación del talud de 6° y un suelo de tipo 3: suelo residual con piedras, arena fina limosa y materiales granulares, con una cantidad visible de arcilla. Se utilizan los gráficos 4.14 y 4.15 para obtener los factores K de Terzaghi y se obtienen los siguientes valores:

$$Kh = 720 \text{ kg/m}^2/\text{m} = 7,06 \text{ kN/m}^2/\text{m}$$

$$Kv = 100 \text{ kg/m}^2/\text{m} = 3,92 \text{ kN/m}^2/\text{m}$$

El empuje se calcula como:

$$E_{\text{suelo}} = 1/2 \cdot Kh \cdot H^2 = 1/2 \cdot 7,06 \text{ kN/m}^2/\text{m} \cdot (5,95 \text{ m})^2 = 124,90 \text{ kN/m}$$

$$E_{\text{napa freática}} = \gamma_{\text{agua}} \cdot (\text{altura muro}/2)^2/2 = 9,81 \text{ kN/m} \cdot (5\text{m}/2)^2/2 = 30,66 \text{ kN/m}$$

Sumando ambos empujes y calculando la ubicación de su resultante:

$$E_{\text{total}} = E_{\text{suelo}} + E_{\text{napa freática}} = 155,56 \text{ kN/m}$$

$$e_{\text{total}} = (E_{\text{suelo}} \cdot e_{\text{suelo}} + E_{\text{napa freática}} \cdot e_{\text{napa freática}}) / E_{\text{total}} = 1,76 \text{ m}$$

Luego se calculan los pesos estabilizantes y distancia al punto "A" de cada elemento del muro, suelo y napa freática. El punto A se encuentra marcado en el gráfico 4.23.

Tabla 4.2 Pesos estabilizantes, distancia al punto "A" y momento estabilizante resultante. Fuente: Elaboración propia

Elemento		Pesos Estabilizantes	Distancia al punto "A"
Solera	Wsol	57,96 kN/m	1,73 m

Alzada (rectángulo)	Walz (rec)	36 KN/m		0,95 m
Relleno	Wrell	214,38 KN/m		2,28 m
Alzada (triángulo)	Walz (tri)	30,00 KN/m		0,63 m
Agua	Wagua	115,3 KN/m		2,28 m
Componente vertical empuje	Wempuje	17,3 KN/m		2,28 m
	Vt	471,0 KN/m	Mest	942,6 KN*m/m

El momento de volcamiento es aquel generado por los empujes activos y su distancia hacia el mismo punto "A"

$$M_{volcamiento} = E_{suelo} \cdot e_{suelo} + E_{NF} \cdot e_{NF} = 124,90 \text{ kN/m} \cdot 1,98 \text{ m} + 30,66 \text{ kN/m} \cdot 0,83 \text{ m} \\ = 273,14 \text{ kNm/m}$$

Con todos estos valores, se está en condiciones de realizar tres verificaciones fundamentales, la seguridad al vuelco, al deslizamiento, y las tensiones en el terreno.

4.3.2.1. Seguridad al Vuelco

Para calcular la seguridad al vuelco se consideran dos momentos, el de volcamiento que considera las fuerzas que intentan desestabilizar al muro, es decir las fuerzas de empuje del suelo y de la napa; y el momento estabilizante. Este momento tiene en cuenta el peso del muro en su totalidad, el peso del relleno, y el peso del agua.

Se debe cumplir que:

$$\frac{M_{estabilizante}}{M_{volcamiento}} \geq 2 \Rightarrow \frac{942,6 \text{ kNm/m}}{273,14 \text{ kN m/m}} = 3,45 > 2 \Rightarrow \text{Buenas Condiciones}$$

4.3.2.2. Seguridad al Deslizamiento

La seguridad al deslizamiento se obtiene del cociente entre las fuerzas que se oponen al resbalamiento del muro y el empuje activo actuante. El factor de seguridad mínimo es usualmente 1,5.

A las fuerzas que se oponen del resbalamiento se las afecta por un coeficiente μ que depende del ángulo de fricción del suelo de relleno. Se calcula como la tangente de 0,75 veces el ángulo de fricción. Para este caso se adopta μ de 0,50:

$$\frac{\mu \cdot V_T}{E_A} \geq 1,5 \Rightarrow \frac{0,50 \cdot 471 \text{ kN/m}}{155,56 \text{ kN/m}} = 1,51 > 1,5 \Rightarrow \text{Buenas Condiciones}$$

4.3.2.3 Tensiones en el terreno

Se debe verificar que las tensiones ejercidas sobre el terreno no superen su tensión admisible máxima. En este caso la tensión admisible según el estudio de suelos es de 3 kg/cm², es decir 300 kN/m².

$$\sigma_{max/mín} = -\frac{V_T}{A} \pm \frac{M_R}{W} = -\frac{471 \text{ kN/m}}{3,45 \text{ m}^2} \pm \frac{-142,95 \text{ kNm/m}}{1,98 \text{ m}^3} \leq \sigma_{t adm}$$

$$\sigma_{max} = -208,6 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = -64,4 \text{ kN/m}^2$$

Ambas tensiones son menores que 300 kN/m², por lo que son buenas las condiciones para este diseño de estructura.

4.3.2.4. Dimensionamiento de la armadura

En el caso de un muro de contención en ménsula, cada una de las partes del muro se dimensionará individualmente como si fuera un voladizo.

Se tienen en cuenta las siguientes consideraciones, según CIRSOC 201.

- Según tabla 2.1 - Exposición A.2 - Ambiente normal. Proceso de corrosión por carbonatación
- Según tabla 2.5 - $f'c$ mín = 25 Mpa - se adopta $f'c$ = 30 Mpa
- Según tabla 3.8 - Barras ADN 420 - Nervadas - tensión de fluencia característica 420 Mpa

4.3.2.4.a Dimensionamiento de la Alzada:

Se mayoran a las solicitaciones como sobrecarga, el peso propio en este caso no influye debido a la orientación vertical de la alzada, por lo que el mismo no colabora a flexión.

Momento flector: para $z = 5,7 \text{ m}$, altura total del relleno que empuja al muro:

$$M_{1-1} = E_{relleno} \cdot e_{relleno} + E_{NF} \cdot e_{NF} = 124,90 \text{ kN/m} \cdot 5,7 \text{ m}/3 + 55,92 \text{ kN/m} \cdot 5 \text{ m}/3 \\ = 25,02 \text{ kNm/m}$$

Multiplicando por el factor de combinación de carga, según la ecuación 9.2 del CIRSOC 201, al no haber cargas permanentes, que es igual a 1,6 y dividiendo por el factor de reducción de resistencia para secciones controladas por tracción, que según el artículo 10.3.4 del mismo reglamento es 0,9, obtenemos el momento último de diseño M_n :

$$M_n = \frac{1,6 \cdot M_{1-1}}{0,9} = 587,57 \text{ kNm/m}$$

Para obtener la armadura mínima necesaria se debe calcular primero la distancia "d", desde el baricentro de la armadura hasta el borde opuesto de la alzada, se calcula como:

$$d = h_{sección} - rec - d_b/2 = 0,74 \text{ m}$$

Con este valor y sabiendo que el ancho "b" de la sección se lo toma unitario para dimensionar por metro lineal de muro, se calcula la constante kd:

$$kd = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = 0,965$$

De las tablas del libro "Hormigón Armado" (Moller, 2012, pag 93) para H-30, se adopta el inmediato inferior 0,727 y un valor de $k_e = 24,766 \text{ cm}^2/\text{m}$; por lo tanto:

$$A_{S_{nec}} = k_e \cdot Mn/d = 24,766 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 0,5876 \text{ MNm}/\text{m}/0,74 \text{ m} = 19,66 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se debe calcular la armadura mínima por fenómenos de contracción y temperatura. Según la tabla 7.12.2.1 del CIRSOC 201:

$$\rho = As/(b \cdot h) = 0,0018; \rightarrow As_{min} = \rho \cdot b \cdot h = 14,40 \text{ cm}^2/\text{m}, \text{ en ambas caras, es decir } 7,20 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ por cara.}$$

Son necesarios 7,20 cm² de armadura por cada metro de muro, en ambas caras, y 19,66 cm²/m en la cara flexionada. Se adopta 1 barra del 20 separadas cada 15cm. **(1φ 20 c/ 15)** Según el CIRSOC se deben respetar las separaciones mínimas:

- $S \leq 2,5 \times h = 2,5 \times 80 \text{ cm} = 200 \text{ cm}$
- $S \leq 25 \times db = 25 \times 2 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$
- $S \leq 30 \text{ cm}$
- $S \leq 380 - 2,5 \times Cc = 380 - 2,5 \times 3 \text{ cm} = 30,5 \text{ cm}$
- $S \leq 3 \times h = 3 \times 80 \text{ cm} = 240 \text{ cm}$

Por lo tanto, se está en buenas condiciones para la resistencia a flexión.

Considerando un 30% de la armadura mínima por contracción y temperatura para la cara externa:

$$A_{S_{min}} = 0,30 \cdot 14,40 \text{ cm}^2/\text{m} = 5,90 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Y se adopta **(1φ 12 c/ 15)**. Se realizaron las verificaciones por separación mínima pertinentes.

Se debe colocar una armadura de repartición en dirección normal a la armadura principal para absorber los esfuerzos de contracción por temperatura, se calcula como armadura mínima.

$$A_{S_{rep}} = A_{S_{min}} = 7,20 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ por cara} \rightarrow \text{Se adopta } \mathbf{(1\phi 12 \text{ c/ } 15)}.$$

Finalmente, se verifica si es necesaria armadura de corte para la alzada, los esfuerzos cortantes sobre la misma son:

$$V_{1-1} = \sum E_i = 180,82 \text{ kN}/\text{m}$$

Afectando a este valor por el factor de combinación de cargas y por el coeficiente de resistencia requerida (1,6 y 0,75); $V_n = 385,75 \text{ kN}/\text{m}$.

Según el CIRSOC 201, artículo 11.3.1.1, para elementos sometidos únicamente a corte y flexión, la contribución del hormigón debe ser mayor a V_c para no necesitar armadura de corte:

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 0,676 \text{ MN}/\text{m} = 675,52 \text{ kN}/\text{m} > 385,75 \text{ kN}/\text{m}$$

No es necesaria la colocación de armadura de corte.

4.3.2.4.b. Dimensionamiento de la puntera

En este caso si actúan la acción de las cargas permanentes y las sobrecargas ya analizadas anteriormente, por lo tanto, la combinación de cargas es:

$$U = 0,9 D + 1,6 L$$

Siendo D las cargas permanentes o “muertas” y L las sobrecargas. En este caso no se considera al posible suelo de relleno sobre esta como sobrecarga por posibles erosiones, se considera más bien a la resultante de las tensiones del suelo en el punto de encuentro entre el fin de la puntera y la alzada. El momento resultante es:

$$M_u = -0,9 M_{W_{H^{\circ}}} + 1,6 M_{\sigma_t} = 14,04 \text{ kNm/m}$$

Donde $M_{W_{H^{\circ}}}$ es el momento generado por el peso del hormigón y M_{σ_t} el momento generado por las tensiones del suelo.

$$\text{El momento nominal de diseño } M_n = M_u / \phi = 15,60 \text{ kNm/m}$$

Siguiendo el procedimiento anteriormente mencionado para determinación de armadura necesaria, se obtiene $A_{s_{nec}} = 0,69 \text{ cm}^2/\text{m}$. Y para la armadura mínima por contracción y temperatura se sigue el mismo procedimiento, con la variante de la altura “h” para la determinación de “d”, de esta manera: $A_{s_{nec}} = 6,30 \text{ cm}^2/\text{m}$, para ambas caras, sin embargo por facilidad constructiva y debido a la corta longitud de la puntera, se decide adoptar la misma armadura que la adoptada para el talón (**1 ϕ 20 c/ 12,5**). De la misma manera la armadura secundaria:

$$A_{rep} = A_{s_{min}} = 12,60 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow 6,30 \text{ cm}^2/\text{m por cara} \rightarrow \text{se adopta } (\mathbf{1\phi 12 c/ 17})$$

Los esfuerzos cortantes son $V_n = 127,43 \text{ kN/m}$ y la contribución del hormigón es $V_c = 502,08 \text{ kN/m} > V_n$ por lo que no es necesaria la armadura de corte.

4.3.2.4.c. Dimensionamiento del talón

Para el diseño del talón son consideradas las fuerzas de peso propio, el peso del suelo de relleno, la presión que la napa freática ejerce sobre el mismo y, como en el caso anterior, la resultante de la tensión del suelo en el punto de encuentro entre la alzada y el talón. Los momentos flectores actuantes son:

- Por el suelo de relleno = 233,5 kNm/m
- Por la presión de la napa freática = 13,54 kNm/m
- Por el peso propio del hormigón = 46,39 kNm/m
- Por la tensión mínima = 177,96 kNm/m
- Por la diferencia de tensión en el encuentro entre talón y alzada = 180,71 kNm/m

En este caso los factores de combinación de cargas son:

$$U = 1,2 D + 1,6 L$$

Se debe elegir la combinación de solicitaciones más desfavorables, esto quiere decir que se analizará si es más crítica la situación teniendo en cuenta las tensiones provenientes del suelo, o si se está en una situación más desfavorable no considerándolas.

El momento considerando nulas las tensiones en el terreno es

$$Mu_1 = 1,2 \cdot 46,39 \text{ kNm/m} + 1,6 \cdot (233,5 \text{ kNm/m} + 13,54 \text{ kNm/m}) = 451 \text{ kNm/m}$$

Y considerando estas tensiones,

$$Mu_2 = 1,2 \cdot 46,39 \text{ kNm/m} + 1,6 \cdot (233,5 \text{ kNm/m} + 13,54 \text{ kNm/m} - 177,96 \text{ kNm/m} - \text{ kNm/m}) = -122,88 \text{ kNm/m}$$

Se toma entonces como peor condición a las tensiones del suelo nulas, con un momento $Mu = 451 \text{ kNm/m}$. Afectando a este momento por el factor de reducción de la resistencia, $Mn = 501,1 \text{ kNm/m}$.

Siguiendo el procedimiento anteriormente mencionado para determinación de armadura necesaria, se obtiene $As_{nec} = 24,69 \text{ cm}^2/\text{m}$. Y para la armadura mínima por contracción y temperatura se sigue el mismo procedimiento, con la variante de la altura "h" para la determinación de "d", de esta manera: $As_{nec} = 12,6 \text{ cm}^2/\text{m}$, para ambas caras y por lo tanto se adopta una armadura principal de **(1φ 20 c/ 12,5)**.

De la misma manera la armadura secundaria

$$A_{rep} = As_{min} = 12,60 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow 6,30 \text{ cm}^2/\text{m por cara} \rightarrow \text{se adopta } \mathbf{(1\phi 12 \text{ c/ } 17)}$$

Los esfuerzos cortantes son $Vn = -32,83 \text{ kN/m}$ y la contribución del hormigón es $Vc = 502,08 \text{ kN/m} > Vn$ por lo que no es necesaria la armadura de corte.

De esta manera queda finalizado el *dimensionamiento* de la propuesta del muro de contención tipo ménsula para el talud oeste.

4.4.3 Alternativa adoptada

Como se mencionó en el cálculo de muro de gaviones, se decidió descartar esa opción, por lo se recomienda utilizar como alternativa constructiva al muro cantiléver. No solo por su mejor trabajo estructural si no por su mayor economía, aspecto a analizar en el capítulo siguiente.

Las dimensiones y cuantías de armaduras se encuentran explícitas en el apartado anterior, a continuación, se presentan detalles en corte y planta en los gráficos 4.24 y 4.25, extraídos de los planos 12 y 13 para mayor comprensión.

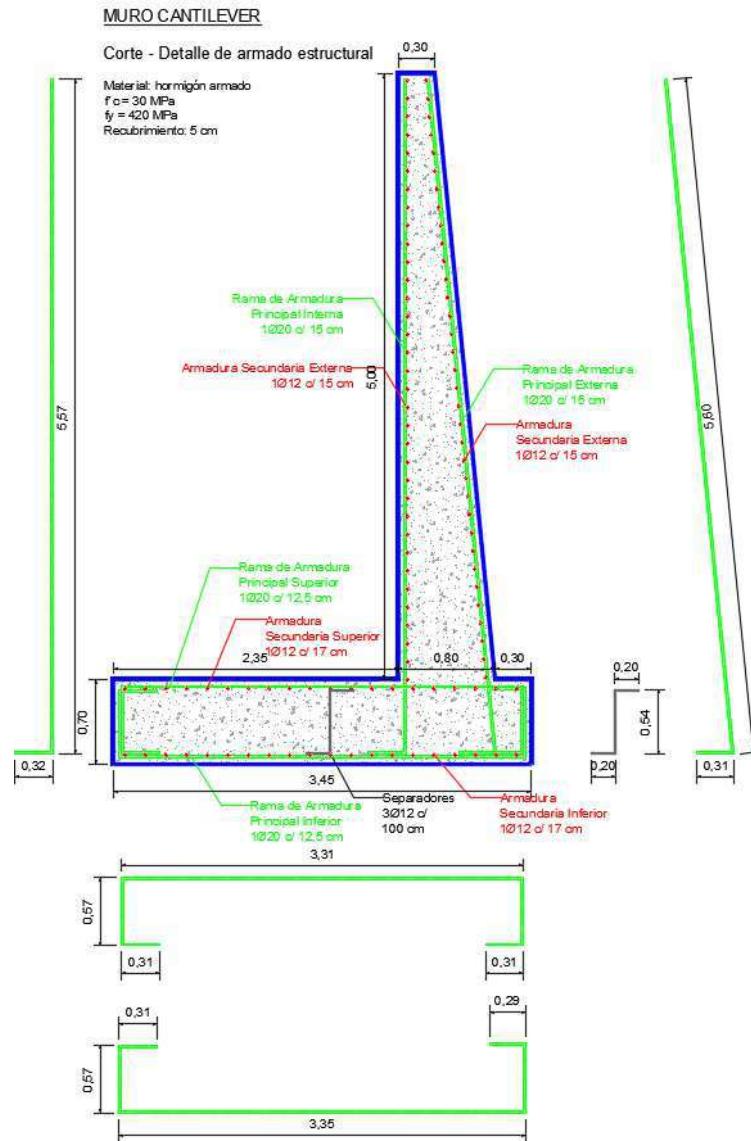


Gráfico 4.24. Detalle de armado en corte de la propuesta de muro cantiléver (Fuente: Elaboración propia)

MURO CANTILEVER

Planta - Detalle de armado estructural

Material: hormigón armado
 $f_c = 30 \text{ MPa}$
 $f_y = 420 \text{ MPa}$
Recubrimiento: 5 cm

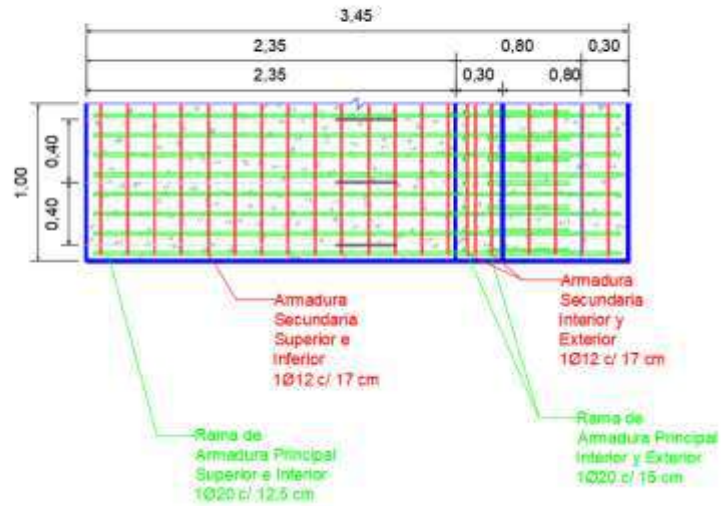


Gráfico 4.25. Detalle de armado en planta de la propuesta de muro cantiléver (Fuente: Elaboración propia)

Debe tenerse en cuenta que para resistir las fuerzas deslizantes se necesita que la base sea considerablemente más ancha y más larga de lo constructivamente usual, y en consecuencia la inversión es considerablemente mayor. Es por esto que si bien, se propone esta alternativa, es pertinente recomendar e instar al análisis de otras variables, como por ejemplo un tablestacado, o analizar el anclaje del muro fuera de la cuña activa de empuje.

CAPÍTULO 5 - ANÁLISIS DE REVESTIMIENTOS

5.1 Justificación de la necesidad de revestimiento

Para el correcto desarrollo de este capítulo es pertinente indagar en el fenómeno que hace necesario el estudio y aplicación de revestimientos: la erosión. La erosión puede definirse como el proceso de desprendimiento y arrastre acelerado de partículas de suelo causado por el agua y el viento si se supera la resistencia al corte del suelo y las partículas se desprenden.

Este fenómeno puede provocarse de dos formas: la erosión por agua (lluvia, escurrimiento natural, etc.) y la erosión por viento (eólica).

En la erosión eólica el viento disgrega, altera y transporta partículas. Estas propias partículas arrastradas por el viento incrementan el proceso erosivo. Se suele producir en suelos sueltos y textura fina, lluvias escasas, temperaturas altas, vientos fuertes. Y en materiales que se alteran a la intemperie.

Por otro lado, se tiene a la erosión hídrica, en la que el agua arranca y transporta partículas de suelo. Es una de las más importantes en sus diferentes formas ya que es inminente la necesidad de su tratamiento correctivo, pues tras haber comenzado el fenómeno, la tendencia de éste será, en la mayoría de los casos, progresiva.

Cuando se habla de erosión hídrica la misma puede provocarse de dos formas: erosión por precipitación y erosión por escurrimiento.

Para el primer caso (Imagen 5.1) el proceso puede ser analizado iniciando por el despegue de las partículas de suelo, debido al impacto de las gotas de lluvia. Adicionalmente, ocurre el proceso de flujo superficial en el cual las partículas removidas son incorporadas a la corriente y transportadas talud abajo. Si la velocidad de escorrentía es superior a la velocidad máxima admisible, se produce erosión superficial. La velocidad de escorrentía depende de la pendiente, la intensidad de la lluvia, la cantidad de agua presente y la rugosidad de la superficie del terreno.



Imagen 5.1 Efectos de erosión en un talud de arena (Fuente: <https://www.biodiversidadvirtual.org/>)

Ahora analizando el segundo caso de erosión hídrica el mismo puede aparecer cuando tenemos un escurrimiento superficial importante (ríos, arroyos, vertientes, etc.), el cual presenta un caudal y velocidad tales que se supera la resistencia del suelo y la corriente comienza a arrastrar partículas del mismo. Este fenómeno es el responsable de las constantes variaciones de recorridos que tienen los ríos y arroyos a lo largo de la historia, y cómo los mismos van adaptándose y modificando sus formas en base al flujo del mismo.

Una característica importante es que estos escurrimientos se ven directamente modificados por la acción del hombre, siendo el crecimiento de las ciudades un hecho tremendamente incidente en el comportamiento de los mismos.

Un caso donde esto ocurre es el del arroyo Poncho Verde, el cuál sufrió enormes modificaciones con la urbanización de la ciudad de Corrientes: Se modificó la cuenca de aporte, se impermeabilizó la superficie de la misma, así como también el cauce de escurrimiento que pasó a ser un conducto de hormigón. Todas estas modificaciones generaron un aumento en el caudal del arroyo, así como también en su velocidad de escurrimiento, hecho que indudablemente provocó un aumento del fenómeno de erosión hídrica (Imagen 5.1).



Imagen 5.2 Efectos de erosión en el arroyo Poncho Verde (Fuente: propia)

Es por esto que el revestimiento a emplear es una parte de vital importancia para el desarrollo del presente anteproyecto. Como se mencionó en los capítulos previos, uno de los objetivos principales es el de proteger tanto a los taludes como al fondo del cauce de la erosión provocada por las altas velocidades de salida de la alcantarilla.

En el presente capítulo se estudian tres soluciones posibles, provistas por la empresa Coripa SA, la cual es una referente en soluciones de ingeniería con geosintéticos, y una cuarta solución con colchonetas de gaviones de la marca Maccaferri, líder en construcción con gaviones en Argentina.

Las soluciones propuestas son:

- Sistema Betonflex®
- Geoceldas rellenas de hormigón - Geoweb ®
- Geomantas para control de erosión y refuerzo de la vegetación. - Pyramat ®
- Colchonetas de gaviones – Colchón Reno® Plus

5.2. Propuesta 1: Sistema Betonflex®

El sistema BetonFlex® (Imagen 5.3) se compone de bloques de hormigón unidos por un geotextil de alta resistencia. El mismo presenta la particularidad de que puede ser colocado en su lugar definitivo en la obra y hormigonarse en esa posición o también puede prefabricarse en el predio de la obra y luego trasladarlo mediante grúas o excavadoras hasta su posición final. Esto representa una gran ventaja permitiendo revestir taludes y lugares de difícil acceso como cauces de ríos y arroyos

El sistema se compone entonces de un geotextil que contiene “loops”, elementos encargados de fijar los bloques de hormigón a entramado de polipropileno, sobre el geotextil se colocan moldes y se hormigonan los bloques.

Esta propuesta conforma revestimientos flexibles, permeables, continuos y de gran adaptabilidad al terreno.



Imagen 5.3 Vista del sistema Betonflex (Fuente: página web de Coripa)

La flexibilidad de las mantas de bloques de hormigón BetonFlex® es un factor clave para su correcto desempeño. La máxima flexibilidad posible en todas las dimensiones se obtiene con bloques troncopiramidales, que permiten reducidos radios de curvatura, aún en mantas de bloques con altura necesaria para garantizar la capacidad de lastre del revestimiento.

Las características que posee este revestimiento permiten obtener:

- Revestimientos de alta flexibilidad y permeabilidad, lo cual otorga mejor desempeño y mayor durabilidad
- Gran versatilidad, posibilidad de colocación bajo el agua,
- Rápida y sencilla ejecución y colocación,

- Bajo impacto ambiental,
- Prolongada vida útil, al no tener componentes metálicos ni degradables.
- Sólida experiencia de asesoramiento, asistencia y uso en la región,
- Requisitos técnicos del hormigón para bloques siguen con los estándares de la construcción tradicional (ninguna condición particular en la formulación: aditivos, dosificación, granulometría, etc.)

La adopción de espesor de bloque de esta solución depende de dos factores, la pendiente del talud y la velocidad máxima de salida de la alcantarilla de diseño. En el anexo de este anteproyecto se adjunta el cálculo para una velocidad de 1,62m/s, el cual necesita un espesor de los bloques de hormigón de 10cm.

Para ejecutar este revestimiento debe disponerse de una cuadrilla de ocho operarios, el geotextil con loops y moldes, bomba de hormigón, equipo menor de apoyo para apoyo en la manipulación de rollos y moldes. En promedio se revisten entre 800 y 1100 m² por día y el proceso constructivo puede verse en la imagen 5.4.



Imagen 5.4 Proceso constructivo sistema Betonflex (Fuente: página web de Coripa)

5.3. Propuesta 2: Sistema Betonweb®

Este sistema es conocido normalmente como de geoceldas Geoweb® (Imagen 5.5) y consiste en paneles de tiras texturizadas y perforadas de polietileno de alta densidad. Se complementan con una amplia gama de accesorios y técnicas de instalación, que facilitan la instalación de los paneles y optimizan su desempeño.

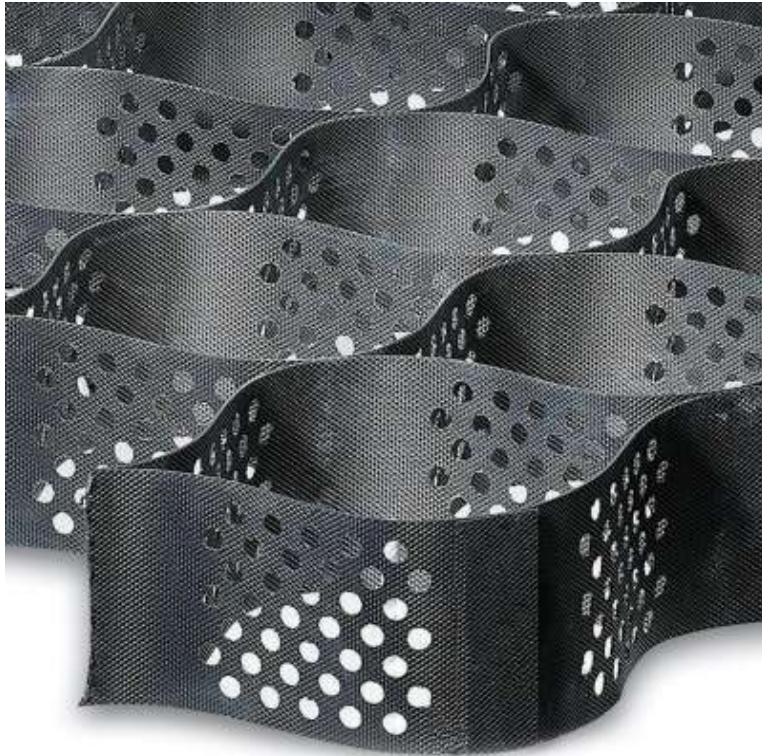


Imagen 5.5 Vista de las geoceldas (Fuente: página web de Coripa)

Al ser extendidos en obra, los paneles crean grandes estructuras plásticas en forma de “panal de abejas”, cuyas celdas pueden ser rellenas con distintos materiales (como ser arena, suelo vegetal, piedra, hormigón y otros), según su disponibilidad local y finalidad de la obra, conformando el sistema Betonweb®. Las excelentes propiedades mecánicas de los paneles están garantizadas por el polímero con el que se elaboran las tiras, su espesor, la resistencia de las soldaduras y el texturizado interior de las celdas.

La superficie característica de las paredes del sistema Betonweb® asegura una unión mecánica entre el relleno de hormigón y el interior de cada celda. Las paredes celulares tienen una superficie texturizada la cual puede ser perforada o no perforada. Las secciones de GEOWEB® perforado proporcionan una adherencia aún mayor, debido a que el hormigón fluye entre las celdas a través de las perforaciones de 10 mm de diámetro. Como seguridad adicional al deslizamiento, de ser necesario pueden colocarse tendones sintéticos, previo perforado de las celdas. Los cuales se ajustan al talud por medio de estacas metálicas. Así mismo, pueden alcanzarse importantes rendimientos en la colocación, ya que el hormigón puede descargarse tanto con bombas, elevadores de baldes como directamente del mixer.

Se verificó si era posible utilizar este revestimiento mediante la verificación al deslizamiento por fuerzas tractivas, debiendo ser el cociente entre las fuerzas tractivas máximas en soleras y talud y entre la resistencia total al deslizamiento del sistema mayor al coeficiente 1,3. Este cálculo se adjunta en anexo, resultando posible la utilización del sistema.

Para poder materializar el sistema se debe limpiar los taludes de la vegetación existente y luego excavar y perfilar el mismo. Colocar, compactar y perfilar el relleno de suelo requerido. Por último, excavar las zanjas para la fijación del material en el coronamiento y perímetro del talud de acuerdo con los requerimientos. Introducir una fila de estacas de anclaje a lo largo del borde superior del área del talud que se desea proteger. Estirar las secciones de Geoweb® hacia abajo sobre el talud, hasta que alcancen la longitud especificada. Verificar que cada sección esté estirada a las dimensiones correctas. Intercalar los lados y colocar frente a frente los extremos de las secciones adyacentes, asegurándose de que la cara superior de las secciones adyacentes esté a nivel. Instalar los anclajes internos y los anclajes en la parte inferior de la base. Colocar el relleno dentro de las celdas estiradas con un equipo adecuado, limitando la caída del material de relleno a un máximo de 1m. Llenar desde la corona hacia el pie del talud. Llenar en exceso las secciones hasta por lo menos 50 mm encima de las paredes para permitir la consolidación y la compactación del relleno. El proceso constructivo puede verse en la imagen 5.6.



Imagen 5.6 Proceso de colocación y llenado de las geoceldas con hormigón (Fuente: página web de Coripa)

La utilización del sistema BetonWeb® ofrece un sin número de ventajas, ya sea desde lo hidráulico (soporta flujos de más de 8m/s), constructivo (permite altos rendimientos de instalación sin necesidad de juntas ni armaduras) y estructural (al ser un sistema semi-rígido, puede absorber ciertas deformaciones del sustrato).

Estas y otras ventajas del sistema, se ven reflejadas en la obra como una solución técnicamente muy superior a un canal revestido en hormigón tradicional, ejecutada con mayor velocidad y menores costos, la cual además garantiza una prolongada vida útil.

5.4. Propuesta 3: Sistema Pyramat® 75

El sistema Pyramat 75 (Imagen 5.7) está conformado por geomantas diseñadas para el control de erosión en barrancas, protección de márgenes y canales vegetales. Las geomantas están constituidas por una malla tejida de filamentos continuos de polipropileno y matriz tridimensional. Su elevada resistencia a la tracción y vida útil, brinda

una protección permanente del suelo y un óptimo control de erosión. Es óptima su utilización cuando se quiere vegetar al talud, de esta manera se protegen a los brotes cuando aún no tienen fuerzas de sostén suficientes para soportar lluvias o crecidas de importancia.

Sus principales características son:

- Resistente a rayos UV, hasta 75 años de vida útil
- Elevado porcentaje de cobertura, protege aún con escaso desarrollo vegetal
- Elevada resistencia a la tracción y al corte
- Fácil instalación y acarreo
- Mayor retención de semillas y sedimentos por sus fibras trilobulares y matriz tridimensional
- Trama flexible que permite el contacto directo con el suelo



Imagen 5.7 Geomanta Pyramat 75 (Fuente: página web de Coripa)

El diseño de Pyramat® responde a los máximos requerimientos para taludes, márgenes y canales vegetables. Posee tecnología X3® en el diseño de sus fibras. Las fibras X3® poseen un 40% más de superficie perimetral que una fibra tradicional de sección circular, lo que les permite retener más suelo y humedad, y atrapar más semillas.

Para permitir su utilización se debe verificar al arrastre por fuerzas tractivas, al igual que las geoceldas.

Para instalarlo se debe construir una zanja en el coronamiento del talud a una distancia entre 0.60 y 0.90m desde el borde, luego anclar con ganchos de acero a la manta dentro de la trinchera. Se puede observar en el gráfico 5.1 y en la imagen 5.8:

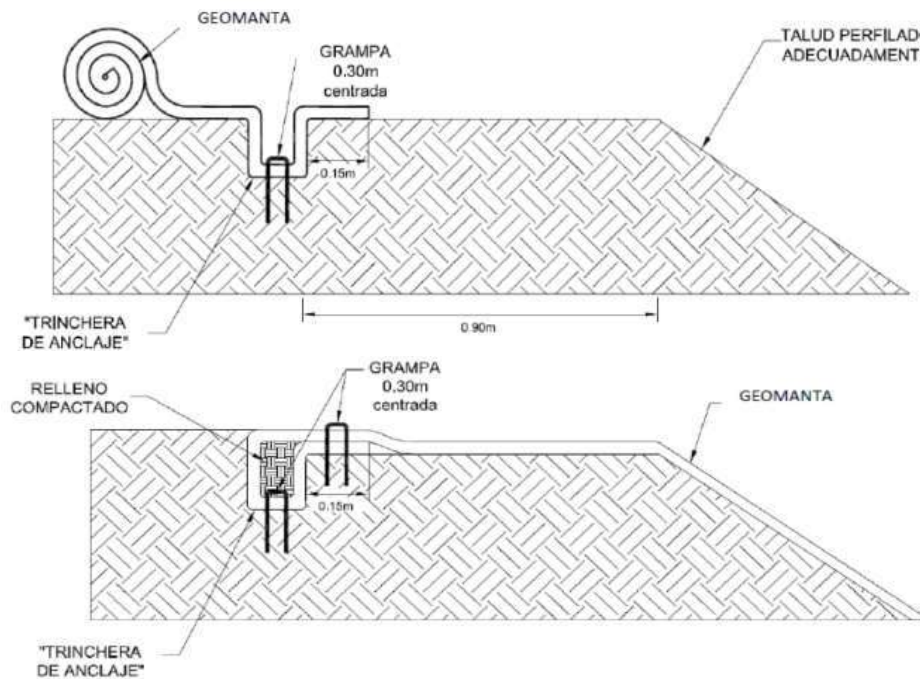


Gráfico 5.1 Proceso constructivo de geomanta Pyramat (Fuente: propuesta constructiva de Coripa - en Anexo)



Imagen 5.8 Fotografías in-situ de la geomanta (Fuente: página web de Coripa)

5.5. Propuesta 4: Colchón Reno® Plus

Esta cuarta propuesta tiene una composición, funcionamiento y construcción completamente distintas de las alternativas previamente analizadas.

Las colchonetas de gaviones son estructuras utilizadas como revestimiento para proteger taludes y controlar la erosión hídrica en diversas aplicaciones, como obras hidráulicas, rutas, ríos y canales. Están compuestas por gaviones, que son mallas metálicas rellenas de

piedras de grandes dimensiones (gráfico 5.2). Estas mallas se disponen en forma de colchonetas, creando una superficie tridimensional que se adapta a la topografía del terreno. Es importante remarcar que se las debe acompañar con un geotextil entre el suelo de relleno y las mismas para evitar la fuga de finos.

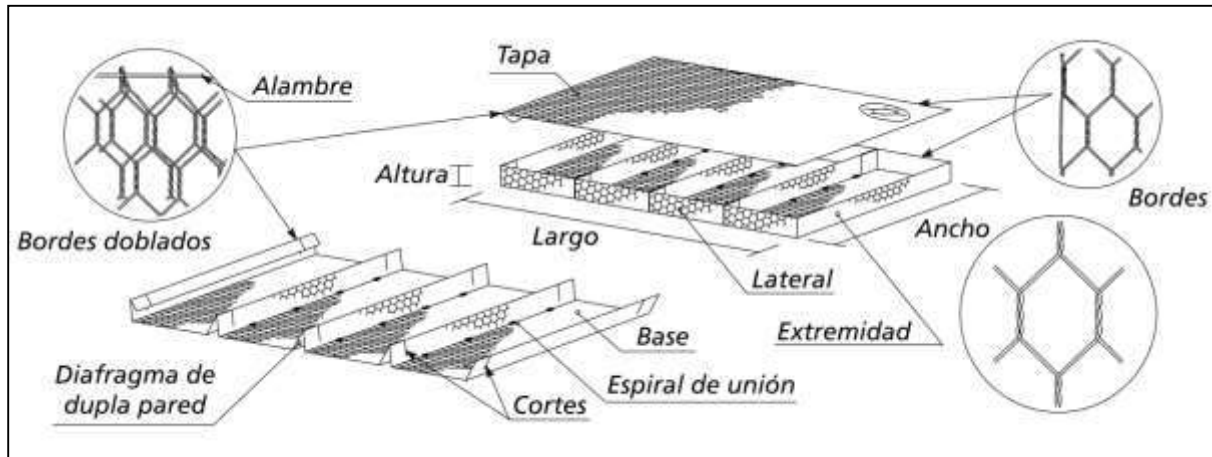


Gráfico 5.2 Esquema de la composición de un colchón de gaviones (Fuente: Manual técnico de estructuras de contención de Maccaferri)

Algunas de las características y utilidades de las colchonetas de gaviones son las siguientes:

- Estabilidad y refuerzo del Talud: La disposición tridimensional de las colchonetas mejora la capacidad de carga y refuerza la estructura del talud.
- Control de la Erosión: Al crear una barrera efectiva contra el impacto del agua, las colchonetas minimizan la erosión del suelo en los taludes.
- Facilidad de Instalación: Las colchonetas de gaviones son relativamente fáciles de instalar y se adaptan a diferentes formas y pendientes del terreno. La flexibilidad de estas estructuras permite su implementación en una variedad de condiciones geográficas.
- Drenaje Efectivo: El diseño permeable de las colchonetas permite un drenaje efectivo del agua a través de la estructura, reduciendo la presión hidrostática y minimizando el riesgo de falla por erosión interna.
- Resistencia a Condiciones Ambientales: Las colchonetas de gaviones son resistentes a la corrosión y pueden soportar condiciones ambientales adversas, como la exposición al agua y a la intemperie.
- Mejora Estética: Además de sus beneficios funcionales, las colchonetas de gaviones pueden mejorar la estética del entorno al proporcionar una superficie texturizada y natural, sobre la cual se puede planificar el crecimiento de vegetación natural.



Imagen 5.9 Fotografías in-situ de un talud revestido con gaviones (Fuente: página web de Maccaferri)

En resumen, las colchonetas de gaviones son una solución efectiva y versátil para proteger taludes contra la erosión hídrica (imagen 5.9). Su diseño estructural y la capacidad de adaptarse a diversas condiciones las hacen ampliamente utilizadas en proyectos de ingeniería civil y ambiental. En relación a esto, el colchón Reno® Plus es hoy sinónimo de obras hidráulicas y proyectos de protección contra la erosión en todo el mundo.

5.6. Zonas a revestir

Como propuesta de solución para evitar el problema de la erosión en la descarga del arroyo Poncho Verde se debe tener en cuenta 3 zonas de estudio:

5.6.1 Talud este

El talud este se encuentra contenido por un muro de gaviones de 1,5m de altura como se vio en el capítulo 4 y posee una inclinación de 27°.

Es un talud que presenta exigencias de erosión regulares, y cuyo punto crítico se encuentra en las cercanías de la alcantarilla donde las velocidades de flujo son mayores y se presentan remolinos y vórtices en períodos de lluvias muy intensas. Por esta razón se decidió retirar el talud en la desembocadura de la alcantarilla para evitar que estas altas velocidades impacten en plena magnitud sobre el talud.

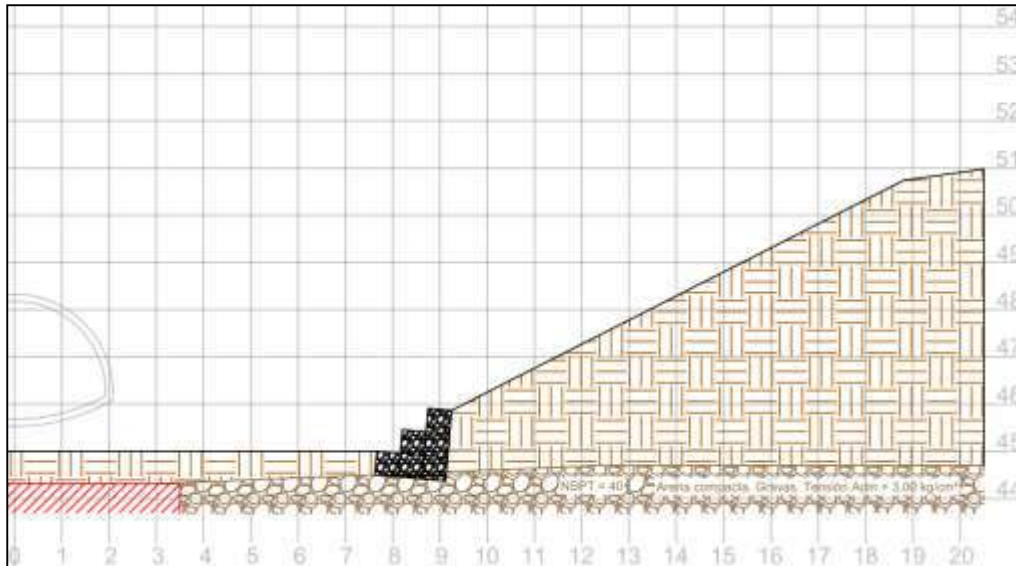


Gráfico 5.3 Corte transversal a 16m de la alcantarilla del talud este a revestir (Fuente: elaboración propia)

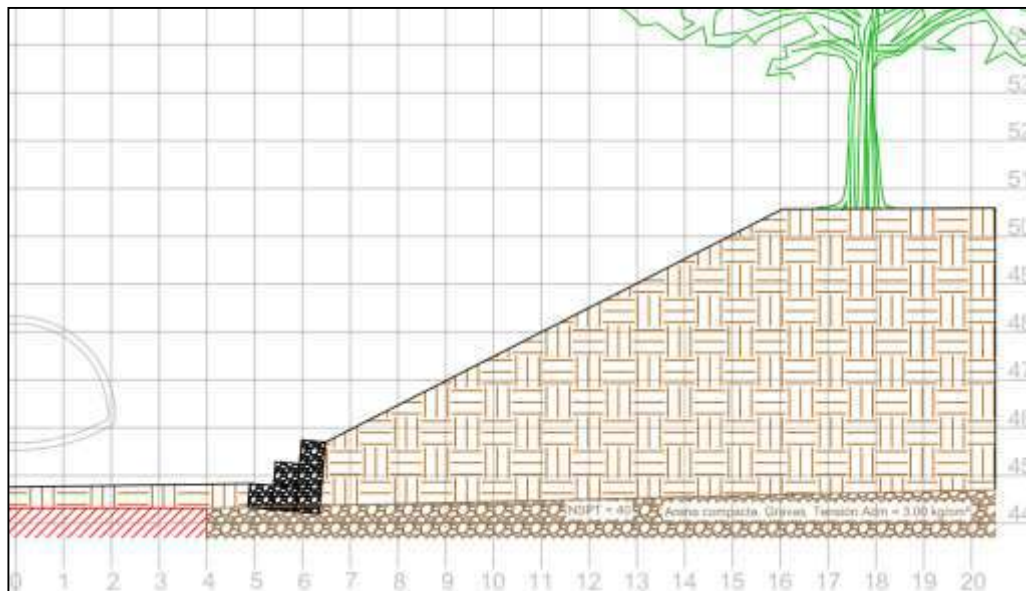


Gráfico 5.4 Corte transversal a 35m de la alcantarilla del talud este a revestir (Fuente: elaboración propia)

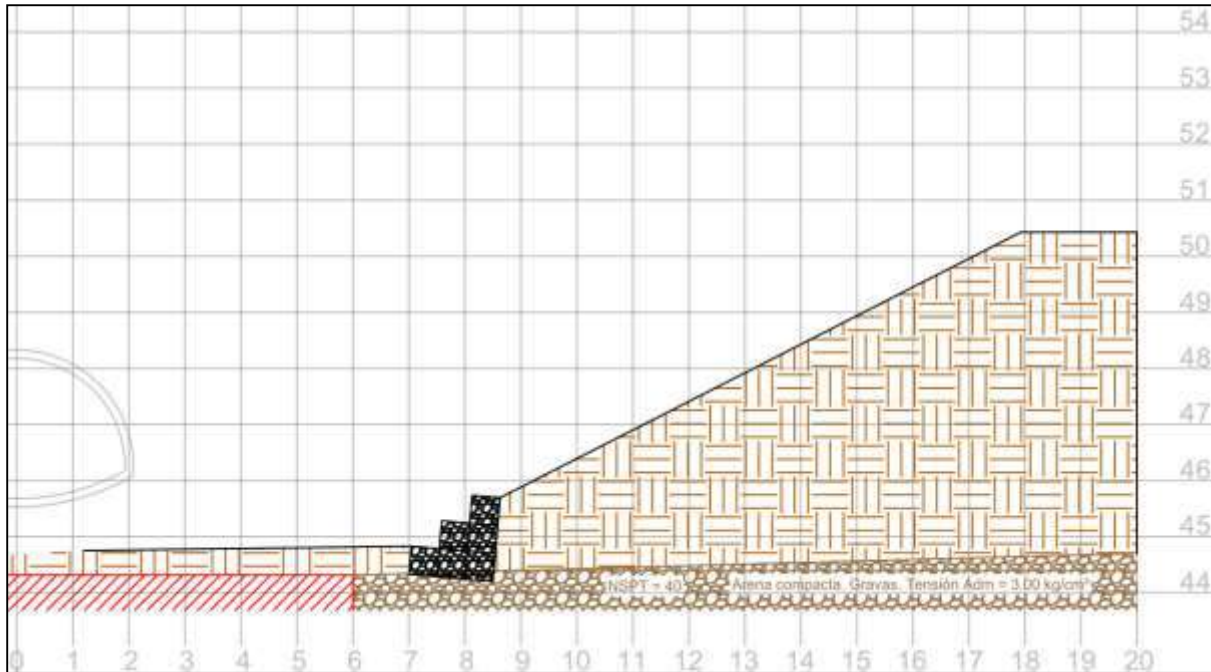


Gráfico 5.5 Corte transversal a 49m de la alcantarilla del talud este a revestir (Fuente: elaboración propia)

5.6.2 Talud oeste

Debido a que se optó por un muro de contención en ménsula de gran altura el talud quedó con una pendiente muy pequeña y fuera del escurrimiento del arroyo, por lo tanto, no es necesario planificar un revestimiento para este talud.

5.6.3 Cauce del arroyo

Debido a las elevadas velocidades de flujo a la salida de la alcantarilla uno de los problemas que puede presentarse es la erosión del cauce, trayendo consigo un problema muy grave para la estabilidad del talud, pudiendo debilitar el suelo de fundación de los muros de contención que se deseen construir y condicionando de esta forma la seguridad de estas estructuras.

Es por esto que ante un proyecto integral de diseño de la descarga del arroyo Poncho Verde el revestimiento del cauce en su tramo inicial resulta indispensable para el correcto funcionamiento de la obra.

Se propone el revestimiento de 20m de longitud y que cubra todo el ancho del cauce hasta los muros de contención propuestos.

CAPÍTULO 6 - CÓMPUTO, PRESUPUESTO Y SELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA A CONSTRUIR

En el siguiente capítulo se realizará un análisis del costo - costo de todas las opciones planteadas en los capítulos anteriores, para luego compararlas una a una y seleccionar la alternativa a recomendar en este anteproyecto. Para ello se revisarán algunos conceptos clave.

6.1 Cómputo métrico

La finalidad del **cómputo métrico** es medir cada uno de los trabajos ejecutados en una obra, para:

- Establecer el costo de la misma o de una de sus partes
- Determinar la cantidad de materiales necesarios para ejecutarla

Según su destino, el cómputo se puede realizar:

- *Sobre planos*: con la finalidad de presupuestar, es decir, para estimar el valor.
- *Sobre una obra en construcción*: con la finalidad de habilitar el pago a cuenta del total, es decir, para la certificación de la obra.
- *Sobre una obra terminada*: con la finalidad de una tasación, o para la fijación de una renta, o para determinar un porcentaje en caso de herenciamiento, o para la certificación final, etc.

6.2 Costo - costo

El **costo – costo** comprende la suma del costo de los materiales más el costo de la mano de obra, más los costos en equipos.

6.2.1 Costo de los materiales

Cuando se analiza el *costo de los materiales* debemos considerarlos puestos al “pie de obra”, y para ello se debe tener en cuenta distintos factores, como ser: el precio en origen, la distancia del lugar de origen hasta la obra, el medio de transporte utilizado, los gastos de carga y descarga, las mermas o pérdidas sufridas, las bonificaciones por cantidad y en el caso de ser necesarios los depósitos intermedios.

6.2.2 Costo de la mano de obra

El *costo de la mano de obra* depende de dos factores: del rendimiento y de la valorización del rendimiento (salario).

El salario básico por hora de las distintas categorías de obrero se fija en el convenio colectivo de trabajo para la industria de la construcción, que son acuerdos establecidos por las representaciones de las dos partes intervinientes: patronal y obrera, que integran la Comisión Paritaria. Para la zona del litoral argentino (Zona A), y acordado para el mes de

diciembre 2023, se trabajan con los valores presentados en la Tabla 6.1. A estos valores se deben sumar las cargas sociales, dadas como un porcentaje del jornal básico, que representa un en total se obtienen los siguientes valores:

Tabla 6.2. Determinación del costo de mano de obra (Fuente: elaboración propia)

SALARIO ZONA A						
Concepto	%	OF. ESP.	OFICIAL	MEDIO OF	AYUDANTE	SERENO
Salario Básico	100	\$1.881,00	\$1.602,00	\$1.477,00	\$1.356,00	\$246.097,00
Asistencia perfecta	18	\$338,58	\$288,36	\$265,86	\$244,08	\$44.297,46
Salarios pagados por tiempos no trabajados, incluida indemnización por causas climáticas	17,05	\$320,71	\$273,14	\$251,83	\$231,20	\$41.959,54
Asignación por vestimenta (2 jornales básicos de oficial cada 6 meses)	3,64	\$68,47	\$68,47	\$68,47	\$68,47	\$68,47
Sueldo anual complementario	11,49	\$216,13	\$184,07	\$169,71	\$155,80	\$28.276,55
Fondo de cese laboral e indemnización por fallecimiento	16,93	\$318,45	\$271,22	\$250,06	\$229,57	\$41.664,22
Subtotal liquidado	167,11	\$3.143,34	\$2.687,26	\$2.482,92	\$2.285,12	\$402.363,23
Contribuciones patronales y seguro de vida	39,48	\$742,62	\$632,47	\$583,12	\$535,35	\$97.159,10
ART	8,77	\$164,96	\$140,50	\$129,53	\$118,92	\$21.582,71
Subtotal liquidado	215,36	\$4.050,92	\$3.460,22	\$3.195,57	\$2.939,39	\$521.105,04
Costo total por hora		\$4.050,92	\$3.460,22	\$3.195,57	\$2.939,39	
Costo total por mes						\$521.105,04

6.2.3 Equipos

Son el conjunto de maquinarias o herramientas o medios auxiliares, que permite realizar los trabajos con mayor eficiencia y rapidez, aumentando la productividad y reduciendo los costos.

6.3 Precio

El precio resulta de la sumatoria de los siguientes componentes:

- Costo - costo de la obra: ya desarrollado en 6.2
- Gastos generales: todas las inversiones que se deben efectuar para materializar una obra y que no forman parte del costo-costo. Se traducen como un porcentaje del costo-costo y se dividen en directos e indirectos.
- Beneficios: pretensión que se tiene en carácter de retribución por la ejecución de la obra y por la responsabilidad que asume debido a la misma

6.4. Análisis de las soluciones constructivas

Tras exponer las características de cada uno de las opciones constructivas, tanto de muro de contención como de revestimientos, se procederá a seleccionar, computar y presupuestar la opción que resulte adecuada dependiendo de cada situación.

6.4.1 Talud este

6.4.1.1 Muro de contención

Habiendo analizado las alternativas de muro de gaviones y muro cantiléver y observando que ambas son estructuralmente óptimas para este talud, la decisión recae finalmente en la propuesta más económica.

El muro de gaviones requiere de un presupuesto de \$10.489.490,00 (son pesos diez millones cuatrocientos ochenta y nueve mil cuatrocientos noventa).

El muro cantiléver, por otro lado, representa una inversión un poco mayor, de \$10.620.854,81 (son pesos diez millones seiscientos veinte mil ochocientos cincuenta y cuatro con ochenta y un centavos).

Es por esto que la solución adoptada para el muro de contención del talud este es la solución del muro de gaviones. Representa una menor inversión y se adapta a la solución ya existente en el talud vecino.

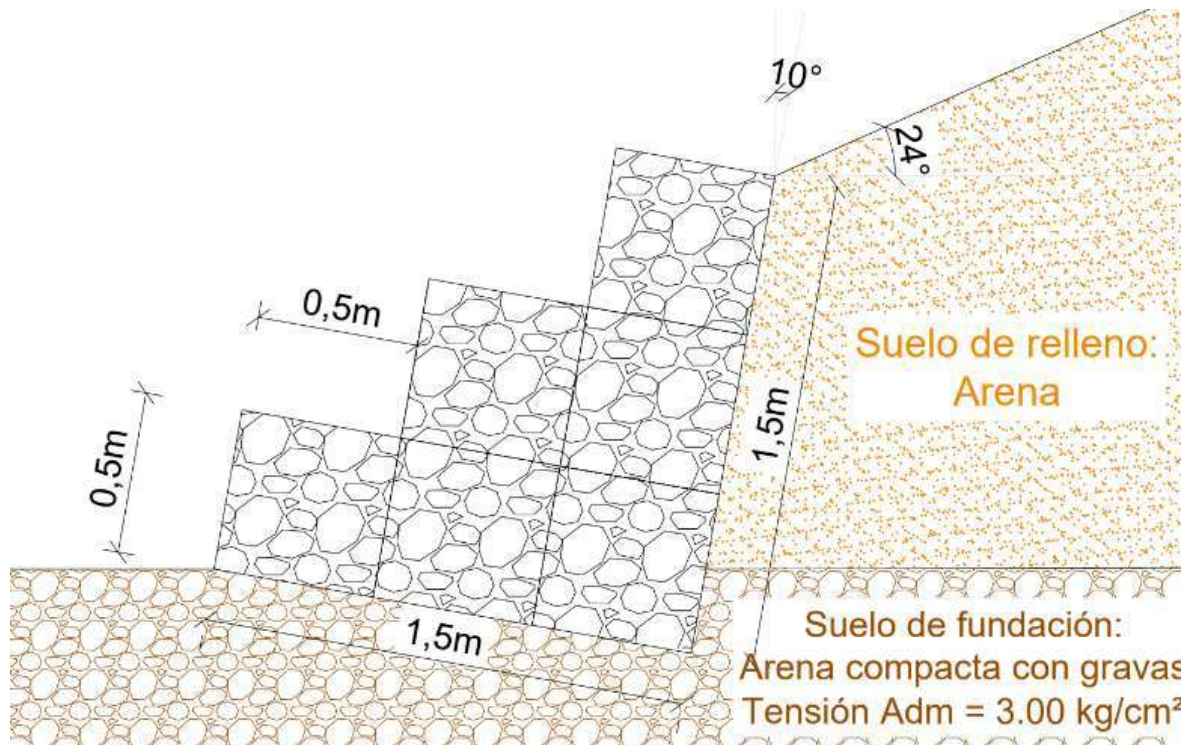


Gráfico 6.1. Plano de muro de gaviones para talud este. (Fuente: Elaboración propia)

6.4.1.2 Revestimiento

Las posibilidades de revestimiento que se tienen son las cuatro mencionadas en el capítulo anterior, la decisión en este caso se resume principalmente a evaluar la economía de las alternativas. Las inversiones necesarias por m² en cada alternativa son:

Tabla 6.3 Comparativa precios por metro cuadrado de alternativas de revestimiento (Fuente: elaboración propia)

Tipo de revestimiento	\$/m ²
BetonFlex	\$34.053,30
BetonWeb	\$22.702,20
Colchón de gaviones	\$21.034,48
Pyramat	\$18.918,50

En este caso se eligió trabajar con el revestimiento Pyramat, no solo resulta la opción más económica, sino que es la opción con más veloz ejecución y además su diseño permite vegetar y a su vez proteger a las raíces en su etapa de crecimiento, sumando las mencionadas en el capítulo anterior, hacen que se considere a este revestimiento como el más adecuado para proteger al talud este.

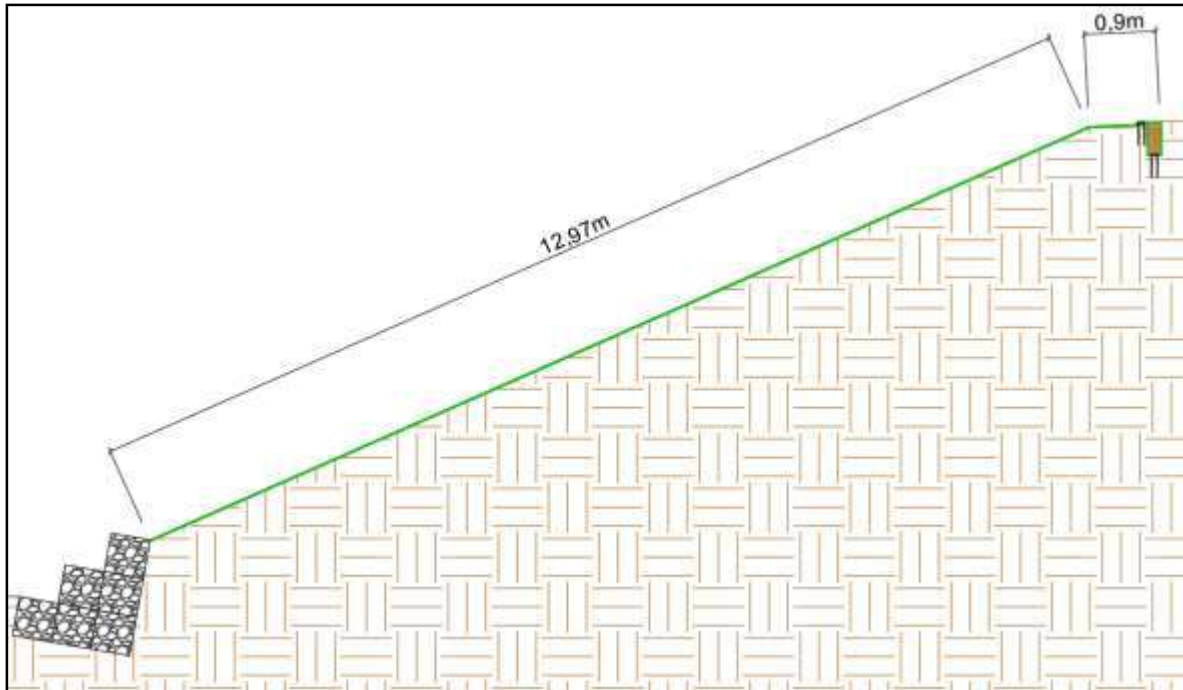


Gráfico 6.2 Perfil transversal a 16m de la alcantarilla con muro de contención y talud revestido con Pyramat
(Fuente: Elaboración propia)

Se planteó una solución para mantener la seguridad del árbol ubicado a 49 m de la alcantarilla con una pequeña contención de gaviones siguiendo el perfil del terreno actual.

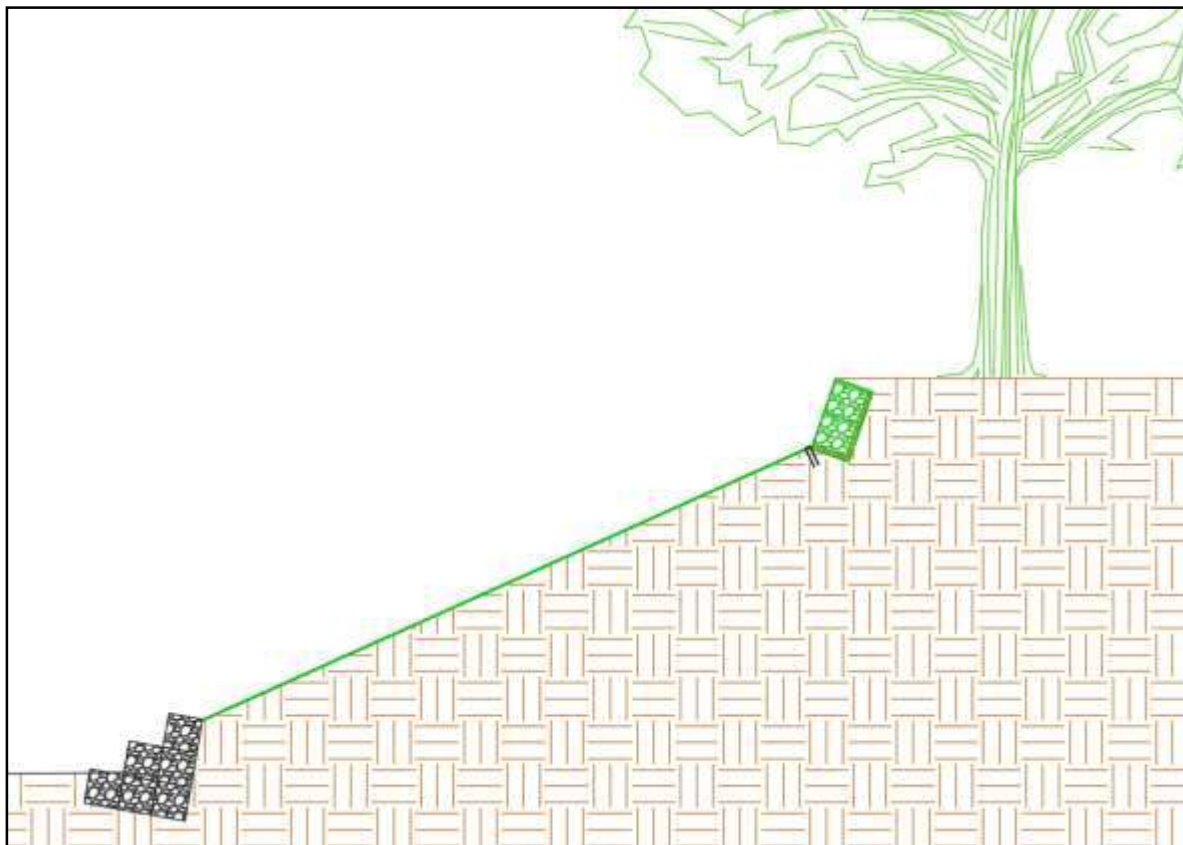


Gráfico 6.3 Perfil transversal a 49m de la alcantarilla con muro de contención y talud revestido con Pyramat
(Fuente: Elaboración propia)

6.4.2 Talud oeste

Como la estructura adoptada para el talud oeste es un muro en ménsula de gran altura se puede asegurar que el arroyo no generará erosión en el mismo, ya que nivel que el agua puede alcanzar con escurrimiento libre del arroyo queda por debajo de la altura de coronamiento del muro, resultando en este caso innecesaria la colocación de alguno de los revestimientos previamente analizados.

Sin embargo, una crecida importante del río Paraná puede superar la altura de la estructura de contención aunque la velocidad del flujo sea mínima, por lo que se optó por plantar césped sobre el suelo natural para evitar el lavado del mismo durante estos eventos hidrológicos extremos.

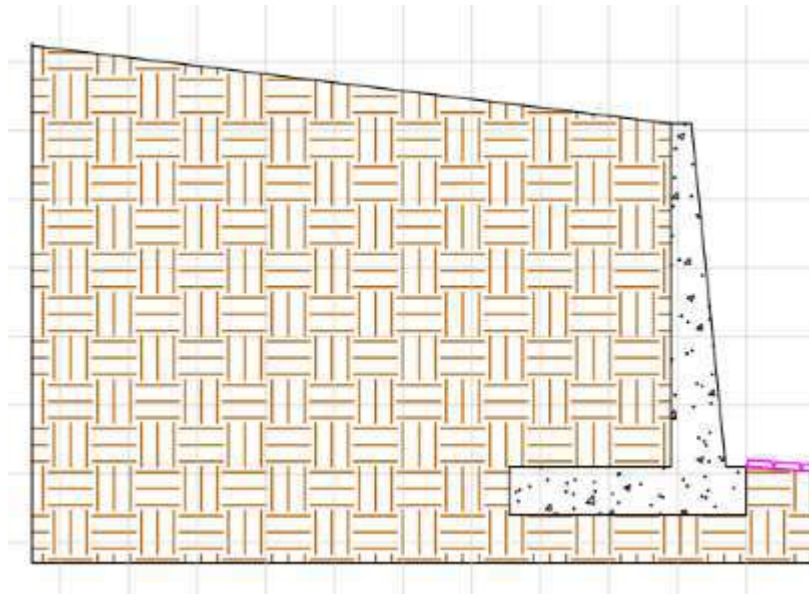


Gráfico 6.4 Perfil transversal a 16m de la alcantarilla, del talud oeste con muro cantiléver y revestimiento vegetado (Fuente: Elaboración propia)

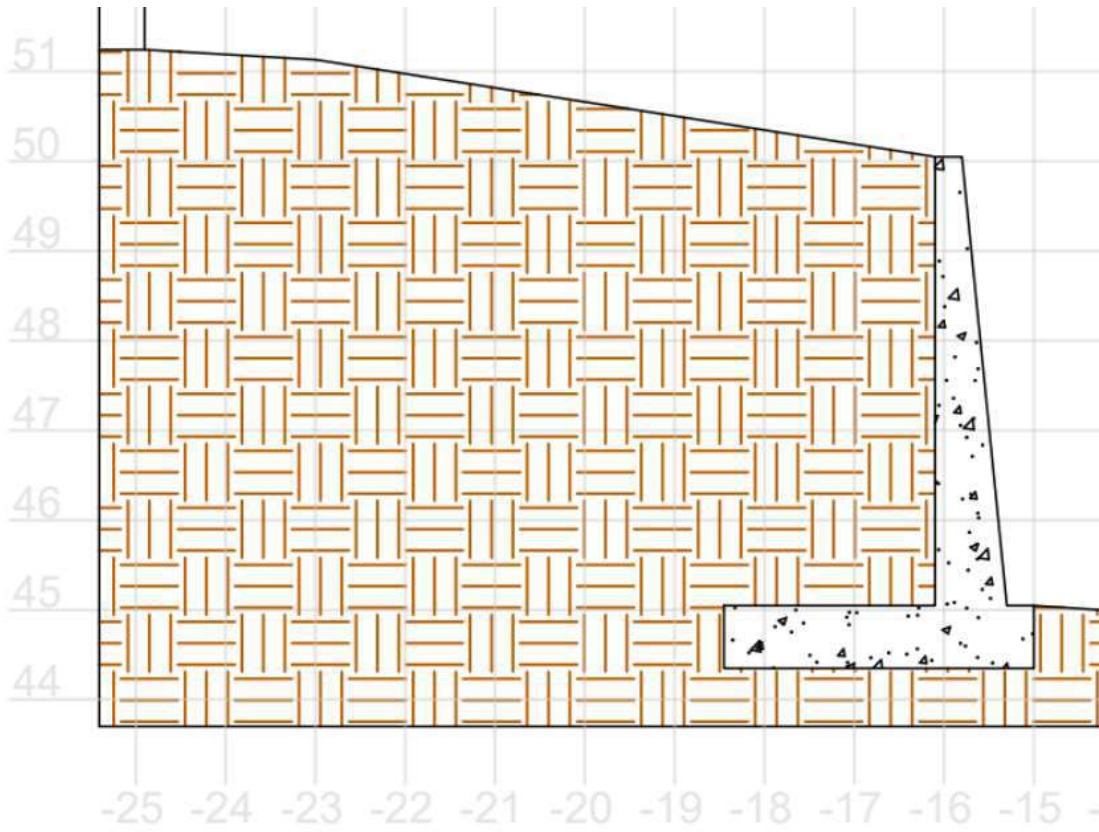


Gráfico 6.5 Perfil transversal a 35m de la alcantarilla, del talud oeste con muro cantiléver y revestimiento vegetado (Fuente: Elaboración propia)

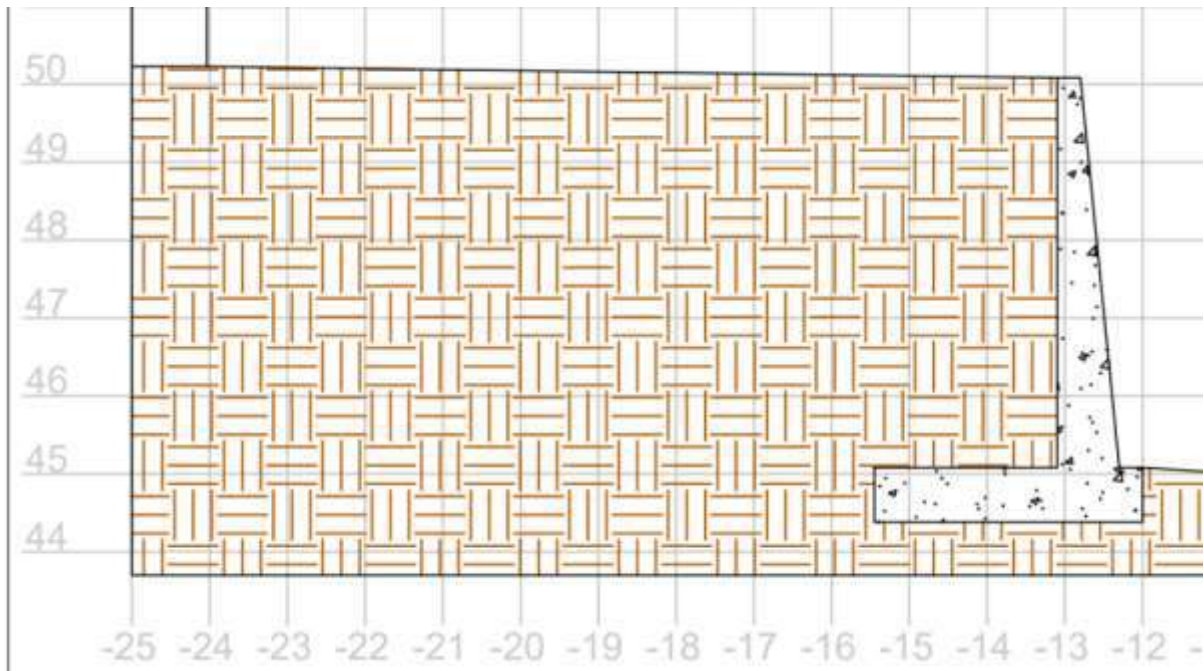


Gráfico 6.6 Perfil transversal a 49m de la alcantarilla, del talud oeste con muro cantiléver y revestimiento vegetado (Fuente: Elaboración propia)

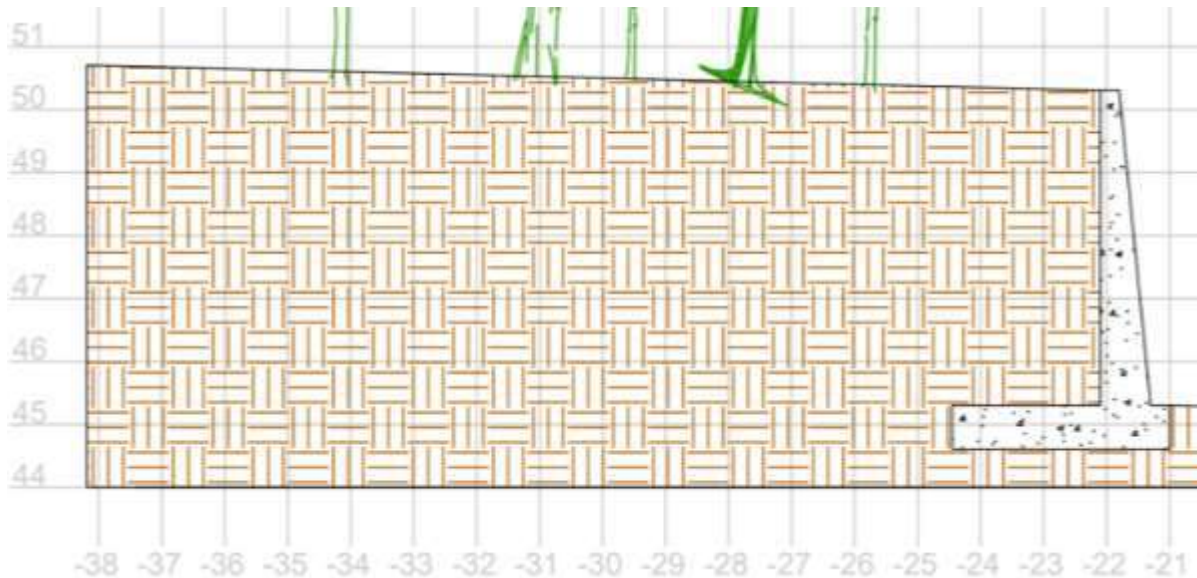


Gráfico 6.7 Perfil transversal a 82m de la alcantarilla, del talud oeste con muro cantiléver y revestimiento vegetado (Fuente: Elaboración propia)

Asimismo, se proyecta la construcción de drenes internos longitudinales, materializados con dos caños de polipropileno con agujeros en toda la longitud del muro y con una salida transversal al muro cada 15 metros, para evacuación de agua en el suelo de relleno. Estos drenes contarán con un revestimiento de protección de rocas en su perímetro y como material drenante en la cara interna del muro en toda su altura se colocará un relleno de 40 cm de arena, protegida del suelo de relleno con un geotextil para evitar la fuga de finos.

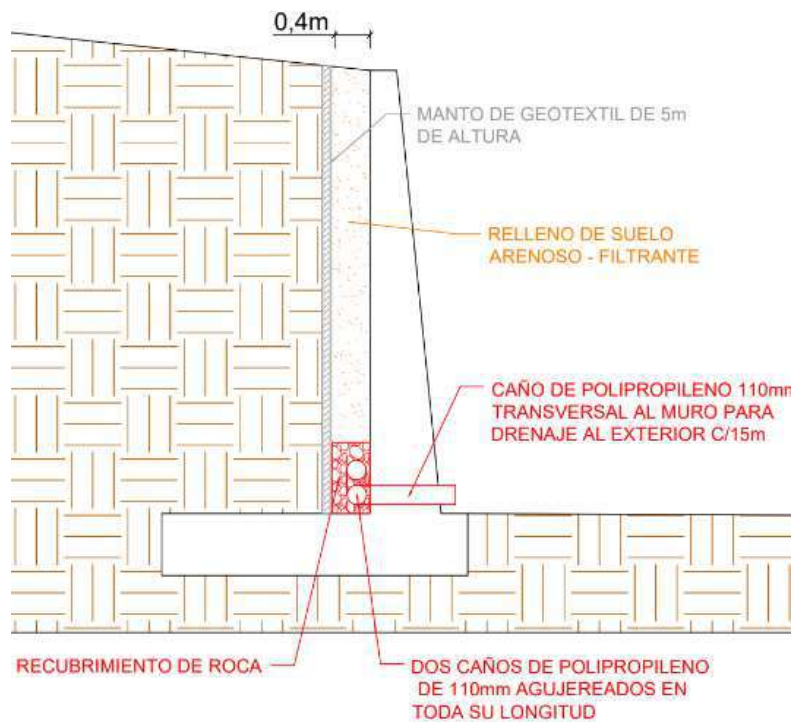


Gráfico 6.8 Detalle de colocación de drenes en el muro cantiléver del talud oeste (Fuente: Elaboración propia)

6.4.3. Fondo del cauce

Como se expuso en el capítulo de estudios hidrológicos, la velocidad de salida del agua de la alcantarilla proyectada es de 1,62 m/s. Para evitar la erosión del cauce, lo que pondría en riesgo la seguridad de los muros de contención adoptados, se propone revestir el cauce con una opción que elimine por completo esta posible falla fundacional.

Para esta situación debe tenerse muy presente que el proceso constructivo se ve dificultado por encontrarse en el cauce de un arroyo que constantemente tiene agua, a veces en caudales mínimos y otras veces completamente sumergido. Es por esto que se propone utilizar el revestimiento BetonFlex, que como fue explicado en el capítulo 5 tiene la gran ventaja que se puede hormigonar in situ y luego trasladarse mediante una grúa a su lugar final en donde cumplirá su función para evitar la erosión hídrica.

Este revestimiento se colocará en todo el ancho del cauce con una longitud de 20 metros. La utilización de este revestimiento evita que sea necesario el desvío del arroyo durante la etapa constructiva, lo que genera una reducción importante en la economía de la obra.

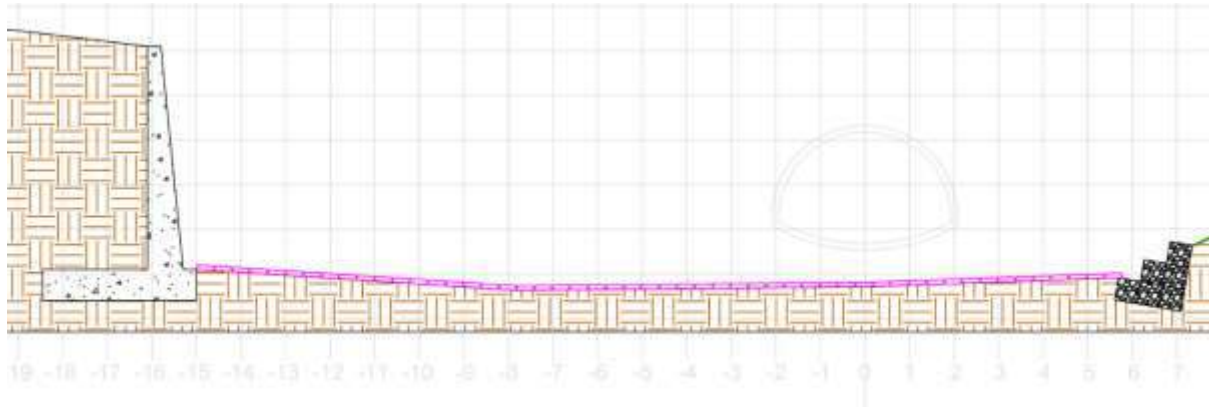


Gráfico 6.9 Vista del revestimiento Betonflex en el fondo del cauce (Fuente: Elaboración propia)

Finalmente, se adjunta el plano en planta de la propuesta completa:



Gráfico 6.10 Planta de la propuesta constructiva completa (Fuente: Elaboración propia, noviembre 2023)

6.5 Cómputo y presupuesto de la propuesta

Se adjunta en la tabla 6.4 el cómputo, presupuesto y precio final de obra de la propuesta previamente desarrollada

Tabla 6.4 Cómputo total de la obra (Fuente: elaboración propia)

Obra: DISEÑO INTEGRAL DE LA DESCARGA DEL ARROYO PONCHO VERDE. ESTUDIO DE LAS VARIABLES CONSTRUCTIVAS							
UBICACIÓN: CIUDAD DE CORRIENTES							
MES BASE: NOVIEMBRE 2023							
PLAZO: 300 DIAS							
DOLAR	\$378.37						
						Incidencia por rubro	Incidencia Total
1	TRABAJOS PRELIMINARES				\$ 3.573.513,01		1.40%
1.1	Estudio de suelos	un	2	\$ 649.624,73	\$ 1.299.249,45	36.36%	0.51%
1.2	Limpieza del terreno	Gl	1	\$ 473.063,56	\$ 473.063,56	13.24%	0.19%
1.3	Replanteo	m2	1824	\$ 987,50	\$ 1.801.200,00	50.40%	0.71%
2	DEMOLICIÓN Y TRASPLANTE DE ÁRBOLES				\$ 2.133.240,00		0.84%
2.1	Demolición de estructuras existentes	m2	221	\$ 6.875,00	\$ 1.519.375,00	71.22%	0.60%
2.2	Transplante de árboles	un	7	\$ 87.695,00	\$ 613.865,00	28.78%	0.24%
3	MOVIMIENTO DE SUELOS				\$ 97.831.051,53		38.31%
3.1	Nivelación	m2	1824	\$ 3.987,10	\$ 7.272.470,40	7.43%	2.85%
3.2	Perfilado	m2	1824	\$ 5.638,00	\$ 10.283.712,00	10.51%	4.03%
3.3	Excavación	m3	6957	\$ 7.452,14	\$ 51.844.537,98	52.99%	20.30%
3.4	Relleno	m3	1391	\$ 14.256,20	\$ 19.836.076,68	20.28%	7.77%
3.5	Compactación de talud	m2	1824	\$ 4.711,76	\$ 8.594.254,47	8.78%	3.37%
4	ESTRUCTURA DE CONTENCIÓN				\$ 85.056.542,68		33.31%
4.1	Geotextil no mallado	m2	124	\$ 444,96	\$ 55.064,19	0.06%	0.02%
4.2	Estructura de contención con cajas de gaviones	ml	55	\$ 190.718,00	\$ 10.489.490,00	12.33%	4.11%
4.3	Estructura de contención para el árbol	ml	12	\$ 63.572,67	\$ 762.872,00	0.90%	0.30%
4.4	Estructura de contención muro cantiléver	ml	97	\$ 717.284,24	\$ 69.576.571,28	81.80%	27.25%
4.5	Drenes para muro de contención cantiléver	ml	97	\$ 43.015,93	\$ 4.172.545,21	4.91%	1.63%
5	REVESTIMIENTOS				\$ 66.532.286,60		26.05%
5.1	Geomanta: Pyramat 75	m2	770	\$ 18.918,50	\$ 14.567.245,00	21.90%	5.70%
5.2	Colchonetas de gaviones 4 m x 2 m x 0.17 m	m2	1824	\$ 19.659,00	\$ 35.858.016,00	53.90%	14.04%

5.3	Bloques de Hormigón con geotextil: BetonFlex	m2	382	\$ 34.053,30	\$ 13.008.360,60	19.55%	5.09%
5.4	Plantación de césped	m2	485	\$ 6.389,00	\$ 3.098.665,00	4.66%	1.21%
6	VARIOS				\$ 229.680,00		0.09%
6.1	Limpieza de obra	gl	1	\$ 229.680,00	\$ 229.680,00	100.00%	
		COSTO - COSTO			\$ 255.356.313,82		

Ahora sí. con el costo - costo se está en condiciones de analizar la estructura de oferta y el precio final de la obra en esta etapa de anteproyecto:

Tabla 6.5 Estructura de oferta final (Fuente: elaboración propia)

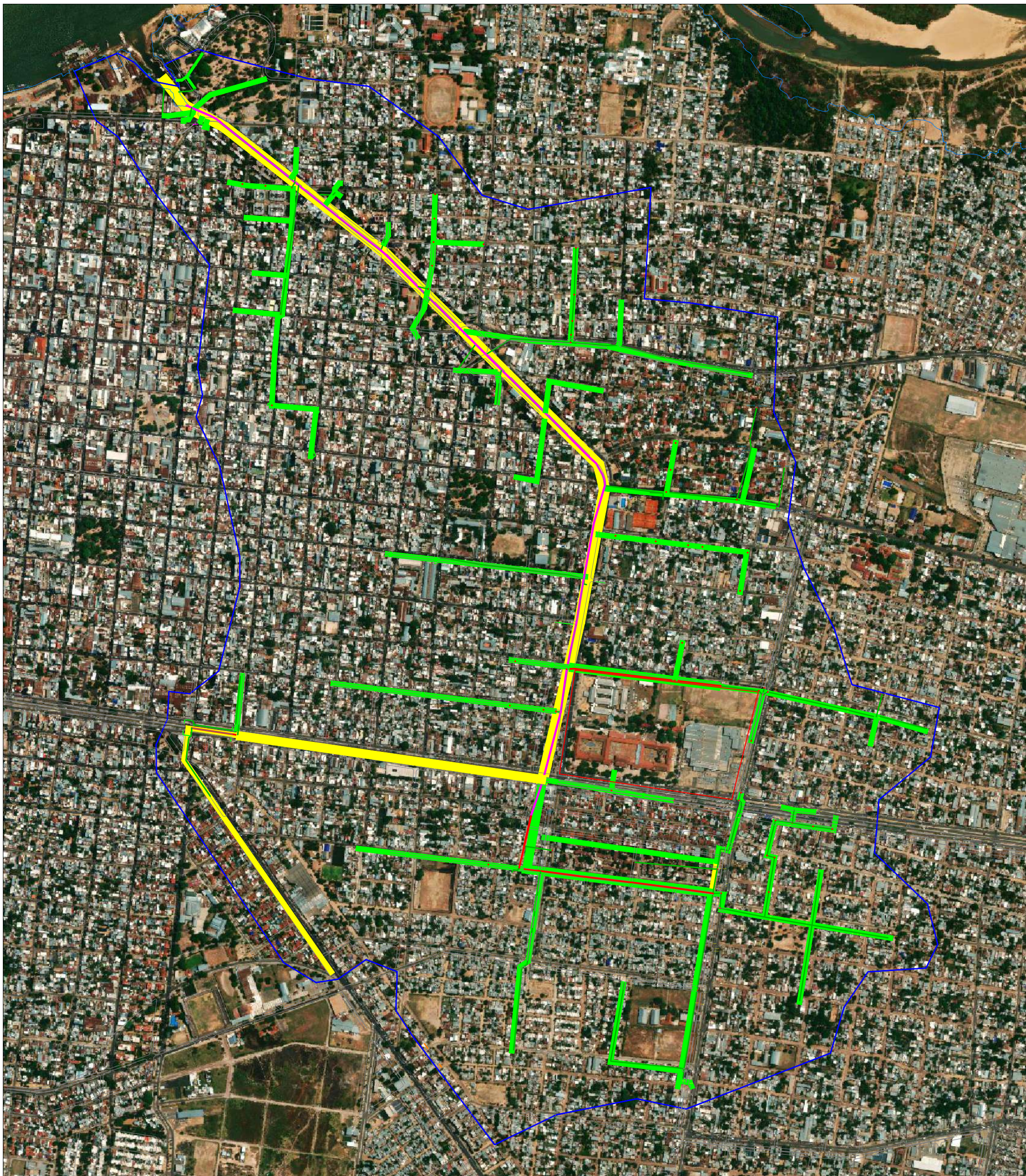
COSTO - COSTO		\$ 255.833.060,02
GASTOS GENERALES	10%	\$ 25.583.306,00
SUBTOTAL 1		\$ 281.416.366,03
BENEFICIOS	15%	\$ 42.212.454,90
SUBTOTAL 2		\$ 323.628.820,93
IMPUESTOS	21.00%	\$ 67.962.052,40
TOTAL PRESUPUESTO		\$ 391.590.873,32

CAPÍTULO 7 - BIBLIOGRAFÍA




Para el estudio en cuestión se analizaron documentación de proyectos existentes y bibliografía de referencia al mismo. según:

- Braja M. Das; Principios de Ingeniería de Cimentaciones. International Thomson Editores (2001)
- Terzaghi K., Peck R.B.; Mecánica de los Suelos en la Ingeniería Práctica. Ed. El Ateneo (1973)
- Juarez Badillo. E., Rico Rodríguez A.; Mecánica de Suelos. Ed. Limusa (1975)
- Estudio de la sedimentación y erosión producida en la red de saneamiento de la ciudad de Murcia. Tesis de Maestría. Víctor Pardo Hernández. (2017)
- Imágenes satelitales extraídas del Google Earth actuales (para proyectar la obra) e históricas para evaluar el nivel del río Paraná durante las crecientes del mismo.
- Mapa de la ciudad de Corrientes. Extraído de la plataforma SIG de la municipalidad de la ciudad
- Estudio de suelos de la empresa GEOTEC a realizados en el lugar del año 2023
- Registros de la estación meteorológica automática del Instituto Correntino del Agua y del Ambiente (Calle Bolívar 2227. ciudad de Corrientes) desde el año 2012.
- Historial de alturas hidrométricas del río Paraná. Estación Corrientes. Obtenidas de la Prefectura Naval de Corrientes.
- “Procesos hidrológicos urbanos”. Capítulo X del libro Hidrología. Procesos y Métodos. de Orsolini. Zimmermann y Basile. Editora UNR (Rosario)
- “Aspectos cualitativos del escurrimiento superficial en área urbanas”. Capítulo 9 del libro Drenagem Urbana. de Tucci. Porto y De Barros. Editora da Universidade (ABRH. Porto Alegre. Brasil).
- Linsley. Kohler y Paulus ; “Hidrología para Ingenieros”. Editorial Mc Graw - Hill. México D.F. (México). (1988)
- Ven Te Chow. Maidment y Mays; “Hidrología Aplicada”. Editorial Mc - Graw – Hill Interamericana. Santa Fe de Bogotá (Colombia). (1994)
- Manual de Desarrollo Urbano. Gobierno de la Ciudad Autónoma de Buenos Aires. Subsecretaría de Proyectos de Urbanismo. Arquitectura e Infraestructura - Ministerio de Desarrollo Urbano. (2015)
- Proyecto Urbano Costero. ADNea Revista de Arquitectura y Diseño del Nordeste argentino. Repetto. Julieta; Sánchez. Lorena; Alcalá. Laura y López. Silvina. (2019)
- Folletos provistos por la empresa Coripa S.A.

ANEXO 1 – PLANOS



REFERENCIAS

	Delimitación cuenca del arroyo Poncho Verde. Área: 440 has
	Trazado conducto principal
	Trazado conductos secundarios



UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL
NORDESTE
FACULTAD DE
INGENIERÍA

TRABAJO FINAL

Diseño integral de la descarga del arroyo Poncho Verde. Estudio de las variables constructivas

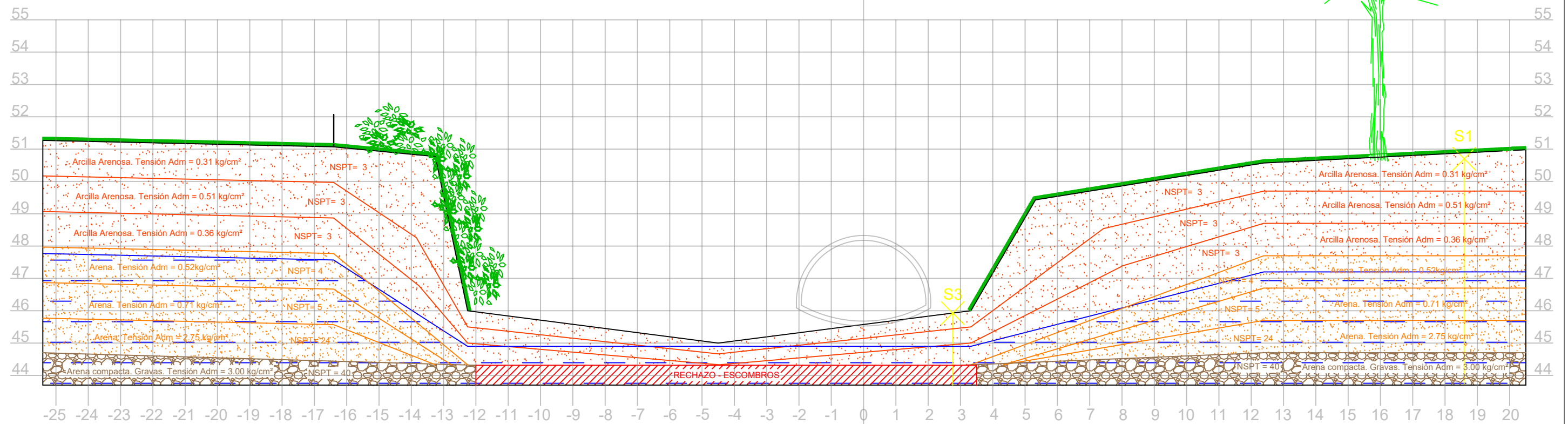
PLANO N° 1: Delimitación de Cuenca del arroyo Poncho Verde

- Paparella, Guido L.U. 19332
- Simón, Luciana L.U. 19309

Escala 1:10000

Año 2023

PERFIL TRANSVERSAL 1 (16m)



REFERENCIAS



Escombros



Napa freática



Arena compacta y grava



Vegetación existente



Arcilla arenosa



Arena



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE
FACULTAD DE INGENIERÍA

TRABAJO FINAL

Diseño integral de la descarga del arroyo Poncho Verde. Estudio de las variables constructivas

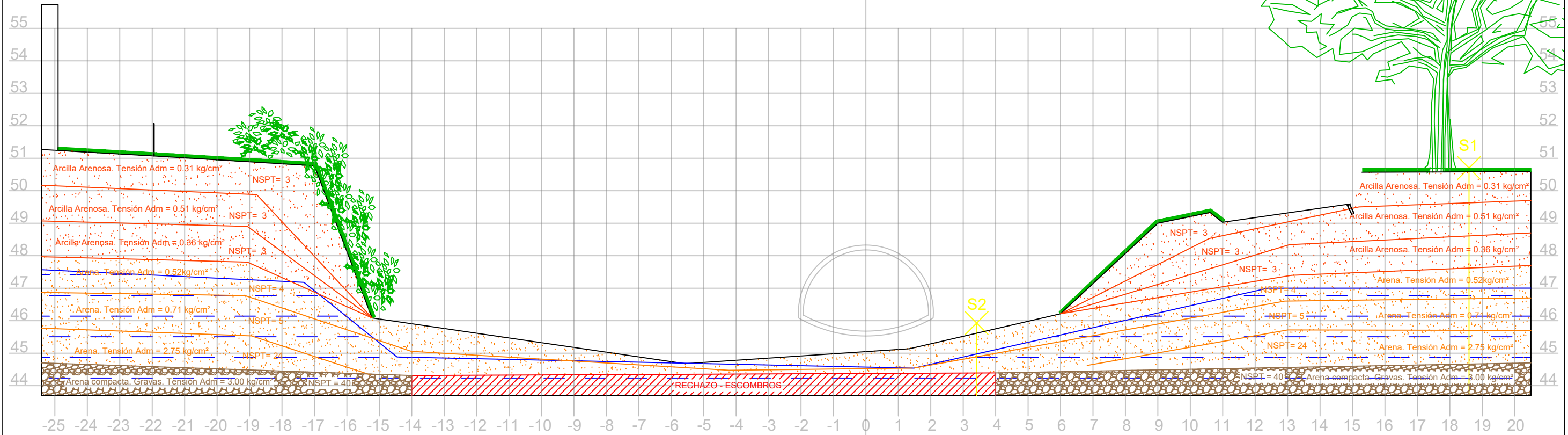
PLANO N°2 : Perfil transversal 1.
Ubicado a 16m de la alcantarilla

- Paparella, Guido L.U. 19332
- Simón, Luciana L.U. 19309

Escala 1:125

Año 2023

PERFIL TRANSVERSAL 2 (35m)



REFERENCIAS

	Escombros		Napa freática		Arena compacta y grava
	Vegetación existente		Arcilla arenosa		Arena



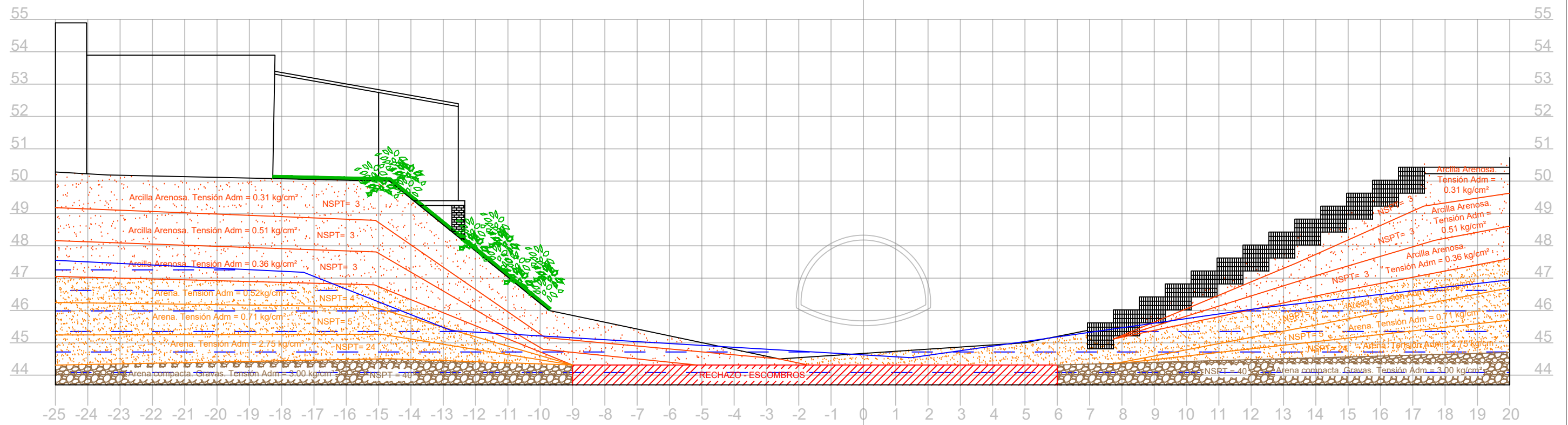
TRABAJO FINAL
Diseño integral de la descarga del arroyo Poncho Verde. Estudio de las variables constructivas

PLANO N°3 : Perfil transversal 2.
 Ubicado a 35m de la alcantarilla

• Paparella, Guido L.U. 19332
 • Simón, Luciana L.U. 19309

Escala 1:125 Año 2023

PERFIL TRANSVERSAL 3 (49m)



REFERENCIAS



Escombros



Napa freática



Arena compacta y grava



Vegetación existente



Arcilla arenosa



Arena



UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL
NORDESTE
FACULTAD DE
INGENIERÍA

TRABAJO FINAL

Diseño integral de la descarga del arroyo Poncho Verde. Estudio de las variables constructivas

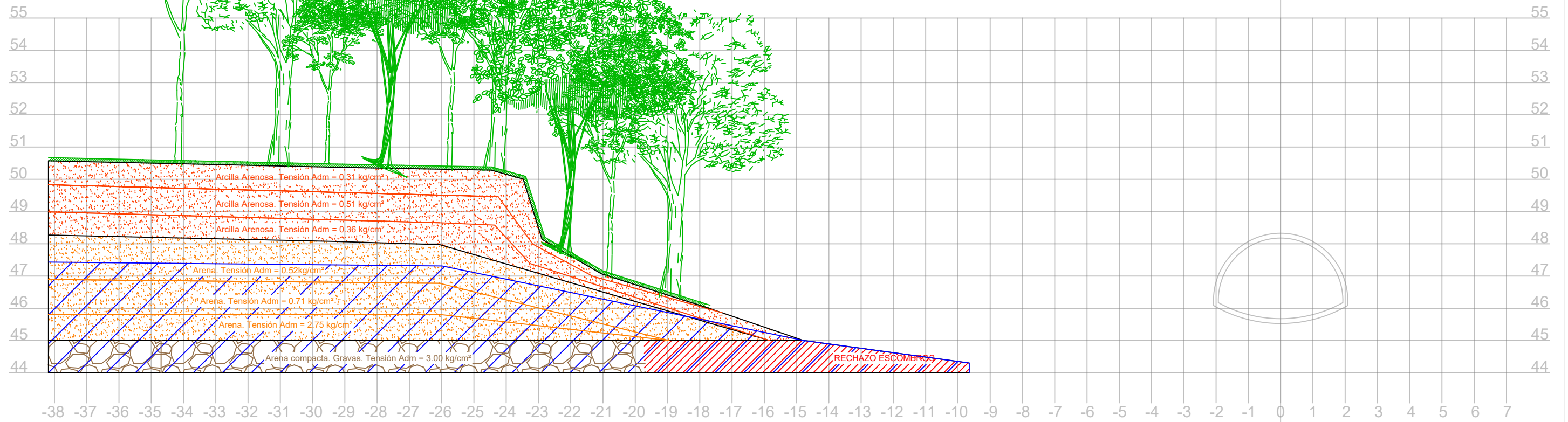
PLANO N°4 : Perfil transversal 3.
Ubicado a 49m de la alcantarilla

- Paparella, Guido L.U. 19332
- Simón, Luciana L.U. 19309







Escala 1:125

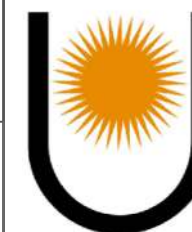
Año 2023

PERFIL TRANSVERSAL 4 (82m)



REFERENCIAS

	Escombros		Napa freática		Arena compacta y grava
	Vegetación existente		Arcilla arenosa		Arena



UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL
NORDESTE
FACULTAD DE
INGENIERÍA

TRABAJO FINAL

*Diseño integral de la descarga del arroyo
Poncho Verde. Estudio de las variables
constructivas*

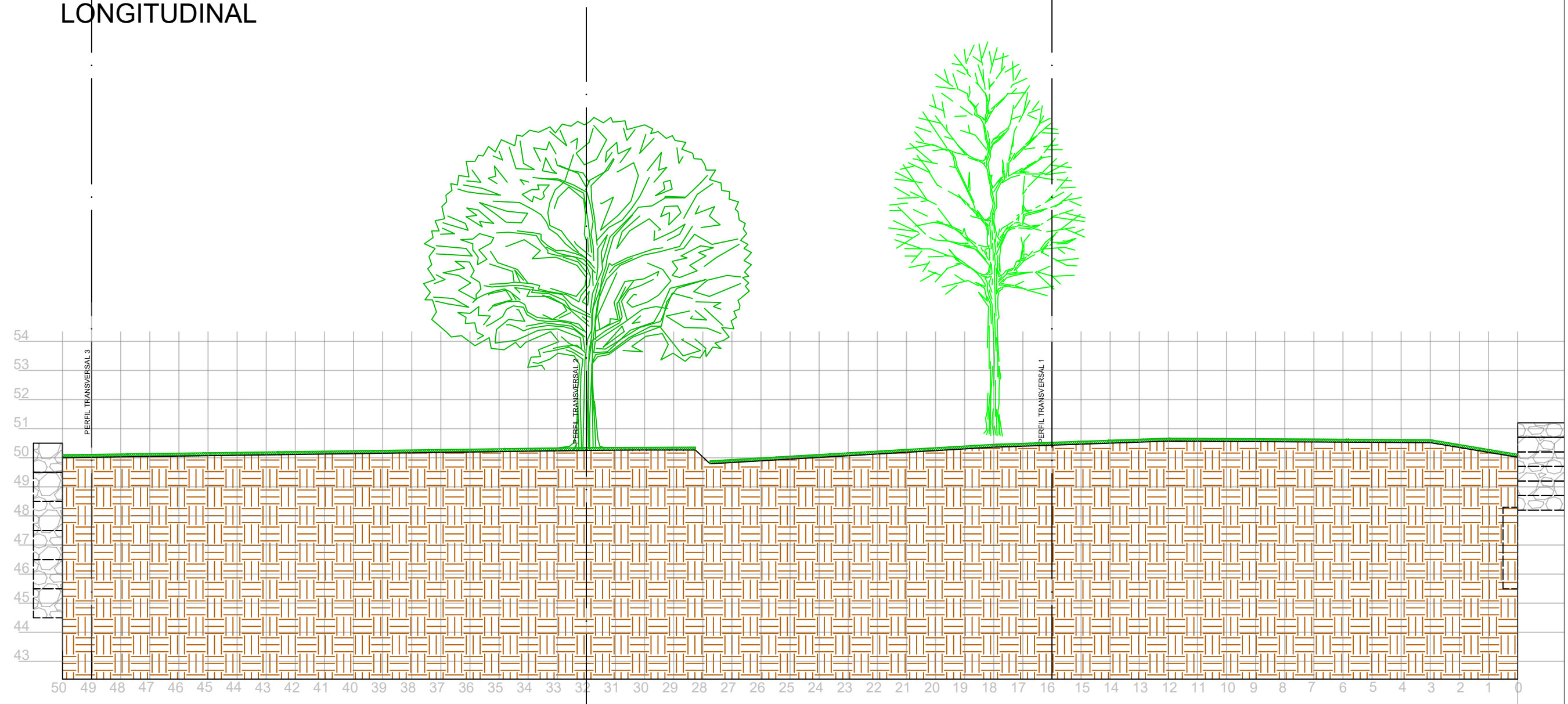
PLANO N°6 : Perfil transversal 4.
Ubicado a 82m de la alcantarilla

• Paparella, Guido	L.U. 19332
• Simón, Luciana	L.U. 19309

Escala 1:125

Año 2023

PERFIL LONGITUDINAL



REFERENCIAS

	Gaviones existentes		Árboles existentes
	Suelo natural		Proyección de la alcantarilla



UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL
NORDESTE
FACULTAD DE
INGENIERÍA

TRABAJO FINAL

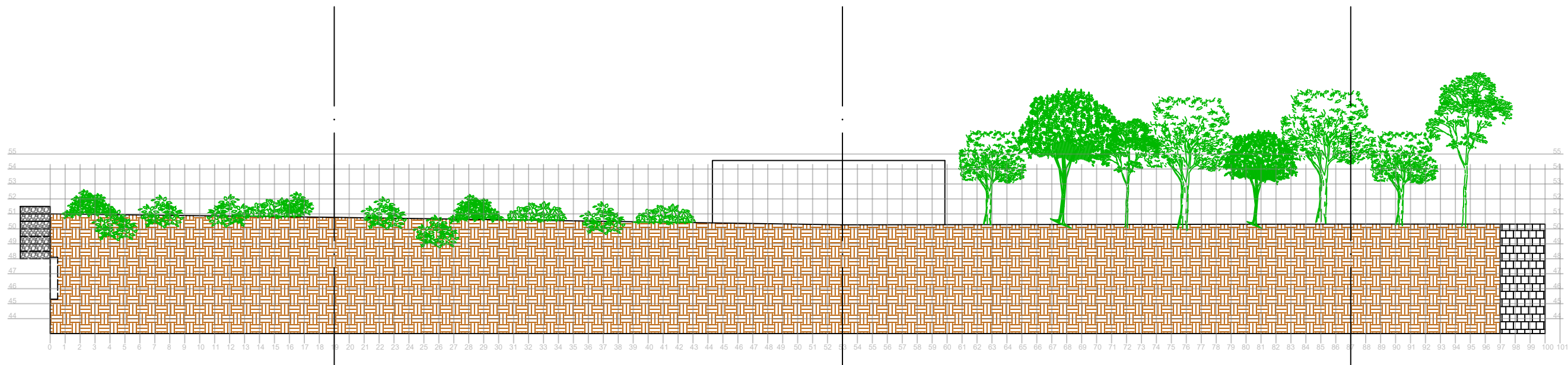
Diseño integral de la descarga del arroyo Poncho Verde. Estudio de las variables constructivas

PLANO N° 6: Perfil topográfico longitudinal del talud este.

- Paparella, Guido L.U. 19332
- Simón, Luciana L.U. 19309

Escala 1:150

Año 2023



REFERENCIAS

	Gaviones existentes		Árboles existentes
	Suelo natural		Proyección de la alcantarilla



TRABAJO FINAL

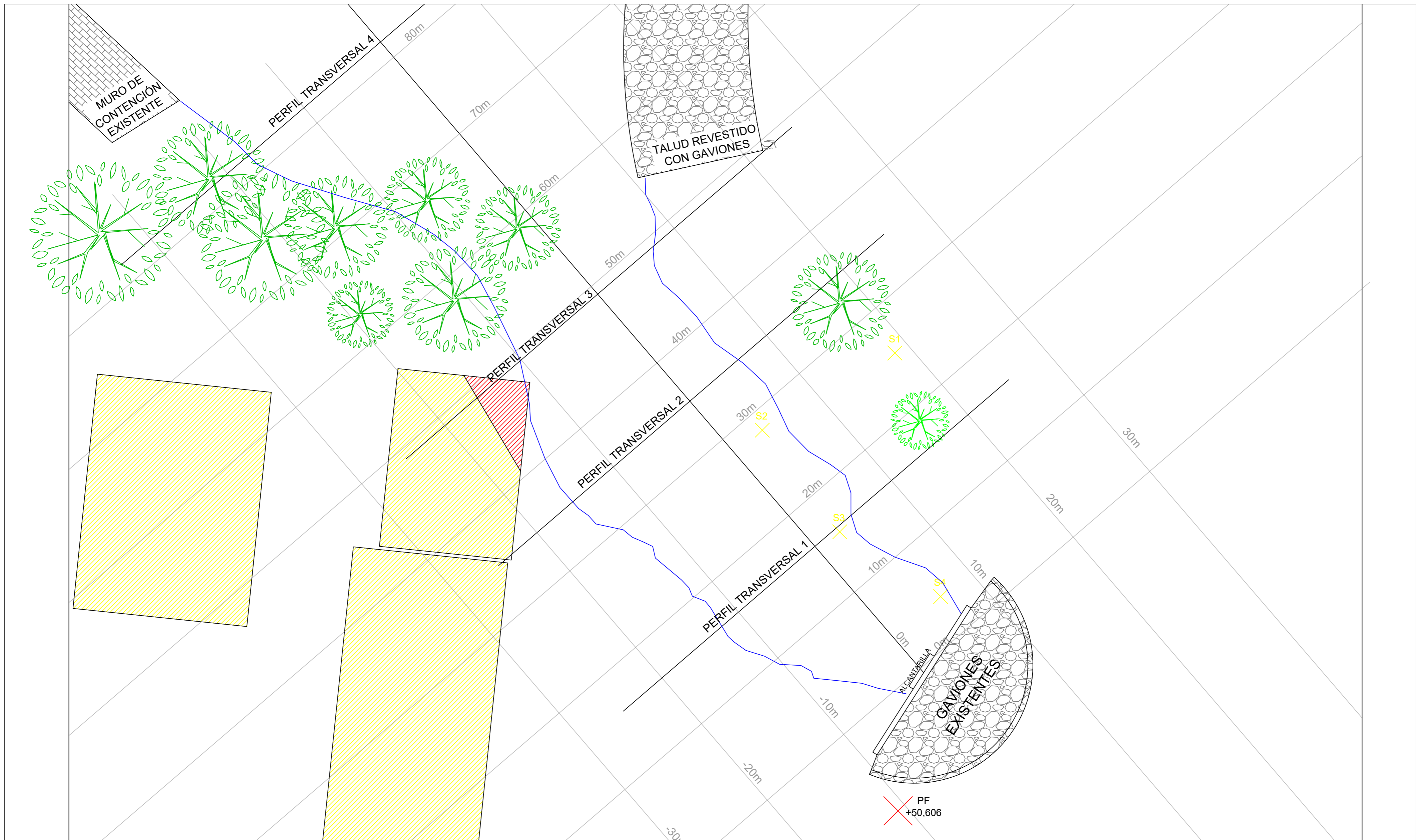
Diseño integral de la descarga del arroyo Poncho Verde. Estudio de las variables constructivas

PLANO N° 7: Perfil topográfico longitudinal del talud oeste.

- Paparella, Guido L.U. 19332
- Simón, Luciana L.U. 19309

Escala 1:300

Año 2023



REFERENCIAS

	Gaviones existentes		Árboles existentes		Estructuras con bases erosionadas		Cotas progresivas cada 10m
	Muro de contención existente		Río con una altura de 4,43m		Estructuras existentes		Sondeos



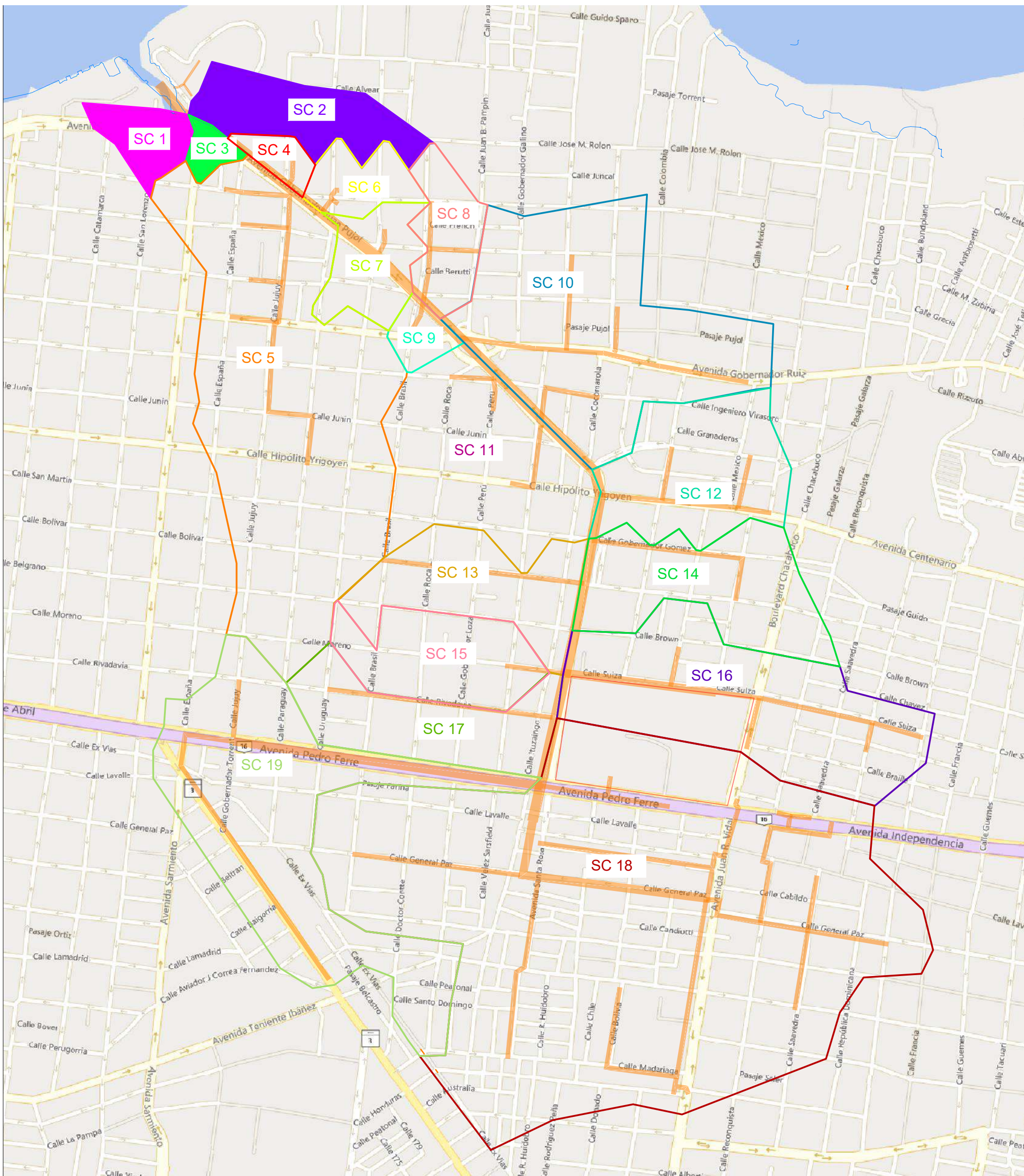
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE FACULTAD DE INGENIERÍA

TRABAJO FINAL
Diseño integral de la descarga del arroyo Poncho Verde. Estudio de las variables constructivas

PLANO N° 8: Plano en planta

• Paparella, Guido	L.U. 19332
• Simón, Luciana	L.U. 19309

Escala 1:250 Año 2023



REFERENCIAS

SUBCUENCA 1 - Área: 4,32 has	SUBCUENCA 8 - Área: 6,91 has	SUBCUENCA 15 - Área: 12,4 has
SUBCUENCA 2 - Área: 9,98 has	SUBCUENCA 9 - Área: 2,52 has	SUBCUENCA 16 - Área: 31,6 has
SUBCUENCA 3 - Área: 1,64 has	SUBCUENCA 10 - Área: 37,5 has	SUBCUENCA 17 - Área: 14,2 has
SUBCUENCA 4 - Área: 2,12 has	SUBCUENCA 11 - Área: 24,0 has	SUBCUENCA 18 - Área: 129 has
SUBCUENCA 5 - Área: 59,0 has	SUBCUENCA 12 - Área: 17,7 has	SUBCUENCA 19 - Área: 40,7 has
SUBCUENCA 6 - Área: 4,75 has	SUBCUENCA 13 - Área: 14,7 has	
SUBCUENCA 7 - Área: 7,31 has	SUBCUENCA 14 - Área: 17,8 has	



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE FACULTAD DE INGENIERIA

TRABAJO FINAL

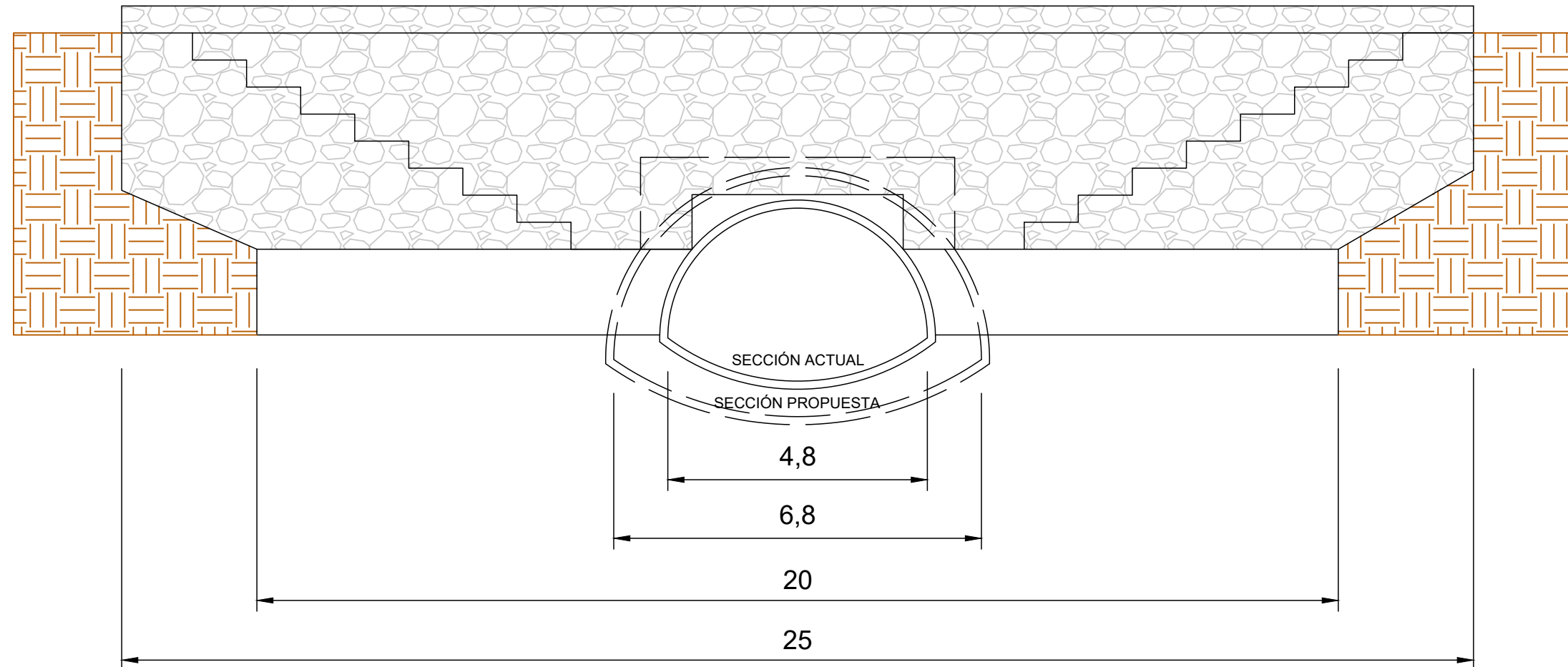
Diseño integral de la descarga del arroyo Poncho Verde. Estudio de las variables constructivas

PLANO N° 9: Delimitación de sub-cuencas del arroyo Poncho Verde

- Paparella, Guido L.U. 19332
- Simón, Luciana L.U. 19309

Escala 1:10000

Año 2023



REFERENCIAS



Talud revestido de gaviones



Suelo natural



Propuesta de ampliación de sección de alcantarilla



UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL
NORDESTE
FACULTAD DE
INGENIERÍA

TRABAJO FINAL

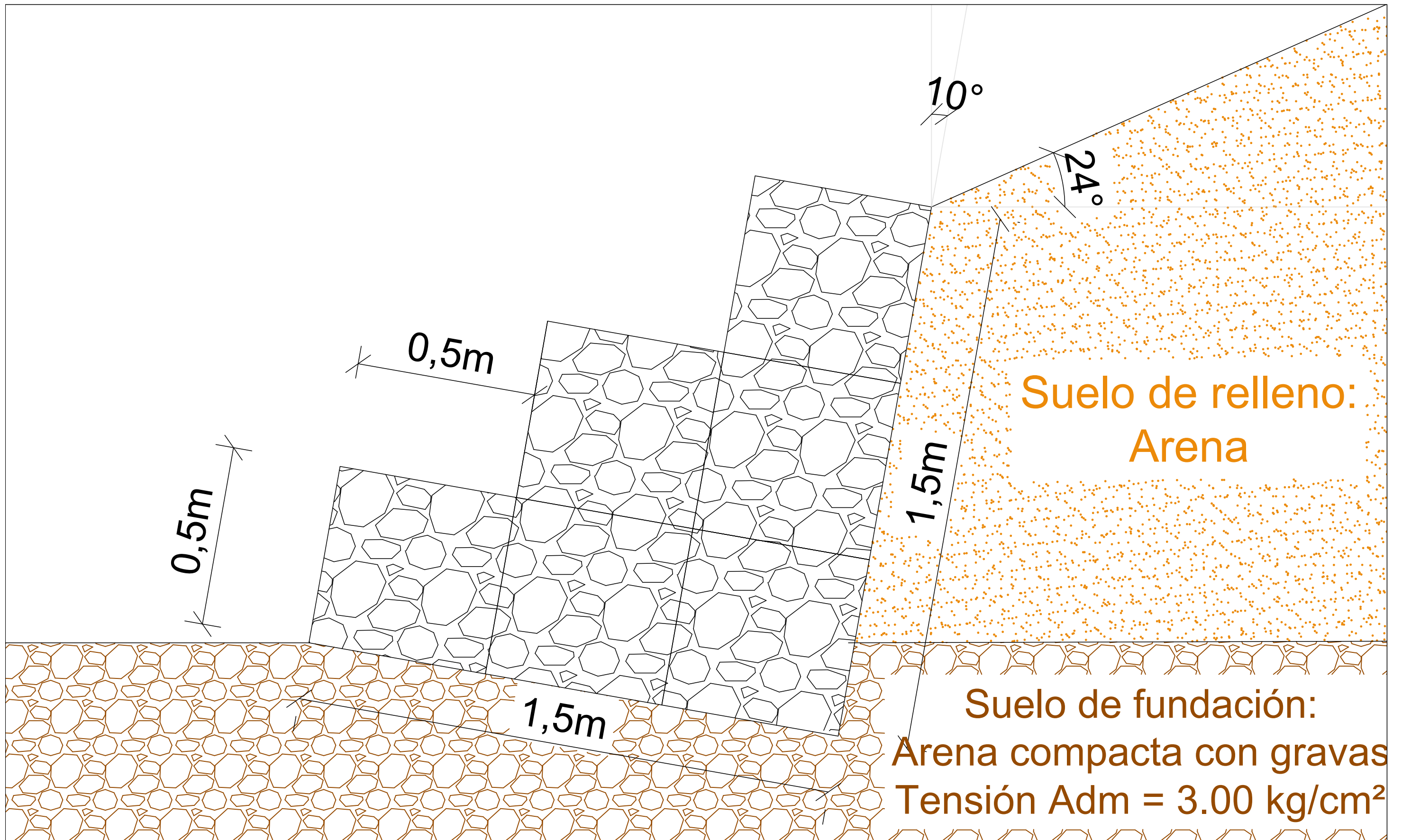
Diseño integral de la descarga del arroyo Poncho Verde. Estudio de las variables constructivas

PLANO N°10 : Propuesta de ampliación de alcantarilla del arroyo Poncho Verde

- Paparella, Guido L.U. 19332
- Simón, Luciana L.U. 19309

Escala 1:100

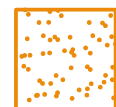
Año 2023



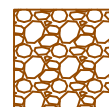
REFERENCIAS



Muro de gaviones



Suelo de relleno: Arena



Suelo de fundación: Arena compacta con gravas.
Tensión admisible=3 kg/cm²



UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL
NORDESTE
FACULTAD DE
INGENIERÍA

TRABAJO FINAL

Diseño integral de la descarga del arroyo Poncho Verde. Estudio de las variables constructivas

PLANO N°11 : Plano estructural del muro de gaviones del talud este

- Paparella, Guido L.U. 19332
- Simón, Luciana L.U. 19309

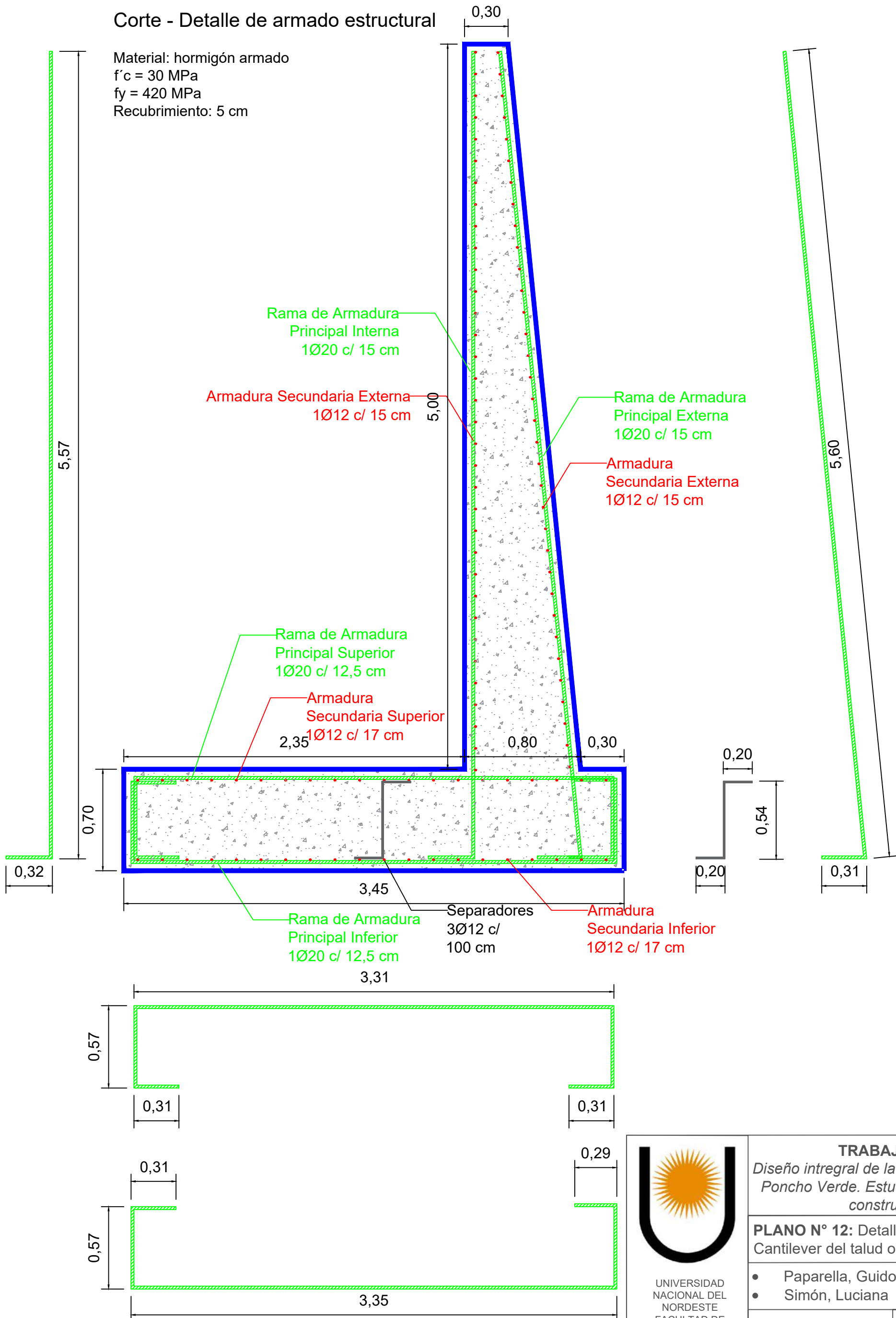
Escala 1:10

Año 2023

MURO CANTILEVER

Corte - Detalle de armado estructural

Material: hormigón armado
 $f'c = 30 \text{ MPa}$
 $f_y = 420 \text{ MPa}$
 Recubrimiento: 5 cm



UNIVERSIDAD
 NACIONAL DEL
 NORDESTE
 FACULTAD DE
 INGENIERÍA

TRABAJO FINAL

Diseño integral de la descarga del arroyo Poncho Verde. Estudio de las variables constructivas

PLANO N° 12: Detalle en corte del muro Cantilever del talud oeste

- Paparella, Guido L.U. 19332
- Simón, Luciana L.U. 19309

Escala 1:25

Año 2023

MURO CANTILEVER

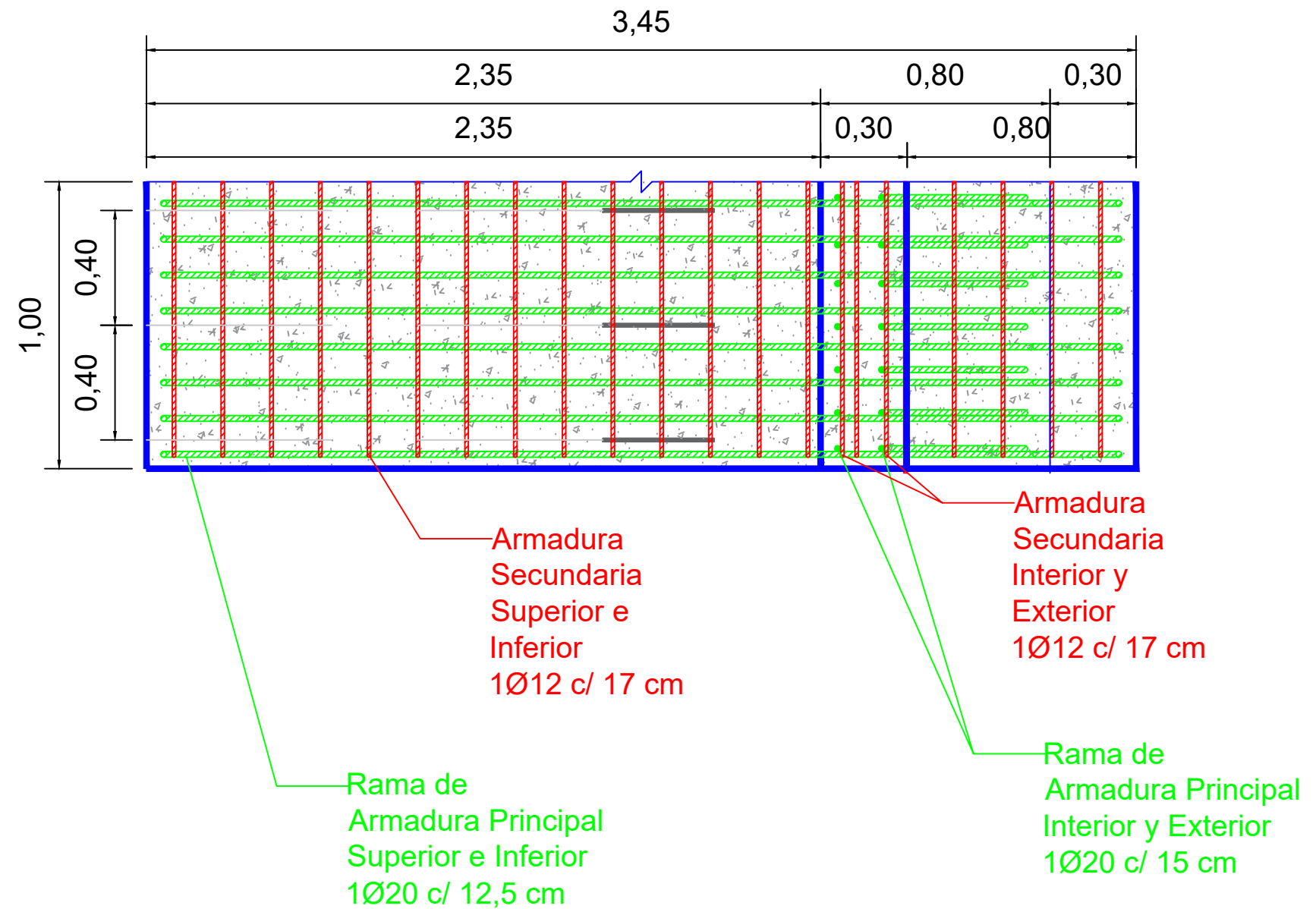
Planta - Detalle de armado estructural

Material: hormigón armado

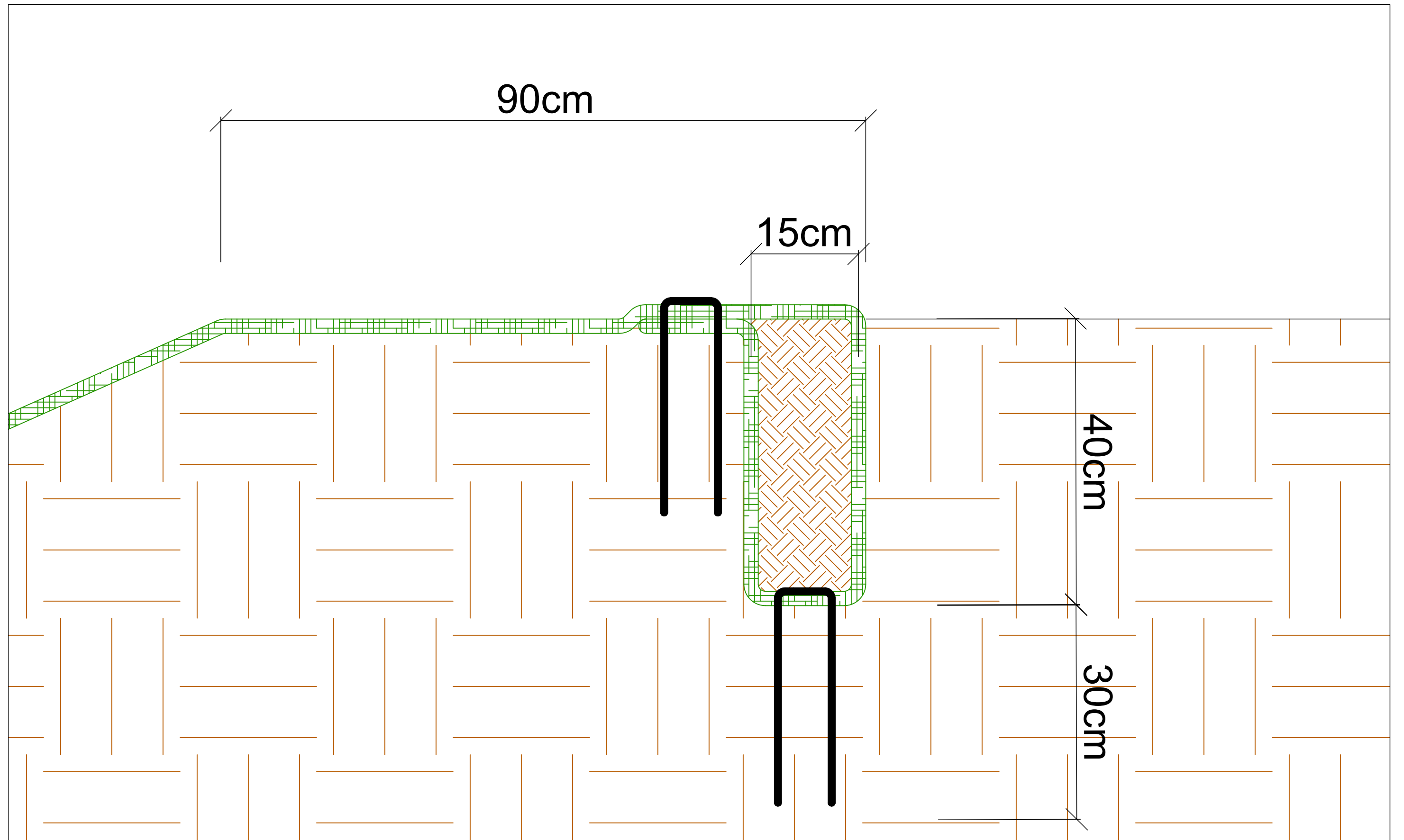
$f'c = 30 \text{ MPa}$

$f_y = 420 \text{ MPa}$

Recubrimiento: 5 cm



 UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE FACULTAD DE INGENIERÍA	TRABAJO FINAL	
	<i>Diseño integral de la descarga del arroyo Poncho Verde. Estudio de las variables constructivas</i>	
	PLANO N° 13 Detalle en planta del muro Cantilever del talud oeste	
	• Paparella, Guido L.U. 19332	• Simón, Luciana L.U. 19309
Escala 1:20	Año 2023	



REFERENCIAS



Suelo compactado



Grampas de soporte de la geomanta



Geomanta de revestimiento Pyramat 75



UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL
NORDESTE
FACULTAD DE
INGENIERÍA

TRABAJO FINAL

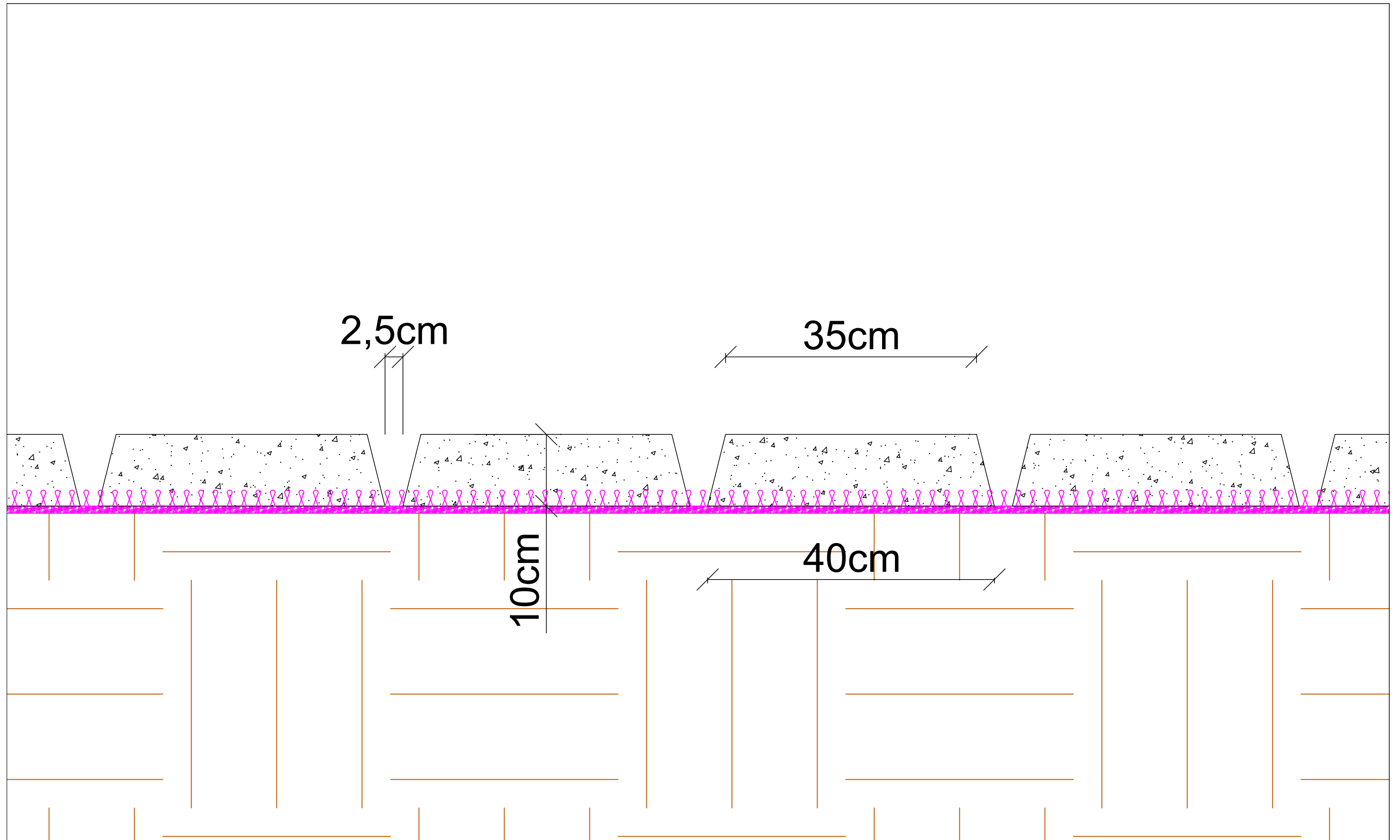
Diseño integral de la descarga del arroyo Poncho Verde. Estudio de las variables constructivas

PLANO N°14 : Detalle del revestimiento Pyramat 75

- Paparella, Guido L.U. 19332
- Simón, Luciana L.U. 19309

Escala 1:5

Año 2023



REFERENCIAS



Suelo natural



Hormigón de relleno de bloques BetonFlex



Geotextil con loops para generar adhesión con el hormigón



UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL
NORDESTE
FACULTAD DE
INGENIERÍA

TRABAJO FINAL

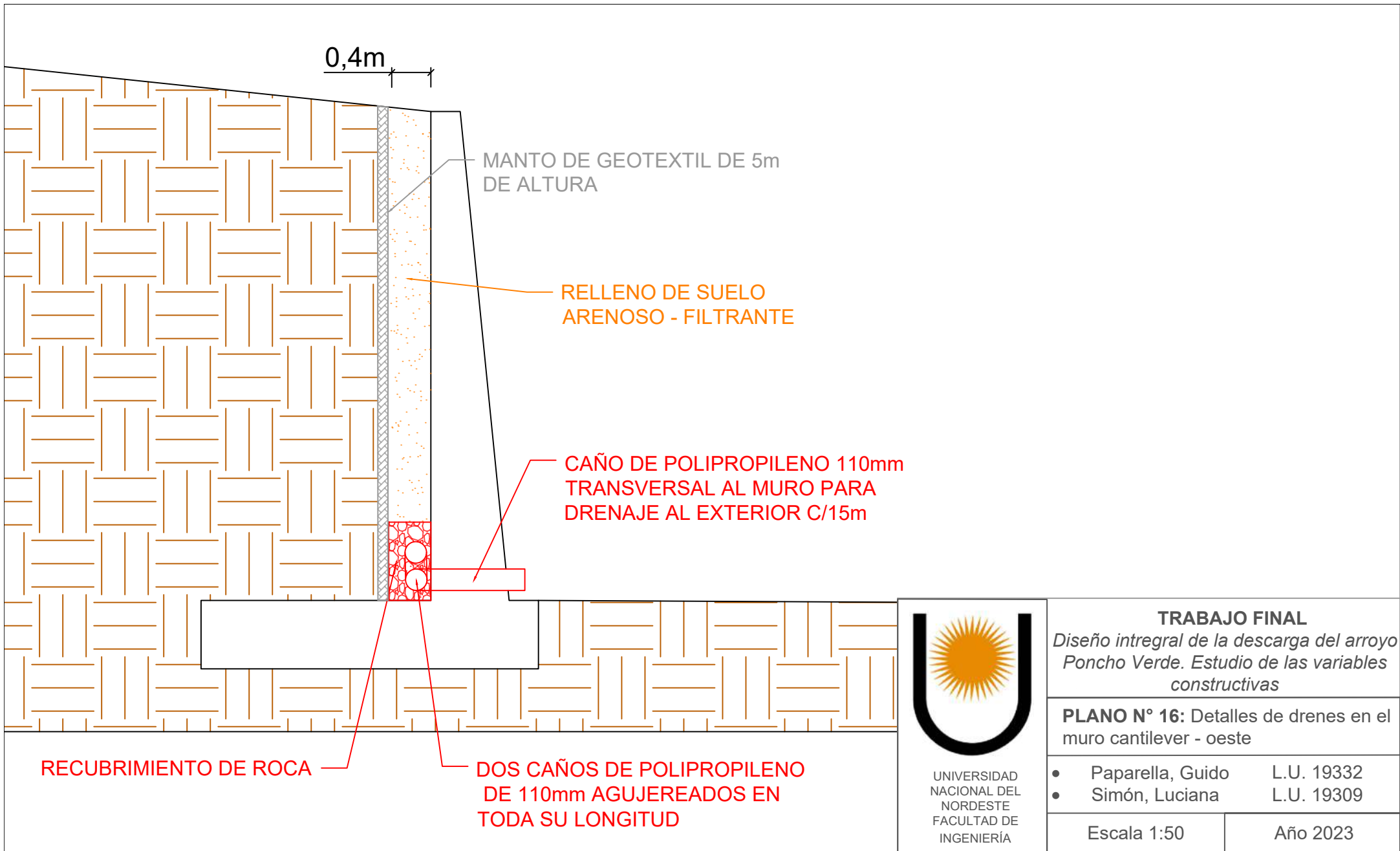
Diseño integral de la descarga del arroyo Poncho Verde. Estudio de las variables constructivas

PLANO N°15 : Detalle del revestimiento BetonFlex

- Paparella, Guido L.U. 19332
- Simón, Luciana L.U. 19309

Escala 1:5

Año 2023



TRABAJO FINAL

Diseño integral de la descarga del arroyo Poncho Verde. Estudio de las variables constructivas

PLANO N° 16: Detalles de drenes en el muro cantilever - oeste

- Paparella, Guido L.U. 19332
- Simón, Luciana L.U. 19309

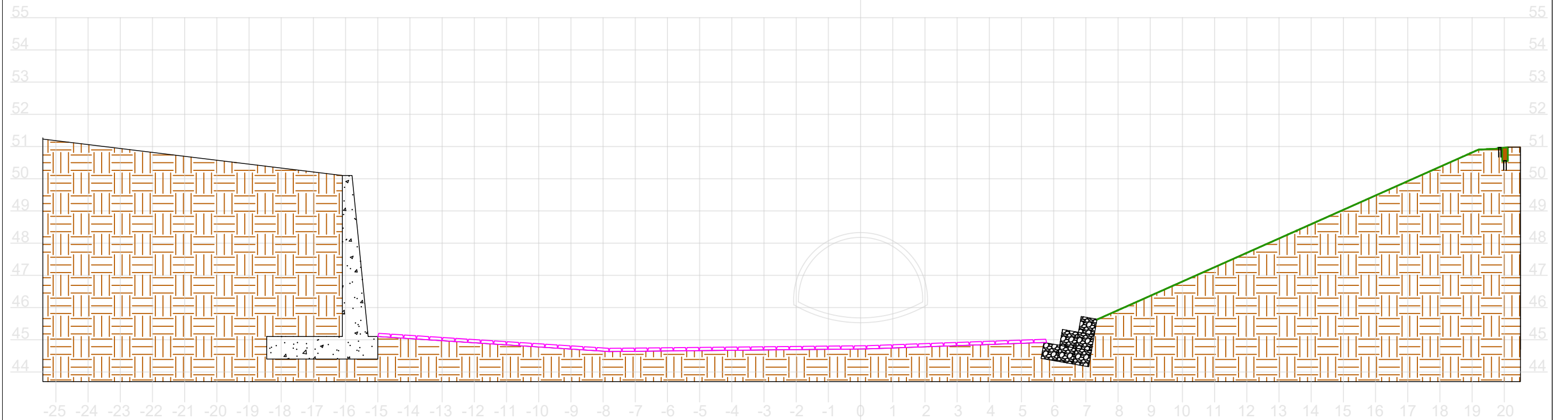
Escala 1:50

Año 2023







UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL
NORDESTE
FACULTAD DE
INGENIERÍA

PERFIL TRANSVERSAL 1 (16m)



REFERENCIAS

	Muro de gaviones		Revestimiento BetonFlex
	Muro cantilever		Revestimiento Pyramat 75



TRABAJO FINAL
*Diseño integral de la descarga del arroyo
Poncho Verde. Estudio de las variables
constructivas*

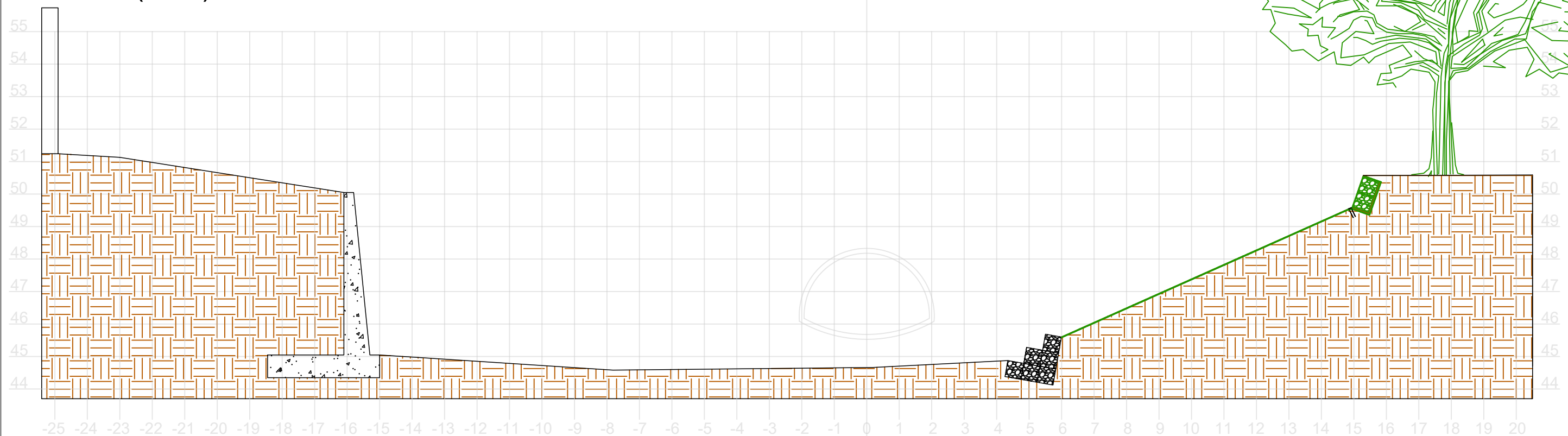
PLANO N° 17: Perfil transversal 1 de la
solución adoptada

• Paparella, Guido L.U. 19332
• Simón, Luciana L.U. 19309




Escala 1:125

Año 2023

PERFIL TRANSVERSAL 2 (35m)



REFERENCIAS

	Muro de gaviones		Revestimiento BetonFlex
	Muro cantilever		Revestimiento Pyramat 75



TRABAJO FINAL

Diseño integral de la descarga del arroyo Poncho Verde. Estudio de las variables constructivas

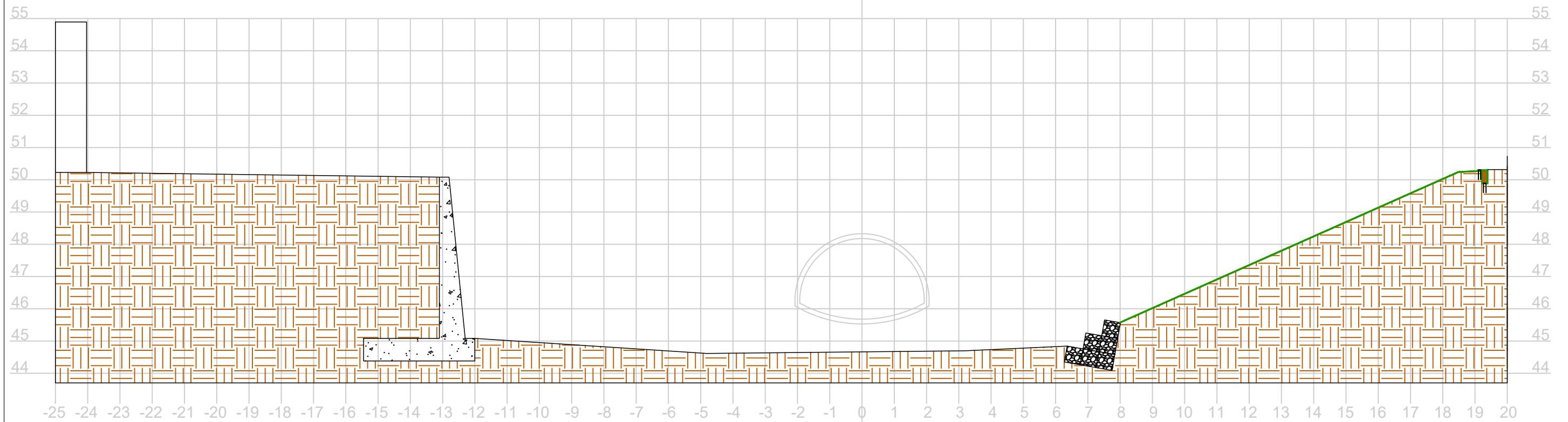
PLANO N° 18: Perfil transversal 2 de la solución adoptada

- Paparella, Guido L.U. 19332
- Simón, Luciana L.U. 19309





Escala 1:125

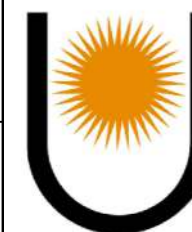
Año 2023

PERFIL TRANSVERSAL 3 (49m)



REFERENCIAS

	Muro de gaviones		Revestimiento BetonFlex
	Muro cantilever		Revestimiento Pyramat 75



UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL
NORDESTE
FACULTAD DE
INGENIERÍA

TRABAJO FINAL

Diseño integral de la descarga del arroyo Poncho Verde. Estudio de las variables constructivas

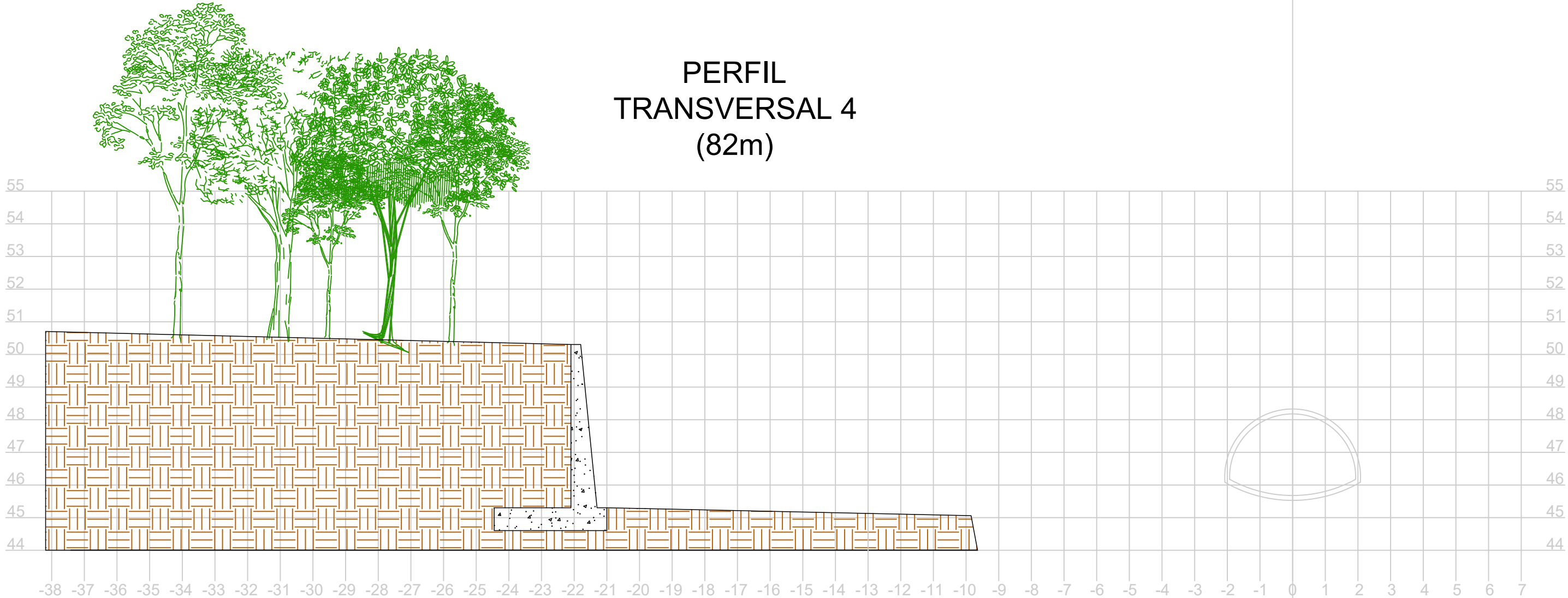
PLANO N° 19: Perfil transversal 3 de la solución adoptada

- Paparella, Guido L.U. 19332
- Simón, Luciana L.U. 19309





Escala 1:125

Año 2023

PERFIL TRANSVERSAL 4 (82m)



REFERENCIAS

	Muro de gaviones		Revestimiento BetonFlex
	Muro cantilever		Revestimiento Pyramat 75



UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL
NORDESTE
FACULTAD DE
INGENIERÍA

TRABAJO FINAL

Diseño integral de la descarga del arroyo Poncho Verde. Estudio de las variables constructivas

PLANO N° 20: Perfil transversal 4 de la solución adoptada

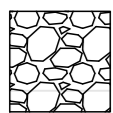



- Paparella, Guido L.U. 19332
- Simón, Luciana L.U. 19309

Escala 1:125

Año 2023



REFERENCIAS

	Muro de gaviones		Revestimiento BetonFlex
	Muro cantilever		Revestimiento Pyramat 75



TRABAJO FINAL
Diseño integral de la descarga del arroyo Poncho Verde. Estudio de las variables constructivas

PLANO N° 21: Perfil en planta de la solución adoptada

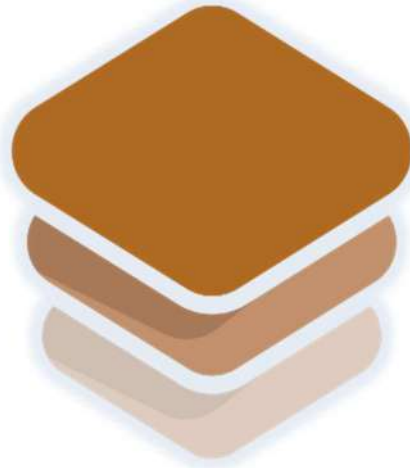
- Paparella, Guido L.U. 19332
- Simón, Luciana L.U. 19309

Escala 1:250 Año 2023

ANEXO 2

Anexos del capítulo 2 – Estudios preliminares

En el presente anexo se adjunta los estudios de suelos provistos por la empresa GEOTEC, realizados en el lugar de análisis de este anteproyecto durante el mes de agosto del presente año.



GEOTEC

ESTUDIO DE SUELOS

COMITENTE:	NEXO SA
OBJETO:	Estudio de Suelos
DESTINO:	Refuerzos de contrafuerte
LOCALIDADES:	Corrientes
DEPARTAMENTO:	Capital
PROVINCIA:	Corrientes

INDICE

- 1. OBJETIVOS**
- 2. ESTUDIOS DE CAMPO - RECONOCIMIENTO**
 - 2.1. Procedimiento en campaña.**
 - 2.1.1. Perforaciones**
 - 2.1.2. Ensayo de Penetración Estándar (SPT)**
 - 2.1.3. Ensayo de Corte Directo In Situ (Vane)**
 - 2.1.4. Barrenos**
 - 2.1.5. Tareas Varias**
 - 2.2. Tareas de Laboratorio**
 - 2.3. Reconocimiento de Campo**
- 3. DESCRIPCIÓN DEL PERFIL ESTRATIGRÁFICO**
- 4. PLANILLAS DE CAMPAÑA**
 - 4.1. Planillas de Sondeos**
 - 4.2. Planillas Corte Directo In Situ (Vane Test)**
- 5. CONCLUSIONES**
- 6. RECOMENDACIONES**
- 7. SISTEMA FUNDACIONAL PROPUESTO**
- 8. CROQUIS DE UBICACIÓN**
- 9. FOTOS**
- 10. BIBLIOGRAFIA SOPORTE**

1. OBJETIVOS:

El presente estudio, solicitado por la empresa **NEXO SA – Sr. Guido Paparella**, consiste en la determinación de los parámetros geotécnicos de la subrasante donde se proyecta una defensa en las nuevas obras de ingreso al Parque Mitre, en la localidad de Corrientes, Dpto. Capital, Provincia de Corrientes, incluyendo las características mecánicas y físicas que presentan en la actualidad en el predio, basando todos los ensayos en métodos normalizados vigentes.

2. ESTUDIOS DE CAMPO – RECONOCIMIENTO.

2.1 Procedimiento en campaña.

2.1.1 Perforaciones.

La técnica de reconocimiento empleada en este trabajo consistió en la aplicación de las normas A.S.T.M. D- 1588-67 y la nacional I.R.A.M. N° 10.517, y CIRSOC N° 401/2005 actualmente en discusión, orientadas, todas, a la investigación y exploración de suelos, realizando Ensayos de Penetración Estándar (SPT), con extracciones de muestras a cada metro de profundidad, las que se rotulan para su posterior análisis de laboratorio, identificación y clasificación, y ensayos de Corte In Situ.

2.1.2 Ensayo de penetración estándar (SPT)

Posicionando el Trípode Soporte, se avanza el sondeo hasta la profundidad prevista, en este caso avances de un metro por vez, con pala barreno, referidos al nivel a apoyo, cota 0.00m, horizonte donde se procedió a realizar el Ensayo de Penetración Estándar (SPT).

El Ensayo de Penetración Estándar (SPT) consiste en contar los números de golpes N, de cada andanada, necesarios para hincar el sacamuestra, para este caso *Terzaghi*, en tres tramos de 15 cm en el terrero, golpeando mediante una masa con un peso de 65 kg, desde una altura fija de caída libre $h = 75\text{cm}$, produciendo una energía de impacto igual a 4875 kgcm, obteniéndose así “N” con la acumulación de golpes efectuados para el ingreso de los dos últimos tramos de 15cm. Los ensayos normalizados de penetración reflejan el estado real del suelo, permitiendo obtener valores de compacidad y consistencia “In situ”, valores que se ajustan con los resultados obtenidos en los laboratorios.

2.1.3 Ensayo de Corte Directo In Situ (Vane Test):

Posicionando el equipo de corte, se ejecutó los ensayos de corte “in situ”, en los horizontes -1.00m, previo a la ejecución del SPT correspondiente al sondeo. La técnica consiste en hincar en el suelo el molinete, “vane test”, en condiciones no drenadas en suelos arcillosos y limosos, condiciones naturales del suelo en estudio, por lo tanto, las muestras se encuentran inalteradas. Las dimensiones del molinete son: $2\frac{1}{2}$ ” (63.5 mm) de ancho y 127.0 mm de altura de paletas, siendo las mismas 4 unidades en cruz, accionadas por una barra conectada a un sistema mecánico de giro que se vincula a un aro calibrado, con factor de carga es de +/- 0.143kg, y lectura directa transferida a un reloj comparador de precisión 0.01mm, rotando un ángulo $\pi/2$ (90° sexagesimales) para la primera lectura y giro completo 2π (360° sexagesimales) para la segunda, siendo la primera la carga de rotura (suelo inalterado) y la segunda resistencia de suelo amasado (alterado). Ambos valores relacionados permiten calcular la sensibilidad en el caso de las arcillas.

2.1.4 Barrenos:

Los sondeos se realizaron mediante barreno, del tipo Cuchara Holandesa, en toda la profundidad con motivo de extracción de muestras alteradas, alternando con muestras poco alteradas mediante toma muestras de Terzaghi en los horizontes propuestos, habiéndose llegado, en lo que concierne a esta encomienda, a la profundidad prevista en todos los sondeos.

2.1.5 Tareas Varias:

Con el objetivo de dejar sentadas las condiciones de trabajo y el entorno existente, se procede a realizar un relevamiento visual del entorno, volcando en la planilla de campaña, toda información que se considere relevante.

2.2 Tareas de Laboratorio:

La totalidad de las muestras extraídas serán sometidas a la realización de los siguientes ensayos:

- ❖ Granulometrías (IRAM nº 10507/59)
- ❖ Humedad Natural del Suelo (IRAM Nº40519/70)
- ❖ Límite Líquido (IRAM Nº10501/68)
- ❖ Clasificación de Suelo de acuerdo al sistema unificado de clasificación de suelos "S.U.C.S (IRAM Nº 10509/81)

2.3 Reconocimiento de Campo:

Arribado al sitio se encuentra un predio con restos de materiales de demoliciones de variada naturaleza como rellenos y descartes.

Próximo a la zona de auscultaciones, se encuentra una descarga de origen pluvial, que arroja de manera permanente líquidos, con coloración levemente verdosa.

Los puntos son indicados por el comitente, presente en el lugar, siguiendo una línea cercana al Río. Se observan desniveles importantes en la zona a realizar y varias limitaciones para el armado de manera segura del equipo de extracción.

Las muestras obtenidas se depositaron en doble bolsas, sellándolas, conservando a la sombra y protegidos de la acción directa de los rayos solares. Sobre una porción de ellas se ejecutan procedimientos de campaña para identificación de campo, volcando los datos obtenidos en las planillas de campo

3. DESCRIPCIÓN DEL PERFIL ESTRATIGRÁFICO:

3.1. S 1 (Geoposicionamiento 27°27'38.17" S - 58°49'49.33" O)

3.1.1. Tramo -0m a -7,00m: Posicionado el equipo en la zona indicada para el primer sondeo identificado como S 1, ubicado en el Geoposicionamiento 27°27'38.17" S - 58°49'49.33" O, se inicia atravesando un suelo de características arcillo arenosas sucias, con enraizamientos, de aproximadamente 0,30m, pasados estos, las muestras presentan características arcillo arenosas, color pardo claro a pardo oscuro con el avance, sin olores que denoten materia orgánica en descomposición, muy baja plasticidad, humedad media, sin exudación superficial que sea sensible al tacto, condiciones que se mantienen hasta la cota -3,00m. Las muestras permiten ser moldeadas, desgranándose en el proceso, rompen con facilidad. La consistencia, en todo el tramo recorrido, es muy blanda (según Normas NBR 7250/82 y ASTM D 1586-84 y Terzaghi y Peck, 1948). A la cota -3,20m se presenta una filtración, inicialmente leve y en aumento con el avance en profundidad. En el tramo -3,20m a 4,80m, las muestras presentan características areno arcillosas, color pardo verdoso, leve percepción de olor a material orgánico en descomposición, disipándose durante el avance. No presentan plasticidad, no presentan capacidad de amasado, secadas se desgranar por propio efecto de secado, nivel de humedad de saturación. La consistencia, en todo el tramo recorrido, es muy blanda (según Normas NBR 7250/82 y ASTM D 1586-84 y Terzaghi y Peck, 1948). Desde la cota -

5,00m y hasta finalizar a la cota -7,00m, las muestras obtenidas son de características granulares, sin plasticidad, humedad alta a nivel de saturación, color pardo claro a pardo oscuro rojizo al final. No presenta olor a materia orgánica en descomposición. La compacidad aumenta, de media a compacta al final del tramo (según Normas NBR 7250/82 y ASTM D 1586-84 y Terzaghi y Peck, 1948). Las muestras obtenidas no presentan floculación. No presentan características químicas agresivas ante los reactivos.

3.2. S 2 (Geoposicionamiento 27°27'38.46"S - 58°49'27.83"O)

3.2.1. Tramo -0m a -7,00m: Reposicionado el equipo en la siguiente zona, se comienzan con los procedimientos y se da inicio al segundo sondeo identificado como S 2, ubicado en el Geoposicionamiento 27°27'48.88"S - 58°49'49.68"O, se comienza en una zona con abundantes restos de escombros de tamaños importantes, ubicando el barrenado entre ellos, en busca de lograr avanzar, obteniendo una fina capa de suelo mezcla arcillo arenoso con enraizamientos, espesor menor a los 0,20m, continuando hasta -0,50m, color pardo claros, sin plasticidad, humedad a nivel de saturación. Continuando se logra llegar hasta la cota -2,00m, extrayendo muestras de arena saturada en todo el tramo, color pardo claro, nivel de humedad de saturación. La consistencia es muy suelta en todo el tramo (según Normas NBR 7250/82 y ASTM D 1586-84 y Terzaghi y Peck, 1948). A la cota -2,00m, se encuentra una obstrucción que impide seguir el avance. Se extraen marcas de roce limpio en la cuchara holandesa de avance, no siendo de arenisca ni roca de la región, posibilitando sea parte de los bloques de hormigón depositados. A diferencia del sondeo anterior no se detectaron olores a materia orgánica en descomposición o suelo que denoten presencia de materia orgánica. Las muestras obtenidas no presentan floculación. No presentan características químicas agresivas ante los reactivos.

3.3. S 3 (Geoposicionamiento 27°27'38.79"S - 58°49'49.50"O)

3.3.1. Tramo -0m a -1,60m: Reposicionado el equipo en la siguiente zona, se comienzan con los procedimientos y se da inicio al tercer sondeo identificado como S 3, ubicado en el Geoposicionamiento 27°27'38.79"S - 58°49'49.50"O, se comienza en una zona con abundantes restos de escombros de tamaños importantes, ubicando el barrenado entre ellos de la misma manera que en el sondeo anterior, obteniendo una fina capa de suelo mezcla arcilloso predominante con presencia granular, color pardo verdoso, con leve olor a material en descomposición, plasticidad muy alta, nivel de humedad de saturación, que se mantiene hasta la cota -1,60m. La consistencia es muy blanda en todo el tramo (según Normas NBR 7250/82 y ASTM D 1586-84 y Terzaghi y Peck, 1948). A la cota -1,60m, se encuentra una obstrucción que impide seguir el avance. Se extraen marcas de roce con restos de manchas marrones oscuras propias de la arenisca roca de río y cortes limpios con marcas de hormigón, haciendo tope limitante de avance. Se resalta la presencia de bloques de hormigón en toda la zona. A diferencia del sondeo anterior, se detectó olor a materia orgánica en descomposición, denotando presencia de materia orgánica intersticial. Las muestras obtenidas no presentan floculación. No presentan características químicas agresivas ante los reactivos.

3.4. S 4 (Geoposicionamiento 27°27'38.99"S - 58°49'49.15"O)

3.4.1. Tramo -0m a -3,45m: Reposicionado el equipo en la siguiente ubicación indicada, se comienza el cuarto sondeo identificado como S 4, ubicado en el Geoposicionamiento

27°27'38.99"S - 58°49'49.15"O, se comienza en una zona con abundantes restos de escombros de tamaños importantes. Iniciado se obtiene una fina capa de suelo mezcla arcilla predominante con presencia granular, color pardo claro a verdoso, con leve olor a material en descomposición, plasticidad muy alta, nivel de humedad de saturación, que se mantiene hasta la cota -3,45m. La consistencia es muy blanda en todo el tramo (según Normas NBR 7250/82 y ASTM D 1586-84 y Terzaghi y Peck, 1948). A la cota -3,45m, se encuentra una obstrucción que impide seguir el avance. Al igual que el sondeo anterior se extraen marcas de roce con restos de manchas marrones oscuras propias de la arenisca roca de río y cortes limpios con marcas de hormigón, haciendo tope limitante de avance. Considerando la coloración obtenida en las muestras, y su aumento en las muestras en la medida que nos aproximamos a la descarga pluvial, manifiesta que se producen retenciones orgánicas depositadas en cada evento climático, denotando presencia de materia orgánica intersticial. Las muestras obtenidas no presentan floculación. No presentan características químicas agresivas ante los reactivos.

4. PLANILLAS DE CAMPAÑA

4.1. UBICACIÓN DE PUNTOS DE SONDEOS

El presente listado de ubicaciones, corresponde a una campaña de muestreo completo para una zonificación de mayor importancia de la específicamente indicada para este comitente: dejando sentado que los sondeos S 1 al S 4:

Ingreso Parque Mitre				
Sondeo	O	S	Profundidad	Manzana
S 1	58°49'49.33"	27°27'38.17"	7,00 m	
S 2	58°49'49.68"	27°27'38.46"	2,00 m	
S 3	58°49'49.50"	27°27'38.79"	1,60 m	
S 4	58°49'49.15"	27°27'38.99"	3,45 m	

4.1.1. Planillas de Sondeos

Se ha estudiado el perfil estratigráfico de los suelos explorados "IN SITU", los que analizadas sus características se vuelcan en planillas a continuación:

SONDEO N°: **S 1** Pos. GPS \odot rex30 S 27°27'38.17"
 O 58°49'49.33"

Profundidad	Descripción de los Estratos			Ensayo de Penetración Normal	
	Clasif S.U.C.S. De Campo	Color	Material	Nº de Golpes	Tensión Admisible (kgs/cm ²)
m					

0-0,50 Arcilla Arenosa Sucia

0,50-1,00	Arcillas Arenosas	Pardo Claro	Material fino cohesivo con presencia granular	3	0,31
1, 00-2,00	Arcillas Arenosas	Pardo, manchas marrón oscuro	Material fino cohesivo con presencia granular	3	0,51
2,00-3,00	Arcillas Arenosas	Pardo claro	Material fino cohesivo con presencia granular	3	0,36
-3,50m Nivel Freático					
3,00-4,00	Arenas	Pardo Verdoso	Material granular, con presencia de finos en menor proporción	4	0,52
4,00-5,00	Arena	Pardo Verdoso	Material granular, con presencia de finos en menor proporción	5	0,71
5,00-6,00	Arena	Pardo	Material Granular	24	2,75
6,00-7,00	Arenas compacta, gravas	Pardo, manchas marrón oscuro	Material Granular compacto con escasa presencia de grava	40	3,00

SONDEO N°:

S 2

Pos. GPS 

S 27°27'38.46"

O 58°49'49.68"

Profundidad	Descripción de los Estratos			Ensayo de Penetración Normal	
	Clasif S.U.C.S. De Campo	Color	Material	Nº de Golpes	Tensión Admisible (kgs/cm2)

0-0,50 Arcilla Arenosa Sucia

0,50-1,00	Arcilla Arenosa	Pardo Claro	Material fino cohesivo con presencia granular	3	0,31
-----------	-----------------	-------------	---	---	-------------

-1,10m Nivel Freático

1,00-2,00	Arenosa Arcillosa	Pardo Claro	Material fino cohesivo con presencia granular y materiales residuales de hormigón	3	0,51
-----------	-------------------	-------------	---	---	-------------

2,00 Rechazo Rechazo pardo Materiales residuales de hormigón

SONDEO N°:

S 3

Pos. GPS 

S 27°27'38.79"

O 58°49'49.50"

Profundidad	Descripción de los Estratos			Ensayo de Penetración Normal	
	Clasif S.U.C.S. De Campo	Color	Material	Nº de Golpes	Tensión Admisible (kgs/cm2)

0-0,50 Arcilla Arenosa Sucia

0,50-1,00	Arcilla Arenosa	Pardo verdoso	Material fino cohesivo con presencia granular	3	0,31
-----------	-----------------	---------------	---	---	-------------

-1,10m Nivel Freático					
1,00-1,60	Arenosa Arcillosa	Pardo verdoso	Material fino cohesivo con presencia granular y materiales residuales de hormigón	3	0,51
1,60	Rechazo	pardo	Materiales residuales de hormigón	Rechazo	

SONDEO N°:

S 4

Pos. GPS \hat{C} Trex30

S 27°27'38.99"

O 58°49'49.15"

Profundidad m	Descripción de los Estratos			Ensayo de Penetración Normal	
	Clasif S.U.C.S. De Campo	Color	Material	Nº de Golpes	Tensión Admisible (kgs/cm ²)
0-0,50	Arcilla Arenosa Sucia				
0,50-1,00	Arcilla Arenosa	Pardo verdoso	Material fino cohesivo con presencia granular	3	0,31
1,00-2,00	Arena Arcillosa	Pardo verdoso	Material granular con presencia fino cohesivo y materiales residuales de hormigón	3	0,51
-2,10m Nivel Freático					
2,00-3,00	Arena Compacta - Arenisca	Pardo Oscuro - Marrón	Material granular compacto, arenisca cementada	Rechazo	

4.2 Planillas Corte Directo In Situ (Vane Test)

Habiéndose mencionado el procedimiento en el punto 2.1.3 Ensayo de Corte Directo In Situ (Vane Test), se transcriben a continuación en la PLANILLA DE CORTE, el resumen de los datos obtenidos y su correspondiente ajuste a unidades de cálculo.

Planillas Corte Directo In Situ (Vane Test)

Profundidad m	Sondeo Número																	
	Lectura de Unidades de Comparador																	
	S 1		S 2		S 3		S 4		S 5		S 6		S 7		S 8		S 9	
	Nro	Nro	Nro	Nro	Nro	Nro	Nro	Nro	Nro	Nro	Nro	Nro	Nro	Nro	Nro	Nro	Nro	Nro
-1,00	38	39					22	35										
-2,00	49	29					27	16										
-3,00	39	29																

Profundidad m	Resistencia de Corte																	
	Cu _{ROTURA} (kg/cm ²) - μ _{ROTURA} (kg/cm ²)																	
	S 1		S 2		S 3		S 4		S 5		S 6		S 7		S 8		S 9	
	Cu _{ROTURA}	μ _{ROTURA}	Cu _{ROTURA}	μ _{ROTURA}	Cu _{ROTURA}	μ _{ROTURA}	Cu _{ROTURA}	μ _{ROTURA}	Cu _{ROTURA}	μ _{ROTURA}	Cu _{ROTURA}	μ _{ROTURA}	Cu _{ROTURA}	μ _{ROTURA}	Cu _{ROTURA}	μ _{ROTURA}	Cu _{ROTURA}	μ _{ROTURA}
-1,00	5,4	5,6	0,0	0,0	0,0	0,0	3,1	5,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
-2,00	7,0	4,1					3,9	2,3										
-3,00	5,6	4,1																

Constante de Calibración de Aro de Carga 0,143 kg/cm²

Profundidad m	Resistencia de Corte																	
	Cu _{ADM} (kg/cm ²)																	
	S 1		S 2		S 3		S 4		S 5		S 6		S 7		S 8		S 9	
	Cu _{ADM}	μ _{ADM}	Cu _{ADM}	μ _{ADM}	Cu _{ADM}	μ _{ADM}	Cu _{ADM}	μ _{ADM}	Cu _{ADM}	μ _{ADM}	Cu _{ADM}	μ _{ADM}	Cu _{ADM}	μ _{ADM}	Cu _{ADM}	μ _{ADM}	Cu _{ADM}	μ _{ADM}
-1,00	1,2	0,15	0,0	0,00	0,0	0,00	0,7	0,14	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
-2,00	1,6	0,12					0,9	0,06										
-3,00	1,2	0,9																

Coefficiente de Afectación de Seguridad $\gamma = 4,5$

El Par torsor está dado por la fórmula: $Mt = Cu \cdot \pi \cdot D^2 \cdot H \cdot \frac{(1 + \frac{D}{3 \cdot H})}{2}$

siendo: Mt = Momento torsor aplicado al molinete

Cu = Resistencia al corte en kg/cm²

D² y H = diámetro y altura del molinete respectivamente

5. CONCLUSIONES (ver planilla resumen al final)

De los resultados obtenidos en los análisis granulométricos, límites de Atterberg, se han confeccionado las planillas de Resultados Anexas al final. Basados en los datos obtenidos, las resistencias admisibles obtenidas, y el tipo de suelo, de heterogeneidad y con abundantes residuos de naturalezas varias, y considerando la capacidad muy baja demostrada a nivel sub superficial, se sugiere como alternativas de fundación: a) **Colocación de colchonetas como medio de soporte fundacional de los gaviones, en dos niveles escalonados, como mínimo, previo al tratamiento de contención.**

6. RECOMENDACIONES

Analizados los datos obtenidos de la exploración de los suelos subyacentes en su relación suelo-estructura, y los parámetros de laboratorio, se desarrolla el siguiente punto de **Recomendaciones**, en el que se indican algunas disposiciones respecto al tratamiento del suelo y a los sistemas de fundaciones que se consideran adecuados.

6.1.1 Preparación del Terreno

Habiéndose detectado numerosos obstáculos durante los procesos de campo, se sugiere que sean removidos los bloques de mayor tamaño, o en su defecto que se lo compacte dentro del manto superficial muy blando, como elementos de rellenos y mejoras de la capacidad de soporte para las futuras estructuras.

6.1.2 Relleno

Terminados los trabajos de preparación, habiendo mencionado los problemas que pudieran surgir por la remoción y si correspondiera por características del proyecto, se deberá proceder a rellenar con el aporte de suelo seleccionados de baja plasticidad ($10 < IP < 15$) y baja a nula capacidad potencial de actividad (expansión o contracción), aportando, además, arenas que pueden venir de refulado, para lograr una nivelación adecuada, que a la fecha de es inexistente.

7. SISTEMA FUNDACIONAL

a. **Fundación Directa por colchonetas flexibles** (valores propuestos, a criterio del calculista considerarlos)

- i. **Cota de Solera Fundación (Df):** **NIVEL DE PROYECTO (-0,10m a -0,20m)**
- ii. **Tensión admisible (σ_{adm}):** **0,300 kg/cm²** (a consideración del calculista)
- iii. **Canto mínimo Colchoneta (H_{min}):** **30cm** (se deberá calcular)
- iv. **Ancho mínimo Colchoneta (B_{min}):** **300cm** (se deberá calcular)
- v. **Coefficiente de Seguridad (γ):** **3**
- vi. **Previsión: Asegurar un correcto compactado de fondo, con su respectiva nivelación. Garantizar el escalonamiento de las colchonetas en al menos 1/3 de su ancho, para que cumpla su función de manera correcta.**

8. CROQUIS DE UBICACIONES



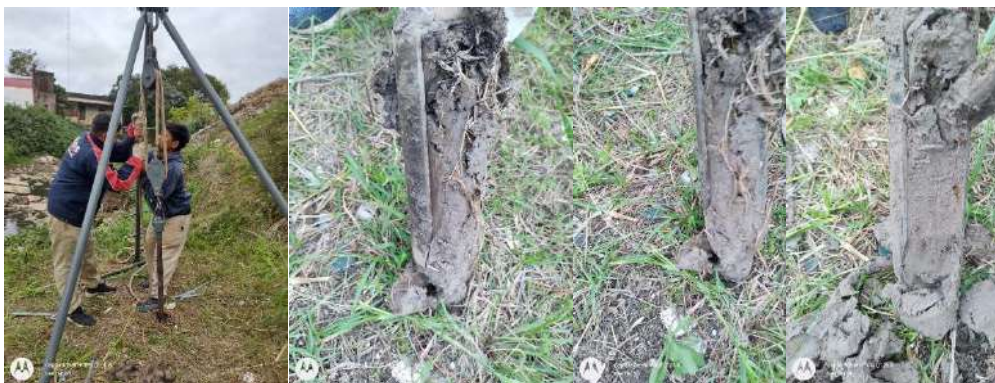
UBICACIÓN DE SONDEOS S 1 al S 4

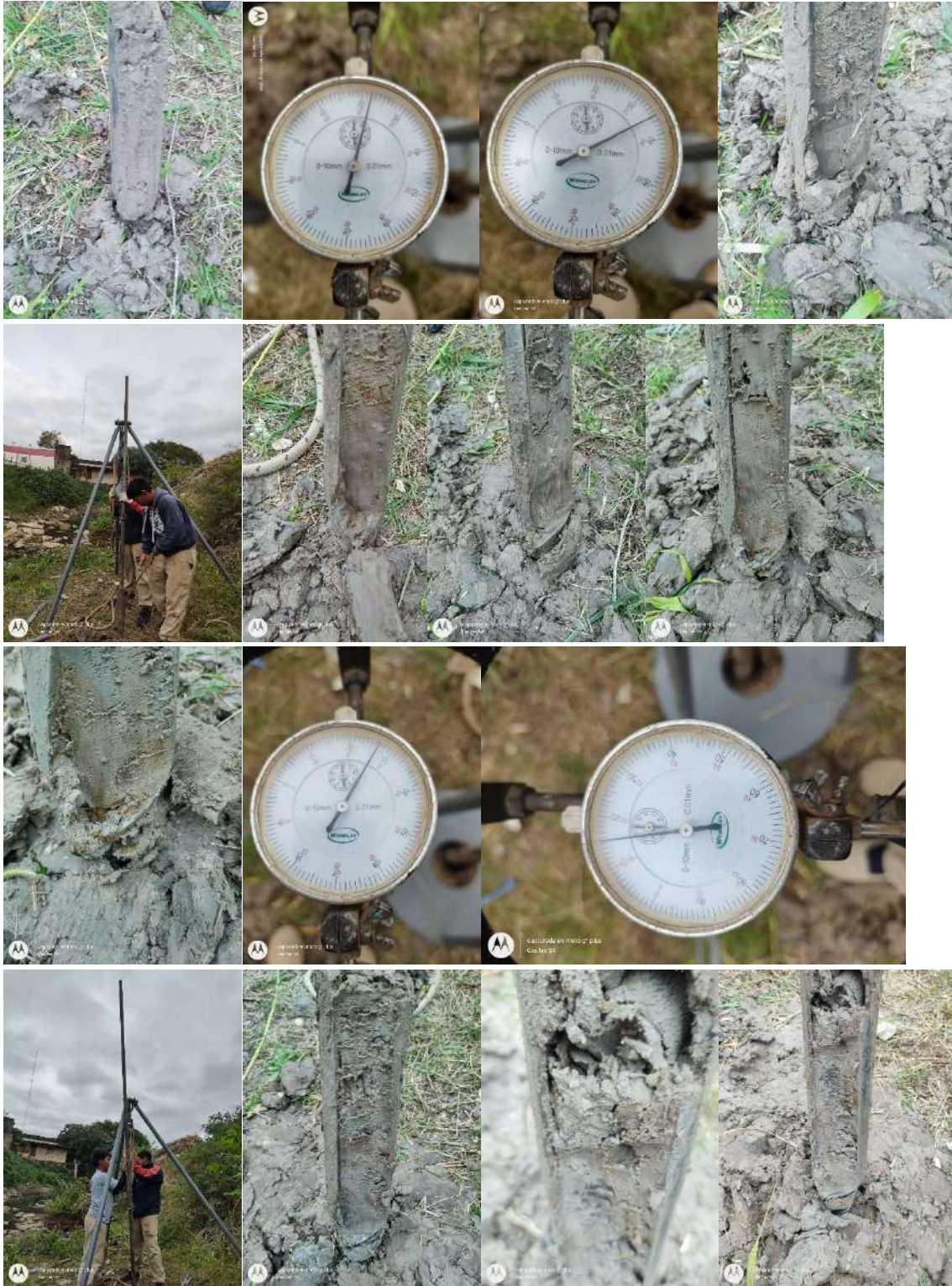
9. FOTOS













10. BIBLIOGRAFIA

- 1.1. Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica. Terzaghi-Peck. Ed. El Ateneo. 1968.
- 1.2. Mecánica de Suelos, cimientos y estructuras de tierra. Tschebotarioff. Ed. Aguilar. 1967.
- 1.3. Mecánica de Suelos. Lambe y Whitman. 1993.
- 1.4. Mecánica de Suelos. Tomo I, II y III. Juárez Badillo-Rodríguez. Ed. Limusa-Noriega. 1993.
- 1.5. Suelos, Fundaciones y Muros. Fratelli. Ed. Bonalde. 1993.
- 1.6. Ingeniería de Cimentaciones. Delgado Vargas. 1988.
- 1.7. Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. Braja M. Das. Ed. Thompson Learning. 2001.
- 1.8. Cálculo de fundaciones para líneas de transmisión de energía eléctrica con el método de Sulzberger. Ing. Tadeo Maciejewsky. Edición Electrotecnia Argentina. Marzo-Abril/1964.
- 1.9. Cimentaciones. Schulze / Simmer. Ed. H. Blume Ediciones. 1979.
- 1.10. NORMAS IRAM N° 10500/501/502/507/509/510/515/516/518/519/521/529/534 VIGENTES A LA FECHA
- 1.11. Ensayo de Corte Directo In Situ. Norma A.S.T.M. D 2573 – 72 (78)

PLANILLAS DE SONDEOS – CLASIFICACIÓN – SPT

Sondeo S 1

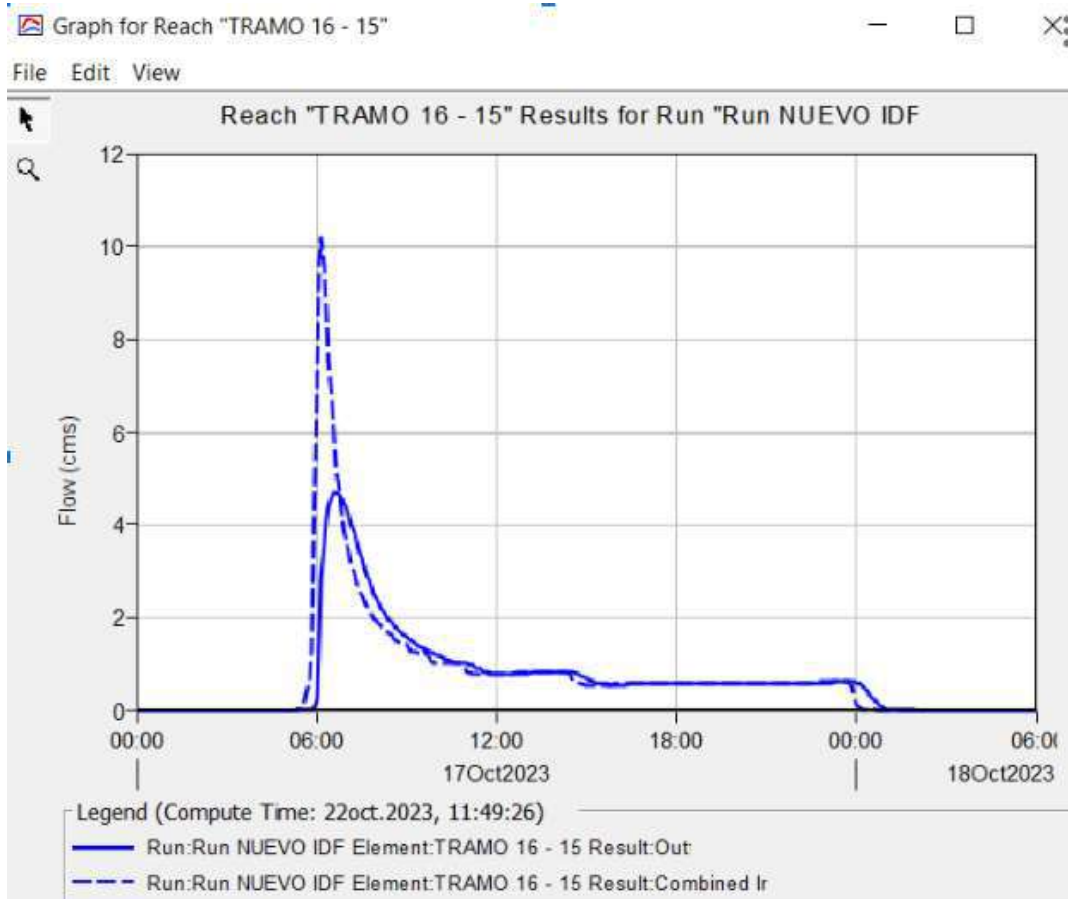
		OBRA : Acceso Parque mitre - NEXO SA – Ing. Guido Paparella SONDEO : S 1		Estudio Número : 2023-00044					
				Fecha de Ejecución: 11/9/2023					
Prof. (m)	ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR - SPT - SACAMUESTRAS TERZAGHI -	CLASIFICACIÓN		DESCRIPCION DEL PERFIL					
	NUMERO DE GOLPES (NSPT)	PERFIL	Sistema SUCS Sistema HRB COLOR	VANE TEST		PESOS UNITARIOS		N.T.N. Cota (m.s.n.m.)= s/d	
	0,0 0 10 20 30 40 50 60 70 80			ϕ_u (°)	τ_u kg/cm ²	Nat γ kg/cm ³	Seco γ_d kg/cm ³		
1,0	3 0,31	CL-ML	---	Pardo Claro	18°	1,90	1,81	1,30	Arcilla Limosa Baja Plasticidad
2,0	3 0,51	CL	---	Pardo, manchas marrón oscuro	23°	3,90	1,80	1,32	Arcilla Inorgánica Baja Plasticidad
3,0	3 0,36	CL	---	Pardo claro	22°	5,80	1,82	1,33	Arcilla Inorgánica Baja Plasticidad
4,0	4 0,52	SC-SP	---	Pardo Verdoso	24°	---	1,81	1,34	Arena Arcillosa
5,0	5 0,71	SC-SP	---	Pardo Verdoso	23°	---	1,83	1,32	Arena Arcillosa
6,0	24 2,75	SP	---	Pardo	25°	---	1,84	1,32	Arena Mal Graduada
7,0	40 3	SP	---	Pardo, manchas marrón oscuro	25°	---	1,85	1,31	Arena Mal Graduada

		OBRA : Acceso Parque mitre - NEXO SA – Ing. Guido Paparella SONDEO : S 1		Estudio Número : 2023-00044													
				Fecha de Ejecución: 11/9/2023													
Prof. (m)	ENSAYOS DE LABORATORIO										DESCRIPCION DEL PERFIL						
	ÍNDICES FÍSICOS				GRANULOMETRÍA				CLASIFICACIÓN		VANE TEST		PESOS UNITARIOS		N.T.N. Cota (m.s.n.m.)= s/d		
	Wn (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	PORCENTAJE PASANTE				COEF.	Sistema SUCS	Sistema HRB	ϕ_u (°)	τ_u kg/cm ²	Nat γ kg/cm ³		Seco γ_d kg/cm ³	
					# 10	# 40	# 100	# 200	Cu	Cc							
1,0	28	32	16	16	100	100	100	92	---	---	CL-ML	---	18°	1,90	1,81	1,30	Arcilla Limosa Baja Plasticidad
2,0	27	34	15	19	100	100	100	80	---	---	CL	---	23°	3,90	1,80	1,32	Arcilla Inorgánica Baja Plasticidad
3,0	27	30	15	15	100	100	99	78	---	---	CL	---	22°	5,80	1,82	1,33	Arcilla Inorgánica Baja Plasticidad
4,0	26	26	20	6	100	100	98	11	---	---	SC-SP	---	24°	---	1,81	1,34	Arena Arcillosa
5,0	28	29	24	5	97	95	92	10	---	---	SC-SP	---	23°	---	1,83	1,32	Arena Arcillosa
6,0	28	NoP	NoP	NoP	94	90	84	5	4,3	1,3	SP	---	25°	---	1,84	1,32	Arena Mal Graduada
7,0	29	NoP	NoP	NoP	90	90	86	3	2,8	1,1	SP	---	25°	---	1,85	1,31	Arena Mal Graduada

Anexo del capítulo 3 – Estudios hidrológicos

Para el presente se anexan los hidrogramas de entrada y salida brindados del modelado hidrológico con el software HEC-HMS, divididos en sub tramos y sub cuencas, y además los valores de descarga pico y volúmenes de entrada y salida.

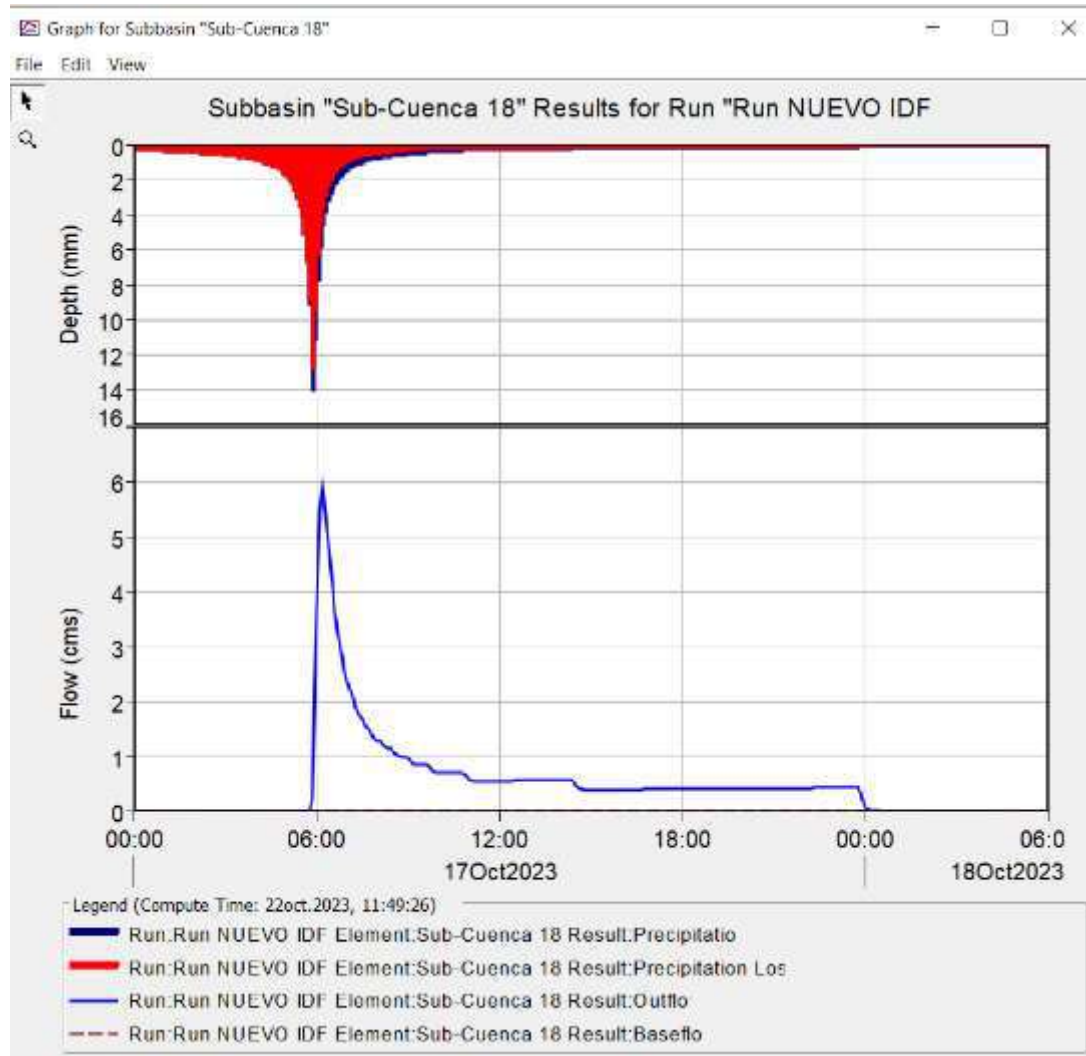
Tramo 16 – 15



Summary Results for Reach "TRAMO 16 - 15"

Project: Cuenca del Poncho Verde		Simulation Run: Run NUEVO IDF	
Reach: TRAMO 16 - 15			
Start of Run:	17oct.2023, 00:00	Basin Model:	Poncho Verde
End of Run:	18oct.2023, 06:00	Meteorologic Model:	Met 3 - nuevo idf
Compute Time:	22oct.2023, 11:49:26	Control Specifications:	Control nuevo idf
Volume Units: <input type="radio"/> MM <input checked="" type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Inflow:	10,2 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow	17oct.2023, 06:10
Peak Discharge:	4,7 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	17oct.2023, 06:40
Inflow Volume:	80,5 (1000 M3)	Discharge Volume:	73,7 (1000 M3)

Subcuenca 18



Summary Results for Subbasin "Sub-Cuenca 18"

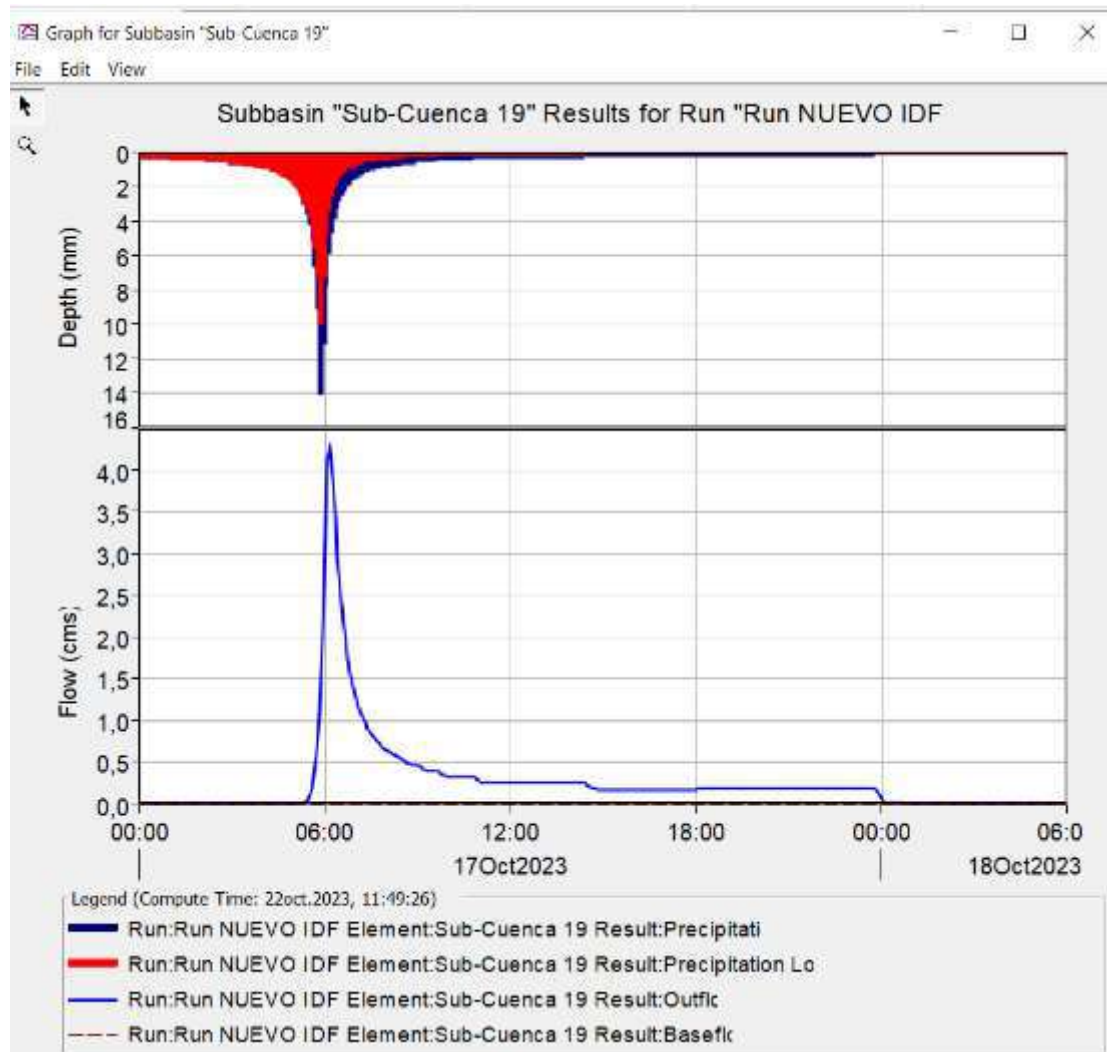
Project: Cuenca del Poncho Verde Simulation Run: Run NUEVO IDF
Subbasin: Sub-Cuenca 18

Start of Run: 17oct.2023, 00:00	Basin Model: Poncho Verde
End of Run: 18oct.2023, 06:00	Meteorologic Model: Met 3 - nuevo idf
Compute Time:22oct.2023, 11:49:26	Control Specifications:Control nuevo idf

Volume Units: MM 1000 M3

Computed Results	
Peak Discharge: 5,9 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:17oct.2023, 06:10
Precipitation Volume:265,5 (1000 M3)	Direct Runoff Volume: 52,1 (1000 M3)
Loss Volume: 213,4 (1000 M3)	Baseflow Volume: 0,0 (1000 M3)
Excess Volume: 52,1 (1000 M3)	Discharge Volume: 52,1 (1000 M3)

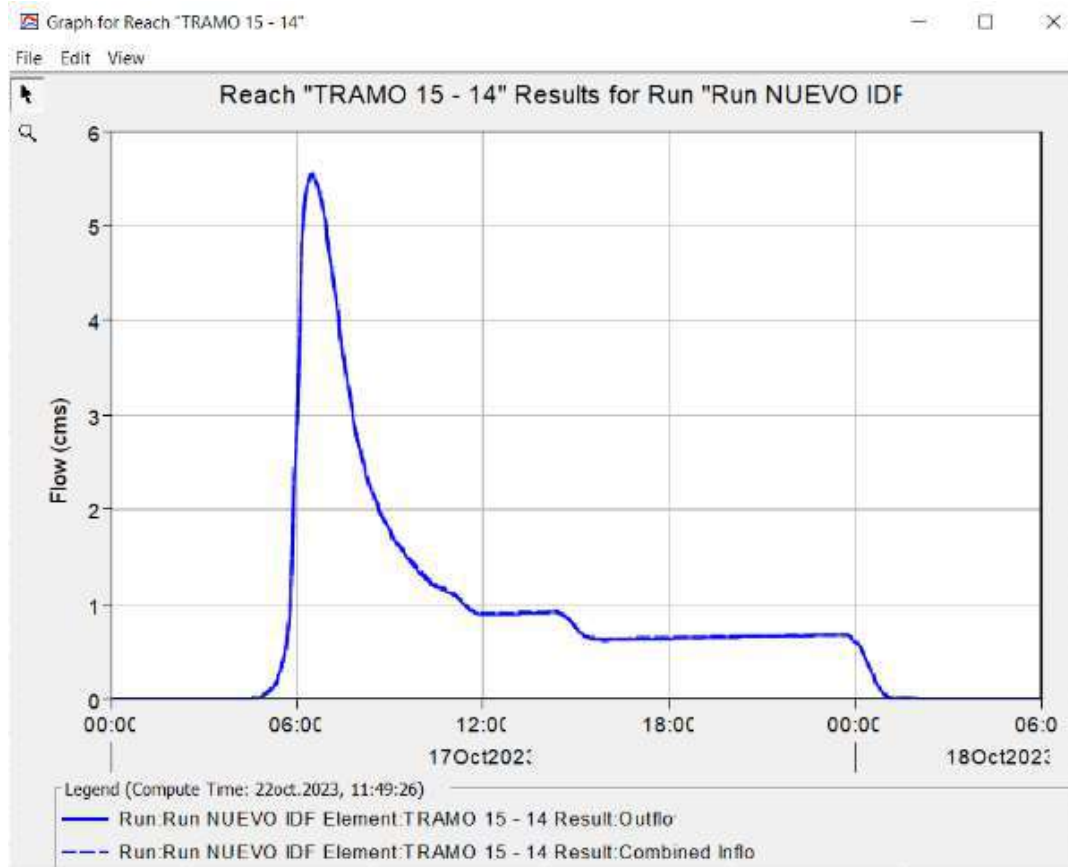
Subcuenca 19



Summary Results for Subbasin "Sub-Cuenca 19"

Project: Cuenca del Poncho Verde		Simulation Run: Run NUEVO IDF	
Subbasin: Sub-Cuenca 19			
Start of Run:	17oct.2023, 00:00	Basin Model:	Poncho Verde
End of Run:	18oct.2023, 06:00	Meteorologic Model:	Met 3 - nuevo idf
Compute Time:	22oct.2023, 11:49:26	Control Specifications:	Control nuevo idf
Volume Units: <input type="radio"/> MM <input checked="" type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Discharge:	4,3 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	17oct.2023, 06:10
Precipitation Volume:	83,8 (1000 M3)	Direct Runoff Volume:	28,4 (1000 M3)
Loss Volume:	55,4 (1000 M3)	Baseflow Volume:	0,0 (1000 M3)
Excess Volume:	28,4 (1000 M3)	Discharge Volume:	28,4 (1000 M3)

Tramo 15 – 14



Summary Results for Reach "TRAMO 15 - 14"

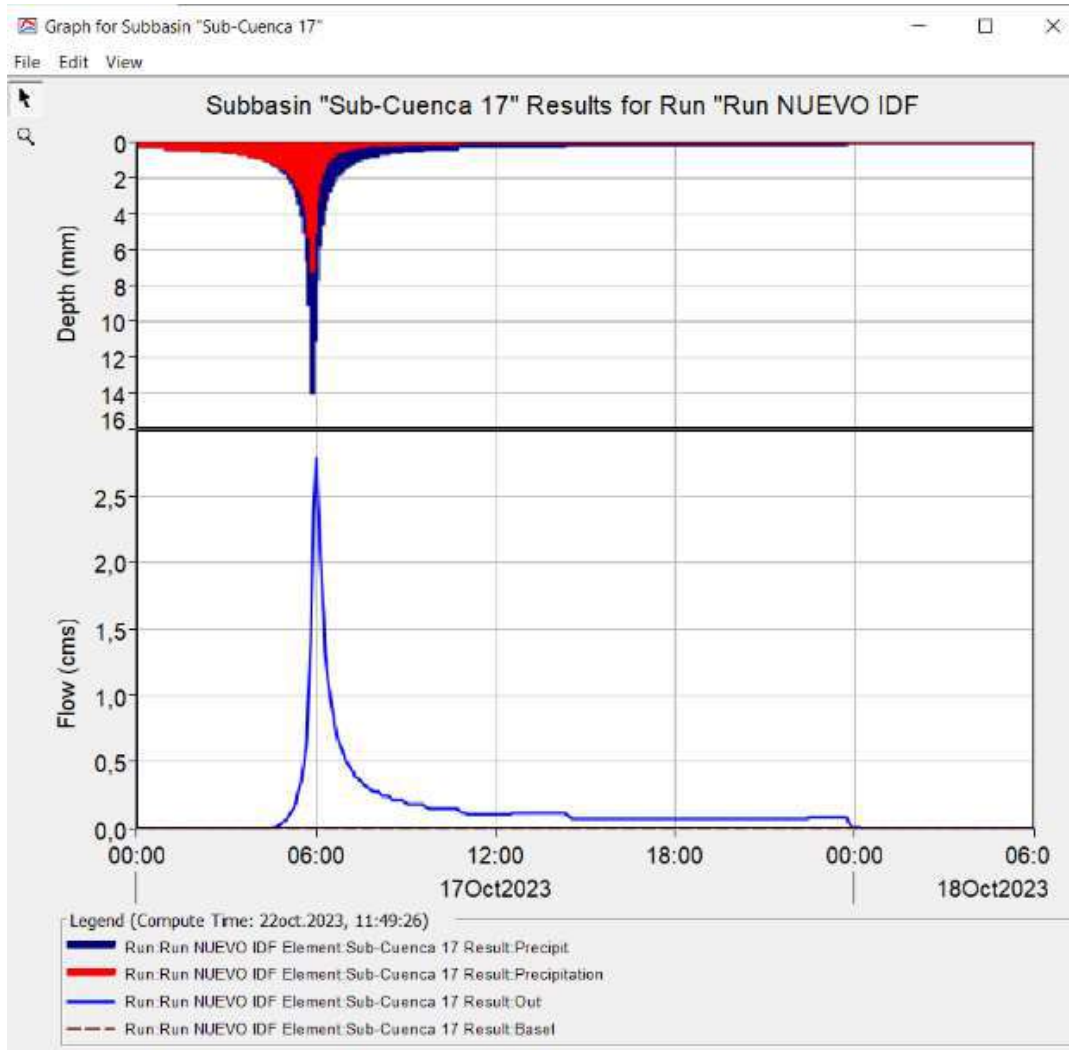
Project: Cuenca del Poncho Verde Simulation Run: Run NUEVO IDF
Reach: TRAMO 15 - 14

Start of Run: 17oct.2023, 00:00	Basin Model: Poncho Verde
End of Run: 18oct.2023, 06:00	Meteorologic Model: Met 3 - nuevo idf
Compute Time: 22oct.2023, 11:49:26	Control Specifications: Control nuevo idf

Volume Units: MM 1000 M3

Computed Results	
Peak Inflow: 5,6 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow 17oct.2023, 06:30
Peak Discharge: 5,5 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge: 17oct.2023, 06:30
Inflow Volume: 87,7 (1000 M3)	Discharge Volume: 86,6 (1000 M3)

Sub cuenca 17



Summary Results for Subbasin "Sub-Cuenca 17"

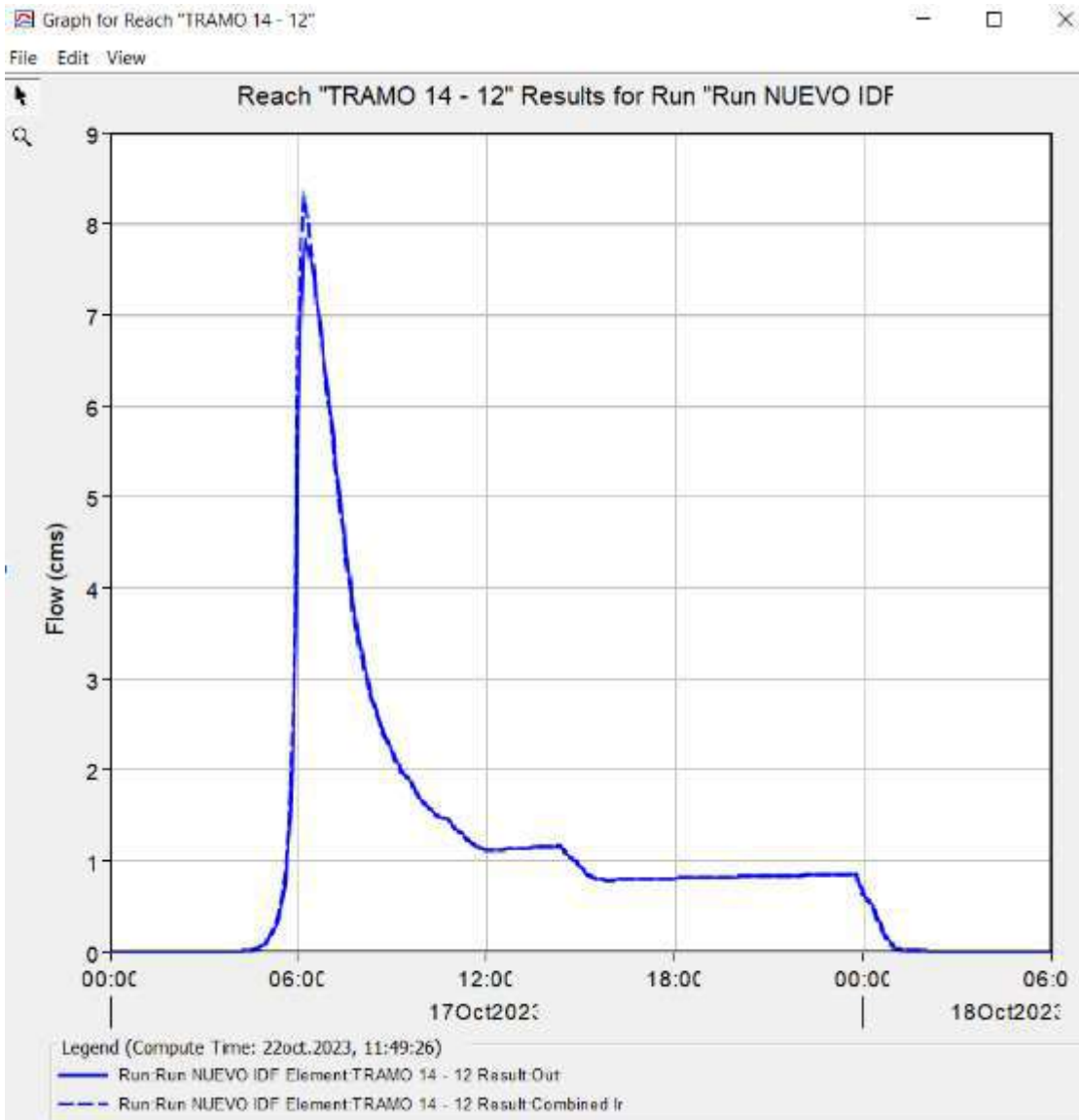
Project: Cuenca del Poncho Verde Simulation Run: Run NUEVO IDF
Subbasin: Sub-Cuenca 17

Start of Run: 17oct.2023, 00:00	Basin Model: Poncho Verde
End of Run: 18oct.2023, 06:00	Meteorologic Model: Met 3 - nuevo idf
Compute Time: 22oct.2023, 11:49:26	Control Specifications: Control nuevo idf

Volume Units: MM 1000 M3

Computed Results	
Peak Discharge: 2,8 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge: 17oct.2023, 06:00
Precipitation Volume: 29,3 (1000 M3)	Direct Runoff Volume: 14,0 (1000 M3)
Loss Volume: 15,3 (1000 M3)	Baseflow Volume: 0,0 (1000 M3)
Excess Volume: 14,0 (1000 M3)	Discharge Volume: 14,0 (1000 M3)

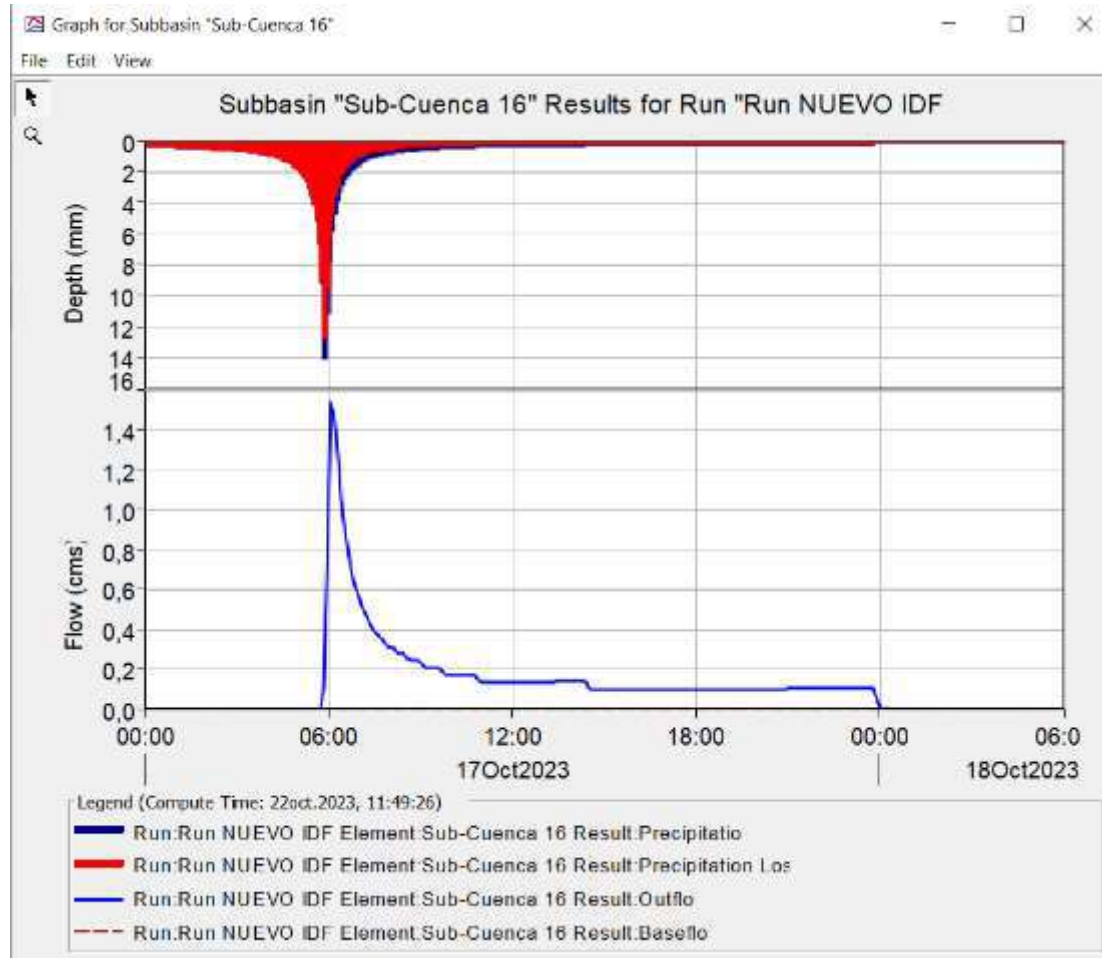
Tramo 14 – 12



Summary Results for Reach "TRAMO 14 - 12"

Project: Cuenca del Poncho Verde		Simulation Run: Run NUEVO IDF	
Reach: TRAMO 14 - 12			
Start of Run: 17oct.2023, 00:00	Basin Model: Poncho Verde		
End of Run: 18oct.2023, 06:00	Meteorologic Model: Met 3 - nuevo idf		
Compute Time: 22oct.2023, 11:49:26	Control Specifications: Control nuevo idf		
Volume Units: <input type="radio"/> MM <input checked="" type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Inflow: 8,3 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow	17oct.2023, 06:10	
Peak Discharge: 7,8 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	17oct.2023, 06:15	
Inflow Volume: 112,7 (1000 M3)	Discharge Volume:	112,2 (1000 M3)	

Sub cuenca 16



Summary Results for Subbasin "Sub-Cuenca 16"

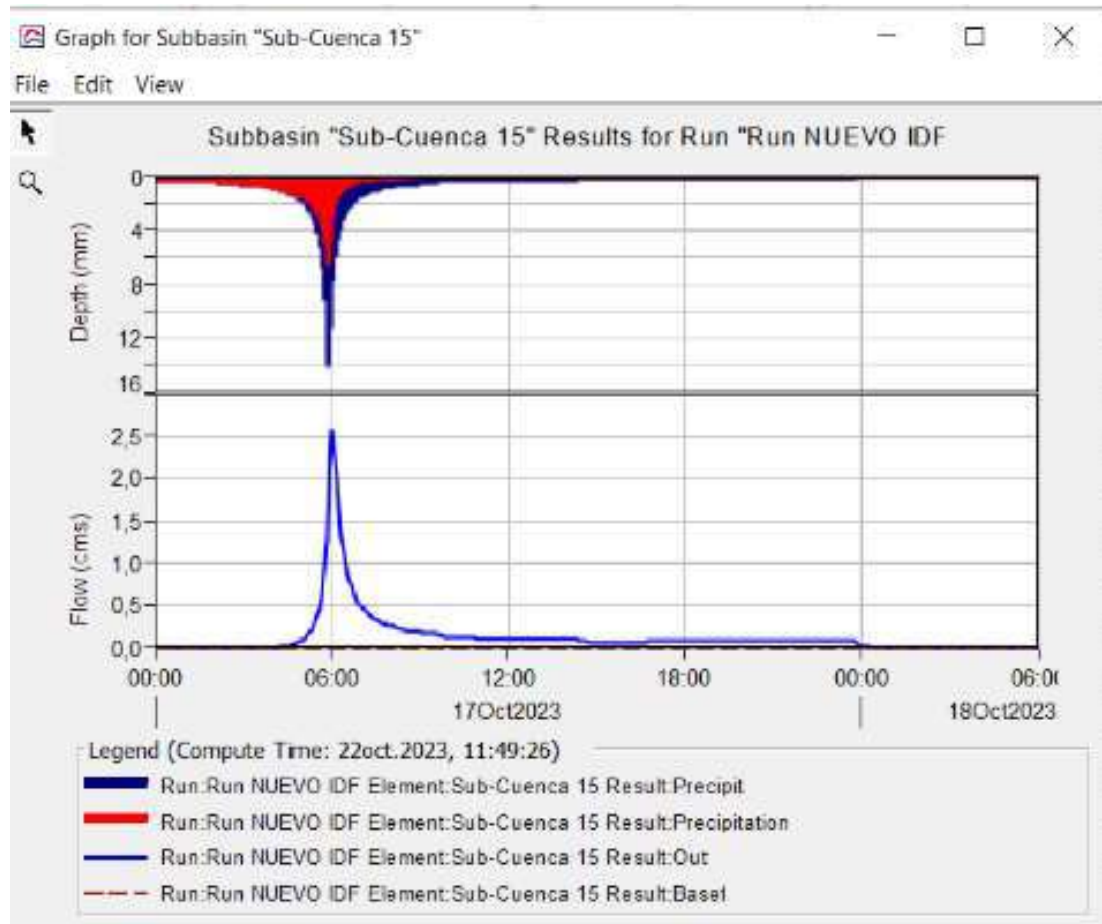
Project: Cuenca del Poncho Verde Simulation Run: Run NUEVO IDF
Subbasin: Sub-Cuenca 16

Start of Run: 17oct.2023, 00:00	Basin Model: Poncho Verde
End of Run: 18oct.2023, 06:00	Meteorologic Model: Met 3 - nuevo idf
Compute Time: 22oct.2023, 11:49:26	Control Specifications: Control nuevo idf

Volume Units: MM 1000 M3

Computed Results	
Peak Discharge:	1,5 (M3/S)
Precipitation Volume:	65,1 (1000 M3)
Loss Volume:	52,3 (1000 M3)
Excess Volume:	12,8 (1000 M3)
Date/Time of Peak Discharge:	17oct.2023, 06:05
Direct Runoff Volume:	12,8 (1000 M3)
Baseflow Volume:	0,0 (1000 M3)
Discharge Volume:	12,8 (1000 M3)

Sub cuenca 15



Summary Results for Subbasin "Sub-Cuenca 15"

Project: Cuenca del Poncho Verde Simulation Run: Run NUEVO IDF
Subbasin: Sub-Cuenca 15

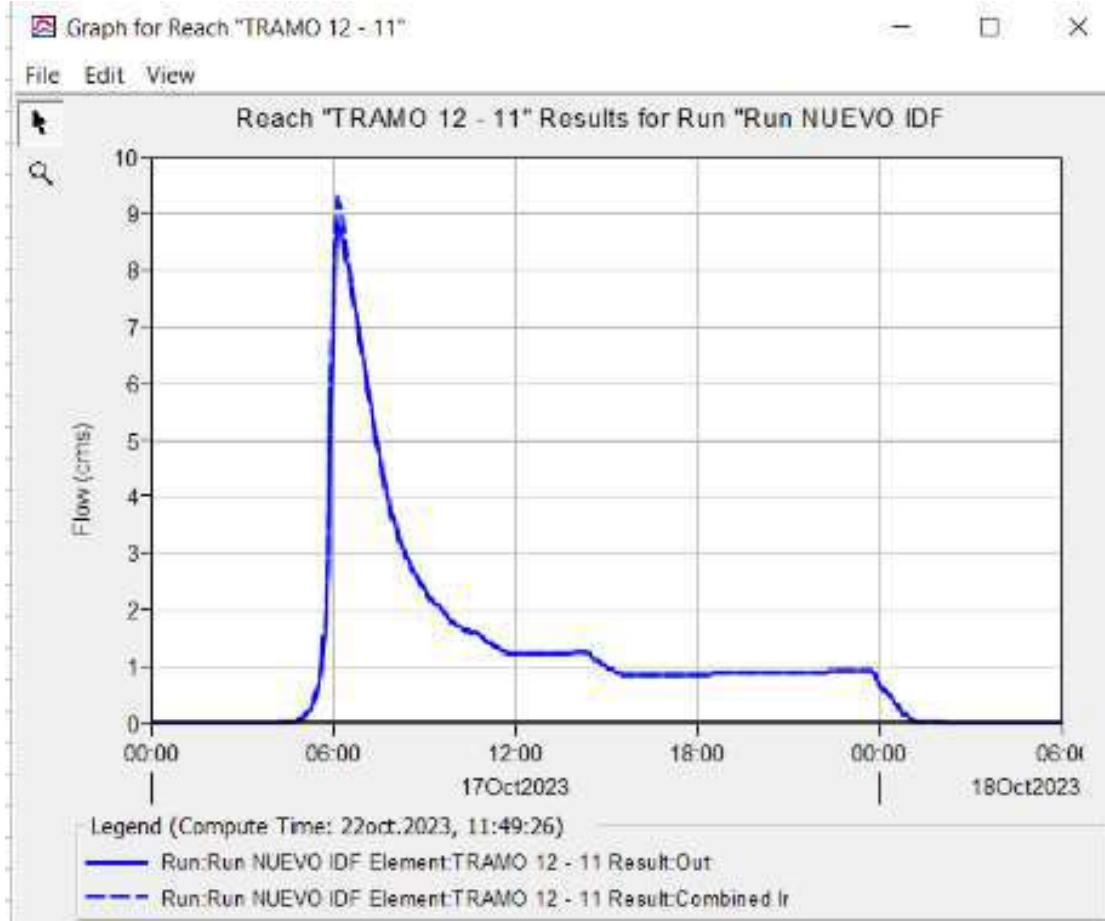
Start of Run: 17oct.2023, 00:00 Basin Model: Poncho Verde
End of Run: 18oct.2023, 06:00 Meteorologic Model: Met 3 - nuevo idf
Compute Time: 22oct.2023, 11:49:26 Control Specifications: Control nuevo idf

Volume Units: MM 1000 M3

Computed Results

Peak Discharge:	2,6 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	17oct.2023, 06:00
Precipitation Volume:	25,5 (1000 M3)	Direct Runoff Volume:	13,3 (1000 M3)
Loss Volume:	12,3 (1000 M3)	Baseflow Volume:	0,0 (1000 M3)
Excess Volume:	13,3 (1000 M3)	Discharge Volume:	13,3 (1000 M3)

Tramo 12 – 11



Summary Results for Reach "TRAMO 12 - 11"

Project: Cuenca del Poncho Verde Simulation Run: Run NUEVO IDF
Reach: TRAMO 12 - 11

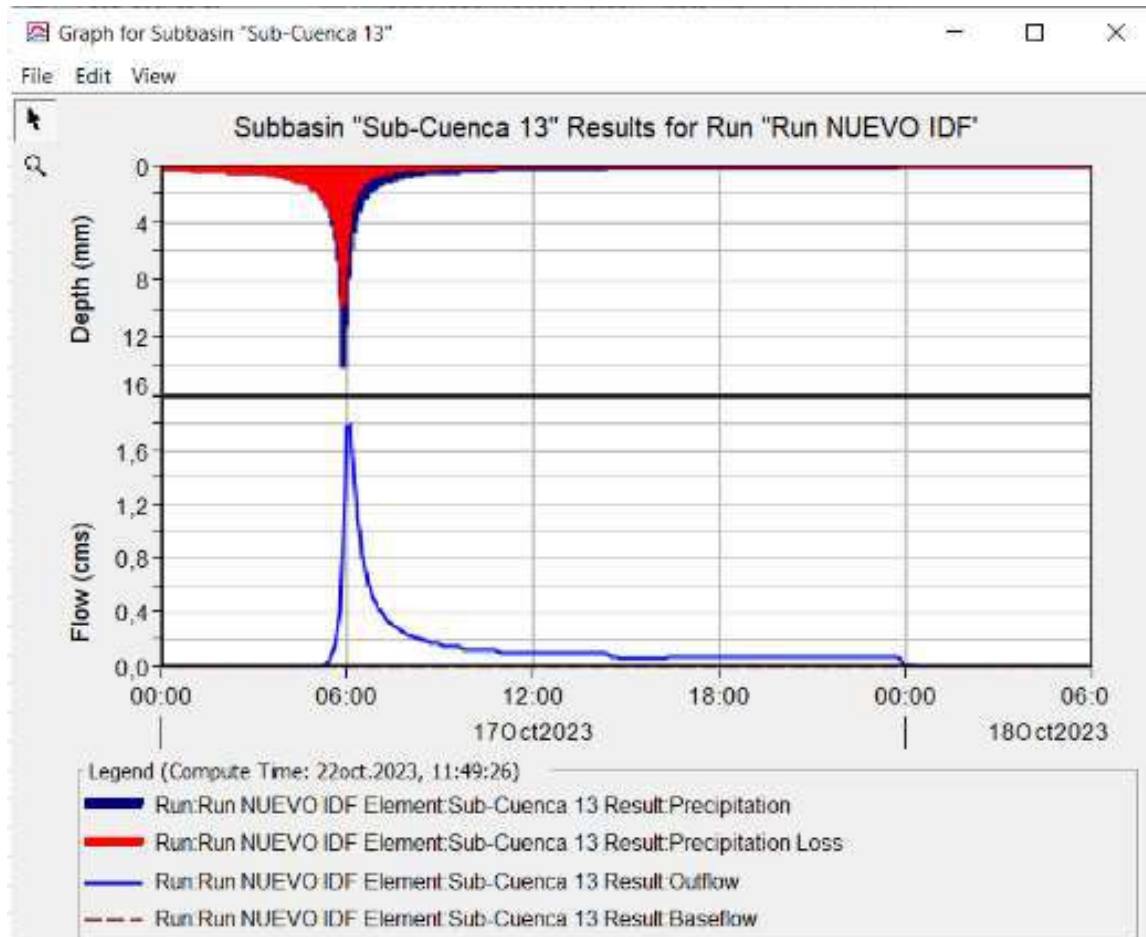
Start of Run: 17oct.2023, 00:00	Basin Model: Poncho Verde
End of Run: 18oct.2023, 06:00	Meteorologic Model: Met 3 - nuevo idf
Compute Time: 22oct.2023, 11:49:26	Control Specifications: Control nuevo idf

Volume Units: MM 1000 M3

Computed Results

Peak Inflow: 9,3 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow: 17oct.2023, 06:10
Peak Discharge: 8,8 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge: 17oct.2023, 06:10
Inflow Volume: 122,9 (1000 M3)	Discharge Volume: 122,3 (1000 M3)

Sub cuenca 13



Summary Results for Subbasin "Sub-Cuenca 13"

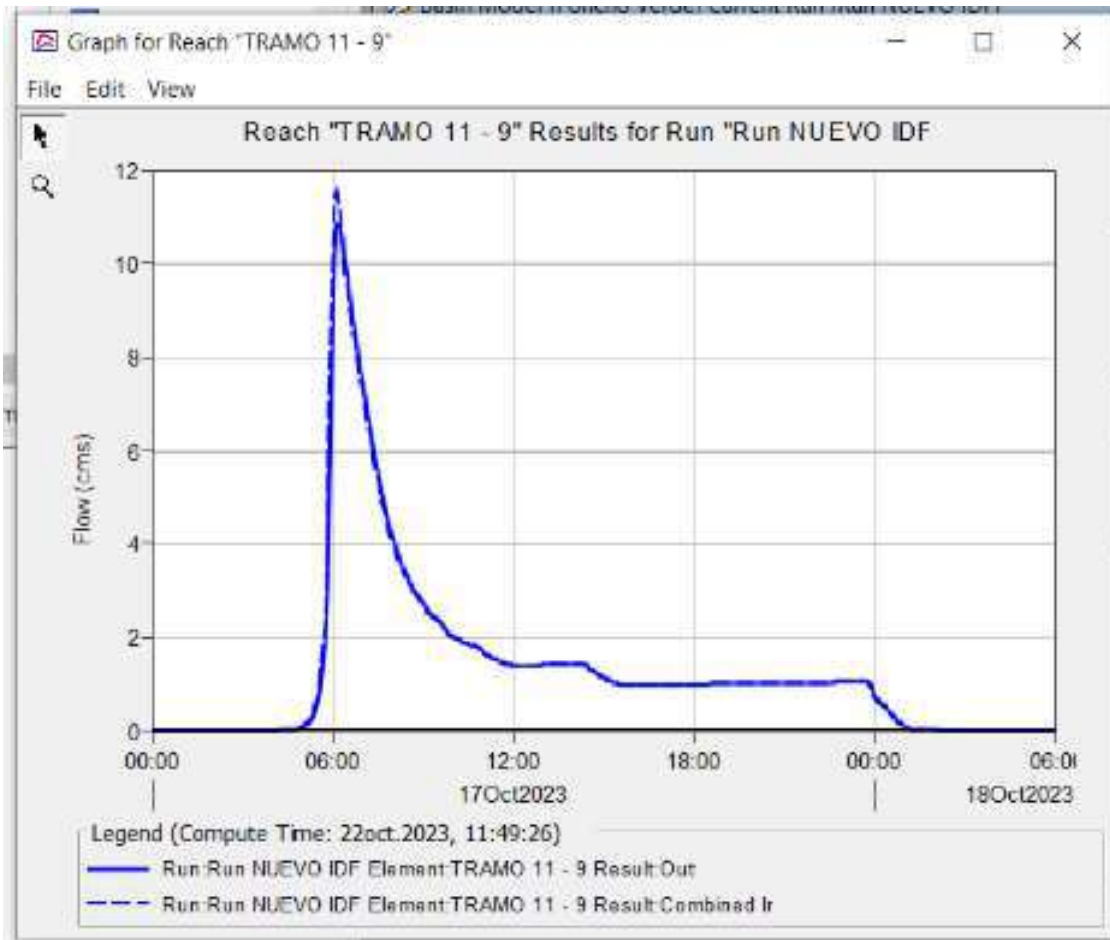
Project: Cuenca del Poncho Verde Simulation Run: Run NUEVO IDF
Subbasin: Sub-Cuenca 13

Start of Run: 17oct.2023, 00:00 Basin Model: Poncho Verde
End of Run: 18oct.2023, 06:00 Meteorologic Model: Met 3 - nuevo idf
Compute Time: 22oct.2023, 11:49:26 Control Specifications: Control nuevo idf

Volume Units: MM 1000 M3

Computed Results			
Peak Discharge:	1,8 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	17oct.2023, 06:05
Precipitation Volume:	30,2 (1000 M3)	Direct Runoff Volume:	10,7 (1000 M3)
Loss Volume:	19,6 (1000 M3)	Baseflow Volume:	0,0 (1000 M3)
Excess Volume:	10,7 (1000 M3)	Discharge Volume:	10,7 (1000 M3)

Tramo 11 – 9



Summary Results for Reach "TRAMO 11 - 9"

Project: Cuenca del Poncho Verde Simulation Run: Run NUEVO IDF
Reach: TRAMO 11 - 9

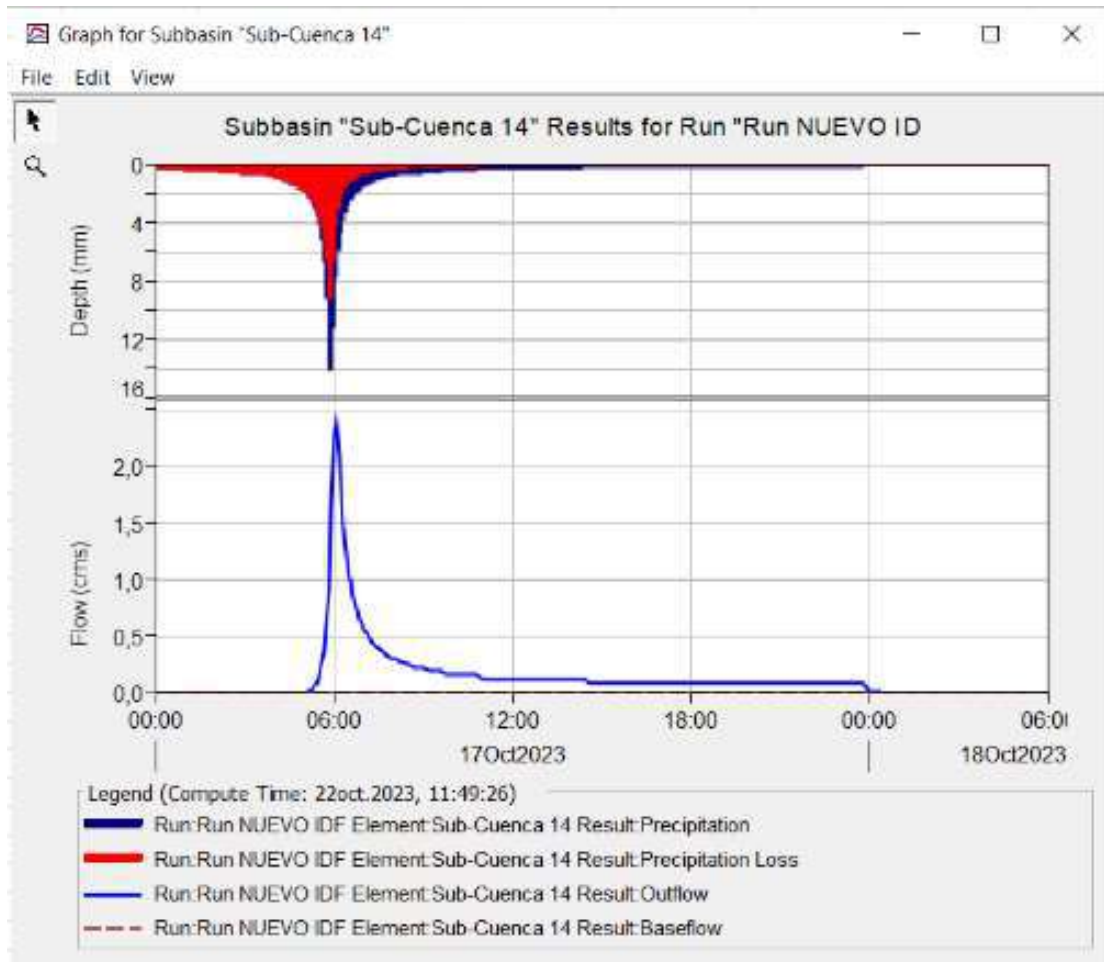
Start of Run: 17oct.2023, 00:00	Basin Model: Poncho Verde
End of Run: 18oct.2023, 06:00	Meteorologic Model: Met 3 - nuevo idf
Compute Time: 22oct.2023, 11:49:26	Control Specifications: Control nuevo idf

Volume Units: MM 1000 M3

Computed Results

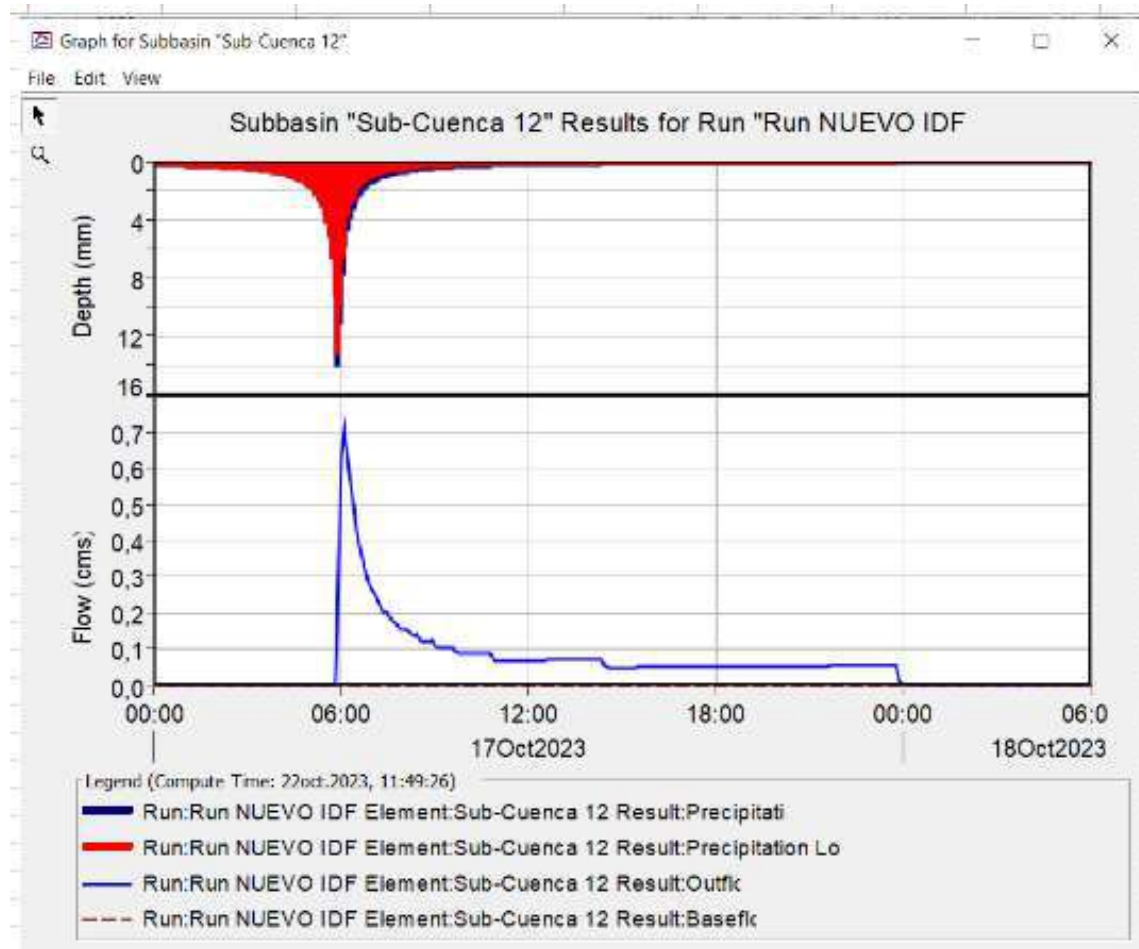
Peak Inflow: 11,6 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow: 17oct.2023, 06:10
Peak Discharge: 10,8 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge: 17oct.2023, 06:10
Inflow Volume: 142,5 (1000 M3)	Discharge Volume: 142,0 (1000 M3)

Sub cuenca 14



Summary Results for Subbasin "Sub-Cuenca 14"			
Project: Cuenca del Poncho Verde		Simulation Run: Run NUEVO IDF	
Subbasin: Sub-Cuenca 14			
Start of Run:	17oct.2023, 00:00	Basin Model:	Poncho Verde
End of Run:	18oct.2023, 06:00	Meteorologic Model:	Met 3 - nuevo idf
Compute Time:	22oct.2023, 11:49:26	Control Specifications:	Control nuevo idf
Volume Units: <input type="radio"/> MM <input checked="" type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Discharge:	2,4 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	17oct.2023, 06:05
Precipitation Volume:	36,7 (1000 M3)	Direct Runoff Volume:	13,9 (1000 M3)
Loss Volume:	22,7 (1000 M3)	Baseflow Volume:	0,0 (1000 M3)
Excess Volume:	13,9 (1000 M3)	Discharge Volume:	13,9 (1000 M3)

Sub cuenca 12



Summary Results for Subbasin "Sub-Cuenca 12"

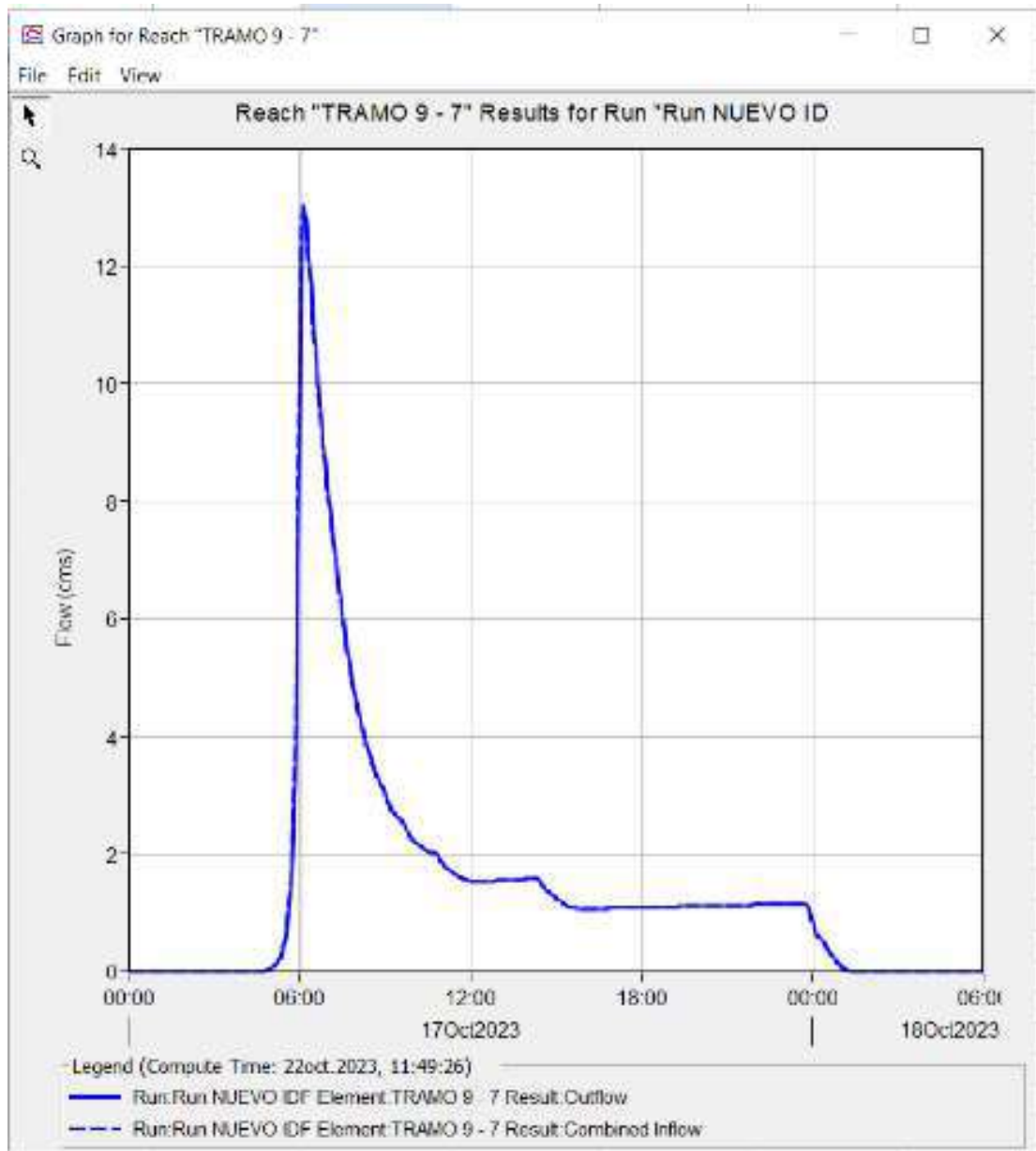
Project: Cuenca del Poncho Verde Simulation Run: Run NUEVO IDF
Subbasin: Sub-Cuenca 12

Start of Run: 17oct.2023, 00:00 Basin Model: Poncho Verde
End of Run: 18oct.2023, 06:00 Meteorologic Model: Met 3 - nuevo idf
Compute Time: 22oct.2023, 11:49:26 Control Specifications: Control nuevo idf

Volume Units: MM 1000 M3

Computed Results	
Peak Discharge:	0,7 (M3/S)
Precipitation Volume:	36,6 (1000 M3)
Loss Volume:	30,3 (1000 M3)
Excess Volume:	6,3 (1000 M3)
Date/Time of Peak Discharge:	17oct.2023, 06:05
Direct Runoff Volume:	6,3 (1000 M3)
Baseflow Volume:	0,0 (1000 M3)
Discharge Volume:	6,3 (1000 M3)

Tramo 9 – 7



Summary Results for Reach "TRAMO 9 - 7"

Project: Cuenca del Poncho Verde Simulation Run: Run NUEVO IDF
Reach: TRAMO 9 - 7

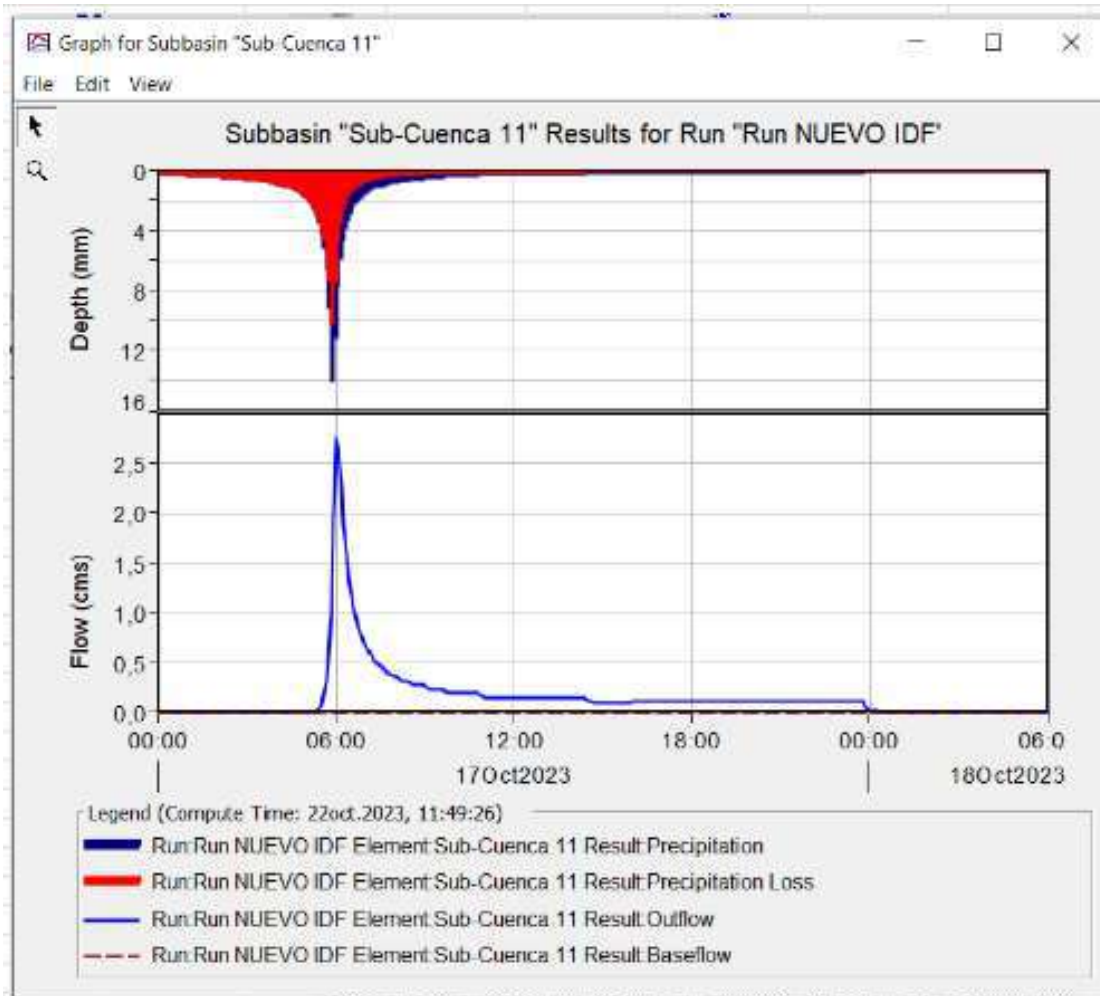
Start of Run: 17oct.2023, 00:00	Basin Model: Poncho Verde
End of Run: 18oct.2023, 06:00	Meteorologic Model: Met 3 - nuevo idf
Compute Time: 22oct.2023, 11:49:26	Control Specifications: Control nuevo idf

Volume Units: MM 1000 M3

Computed Results

Peak Inflow: 13,1 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow: 17oct.2023, 06:10
Peak Discharge: 12,9 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge: 17oct.2023, 06:10
Inflow Volume: 158,1 (1000 M3)	Discharge Volume: 158,1 (1000 M3)

Sub cuenca 11



Summary Results for Subbasin "Sub-Cuenca 11"

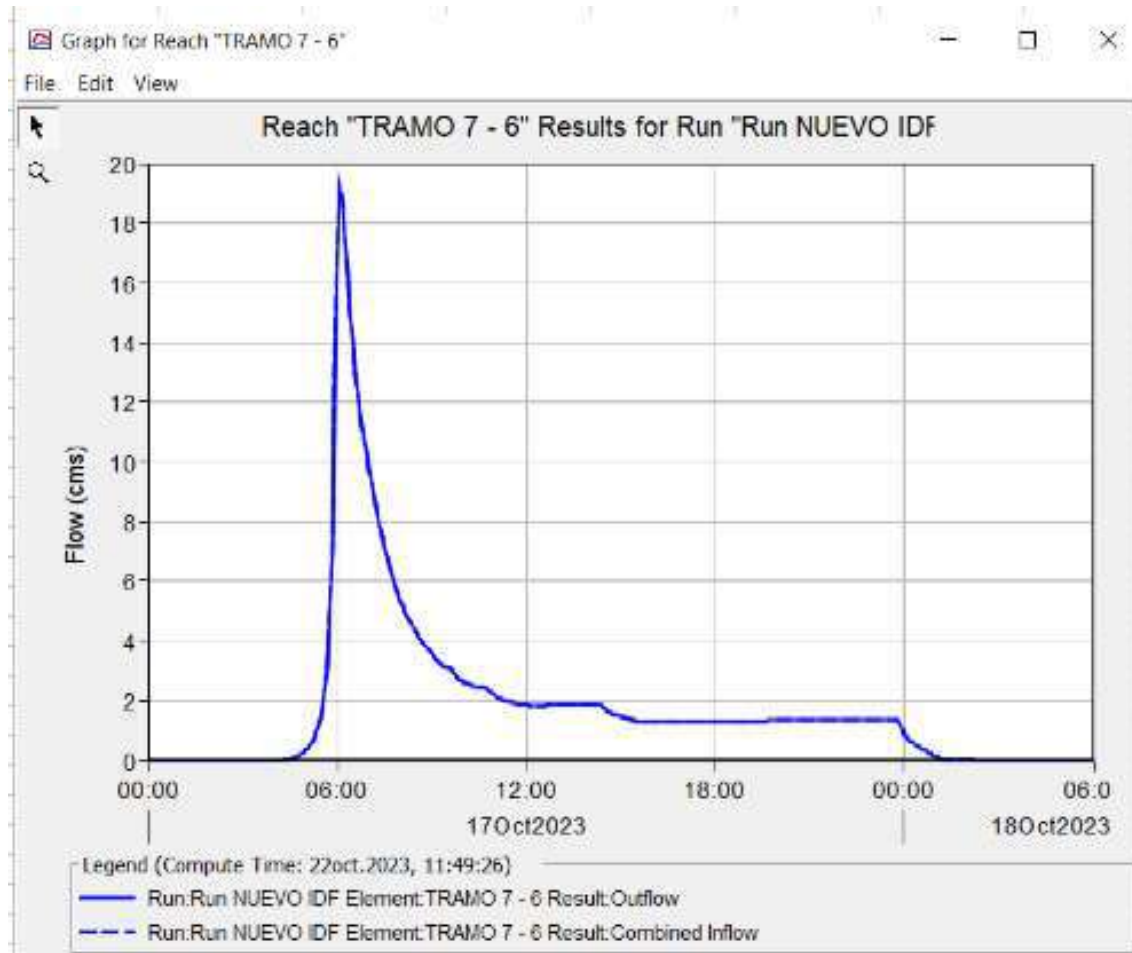
Project: Cuenca del Poncho Verde Simulation Run: Run NUEVO IDF
Subbasin: Sub-Cuenca 11

Start of Run: 17oct.2023, 00:00 Basin Model: Poncho Verde
End of Run: 18oct.2023, 06:00 Meteorologic Model: Met 3 - nuevo idf
Compute Time: 22oct.2023, 11:49:26 Control Specifications: Control nuevo idf

Volume Units: MM 1000 M3

Computed Results	
Peak Discharge:	2,7 (M3/S)
Precipitation Volume:	49,5 (1000 M3)
Loss Volume:	33,4 (1000 M3)
Excess Volume:	16,1 (1000 M3)
Date/Time of Peak Discharge:	17oct.2023, 06:00
Direct Runoff Volume:	16,1 (1000 M3)
Baseflow Volume:	0,0 (1000 M3)
Discharge Volume:	16,1 (1000 M3)

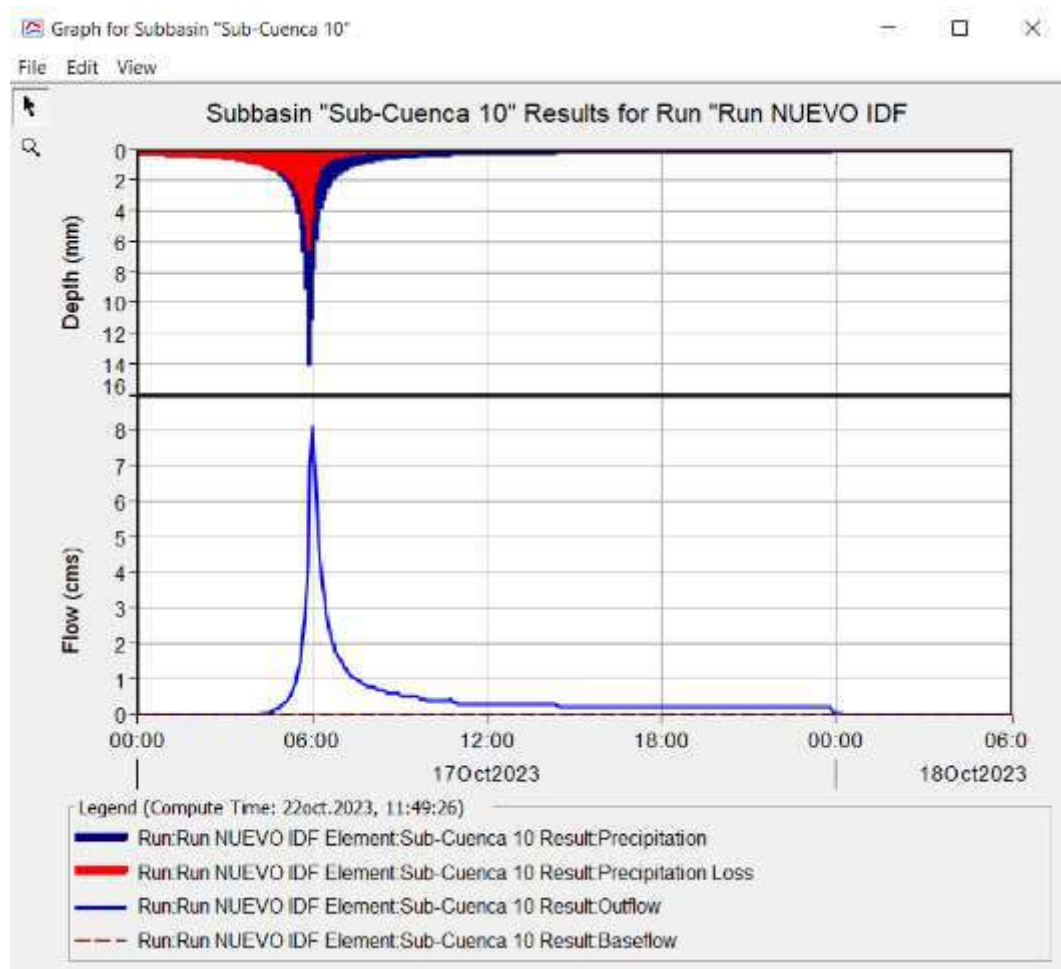
Tramo 7 – 6



Summary Results for Reach "TRAMO 7 - 6"

Project: Cuenca del Poncho Verde		Simulation Run: Run NUEVO IDF	
Reach: TRAMO 7 - 6			
Start of Run: 17oct.2023, 00:00	Basin Model: Poncho Verde		
End of Run: 18oct.2023, 06:00	Meteorologic Model: Met 3 - nuevo idf		
Compute Time: 22oct.2023, 11:49:26	Control Specifications: Control nuevo idf		
Volume Units: <input type="radio"/> MM <input checked="" type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Inflow: 19,3 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow	17oct.2023, 06:05	
Peak Discharge: 19,0 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	17oct.2023, 06:05	
Inflow Volume: 198,3 (1000 M3)	Discharge Volume:	198,2 (1000 M3)	

Sub cuenca 10



Summary Results for Subbasin "Sub-Cuenca 10"

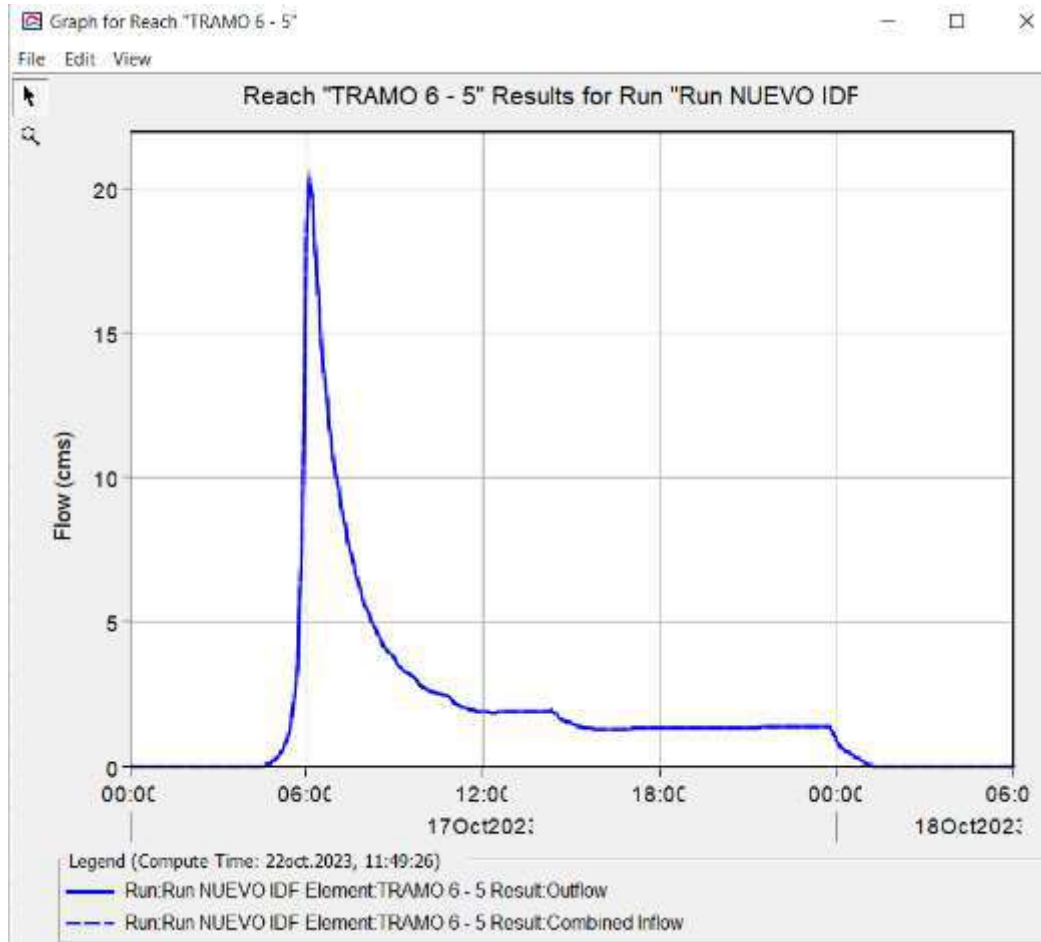
Project: Cuenca del Poncho Verde Simulation Run: Run NUEVO IDF
Subbasin: Sub-Cuenca 10

Start of Run: 17oct.2023, 00:00 Basin Model: Poncho Verde
End of Run: 18oct.2023, 06:00 Meteorologic Model: Met 3 - nuevo idf
Compute Time: 22oct.2023, 11:49:26 Control Specifications: Control nuevo idf

Volume Units: MM 1000 M3

Computed Results			
Peak Discharge:	8,2 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	17oct.2023, 06:00
Precipitation Volume:	77,4 (1000 M3)	Direct Runoff Volume:	40,2 (1000 M3)
Loss Volume:	37,2 (1000 M3)	Baseflow Volume:	0,0 (1000 M3)
Excess Volume:	40,2 (1000 M3)	Discharge Volume:	40,2 (1000 M3)

Tramo 6 – 5



Summary Results for Reach "TRAMO 6 - 5"

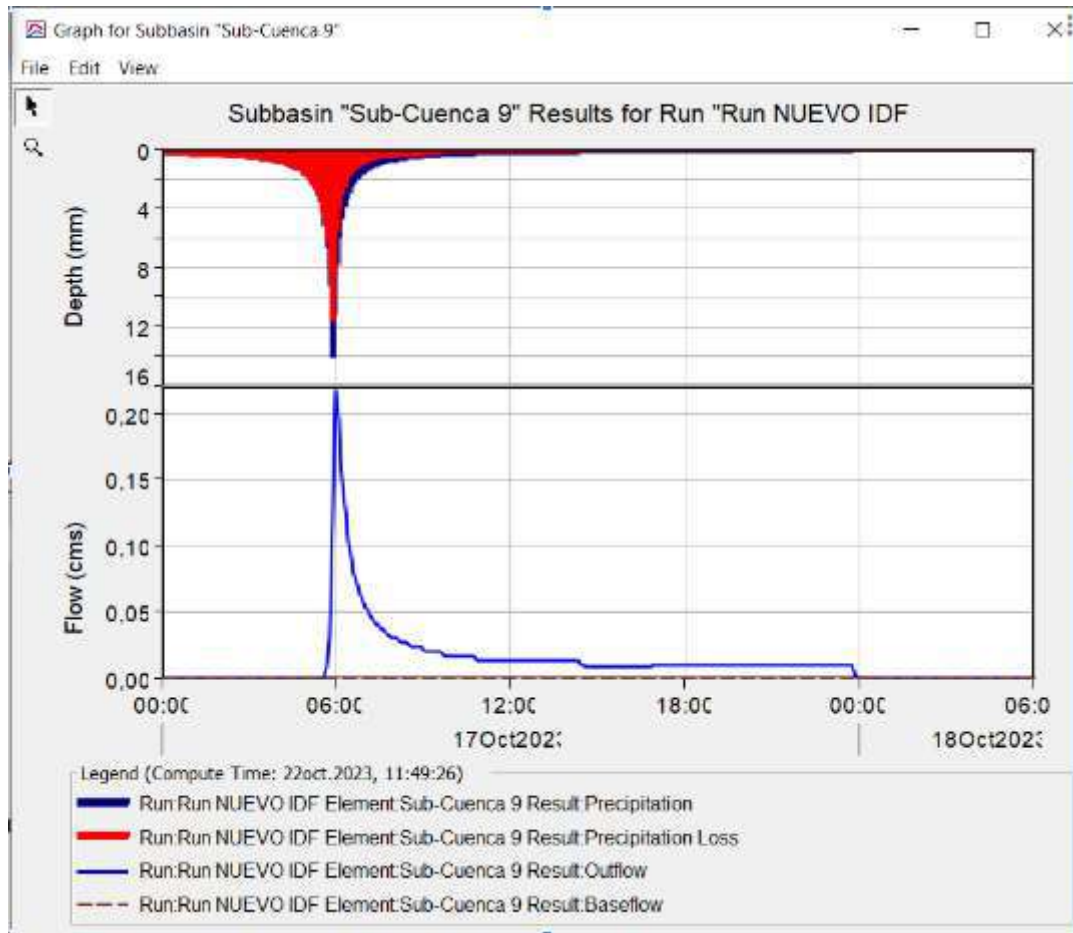
Project: Cuenca del Poncho Verde Simulation Run: Run NUEVO IDF
Reach: TRAMO 6 - 5

Start of Run: 17oct.2023, 00:00	Basin Model: Poncho Verde
End of Run: 18oct.2023, 06:00	Meteorologic Model: Met 3 - nuevo idf
Compute Time: DATA CHANGED, RECOMPUTE	Control Specifications: Control nuevo idf

Volume Units: MM 1000 M3

Computed Results	
Peak Inflow: 20,3 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow: 17oct.2023, 06:05
Peak Discharge: 20,1 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge: 17oct.2023, 06:05
Inflow Volume: 206,4 (1000 M3)	Discharge Volume: 206,4 (1000 M3)

Sub cuenca 9



Summary Results for Subbasin "Sub-Cuenca 9"

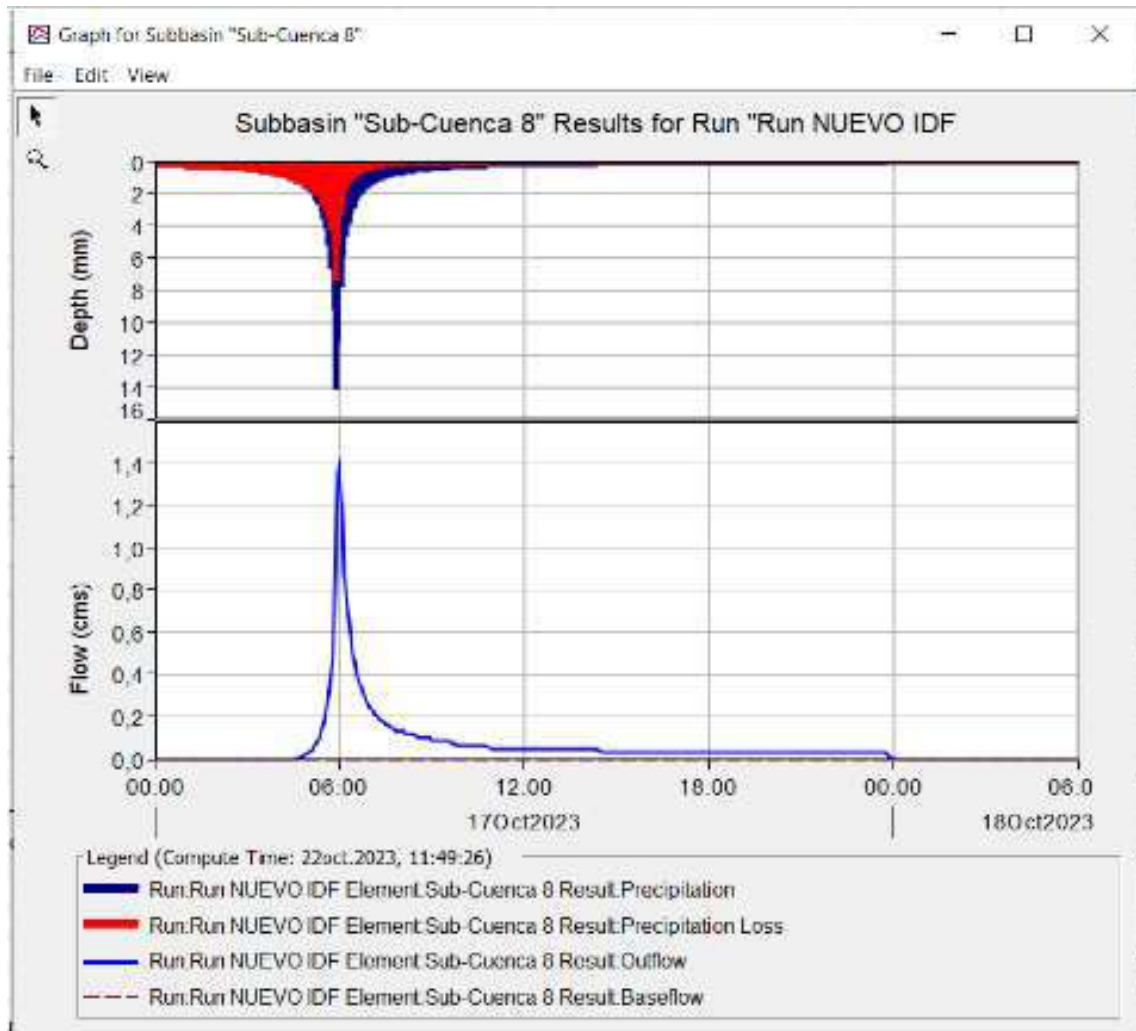
Project: Cuenca del Poncho Verde Simulation Run: Run NUEVO IDF
Subbasin: Sub-Cuenca 9

Start of Run: 17oct.2023, 00:00 Basin Model: Poncho Verde
End of Run: 18oct.2023, 06:00 Meteorologic Model: Met 3 - nuevo idf
Compute Time: 22oct.2023, 11:49:26 Control Specifications: Control nuevo idf

Volume Units: MM 1000 M3

Computed Results	
Peak Discharge:	0,2 (M3/S) Date/Time of Peak Discharge: 17oct.2023, 06:00
Precipitation Volume:	5,2 (1000 M3) Direct Runoff Volume: 1,3 (1000 M3)
Loss Volume:	3,8 (1000 M3) Baseflow Volume: 0,0 (1000 M3)
Excess Volume:	1,3 (1000 M3) Discharge Volume: 1,3 (1000 M3)

Sub cuenca 8



Summary Results for Subbasin "Sub-Cuenca 8"

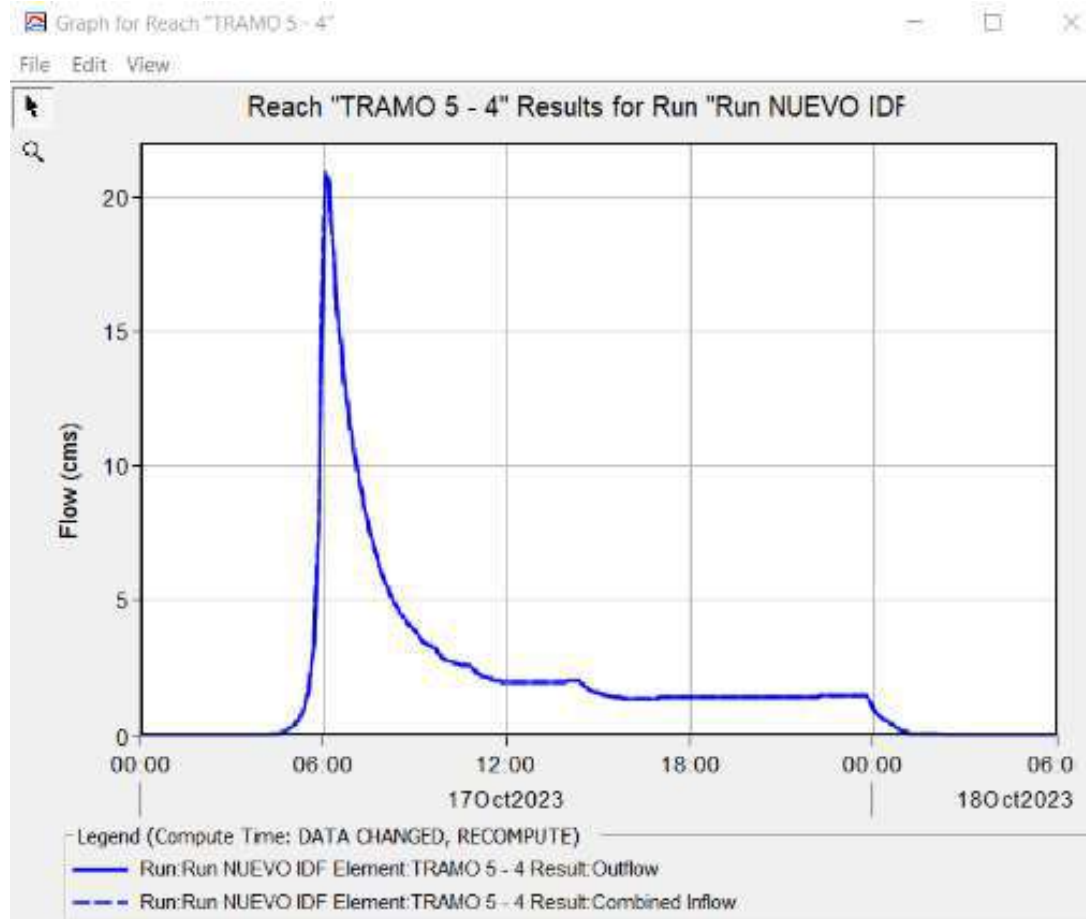
Project: Cuenca del Poncho Verde Simulation Run: Run NUEVO IDF
Subbasin: Sub-Cuenca 8

Start of Run: 17oct.2023, 00:00	Basin Model: Poncho Verde
End of Run: 18oct.2023, 06:00	Meteorologic Model: Met 3 - nuevo idf
Compute Time: 22oct.2023, 11:49:26	Control Specifications: Control nuevo idf

Volume Units: MM 1000 M3

Computed Results	
Peak Discharge:	1,4 (M3/S)
Precipitation Volume:	14,2 (1000 M3)
Loss Volume:	7,4 (1000 M3)
Excess Volume:	6,8 (1000 M3)
Date/Time of Peak Discharge:	17oct.2023, 06:00
Direct Runoff Volume:	6,8 (1000 M3)
Baseflow Volume:	0,0 (1000 M3)
Discharge Volume:	6,8 (1000 M3)

Tramo 5 – 4



Summary Results for Reach "TRAMO 5 - 4"

Project: Cuenca del Poncho Verde Simulation Run: Run NUEVO IDF
Reach: TRAMO 5 - 4

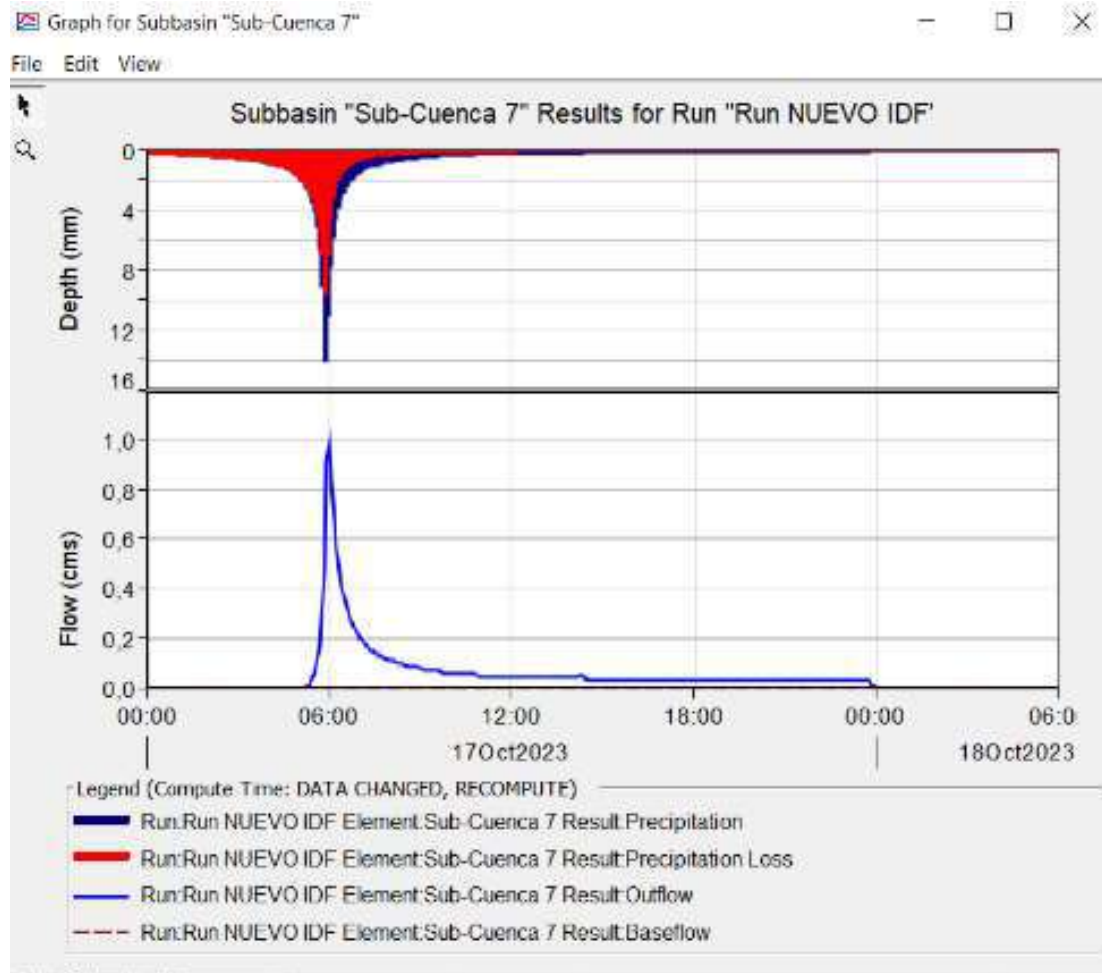
Start of Run: 17oct.2023, 00:00	Basin Model: Poncho Verde
End of Run: 18oct.2023, 06:00	Meteorologic Model: Met 3 - nuevo idf
Compute Time:DATA CHANGED, RECOMPUTE	Control Specifications:Control nuevo idf

Volume Units: MM 1000 M3

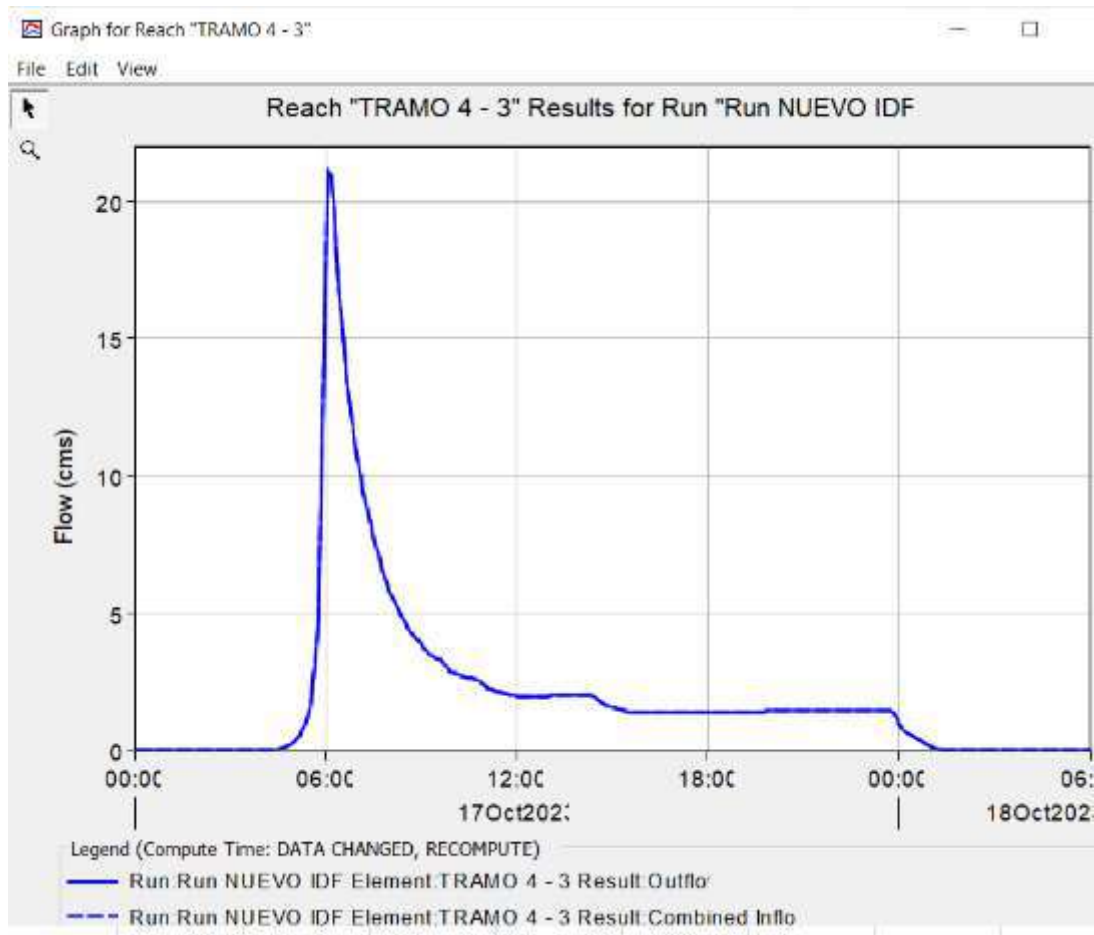
Computed Results

Peak Inflow: 21,0 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow 17oct.2023, 06:05
Peak Discharge:20,6 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:17oct.2023, 06:05
Inflow Volume: 211,7 (1000 M3)	Discharge Volume: 211,7 (1000 M3)

Sub cuenca 7



Tramo 4 – 3



Summary Results for Reach "TRAMO 4 - 3"

Project: Cuenca del Poncho Verde Simulation Run: Run NUEVO IDF
Reach: TRAMO 4 - 3

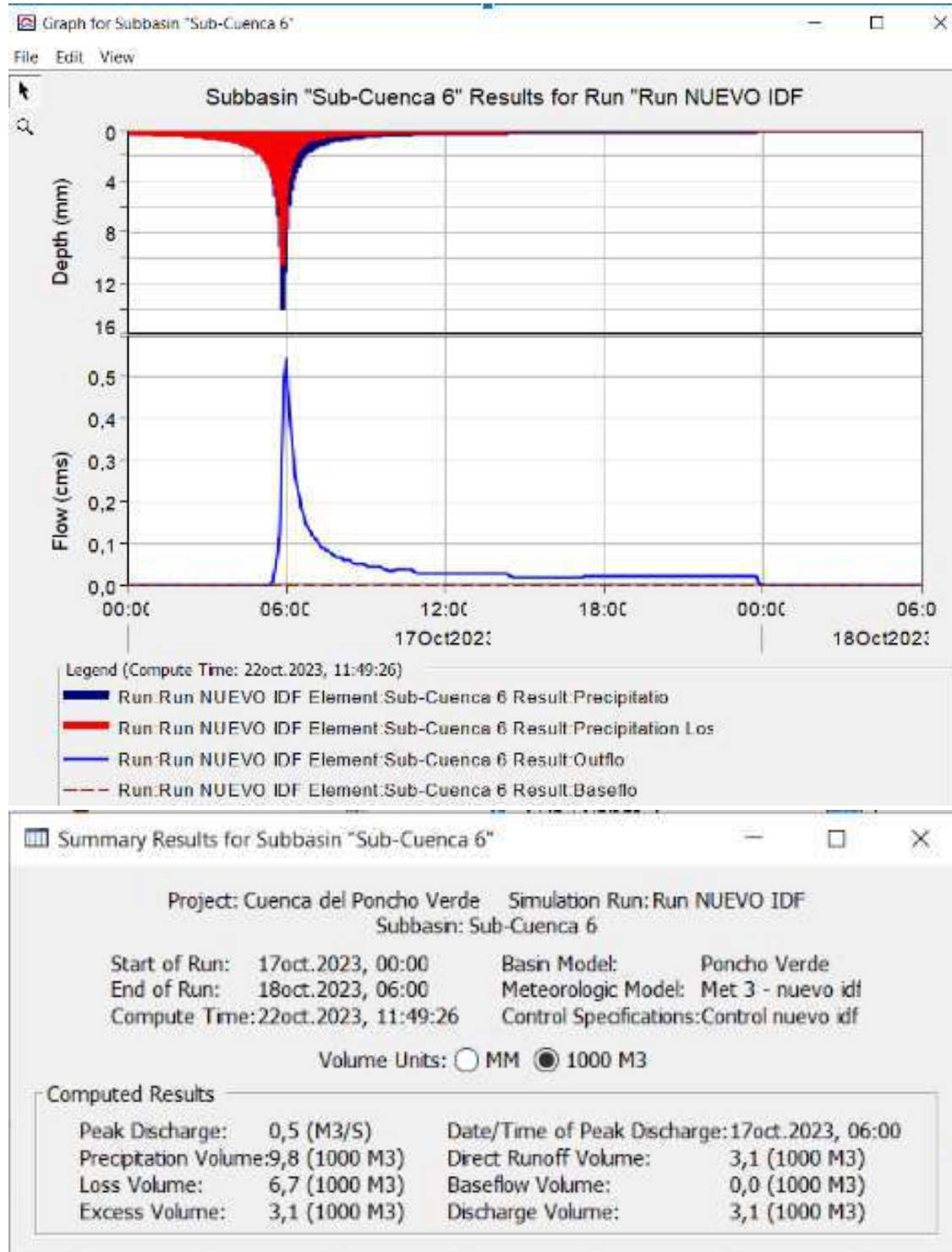
Start of Run: 17oct.2023, 00:00	Basin Model: Poncho Verde
End of Run: 18oct.2023, 06:00	Meteorologic Model: Met 3 - nuevo idf
Compute Time: DATA CHANGED, RECOMPUTE	Control Specifications: Control nuevo idf

Volume Units: MM 1000 M3

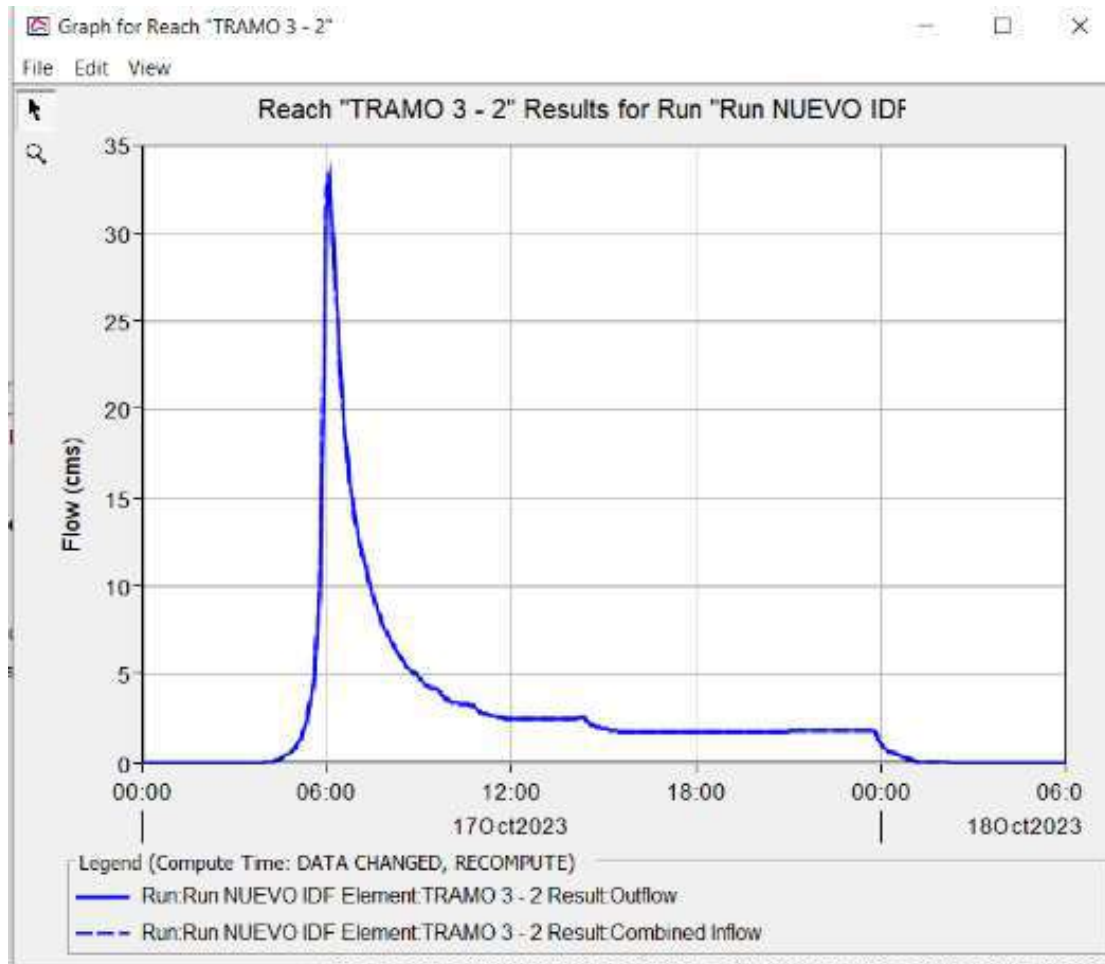
Computed Results

Peak Inflow: 21,1 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow: 17oct.2023, 06:05
Peak Discharge: 21,0 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge: 17oct.2023, 06:10
Inflow Volume: 214,7 (1000 M3)	Discharge Volume: 214,7 (1000 M3)

Sub cuenca 6



Tramo 3 – 2



Summary Results for Reach "TRAMO 3 - 2"

Project: Cuenca del Poncho Verde Simulation Run: Run NUEVO IDF
Reach: TRAMO 3 - 2

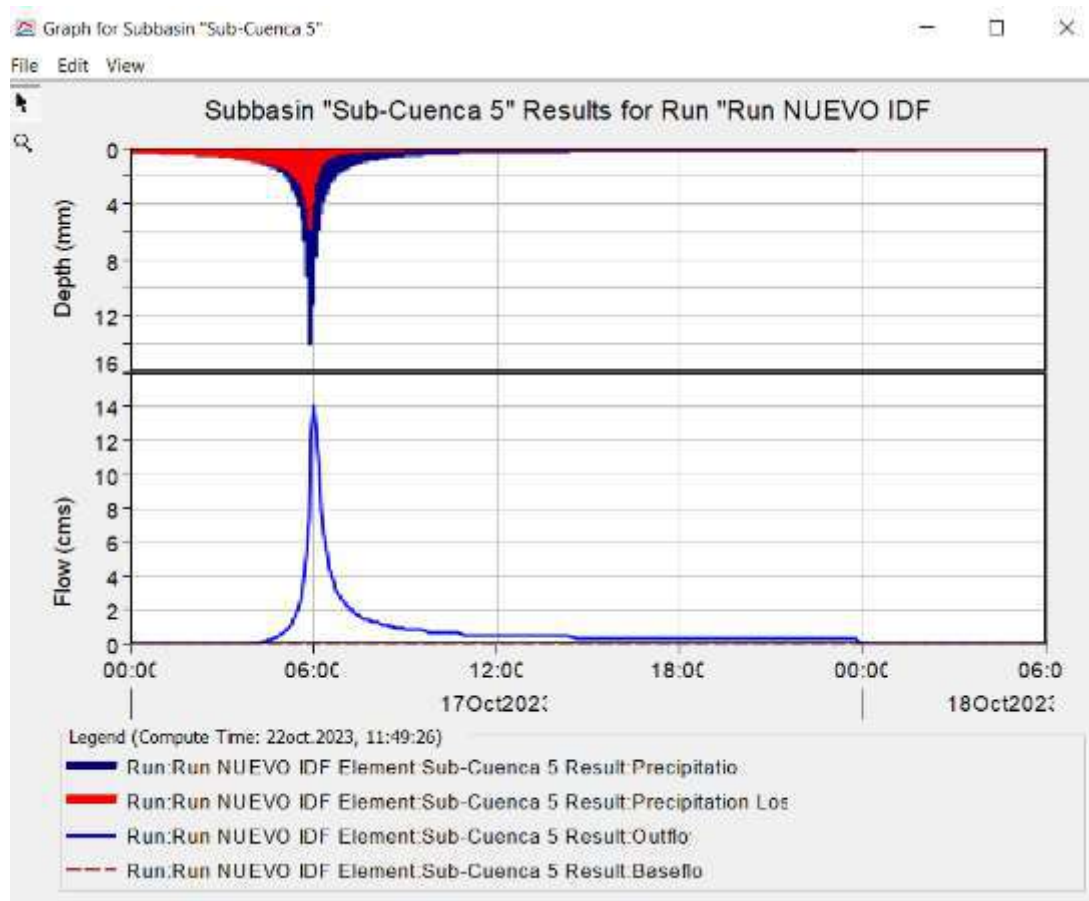
Start of Run: 17oct.2023, 00:00	Basin Model: Poncho Verde
End of Run: 18oct.2023, 06:00	Meteorologic Model: Met 3 - nuevo idf
Compute Time:DATA CHANGED, RECOMPUTE	Control Specifications:Control nuevo idf

Volume Units: MM 1000 M3

Computed Results

Peak Inflow: 33,4 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow 17oct.2023, 06:05
Peak Discharge:33,3 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:17oct.2023, 06:05
Inflow Volume: 284,0 (1000 M3)	Discharge Volume: 284,0 (1000 M3)

Sub cuenca 5



Summary Results for Subbasin "Sub-Cuenca 5"

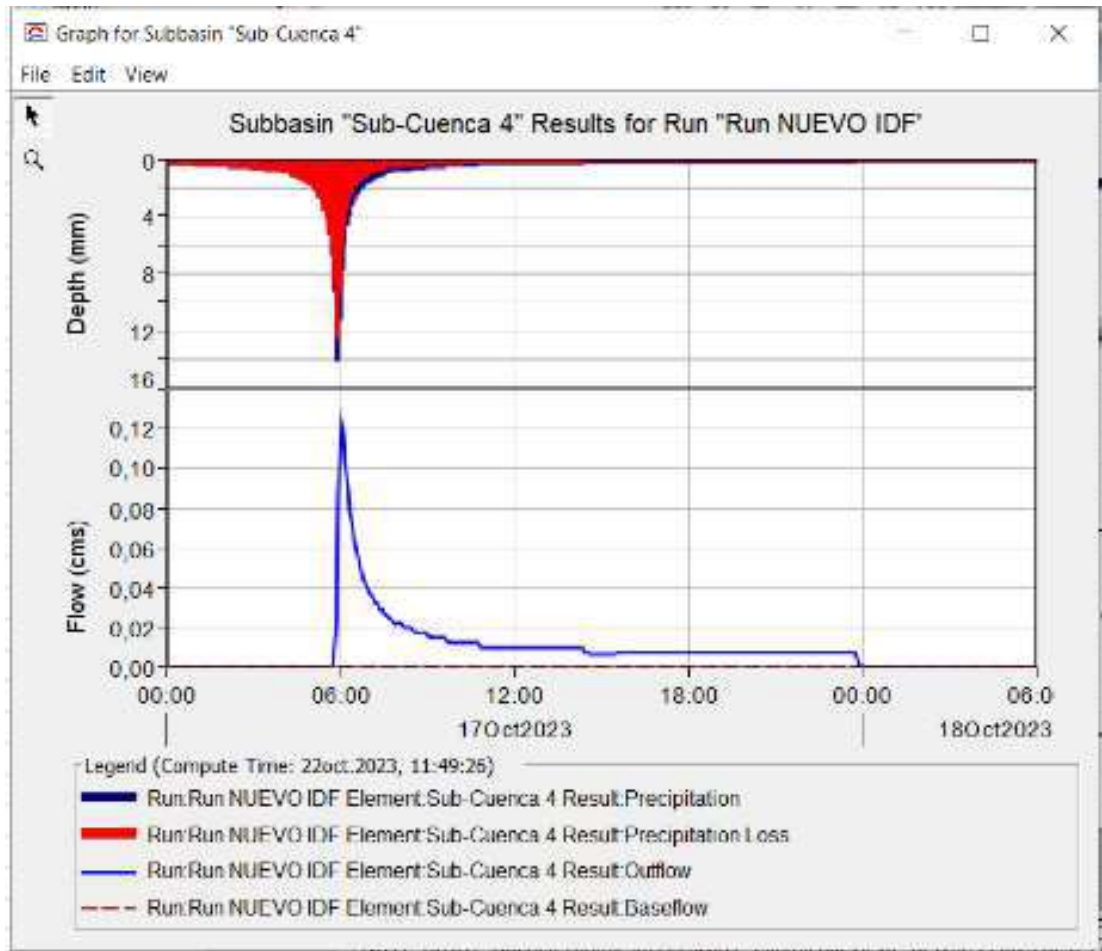
Project: Cuenca del Poncho Verde Simulation Run: Run NUEVO IDF
Subbasin: Sub-Cuenca 5

Start of Run: 17oct.2023, 00:00 Basin Model: Poncho Verde
End of Run: 18oct.2023, 06:00 Meteorologic Model: Met 3 - nuevo idf
Compute Time: 22oct.2023, 11:49:26 Control Specifications: Control nuevo idf

Volume Units: MM 1000 M3

Computed Results	
Peak Discharge:	14,1 (M3/S)
Precptation Volume:	121,5 (1000 M3)
Loss Volume:	53,2 (1000 M3)
Excess Volume:	68,3 (1000 M3)
Date/Time of Peak Discharge:	17oct.2023, 06:00
Direct Runoff Volume:	68,3 (1000 M3)
Baseflow Volume:	0,0 (1000 M3)
Discharge Volume:	68,3 (1000 M3)

Sub cuenca 4



Summary Results for Subbasin "Sub-Cuenca 4"

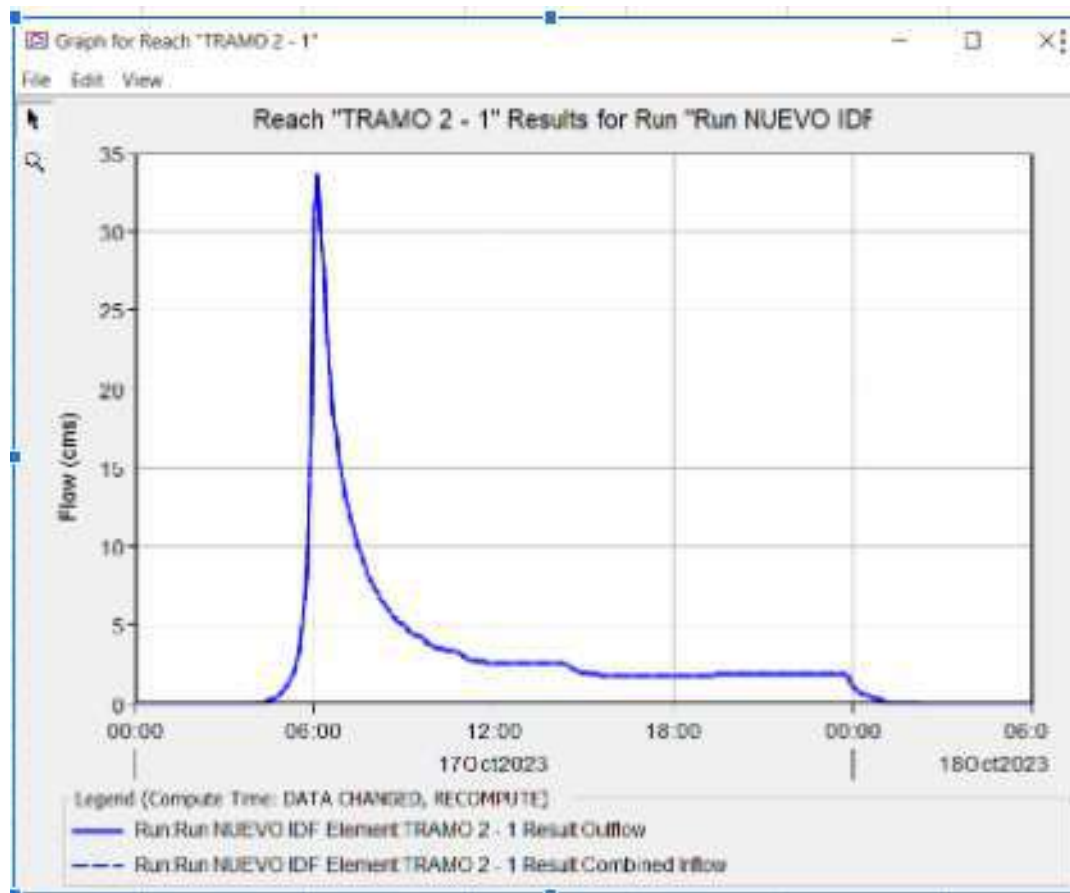
Project: Cuenca del Poncho Verde Simulation Run: Run NUEVO IDF
Subbasin: Sub-Cuenca 4

Start of Run: 17oct.2023, 00:00	Basin Model: Poncho Verde
End of Run: 18oct.2023, 06:00	Meteorologic Model: Met 3 - nuevo idf
Compute Time: 22oct.2023, 11:49:26	Control Specifications: Control nuevo idf

Volume Units: MM 1000 M3

Computed Results	
Peak Discharge: 0,1 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge: 17oct.2023, 06:00
Precipitation Volume: 4,4 (1000 M3)	Direct Runoff Volume: 0,9 (1000 M3)
Loss Volume: 3,5 (1000 M3)	Baseflow Volume: 0,0 (1000 M3)
Excess Volume: 0,9 (1000 M3)	Discharge Volume: 0,9 (1000 M3)

Tramo 2 -1



Summary Results for Reach "TRAMO 2 - 1"

Project: Cuenca del Poncho Verde Simulation Run: Run NUEVO IDF
Reach: TRAMO 2 - 1

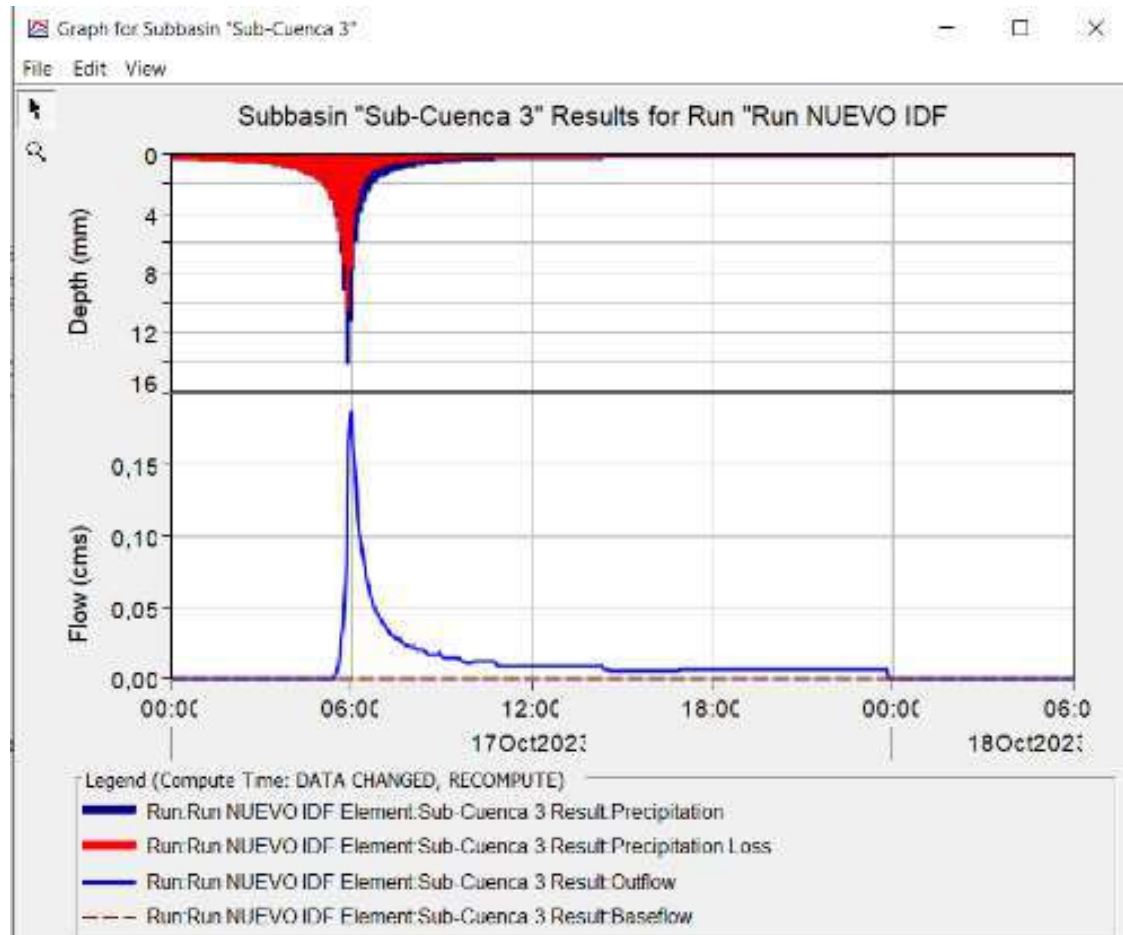
Start of Run: 17oct.2023, 00:00	Basin Model: Poncho Verde
End of Run: 18oct.2023, 06:00	Meteorologic Model: Met 3 - nuevo idf
Compute Time: DATA CHANGED, RECOMPUTE	Control Specifications: Control nuevo idf

Volume Units: MM 1000 M3

Computed Results

Peak Inflow: 33,8 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow: 17oct.2023, 06:05
Peak Discharge: 33,8 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge: 17oct.2023, 06:05
Inflow Volume: 289,1 (1000 M3)	Discharge Volume: 289,1 (1000 M3)

Sub cuenca 3



Summary Results for Subbasin "Sub-Cuenca 3"

Project: Cuenca del Poncho Verde Simulation Run: Run NUEVO IDF
Subbasin: Sub-Cuenca 3

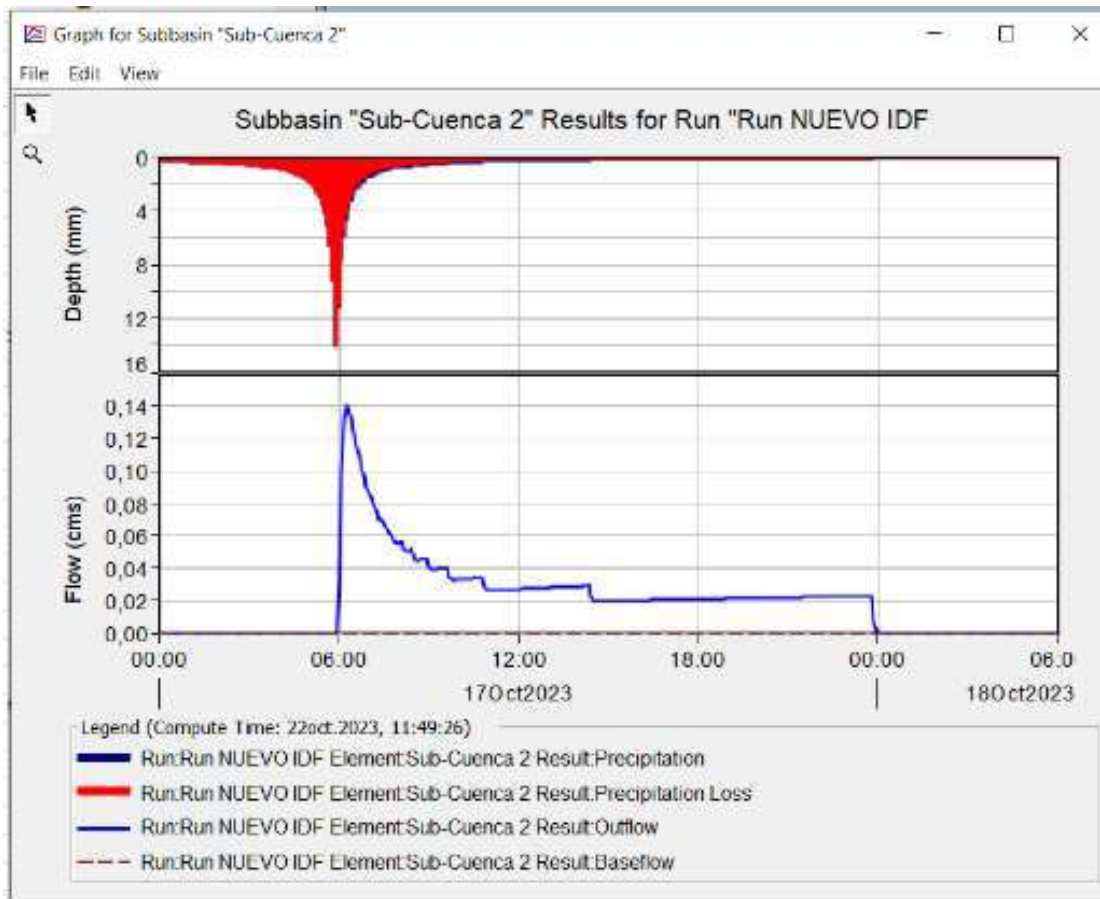
Start of Run: 17oct.2023, 00:00 Basin Model: Poncho Verde
End of Run: 18oct.2023, 06:00 Meteorologic Model: Met 3 - nuevo idf
Compute Time: DATA CHANGED, RECOMPUTE Control Specifications: Control nuevo idf

Volume Units: MM 1000 M3

Computed Results

Peak Discharge:	0,2 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	17oct.2023, 06:00
Precipitation Volume:	3,4 (1000 M3)	Direct Runoff Volume:	1,1 (1000 M3)
Loss Volume:	2,3 (1000 M3)	Baseflow Volume:	0,0 (1000 M3)
Excess Volume:	1,1 (1000 M3)	Discharge Volume:	1,1 (1000 M3)

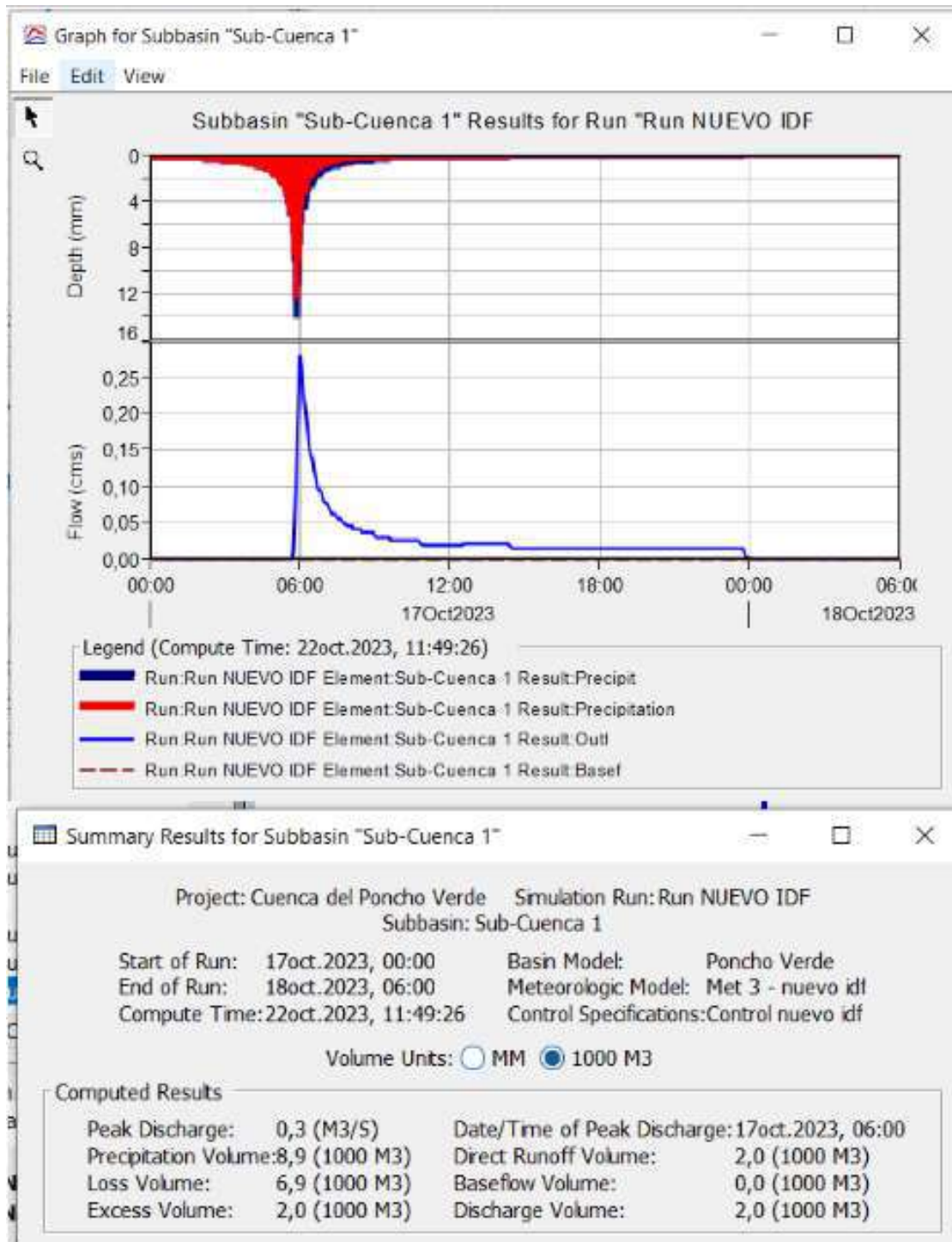
Sub cuenca 2



Summary Results for Subbasin "Sub-Cuenca 2"

Project: Cuenca del Poncho Verde		Simulation Run: Run NUEVO IDF	
Subbasin: Sub-Cuenca 2			
Start of Run:	17oct.2023, 00:00	Basin Model:	Poncho Verde
End of Run:	18oct.2023, 06:00	Meteorologic Model:	Met 3 - nuevo idf
Compute Time:	22oct.2023, 11:49:26	Control Specifications:	Control nuevo idf
Volume Units: <input type="radio"/> MM <input checked="" type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Discharge:	0,1 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	17oct.2023, 06:15
Precipitation Volume:	20,6 (1000 M3)	Direct Runoff Volume:	2,1 (1000 M3)
Loss Volume:	18,4 (1000 M3)	Baseflow Volume:	0,0 (1000 M3)
Excess Volume:	2,1 (1000 M3)	Discharge Volume:	2,1 (1000 M3)

Sub cuenca 1



Anexo del capítulo 4 – Diseño del muro de contención

Se adjuntan en este anexo:

- Tablas necesarias para el dimensionado de losas de hormigón armado solicitadas a flexión
- Ejemplo de cálculo de muro de gaviones elaborado por la empresa Maccaferri

Tabla 2.1. Clases de exposición generales que producen corrosión de armaduras

1	2	3	4	5	6
EXPOSICIÓN					
Desig.	Clase	Subclase	Tipo de proceso	Descripción del medio ambiente	Ejemplos ilustrativos de estructuras donde se pueden dar las clases de exposición
A 1	No agresiva		Ninguno	<ul style="list-style-type: none"> • Interiores de edificios no sometidos a condensaciones • Elementos exteriores de edificios, revestidos • Hormigón masivo interior • Estructuras en ambientes rurales y climas desérticos, con precipitación media anual < 250 mm. 	<ul style="list-style-type: none"> • Interiores de edificios protegidos de la intemperie • Columnas y vigas exteriores revestidas con materiales cerámicos o materiales que demoran la difusión del CO₂. • Elementos estructurales de hormigón masivo que no están en contacto con el medio ambiente. Parte interior de los mismos.
A 2	Ambiente Normal	Temperatura moderada y fría, sin congelación. Humedad alta y media o con ciclos de mojado y secado	Corrosión por carbonatación	<ul style="list-style-type: none"> • Interiores de edificios expuestos al aire con HR ≥ 65 % o a condensaciones • Exteriores expuestos a lluvias con precipitación media anual < 1.000 mm. • Elementos enterrados en suelos húmedos o sumergidos 	<ul style="list-style-type: none"> • Sótanos no ventilados • Fundaciones • Tableros y pilas de puentes • Elementos de hormigón en cubiertas de edificios • Exteriores de edificios. • Interiores de edificios con humedad del aire alta o media
A 3	Clima cálido y húmedo		Corrosión por carbonatación	<ul style="list-style-type: none"> • Exteriores expuestos a lluvias con precipitación media anual ≥ 1.000 mm • Temperatura media mensual durante más de 3 meses al año ≥ 25° C. 	<ul style="list-style-type: none"> • Pavimentos • Losas para estacionamientos

Tabla 2.5. Requisitos de durabilidad a cumplir por los hormigones, en función del tipo de exposición de la estructura

Requisitos	Tipos de exposición de las estructuras, de acuerdo con la clasificación de las Tablas 2.1. y 2.2. y sus complementarias 2.3. y 2.4.									
	A 1	A 2	A 3 y M 1	C L y M 2	M 3	C 1 ⁽²⁾	C 2 ⁽²⁾	Q 1	Q 2	Q 3 ⁽³⁾
a) Razón a/c máxima ⁽¹⁾										
Hormigón simple	---	---	---	0,45	0,45	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40
Hormigón armado	0,60	0,50	0,50	0,45	0,40	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40
Hormigón pretensado	0,60	0,50	0,50	0,45	0,40	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40
b) $f'_{c\ min}$ (MPa)										
Hormigón simple	---	---	---	30	35	30	35	30	35	40
Hormigón armado	20	25	30	35	40	30	35	30	35	40
Hormigón pretensado	25	30	35	40	45	30	35	35	40	45
Penetración de agua o succión capilar según 2.2.11.	no	si	si	si	si	si	si	si	si	si
<p>(1) Cuando se use cemento pórtland más una o varias adiciones minerales activas incorporadas directamente en planta elaboradora, se podrá reemplazar la razón agua/cemento (a/c), por la razón agua/ material cementicio $[a/(c+x)]$, que tenga en cuenta la suma del cemento pórtland (c) y la cantidad de la adición mineral (x), cuando se trate de puzolanas según norma IRAM 1668:1968 o de escorias según norma IRAM 1667:1990.</p> <p>(2) Debe incorporarse intencionalmente aire, en la cantidad requerida en la Tabla 5.3..</p> <p>(3) Cuando corresponda se debe proteger a la estructura según 2.2.5.2.c3 ó 2.2.10.3.</p>										

Tabla 3.8. Barras de acero para armaduras en estructuras de hormigón

		Barras de acero		
Designación de las barras de acero		AL 220 AL 220 S	ADN 420	ADN 420 S
Normas a las que responde		IRAM-IAS U 500-502	IRAM-IAS U 500-528	IRAM-IAS U 500-207
Conformación superficial		Lisa (L)	Nervurada (N)	Nervurada (N)
Diámetro nominal (d) (*)	mm	6 - 8 - 10 - 12 16 - 20 - 25	6 - 8 - 10 - 12 - 16 20 - 25 - 32 - 40	6 - 8 - 10 - 12 - 16 20 - 25 - 32 - 40
Tensión de fluencia característica (**)	MPa	220	420	420
Resistencia a la tracción, característica (**)	MPa	340	500	500
Alargamiento porcentual de rotura característico (A ₁₀)	%	18	12	12
Diámetro del mandril de doblado. Angulo de doblado 180°	mm	2 d	d ≤ 25 3,5 d d = 32 5,0 d d = 40 7,0 d	d ≤ 25 3,5 d d = 32 5,0 d d = 40 7,0 d
(*) Las normas IRAM-IAS designan al diámetro nominal de la barra o alambre como d mientras que en este Reglamento se designan como d _s				
(**) Según se define en el artículo 3.0. Simbología				

Tabla 7.12.2.1. Cuantías mínimas ($\rho = A_s / b h$) totales para la armadura de contracción y temperatura

Acero utilizado	Cuantías mínimas
(a) En losas donde se utilicen barras conformadas con ADN 420 ó ADN 420S ó malla soldada de alambre liso	0,0018
(b) En losas donde se utilice armadura con una tensión de fluencia mayor que 420 MPa	$\frac{0,0018 \cdot 420}{f_y}$

		H20	H25	H30				420	
		MPa = MN/m ²							
		20	25	30	f _y (MPa=MN/m ²)			200000	
β ₁		0,85	0,85	0,85	E _s (MPa=MN/m ²)			200000	
		k _d			k _e	ε _c	ρ ₁ f _{yk}	k _c	
		m / √MN			cm ² /MN	%	%	adimens.	
					adimens.			adimens.	
		1,218	1,089	0,994	24,301	3,00	60,00	0,048	0,980
		0,890	0,796	0,727	24,766	3,00	30,00	0,091	0,961
		0,749	0,670	0,612	25,207	3,00	20,00	0,130	0,945
		0,668	0,598	0,546	25,625	3,00	15,00	0,167	0,929
		0,615	0,550	0,502	26,021	3,00	12,00	0,200	0,915
		0,577	0,516	0,471	26,399	3,00	10,00	0,231	0,902
		0,548	0,490	0,447	26,758	3,00	8,57	0,259	0,890
		0,525	0,470	0,429	27,100	3,00	7,50	0,286	0,879
		0,507	0,453	0,414	27,427	3,00	6,67	0,310	0,868
		0,492	0,440	0,402	27,739	3,00	6,00	0,333	0,858
		0,479	0,429	0,391	28,038	3,00	5,45	0,355	0,849
		0,469	0,419	0,383	28,324	3,00	5,00	0,375	0,841

3.8 Ejemplos Resueltos

3.8.1 Ejemplo Teórico 01

3.8.1.1 Datos del problema

Verificar la estabilidad del muro de contención en gaviones mostrado en la figura 3.8.1, cuyas características son las siguientes:

- **Gaviones:**

- Peso específico de la piedra de relleno: $\gamma_p = 2,43 \text{ tf/m}^3$.
- Porosidad: $n = 30\%$.

- **Macizo contenido:**

- Peso específico de suelo: $\gamma = 1,8 \text{ tf/m}^3$.
- Ángulo de fricción interna: $\phi = 30^\circ$.
- Cohesión: $c = 0$.

- **Fundación:**

- Carga máxima admisible: $q_{adm} = 20,0 \text{ tf/m}^2$.
- Ángulo de fricción interna: $\phi = 27^\circ$.

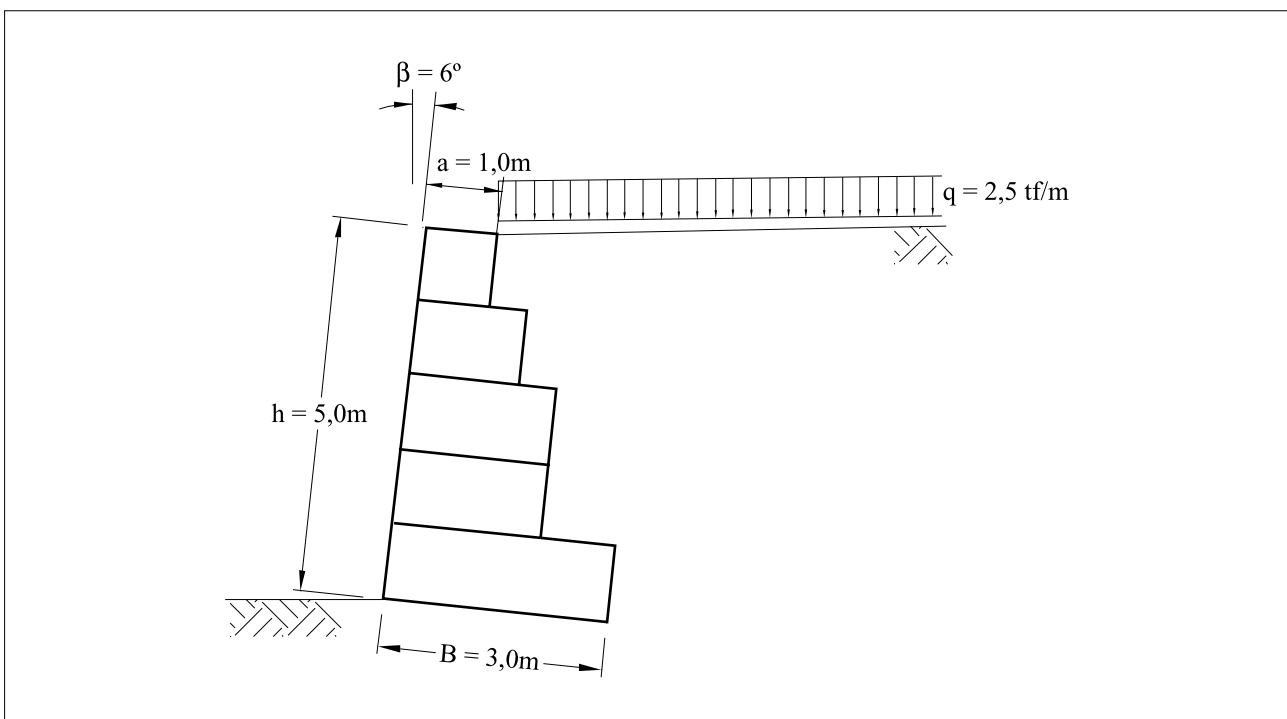


Figura 3.8.1 - Primer ejemplo

La superficie superior del macizo contenido es horizontal “ $i = 0$ ” y sobre ella está aplicada una carga uniformemente distribuida “ $q = 2,5\text{tf/m}^2$ ”.

3.8.1.2 Superficie de aplicación del empuje activo

La superficie de aplicación del empuje activo es tomada como el plano medio que una las extremidades inferior y superior de las capas de los gaviones de la base y coronamiento del muro, como se observa en la figura 3.8.2 junto con las fuerzas que actúan sobre la estructura.

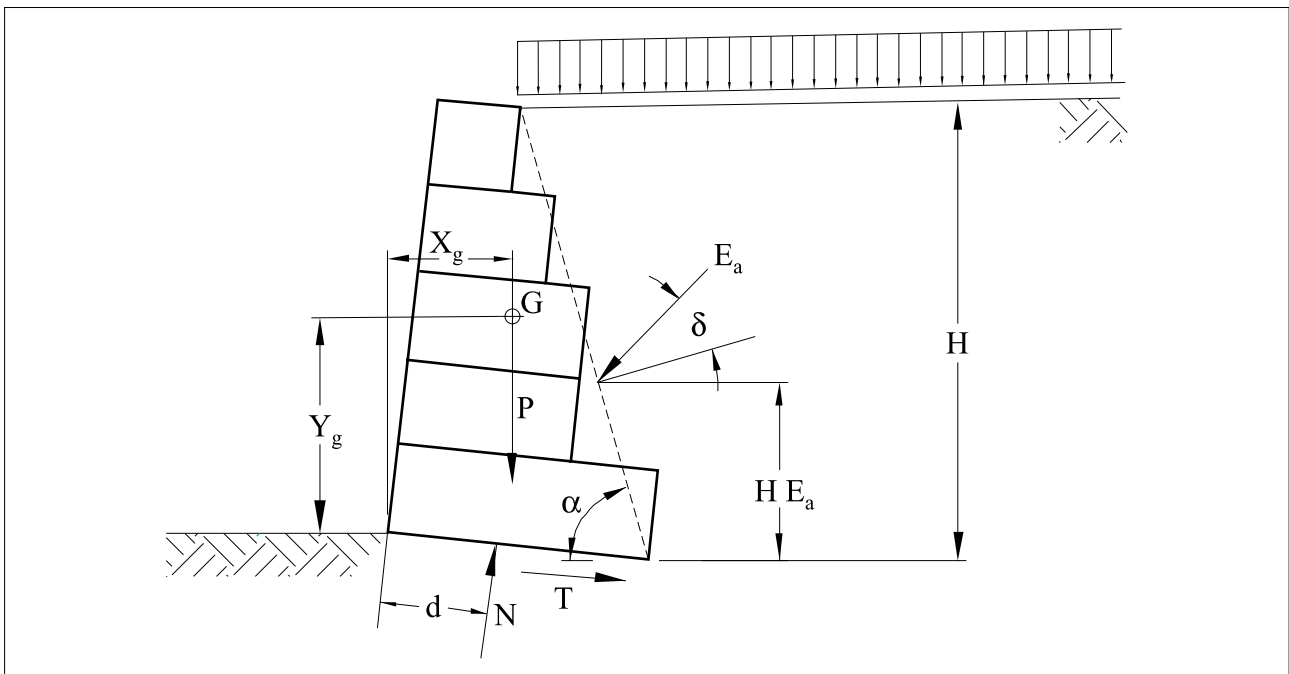


Figura 3.8.2 - Fuerzas que actúan sobre el muro

El ángulo “ α ” entre el plano de aplicación del empuje activo y la horizontal es:

$$\alpha = \arctan\left(\frac{h}{B - a}\right) + \beta = 74,2^\circ$$

y la altura total “ H ” se obtiene mediante:

$$H = \frac{h \cdot \text{sen } \alpha}{\text{sen } (\alpha - \beta)} = 5,18\text{m}$$

3.8.1.3 Empuje activo

El empuje activo “ E_a ” puede ser calculado por la teoría de Coulomb. Tomándose el valor del ángulo de fricción entre el suelo y el muro “ $\delta = \phi$ ” y “ $i = 0$ ”, el coeficiente de empuje activo “ K_a ” se obtiene mediante:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2 (\alpha + \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\alpha - i)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + i)}} \right]^2} = 0,448$$

El empuje activo “ E_a ” será entonces:

$$E_a = 1 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a + q \cdot H \cdot K_a \cdot \frac{\text{sen} \alpha}{\text{sen}(\alpha + i)} = 16,62 \text{tf/m}$$

y su punto de aplicación es dado por “ H_{E_a} ”:

$$H_{E_a} = \frac{\gamma \cdot H^2 + 3 \cdot q \cdot H}{H_{E_a} = 3 \cdot \gamma \cdot H + 6 \cdot q} = 2,03 \text{m}$$

3.8.1.4 Peso de la estructura

El peso específico de los gaviones “ γ_g ” es dado por:

$$\gamma_g = \gamma_p \cdot (1 - n) = 1,70 \text{tf/m}^3$$

y el área "S" de la sección transversal del muro es:

$$S = h_a + \frac{(B - a) \cdot h}{2} = 10,0\text{m}^2$$

El peso total del muro "P" será entonces:

$$P = \gamma_g \cdot S = 17,0\text{tf/m}$$

Para el cálculo de la posición del centro de gravedad "G" del muro, se determinan primeramente las coordenadas para un sistema de ejes "x'" e "y'" alineados con la base de la estructura:

$$x'_G = \frac{\frac{1}{2} \cdot a^2 \cdot h + \frac{1}{6} \cdot h (B^2 + a \cdot B - 2 \cdot a^2)}{S} = 1,08\text{m}$$

y

$$y'_G = \frac{\frac{1}{2} \cdot a^2 \cdot h + \frac{1}{6} \cdot h^2 (B - a)}{S} = 2,08\text{m}$$

Las coordenadas "x_G" e "y_G" del centro de gravedad de la sección son:

$$x_G = x'_G \cdot \cos \beta + y'_G \cdot \sen \beta = 1,29\text{m}$$

y

$$y_G = -x'_G \cdot \sen \beta + y'_G \cdot \cos \beta = 1,96\text{m}$$

3.8.1.5 Seguridad contra el deslizamiento

La fuerza normal “N” que actúa en la base del muro está dada por:

$$N = P \cdot \cos \beta + E_a \cdot \cos (\alpha - \delta - \beta) = 29,97 \text{ tf/m}$$

Adoptándose el ángulo de fricción “ δ^* ” entre el suelo de fundación y en la base del muro “ $\delta^* = \phi = 27^\circ$ ”, la fuerza resistente disponible “ T_d ” será dada por:

$$T_d = N \cdot \tan \delta^* = 15,27 \text{ tf/m}$$

El coeficiente de seguridad con el deslizamiento es:

$$F_g = \frac{T_d}{E_a \cdot \sin (\alpha - \delta - \beta) - P \cdot \sin \beta} = 1,80 > 1,50$$

3.8.1.6 Seguridad contra el vuelco

Las coordenadas del punto de aplicación del empuje activo “ E_a ” son:

$$x_{E_a} = B \cdot \cos \beta - H_{E_a} \cdot \tan (90^\circ - \alpha) = 2,14 \text{ m}$$

y

$$y_{E_a} = H_{E_a} - B \cdot \cos \beta = 1,72 \text{ m}$$

El momento de vuelco será dado por el momento de la componente horizontal del empuje activo:

$$M_{E_{ah}} = E_a \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) \cdot y_{E_a} = 19,93 \text{tfm/m}$$

Los momentos resistentes son los momentos de peso propio de la estructura y el momento de la componente vertical del empuje activo:

$$M_p = P_{x_G} = 21,93 \text{tfm/m}$$

y

$$M_{E_{av}} = E_a \cos(\alpha - \delta) \cdot x_{E_a} = 28,72 \text{tfm/m}$$

El valor del coeficiente de seguridad contra el vuelco es:

$$F_t = \frac{M_p + M_{E_{av}}}{M_{E_{ah}}} = 2,54 > 1,5$$

3.8.1.7 Presiones en la fundación

La distancia “d” entre el punto de aplicación de “N” y el punto de giro está dada por:

$$d = \frac{M_p + M_{E_{av}} + M_{E_{ah}}}{N} = 1,02 \text{m}$$

y la excentricidad “e” es:

$$e = \frac{B}{2} = 0,48\text{m} < \frac{B}{6} = 0,50\text{m}$$

Así mismo las presiones en las extremidades de la base serán:

$$q_{\text{máx}} = \frac{N}{B} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{e}{B}\right) = 19,58\text{tf/m}^2 < q_{\text{adm}} = 20,0\text{tf/m}^2$$

y

$$q_{\text{mín}} = \frac{N}{B} \cdot \left(1 - 6 \cdot \frac{e}{B}\right) = 0,40\text{tf/m}^2 < q_{\text{adm}} = 20,0\text{tf/m}^2$$

3.8.1.8 Secciones Intermedias

Para cada sección intermedia entre las capas de gaviones son determinadas las tensiones normales y de corte actuantes. Para esto son determinados el empuje activo y el peso de los gaviones situados encima de la sección analizada.

Así mismo, para la primera sección intermedia, encima de la base, se calcula, de manera análoga a lo ya expuesto:

$\alpha = 82,0^\circ$	$y_{E_a} = 1,43\text{m}$	$M_p = 9,79\text{m}$
$K_\alpha = 0,365$	$P = 10,20\text{tf/m}$	$M_{E_a} = M_{E_{av}} - M_{E_{ah}} = -0,45\text{tf/m}$
$H = 4,08\text{m}$	$x_G = 0,96\text{m}$	$d = 0,57\text{m}$
$E_a = 9,20\text{tf/m}^2$	$y_G = 1,96\text{m}$	
$x_{E_a} = 1,75\text{m}$	$N = 16,53\text{tf/m}$	

Las distancia y momento encima son determinados con respecto al punto de giro de la sección intermedia que se sitúa en la extremidad de la sección, al frente del muro.

El ángulo de fricción disponible a lo largo de la sección intermedia “ δ^* ” está dado por:

$$\delta^* = 25 \cdot \gamma_g - 10^\circ = 32,50^\circ$$

Para gaviones de 1.0m de altura y malla 8x10, el peso de la red metálica “ $p_u = 8,6 \text{ kgf/m}^3$ ” y la cohesión disponible en la sección intermedia “ c_g ” será:

$$c_g = 0,30 \cdot p_u - 0,50 = 2,08 \text{ tf/m}^2$$

La máxima fuerza de corte admisible “ T_{adm} ”, a lo largo de la sección será:

$$T_{adm} = N \cdot \tan \delta^* + c_g \cdot B = 14,69 \text{ tf/m}$$

y la fuerza de corte “ T ”, que actúa en la sección es:

$$T = -P \cdot \sin \beta + E_a \cdot \sin (\alpha - \delta - \beta) = 5,55 < T_{adm}$$

La máxima tensión normal admisible en la sección intermedia “ q_{adm} ” vale:

$$q_{adm} = 50 \cdot \gamma_g - 30 = 55,0 \text{ tf/m}^2$$

y la máxima tensión normal “ $q_{\text{máx}}$ ” que actúa en la sección es:

$$q_{\text{máx}} = \frac{N}{2.d} = 14,63 \text{ tf/m}^2 < q_{\text{adm}}$$

Repitiendo el mismo cálculo para las otras secciones intermedias se obtienen la tabla 3.8.1.

Sección	T [tf/m]	T _{adm} [tf/m]	q _{máx} [tf/m ²]	q _{adm} [tf/m ²]
1	5,55	14,69	14,63	55,00
2	3,63	13,34	8,42	55,00
3	1,88	8,10	5,27	55,00
4	0,56	4,00	2,19	55,00

Tabla 3.8.1 - Resultados de las verificaciones de las secciones intermedias

3.8.1.9 Estabilidad global

La verificación de la estabilidad global del conjunto suelo-estructura de contención es generalmente ejecutada por el método de Bishop, que analiza la rotura a lo largo de superficies circulares que contornean el muro de gaviones.

Para la ejecución de este análisis normalmente son empleados programas de computadoras, pues la búsqueda de la superficie de rotura más crítica es bastante trabajosa.

El programa de análisis GawacWin® realiza estos cálculos de manera automática y para este ejemplo damos los siguientes resultados para la superficie cilíndrica más crítica:

$$x_0 = -0,499 \text{ m}$$

$$y_0 = 5,283 \text{ m}$$

$$R = 6,633 \text{ m}$$

Donde “ x_0 ” e “ y_0 ” son las coordenadas del centro de superficie crítica con respecto al punto de giro y “ R ” es el radio.

El coeficiente de seguridad contra la rotura global “ F_g ” obtenido es:

$$F_g = 1,238$$

3.8.2 Ejemplo Teórico 02

3.8.2.1 Datos del problema

En este segundo ejemplo, se puede analizar la estabilidad de una estructura de contención de gaviones similar al ejemplo anterior, como muestra la figura 3.8.3.

Los datos de los gaviones del suelo que componen el macizo contenido y el suelo de fundación son los mismos que en el primer ejemplo:

- **Gaviones:**

- Peso específico de la piedra de relleno: $\gamma_p = 2,43 \text{ tf/m}^3$.

- Porosidad: $n = 30\%$.

- **Macizo contenido:**

- Peso específico del suelo: $\gamma = 1,8 \text{ tf/m}^3$.

- Ángulo de fricción interna: $\phi = 30^\circ$.

- Cohesión: $c = 0$.

- **Fundación:**

- Carga máxima admisible: $q_{adm} = 20,0 \text{ tf/m}^2$.

- Ángulo de fricción interna: $\phi = 27^\circ$.

Anexo del capítulo 5 – Análisis de revestimientos

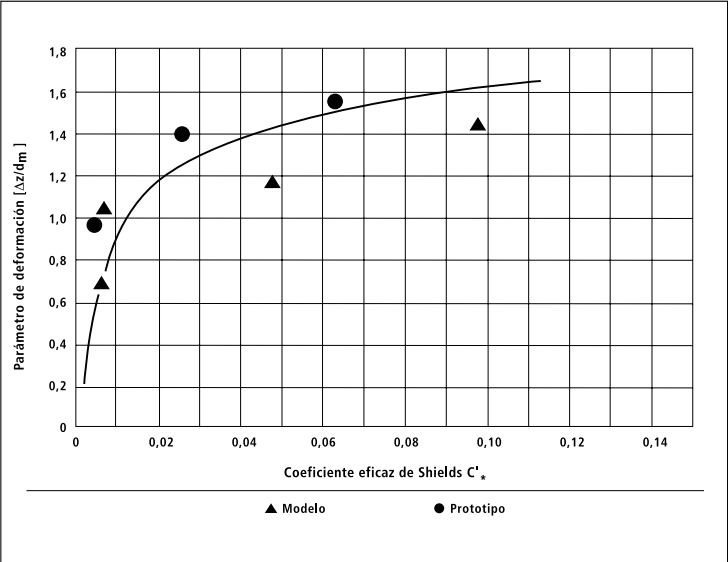
Se adjuntan en este anexo:

- Ejemplo de cálculo de colchón de gaviones elaborado por la empresa Maccaferri
- Folletos de los revestimientos: Pyramat 75, BetonFlex, BetonWeb
- Memoria de cálculo de la resistencia a las velocidades erosivas de los distintos revestimientos

4. EJEMPLOS DE CÁLCULO PARA COLCHONES RENO®

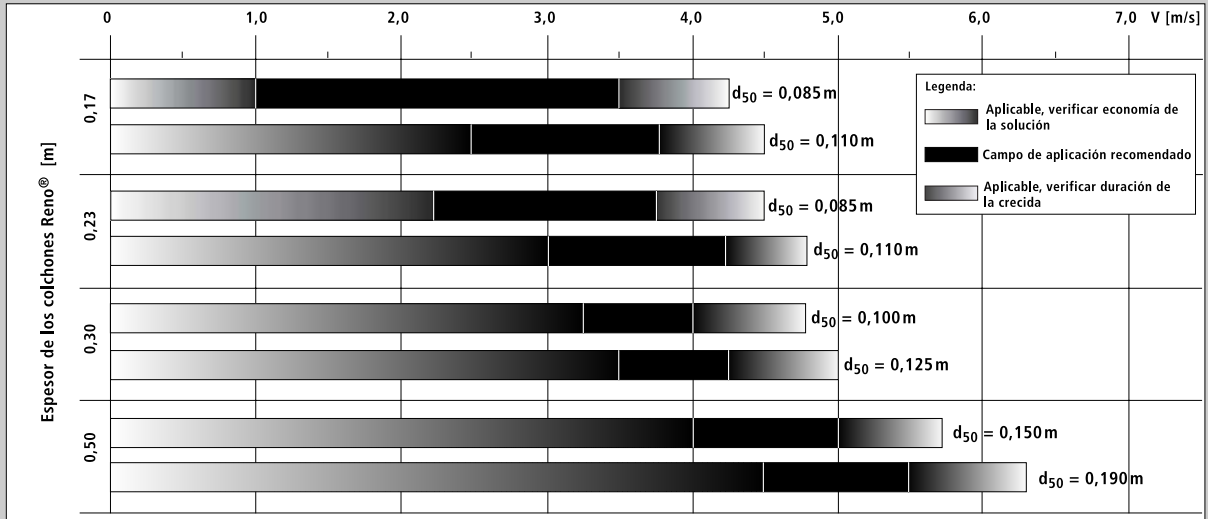
4.1 Secuencia de Cálculo

PASO	VERIFICACIÓN	FÓRMULAS
1	Selección del tipo de colchón Reno®	<ul style="list-style-type: none"> Determinar d_{90} y d_{50} (tabla); Determinar rugosidad $n = \frac{d_{90}^{1/6}}{26}$
2	Criterio de la velocidad crítica	<ul style="list-style-type: none"> Ecuación de resistencia al flujo (Manning): <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 10px 0; width: fit-content; margin-left: 20px;"> $V = \frac{1}{n} \cdot R_H^{2/3} \cdot i^{1/2}$ </div> Número de Froude: $F = V / \sqrt{gR_h}$; Determinar V_c en función de F y V de la figura: <div style="text-align: center; margin: 10px 0;"> </div> <ul style="list-style-type: none"> Condición límite: $V \leq V_c$.
3	Verificación de la tensión de arrastre	<ul style="list-style-type: none"> Tensión de arrastre en el fondo: $\tau_b = K_f \cdot \gamma_w \cdot R_H \cdot i$; Tensión crítica de arrastre: $\tau_c = 0,10 \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot d_{50}$; Condición límite: $\tau_b \leq \tau_c$; Tensión de arrastre en las márgenes: $\tau_m = K_m \cdot \tau_b$; Tensión crítica de arrastre en las márgenes: <div style="text-align: center; margin: 10px 0;"> </div> <ul style="list-style-type: none"> Condición límite: $\tau_m \leq \tau_s$.

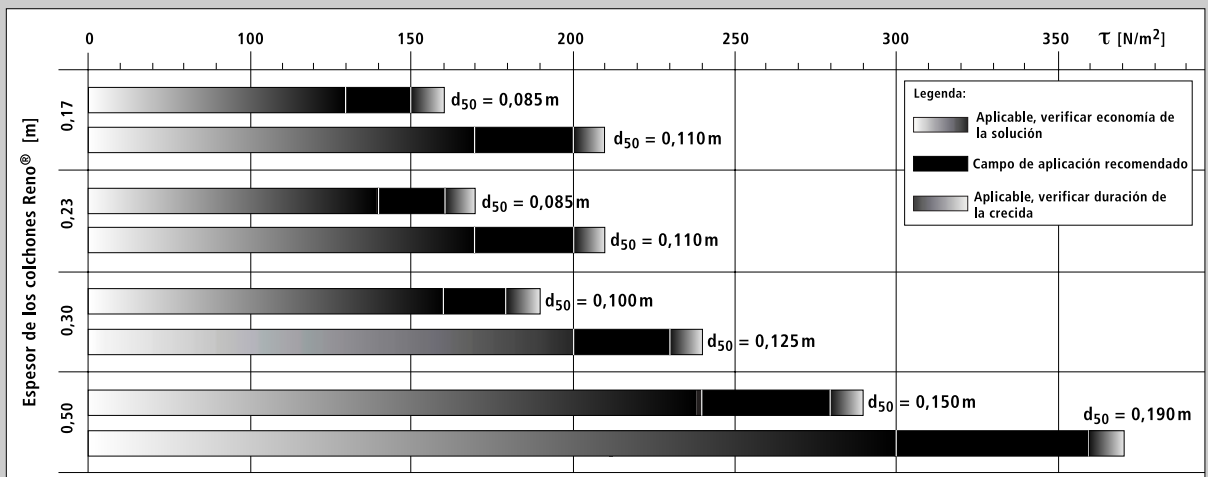
PASO	VERIFICACIÓN	FÓRMULAS																								
4	Control de las deformaciones	<ul style="list-style-type: none"> Determinar los parámetros: $C'_* = \frac{\tau_b - \tau_c}{(\gamma_s - \gamma_w) \cdot d_{50}} \quad \text{y}$ $C'_* = \frac{\tau_m - \tau_s}{(\gamma_s - \gamma_w) \cdot d_{50}} \quad \text{para el fondo y margen.}$ Verificar el parámetro $\Delta z / d_m$ en la figura que sigue:  <table border="1" data-bbox="667 842 1398 1402"> <caption>Datos extraídos del gráfico</caption> <thead> <tr> <th>Coficiente eficaz de Shields C'*</th> <th>Parámetro de deformación [Δz/dm]</th> <th>Tipo</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0,01</td> <td>0,7</td> <td>Modelo</td> </tr> <tr> <td>0,01</td> <td>0,95</td> <td>Prototipo</td> </tr> <tr> <td>0,015</td> <td>1,05</td> <td>Modelo</td> </tr> <tr> <td>0,025</td> <td>1,4</td> <td>Prototipo</td> </tr> <tr> <td>0,045</td> <td>1,2</td> <td>Modelo</td> </tr> <tr> <td>0,06</td> <td>1,55</td> <td>Prototipo</td> </tr> <tr> <td>0,095</td> <td>1,45</td> <td>Modelo</td> </tr> </tbody> </table> <ul style="list-style-type: none"> Verificar $\Delta z / d_{50} \leq 2 (t / d_{50} - 1)$. 	Coficiente eficaz de Shields C'*	Parámetro de deformación [Δz/dm]	Tipo	0,01	0,7	Modelo	0,01	0,95	Prototipo	0,015	1,05	Modelo	0,025	1,4	Prototipo	0,045	1,2	Modelo	0,06	1,55	Prototipo	0,095	1,45	Modelo
Coficiente eficaz de Shields C'*	Parámetro de deformación [Δz/dm]	Tipo																								
0,01	0,7	Modelo																								
0,01	0,95	Prototipo																								
0,015	1,05	Modelo																								
0,025	1,4	Prototipo																								
0,045	1,2	Modelo																								
0,06	1,55	Prototipo																								
0,095	1,45	Modelo																								
5	Verificación en la interfase colchón Reno®/suelo	<ul style="list-style-type: none"> Velocidad admisible del material de la base: $V_e = 16,1 \cdot d_{50}^{1/2}$ Velocidad en el contacto colchón Reno®/suelo: $V_b = \frac{1}{n_f} \left(\frac{d_{50}}{2} \right)^{2/3} \cdot i^{1/2}$ Adoptar $n_f = 0,02$ si hubiera geotextil o ningún filtro y $n_f = 0,025$ si hubiera filtro de grava; Velocidad límite $V_b \leq V_e$. 																								

4.2 Cuadros de Selección

Selección con base en el criterio de la velocidad crítica.



Selección con base en el criterio de la tensión crítica.



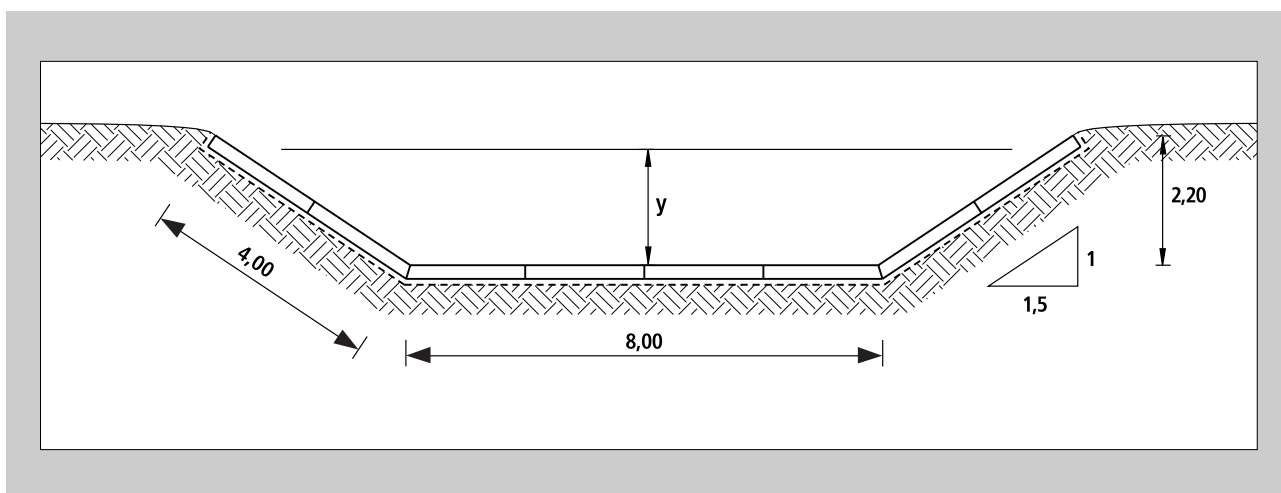
4.3 Ejemplo 1

4.3.1 Datos de entrada:

- pendiente longitudinal del canal: 0,002 m/m;
- sección: trapecial con inclinación de las márgenes de 1:1,5;
- caudal: 35 m³/s;
- suelo del fondo: arcilla arenosa, arena < 50% y;
- porcentaje de vacíos: 0,6.

4.3.2 A verificar:

- as pendientes de la sección propuesta;
- tipo de revestimiento propuesto;
- estabilidad del fondo.



4.3.3 Dimensionamiento por el Criterio de la Velocidad Crítica

La granulometría de las piedras disponibles para el llenado de los colchones Reno® es:

$$d_{50} = 85 \text{ mm}$$

$$d_{90} = 95 \text{ mm}$$

Consecuentemente se estima poder usar para el revestimiento de los colchones Reno® una red tipo 6 x 8 producida con alambre de diámetro 2,00 mm (por estar siempre en contacto con el agua el revestimiento será Galfan® + PVC), con $e = 0,17$ m que será verificado (usando los colchones Reno® de dimensiones 4 x 2 x 0,17 m, en el fondo serán colocados 4 elementos en sentido longitudinal y en cada orilla un elemento en sentido transversal. En total, tendremos dos colchones Reno® por metro lineal).

El coeficiente de rugosidad n puede ser calculado con la ecuación:

$$n = \frac{d_{90}^{1/6}}{26} = \frac{0,095^{1/6}}{26} = 0,0260$$

El área de la sección transversal, el perímetro mojado y el radio hidráulico, definidos en función de la profundidad, son expresados por las siguientes relaciones (tabla 3.5.2):

$$A = b \cdot y + y^2 \cdot \cotg \varnothing = 8 \cdot y + 1,5 \cdot y^2$$

$$P = b + \frac{2 \cdot y}{\text{sen } \varnothing} = 8 + 3,605 \cdot y$$

$$R_H = \frac{A}{P}$$

Con la fórmula de Manning-Strickler, puede ser expreso el caudal Q :

$$Q = \frac{1}{n} \cdot R_H^{2/3} \cdot i^{1/2} \cdot A = \frac{1}{n} \cdot A^{5/3} \cdot P^{-2/3} \cdot i^{1/2} \Rightarrow \frac{Q \cdot n}{i^{1/2}} = \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}}$$

Considerando las fórmulas de A , P y R_H mencionadas arriba, la última relación puede ser escrita como:

$$\frac{35 \cdot 0,0260}{0,002^{1/2}} = \frac{(8 \cdot y + 1,5 \cdot y^2)^{5/3}}{(8 + 3,605 \cdot y)^{2/3}} \Rightarrow y = 1,6 \text{ m}$$

En poder del valor de y , se determina:

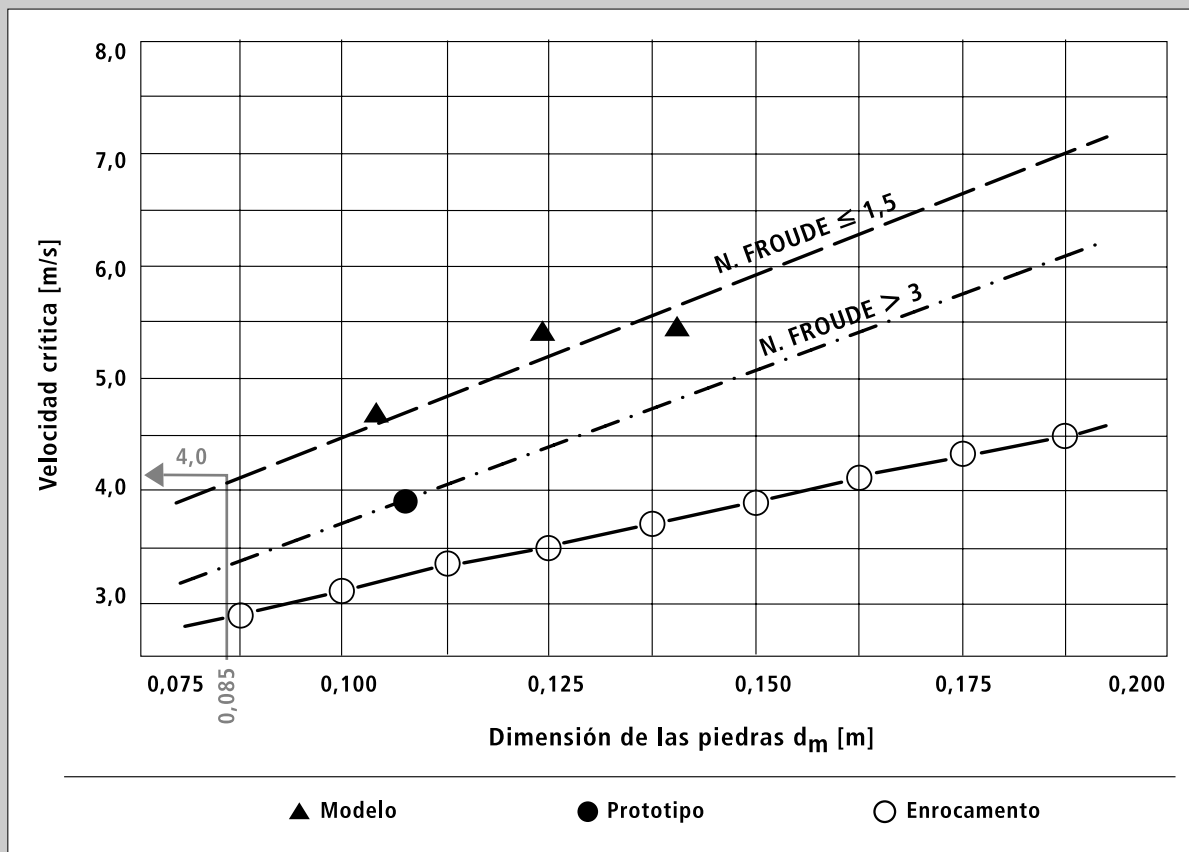
$$\left\{ \begin{array}{l} A = 17,54 \text{ m}^2 \\ P = 14,02 \text{ m} \\ R_H = 1,25 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$V = 2,0 \text{ m/s}$$

El número de Froude (Fr) vale entonces:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{\frac{g \cdot A}{P}}} = 0,55$$

El flujo se encuentra en la condición de corriente subcrítica. A partir del gráfico que sigue, se puede determinar la velocidad crítica (V_c).



Siendo $Fr < 1,5$ e $d_{50} = 85$ mm, entonces $V_c \approx 4$ m/s $> V$.

Por lo tanto el revestimiento es estable.

4.3.4 Verificación por el Criterio de la Tensión Crítica

Haciendo la verificación del fondo, en términos de tensión de arrastre, se encuentra:

$$\tau_b = \gamma_w \cdot y \cdot i = 1000 \cdot 1,67 \cdot 0,002 = 3,34 \text{ kgf / m}^2 = 33,4 \text{ N / m}^2$$

$$\tau_c = 0,10 \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot d_{50} = 0,10 \cdot (2400-1000) \cdot 0,085 = 11,9 \text{ kgf / m}^2 = 119 \text{ N / m}^2$$

Siendo entonces $\tau_b < \tau_c$, el revestimiento es estable, no produciendo el movimiento de las piedras contenidas en los colchones Reno®.

Haciendo la misma verificación para las márgenes, se encuentra:

$$\tau_m = 0,75 \cdot \tau_b = 0,75 \cdot 3,34 = 2,5 \text{ kgf / m}^2 = 25 \text{ N / m}^2$$

$$\tau_s = \left(1 - \frac{\text{sen}^2 \alpha}{\text{sen}^2 41^\circ}\right)^{1/2} \cdot \tau_c = \left(1 - \frac{\text{sen}^2 33,7^\circ}{\text{sen}^2 41^\circ}\right)^{1/2} \cdot 11,9 = 6,35 \text{ kgf / m}^2 = 63,5 \text{ N / m}^2$$

Siendo $\tau_m < \tau_s$ el revestimiento también es estable en las márgenes.

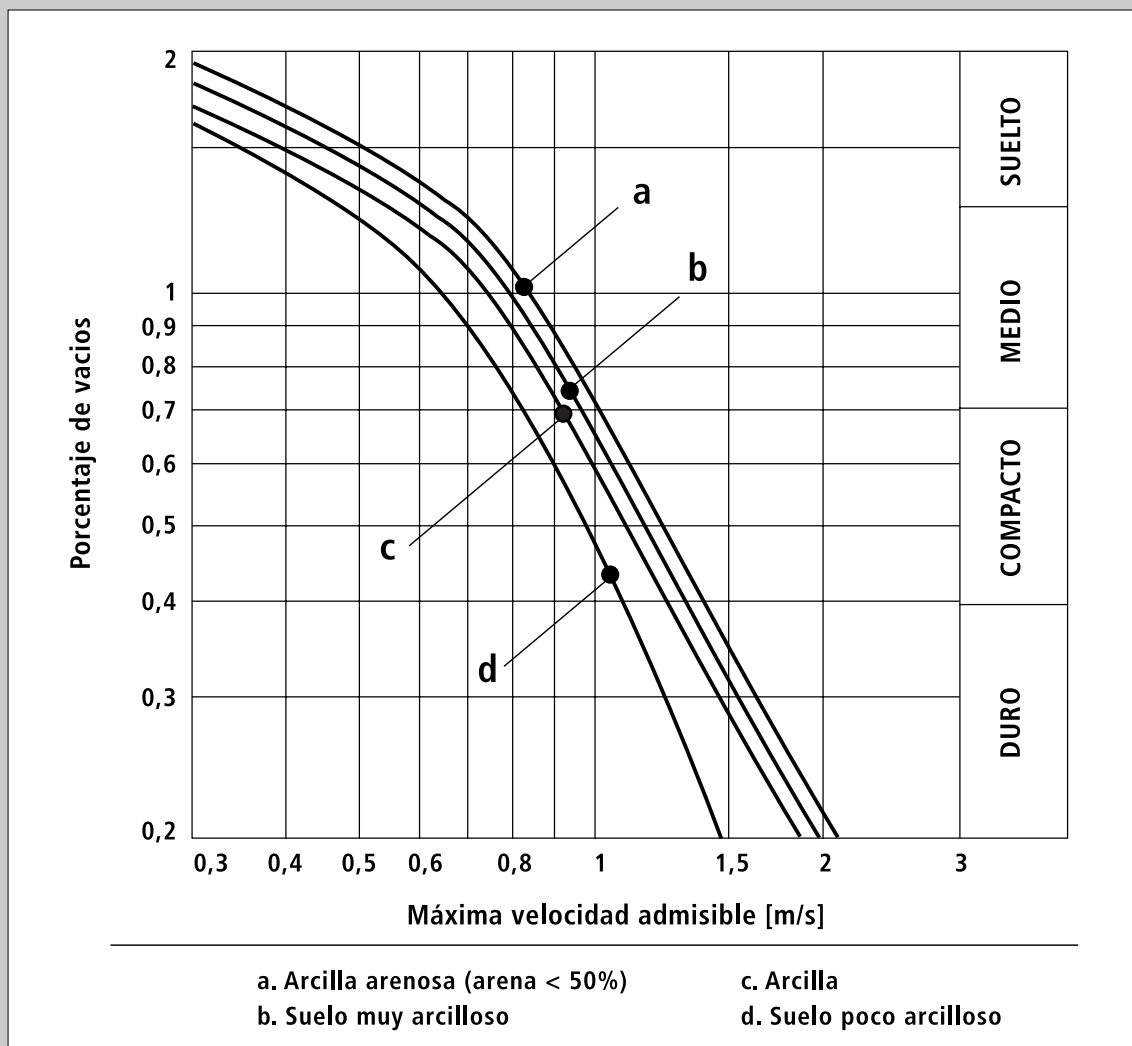
Siendo que ambas condiciones son satisfechas abundantemente, no es necesario hacer el cálculo de las deformaciones para caudales de crecida superiores a la de diseño.

4.3.5 Verificación de la Velocidad debajo del Colchón Reno®

La velocidad por debajo del colchón Reno® (V_b) es calculada con la fórmula:

$$V_b = \frac{1}{n_f} \cdot \left(\frac{d_{50}}{2} \right)^{2/3} \cdot i^{1/2} = \frac{1}{0,02} \cdot \left(\frac{0,085}{2} \right)^{2/3} \cdot (0,02)^{1/2} = 0,27 \text{ m/s}$$

La velocidad admisible del suelo puede ser determinada a través del gráfico:



Del gráfico, $V_e \approx 1,1 \text{ m/s}$.

Siendo $V_b < V_e$ no es necesario un filtro.

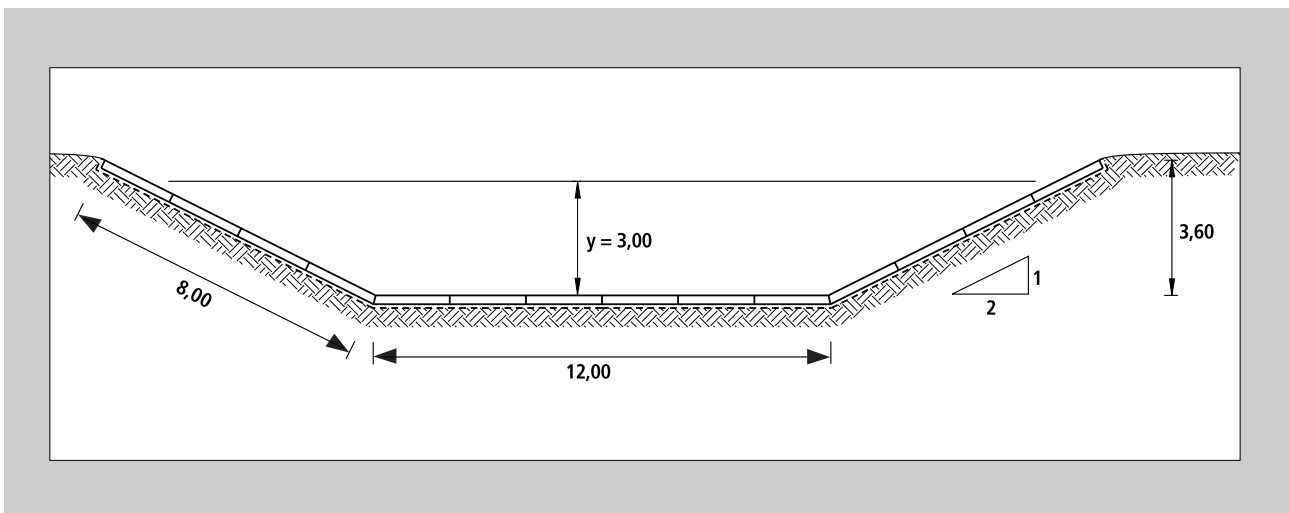
4.4 Ejemplo 2

4.4.1 Datos de entrada:

- pendiente longitudinal del canal: 0,008 m/m;
- sección: trapecial con inclinación de las márgenes de 1:2;
- profundidad del agua: 3 m;
- suelo del fondo: arena con $d_{50} = 0,5$ mm.

4.4.2 A verificar:

- las dimensiones de la sección propuesta;
- tipo de revestimiento propuesto;
- estabilidad del fondo;
- alternativa en rip-rap.



4.4.3 Dimensionamiento por el Criterio de la Velocidad Crítica

La granulometría de las piedras disponibles para el llenado de los colchones Reno® es:

$$d_{50} = 140 \text{ mm}$$

$$d_{90} = 170 \text{ mm}$$

Consecuentemente se estima poder usar para el revestimiento colchones Reno® en malla tipo 6 x 8, producida con alambre de diámetro 2,00 mm (por estar siempre en contacto con el agua el revestimiento será Galfan® + PVC), con $e = 0,30$ m que será verificado (usando los colchones Reno® de dimensiones 4 x 2 x 0,30 m, en el fondo serán colocados 6 elementos en sentido longitudinal y, en cada orilla, 2 elementos en sentido transversal. En total, 3.5 colchones Reno® por metro lineal).

El coeficiente de rugosidad n puede ser calculado con la ecuación:

$$n = \frac{d_{90}^{1/6}}{26} = \frac{0,170^{1/6}}{26} = 0,0286$$

El área de la sección transversal, el perímetro mojado y el radio hidráulico, definidos en función de la profundidad, son expresados por las siguientes relaciones:

$$A = b \cdot y + y^2 \cdot \cotg \varnothing = 12 \cdot 3 + 3^2 \cdot 2 = 54 \text{ m}^2$$

$$P = b + \frac{2 \cdot y}{\text{sen } \varnothing} = 12 + \frac{2 \cdot 3}{0,447} = 25,42 \text{ m}^2$$

$$R_H = \frac{A}{P} = 2,124 \text{ m}$$

El ancho de la superficie libre del agua es calculada por:

$$B = b + 2 \cdot y \cdot \cotg \varnothing = 12 + 2 \cdot 3 \cdot 2 = 24 \text{ m}$$

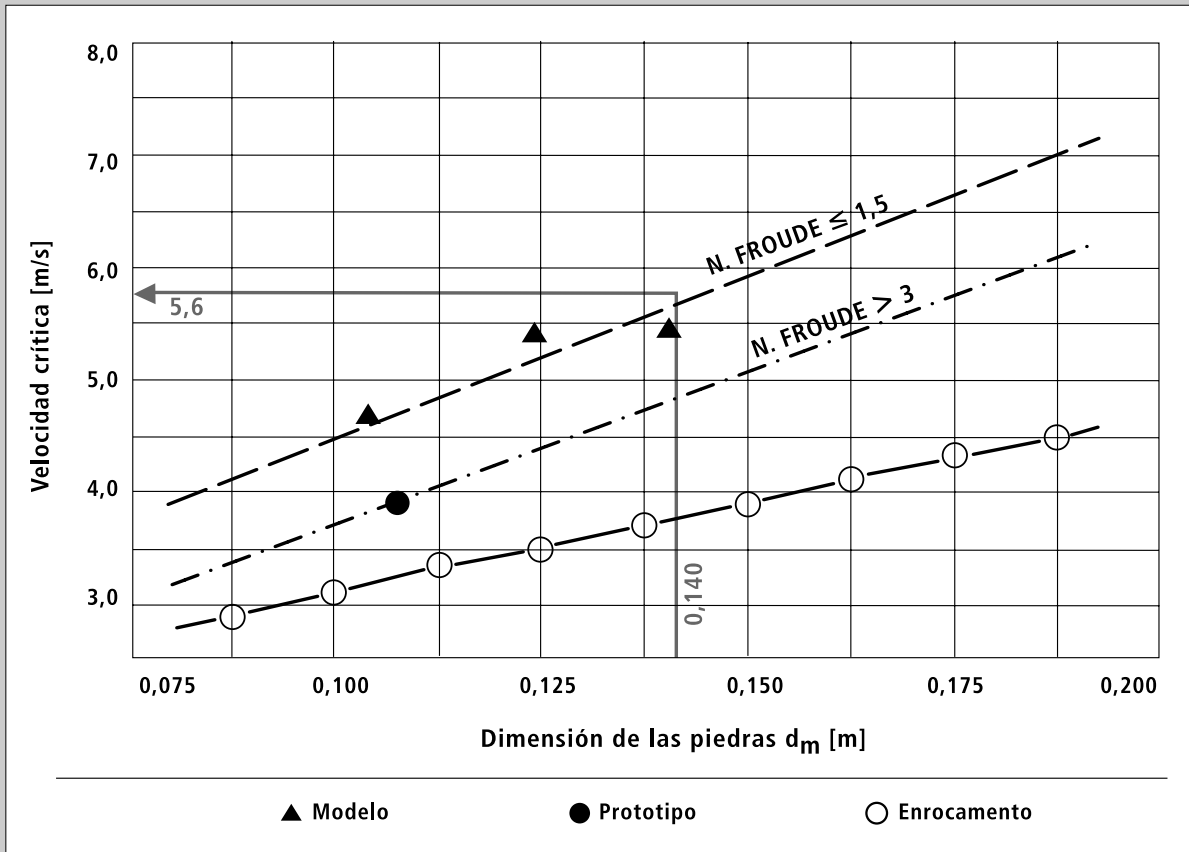
La velocidad (V), el caudal (Q) y el número de Froude (Fr) pueden ser calculados con las siguientes fórmulas:

$$V = \frac{1}{n} \cdot R_H^{2/3} \cdot i^{1/2} = \frac{1}{0,0286} \cdot 2,124^{2/3} \cdot 0,008^{1/2} = 5,17 \text{ m/s}$$

$$Q = V \cdot A = 5,17 \cdot 54 = 279 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{\frac{g \cdot A}{P}}} = \frac{5,17}{\sqrt{\frac{9,81 \cdot 54}{24}}} = 1,10$$

A partir del gráfico que sigue, es posible determinar la velocidad crítica (V_c).



Siendo $Fr < 1,5$ y $d_{50} = 140$ mm, entonces $V_c \approx 5,6$ m/s $> V$.

Por lo tanto el revestimiento es estable.

4.4.4 Verificación por el Criterio de la Tensión Crítica

Haciendo la verificación del fondo, en términos de tensión de arrastre, se encuentra:

$$\tau_b = \gamma_w \cdot y \cdot i = 1000 \cdot 3 \cdot 0,008 = 24 \text{ kgf / m}^2 = 240 \text{ N / m}^2$$

Considerando el peso específico de las piedras del terreno $\gamma_s = 2500 \text{ kgf/m}^2$, la tensión de arrastre en el fondo vale:

$$\tau_c = 0,10 \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot d_{50} = 0,10 \cdot (2500-1000) \cdot 0,14 = 21 \text{ kgf / m}^2 = 210 \text{ N / m}^2$$

De la misma forma para las márgenes:

$$\tau_m = 0,75 \cdot \tau_b = 0,75 \cdot 24 = 18 \text{ kgf / m}^2 = 180 \text{ N / m}^2$$

$$\tau_s = \left(1 - \frac{\text{sen}^2 \alpha}{\text{sen}^2 41^\circ}\right)^{1/2} \cdot \tau_c = \left(1 - \frac{\text{sen}^2 265^\circ}{\text{sen}^2 41^\circ}\right)^{1/2} \cdot 21 = 15,4 \text{ kgf / m}^2 = 154 \text{ N / m}^2$$

Por ser $\tau_b > \tau_c$, siendo la diferencia menor de 20%, y $\tau_m > \tau_s$, siendo también la diferencia menor de 20%, el revestimiento es estable pudiendo ser esperados pequeños movimientos de las piedras contenidas en los colchones Reno®.

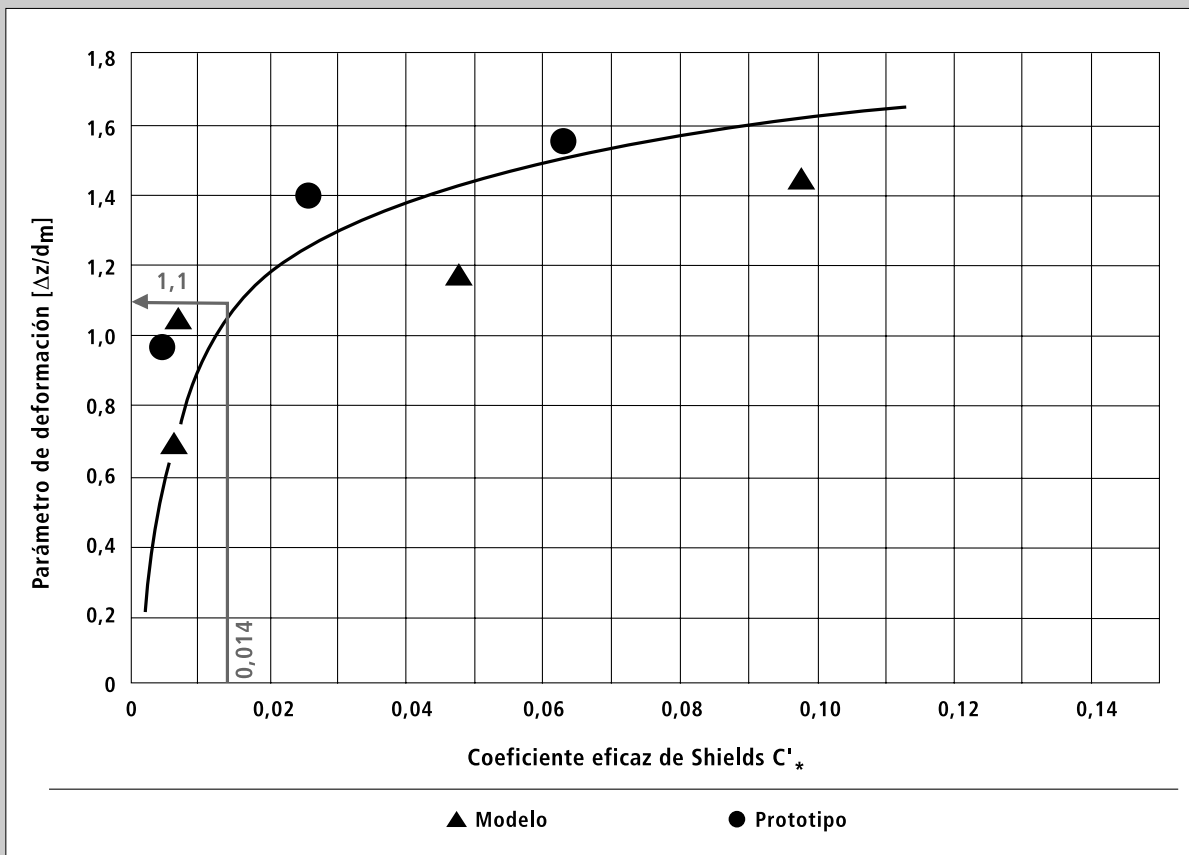
Las deformaciones del revestimiento en el fondo pueden ser evaluadas calculando el coeficiente:

$$C'_* = \frac{(\tau_b - \tau_c)}{(\gamma_s - \gamma_w) \cdot d_{50}} = \frac{24-21}{(2500-1000) \cdot 0,14} = 0,014$$

De la misma forma, para el revestimiento de las márgenes:

$$C'_* = \frac{(\tau_m - \tau_s)}{(\gamma_s - \gamma_w) \cdot d_{50}} = \frac{18 - 15,4}{(2500-1000) \cdot 0,14} = 0,012$$

Del gráfico que sigue se puede determinar:



Considerando que el coeficiente de Shields $C'_* = 0,014$ es el mayor entre los dos valores encontrados (fondo y margen), tenemos:

$$C'_* = 0,014 \Rightarrow \frac{\Delta z}{d_{50}} \approx 1,1$$

Y así:

$$\Delta z = 1,1 \cdot 0,14 = 0,15m$$

Lo cual significa que dentro del colchón Reno®, el espesor de las piedras se reducirá, aguas arriba, de $\frac{\Delta z}{2} = 0,077m$, reduciéndose por lo tanto a $0,30 - 0,077 = 0,22m$.

Este espesor, siendo mayor que el d_{50} es suficiente para no exponer el material del fondo a la acción erosiva de la corriente.

4.4.5 Verificación de la Velocidad debajo del Colchón Reno®

La velocidad por debajo del colchón Reno® (V_b) es calculada con la fórmula:

$$V_b = \frac{1}{n_f} \cdot \left(\frac{d_{50}}{2} \right)^{2/3} \cdot i^{1/2} = \frac{1}{0,02} \cdot \left(\frac{0,14}{2} \right)^{2/3} \cdot (0,008)^{1/2} = 0,76 \text{ m/s}$$

La velocidad admisible del suelo, tratándose de terreno arenoso, puede ser encontrada con el auxilio de la ecuación:

$$V_e = 16,1 \cdot d_{50}^{1/2} = 16,1 \cdot 0,0005^{1/2} = 0,36 \text{ m/s}$$

Por lo tanto la velocidad $V_b > V_e$.

En este caso se debe colocar un filtro geotextil que reduce aproximadamente 50% la velocidad residual en la superficie inferior en contacto con el suelo, eventualmente con la adición de una pequeña camada de material arenoso.

Alternativamente puede ser previsto un filtro natural de material arenoso.

4.4.6 Alternativa en Rip-Rap

Vamos dimensionar un revestimiento en piedras sueltas, manteniendo las mismas hipótesis y para el mismo caudal calculado ($Q=279 \text{ m}^3/\text{s}$).

Serán empleadas piedras de tamaño 350 - 500 mm, con $d_{50} = 400 \text{ mm}$ y $d_{90} = 480 \text{ mm}$.

El espesor del revestimiento (t) será:

$$t = 2 \cdot d_{50} = 0,80 \text{ m}$$

El coeficiente de rugosidad (n) será:

$$n = \frac{d_{90}^{1/6}}{26} = 0,034$$

La profundidad del agua, el área de la sección mojada, el perímetro mojado, el radio hidráulico y la velocidad media del flujo, comparativamente con la alternativa en colchón Reno® será:

	RIP-RAP	COLCHÓN RENO®
y [m]	3,29	3
A [m ²]	61,12	54
P [m]	26,72	25,42
R _H [m]	2,288	2,124
v [m]	4,57	5,17
Q [m ³ /s]	279	279

Las tensiones de arrastre debido a la acción del flujo y admisible, para el fondo, son:

$$\tau_b = \gamma_w \cdot y \cdot i = 1000 \cdot 3,29 \cdot 0,008 = 26,32 \text{ kgf / m}^2 = 263,32 \text{ N / m}^2$$

$$\tau_c = C^* \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot d_{50} = 0,047 \cdot 1500 \cdot 0,40 = 28,2 \text{ kgf / m}^2 = 282 \text{ N / m}^2$$

Las tensiones de arrastre debido a la acción de la corriente y admisible, para las márgenes son:

$$\tau_m = 0,75 \cdot \tau_b = 0,75 \cdot 28,32 = 19,74 \text{ kgf / m}^2 = 197,4 \text{ N / m}^2$$

$$\tau_s = \left(1 - \frac{\text{sen}^2 \alpha}{\text{sen}^2 41^\circ} \right)^{1/2} \cdot \tau_c = 20,67 \text{ kgf / m}^2 = 206,7 \text{ N / m}^2$$

Así, $\tau_b < \tau_c$ y $\tau_m < \tau_s$. Por lo tanto, se concluye que la protección es estable tanto para el fondo cuanto para las márgenes.

La velocidad del agua por debajo del rip-rap vale:

$$V_b = \frac{1}{n_f} \cdot \left(\frac{d_{50}}{2} \right)^{2/3} \cdot i^{1/2} = \frac{1}{0,025} \cdot \left(\frac{0,40}{2} \right)^{2/3} \cdot (0,008)^{1/2} = 1,22 \text{ m/s}$$

Recordando que $V_e \approx 0,36 \text{ m/s}$, se tiene que $V_b \approx 4 \cdot V_e$. Por lo tanto, es necesario prever un filtro de material arenoso.

OBRA: *Diseño integral de la descarga del arroyo Poncho Verde*

FECHA: *6/11/2023*

REVESTIMIENTOS DE BLOQUES PREMOLDEADOS DE HORMIGON
SISTEMA BETONFLEX (Bloques de hormigón vinculados por un geotextil)
PROTECCION A LA CORRIENTE
VELOCIDADES ADMISIBLES

$$\Delta_m \times D_n = \phi_s \times K_t \times \frac{0,035}{\Psi_{cr}} \times K_h \times K_s^{-1} \times \frac{u^2}{2g}$$

Hipotesis de cálculo:		
	Tirante de agua =	1 m
Factor de estabilidad $\phi_s =$	0,75	Talud (1:H) = 2,0
Factor de turbulencia $K_t =$	1,5	Ángulo de fricción interna = 90 °
Factor de corte crítico $\Psi_{cr} =$	0,07	Conicidad = 15 %
	Peso especif. hormigón =	2.400 kg/m ³
	Peso especif. de cálculo =	2.040 kg/m ³
	Peso específico relativo =	1,04

ϕ_s : Factor de estabilidad: Tiene en cuenta la aplicación

Tipo de Revestimiento	Capa superficial continua	Bordes y transiciones
Enrocado, bolsas pequeñas	1	1,5
Mantas de bloques, gaviones, bloques lavados, geobags y colchones de hormigón	0,5 a 0,75	0,75 a 1,0

Ψ_{cr} : Parámetro de Shields o corte crítico: Tiene en cuenta el material

- Enrocado, bolsas pequeñas $\Psi \approx 0.035$
- Bloques in situ, geobags $\Psi \approx 0.05$
- Mantas de bloques $\Psi \approx 0.07$
- Gaviones $\Psi \approx 0.07$
- Colchones de hormigón $\Psi \approx 0.07$

K_t : Factor de Turbulencia: Tiene en cuenta el grado de turbulencia

- Turbulencia normal:
 - muros laterales en ríos: $K_t \approx 1.0$
- Turbulencia aumentada:
 - Quiebre de ríos: $K_t \approx 1.5$
 - Aguas abajo en cuencas de amortiguación: $K_t \approx 1.5$
- Turbulencia severa
 - Salto hidráulicos: $K_t \approx 2.0$
 - Fuertes perturbaciones localizadas: $K_t \approx 2.0$
 - Quiebres agudos: $K_t \approx 2.0$ a 2.5
- Carga debido a "jet" de agua: $K_t \approx 3.0$ a 4.0

K_s : Factor de Pendiente: Considera el gradiente de pendiente con relación al ángulo de fricción interna del revestimiento

$$K_s = \sqrt{1 - \left(\frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen } \phi} \right)^2}$$

α = pendiente transversal del banco (°),
 ϕ = Ángulo de fricción interna del material de revestimiento,

Material	ϕ
Enrocado	40
Sistema relleno de arena	30 a 40
Colchón de hormigón endurecido y anclado, y mantas de bloques (cableadas).	90
Colchón de geotextil y mantas de bloques conectadas a geotextil tendido sobre filtro de	15 a 20

TALUD m	INCLINACION α°	SEN α	COS α	Ks
2,00	26,57	0,4472	0,894	0,894

Kh: Factor de Profundidad: Tiene en cuenta la altura, transformando la velocidad de flujo uniforme a la velocidad del fluido justo por encima del revestimiento

Perfil de velocidad desarrollado:

$$K_h = \frac{2}{\left(\log\left(\frac{12 \times h}{k_r}\right)\right)^2}$$

Perfil de velocidad no desarrollado:

$$K_h = \left(\frac{h}{k_s}\right)^{-0.2}$$

Velocidad muy desigual ($h/k_s < 5$)

$$K_h = 1$$

kr: Factor de rugosidad de Nikuradse:

- Bloques mampuestos
- Mantas de bloques
- Rip Rap
- Mantas Articuladas

$$k_r \approx 0,1 D_n$$

$$k_r \approx D_n$$

$$k_r \approx 1 \text{ a } 3 D_n$$

$$k_r \approx 0,05m$$

u: Velocidad media de escurrimiento

$$u = \sqrt{\frac{\Delta_m \times D_n \times 2 \times g \times K_s \times \psi_{cr}}{\phi_s \times K_t \times 0,035 \times K_h}}$$

ALTURA MÍNIMA cm	DIAMETRO NOMINAL m	Factor ks	Factor Kh	u _{crítica} (m/s)	u _{máx} (m/s)
16	0,160	0,160	0,565	3,03	3,00

VERIFICA

Resultado:

Sistema betonflex con bloques troncopiramidales de base cuadrada de 40cm de lado y 16cm de altura.

Velocidad de diseño: 3m/seg

Bibliografía:

"Geosynthetics and Geosystems in Hydraulic and Coastal Engineering" de K. W. Pilarczyk, 2000

TEMA:

Trabajo Final UNNE - "Diseño integral de la descarga del arroyo Poncho Verde. Estudio de las variables constructivas"

Lugar de obra:

Arroyo Poncho Verde – Ciudad de Corrientes, Provincia de Corrientes.

**SOLUCIONES DE PROTECCIÓN ANTIEROSIVA
BETONWEB® BETONFLEX® PYRAMAT®**

13.11.2023

ÍNDICE

1	INTRODUCCIÓN	3
2	ANTECEDENTES.....	4
3	SISTEMAS DE PROTECCIÓN.....	4
3.1	SISTEMA BETONFLEX®	4
3.1.1	PROCEDIMIENTO DE VERIFICACIÓN	5
3.1.2	TABLA DE ESPESORES MÍNIMOS	7
3.1.3	EQUIPO NECESARIO PARA EJECUCIÓN IN-SITU	7
3.1.4	IMÁGENES BETONFLEX®	8
3.2	SISTEMA BETONWEB®.	9
3.2.1	Verificación al deslizamiento por fuerzas tractivas.....	10
3.2.2	INSTALACIÓN DEL SISTEMA FLEXIBLE	12
3.3	SISTEMA PYRAMAT®.....	17
3.3.1	DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES®.....	17
3.3.2	VERIFICACIÓN AL ARRASTRE POR FUERZAS TRACTIVAS.....	18
3.3.3	PROCESO DE INSTALACIÓN.....	19
4.	CONSIDERACIONES FINALES	21

1 INTRODUCCIÓN

La presente propuesta tiene como objetivo presentar, describir y analizar la viabilidad de diferentes soluciones de protección antierosiva para su empleo en sobre uno de los laterales del Parque Mitre, en la ciudad de Corrientes Capital, donde desemboca lo que antiguamente era el arroyo poncho verde y que actualmente funciona como el desagüe pluvial del centro de la ciudad.

Este desagüe está conformado por una alcantarilla de hormigón de forma semicircular cuyo radio superior es de 2m y el radio inferior de 4m. Durante intensas lluvias, este desagüe funciona a sección llena y transporta agua a muy alta velocidad de 3m/s.

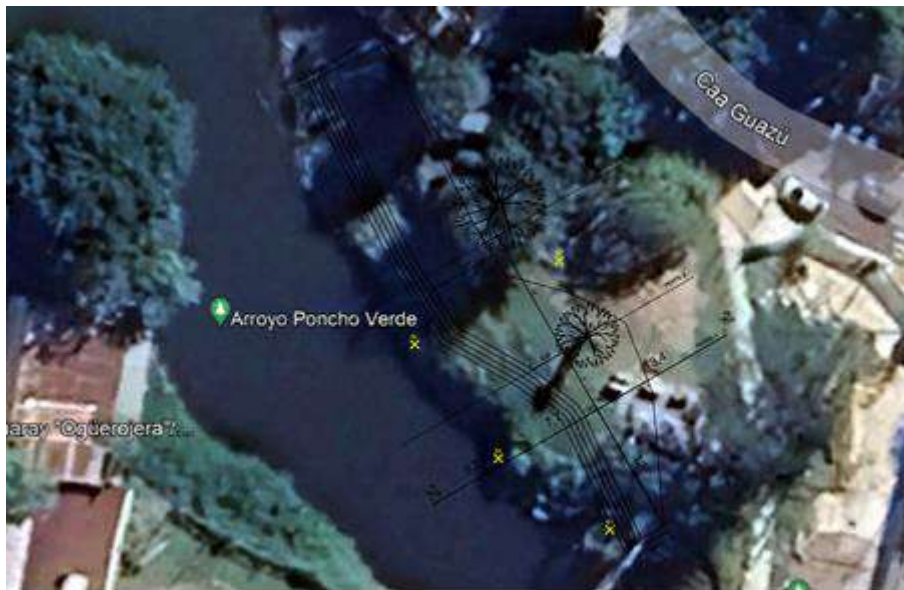


Fig. 1. Vista aérea del sitio a intervenir

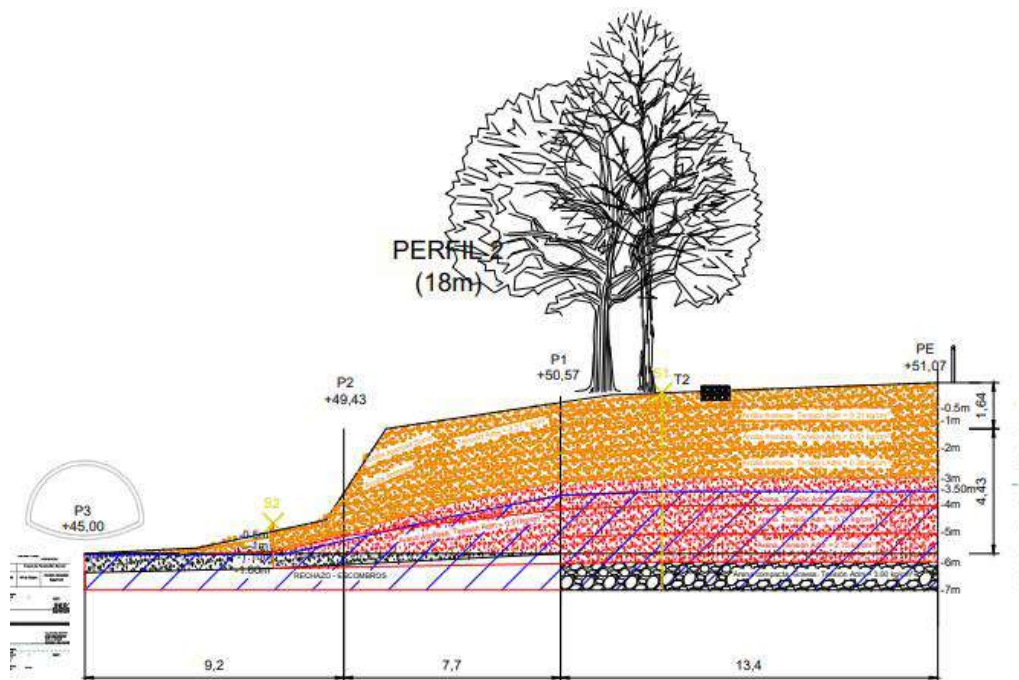


Fig. 2. Perfil tipo del sector a intervenir

El proyecto consiste en plantear distintas alternativas constructivas tanto para el muro de contención como del revestimiento de los taludes laterales que se encuentran en la desembocadura de la alcantarilla.



Fig. 3. Taludes a intervenir.

El tiempo de recurrencia que tomamos para las alturas del río Paraná (25 años), se puede prever que tanto el muro como el talud en algún momento de su vida útil se encontrarán completamente sumergidos.

2 ANTECEDENTES

La presente propuesta técnica se realizó en base a la información y documentación facilitada por el cliente:

- Planos TF Parque Mitre.pdf
- Estudio de suelos parque mitre

3 SISTEMAS DE PROTECCIÓN.

3.1 SISTEMA BETONFLEX®

Los revestimientos de bloques de hormigón vinculados por geotextil surgieron como alternativa a los enrocados tradicionales y las colchonetas. El grado de vinculación aportado por el geotextil permitió obtener revestimientos muy flexibles, de alto rendimiento con bloques livianos. Esto también permito a su vez la ejecución de mantas premoldeadas que pueden colocarse aún bajo el agua mediante la utilización de grúas.



Fig. 4. Sistema BetonFlex®

El geotextil tejido que actúa como vínculo estructural entre los bloques de hormigón, fue especialmente diseñado para este tipo de obras. Cuenta con una alta estabilización a la radiación UV y a la termo-oxidación.

La vinculación entre los bloques de hormigón y el geotextil se logra mediante bucles o loops que el propio geotextil tiene incorporados.

Las características que posee este revestimiento permiten obtener:

- Revestimientos de alta flexibilidad y permeabilidad, lo cual otorga mejor desempeño y mayor durabilidad
- Gran versatilidad, posibilidad de colocación bajo el agua,
- Rápida y sencilla ejecución y colocación,
- Nulo impacto ambiental,
- Prolongada vida útil, al no tener componentes metálicos ni degradables.
- Sólida experiencia de asesoramiento, asistencia y uso en la región,
- Requisitos técnicos del hormigón para bloques siguen con los estándares de la construcción tradicional (ninguna condición particular en la formulación: aditivos, dosificación, granulometría, etc.)

3.1.1 PROCEDIMIENTO DE VERIFICACIÓN

La elección de la altura de la protección se obtiene de acuerdo con la fórmula específica para protecciones flexibles del Ing. Krystian W. Pilarczyk cuyos parámetros se encuentran descriptos en las siguientes publicaciones:

- “Guidelines for Design and Construction of Flexible Revetments Incorporating Geotextiles in Marine Environment - Report of Working N°21 of the Permanent Technical Committee II” de la Permanent

International Association of Navigation Congresses (PIANC), Año 1992, del "Design Manual for Pitched Slope Protection"

- "Geosynthetics and Geosystems in Hydraulic and Coastal Engineering" del Ing. K. W. Pilarczyk (2000)

En cauces con importantes velocidades de escurrimiento, se debe realizar una verificación a la corriente. Para ello se requieren los siguientes datos:

- Velocidad máxima de la corriente
- Velocidad de diseño (u)
- Inclinación de taludes (V:H)
- Tipo de suelo a defender
- Profundidad media de escurrimiento (h)

La verificación se realiza siguiendo la fórmula propuesta por Pilarczyk para corriente:

$$\Delta_m \times D_n = \phi_s \times K_t \times \frac{0,035}{\Psi_{cr}} \times K_h \times K_s^{-1} \times \frac{u_{cr}^2}{2g} \quad (2)$$

donde:

- Δ_m = densidad relativa de la protección.
- D_n = espesor promedio de la protección (m).
- ϕ_s = factor de estabilidad.
- K_t = factor de turbulencia.
- Ψ_{cr} = parámetro de corte crítico
- K_h = factor de profundidad
 - $K_{hTALUD} = \frac{2}{\left(\log\left(\frac{12 \times h}{k_r}\right)\right)^2}$ (perfil de velocidades totalmente desarrollado)
 - $K_{hSOLERA} = \cos \alpha_b$ (con α_b igual al ángulo de la pendiente longitudinal del canal)
- h = profundidad de escurrimiento (m)
- k_r = rugosidad equivalente de Nikuradse
- K_s = factor de inclinación del talud = $\sqrt{1 - \left(\frac{\sin \alpha}{\sin \phi}\right)^2}$
- α = ángulo del talud (°)
- ϕ = fricción interna del revestimiento (°). (35° BetonFlex, 90° BetonWeb)
- u_{cr} = velocidad crítica promedio del escurrimiento (m/s)
- g = aceleración de la gravedad (m/s²).

Despejando u_{cr} de (2), el valor obtenido deberá ser superior a la velocidad máxima de diseño ($u_{existente}$), es decir, que deberá cumplirse que:

$$u = \sqrt{\frac{\Delta_m \times D_n \times 2 \times g \times K_s \times \psi_{cr}}{\phi_s \times K_t \times 0,035 \times K_h}}$$

Como anexo se adjunta un ejemplo de cálculo siguiendo la metodología descrita precedentemente.

3.1.2 TABLA DE ESPESORES MÍNIMOS

A continuación, se presenta una tabla resumen para la selección del espesor mínimo del revestimiento BetonFlex® en función de la pendiente del talud y de la velocidad del escurrimiento. Todos estos valores fueron calculados según la fórmula propuesta por Pilarczyk para corriente, asumiendo los siguientes parámetros para el dimensionamiento:

Hipotesis de cálculo:			
Factor de estabilidad $\phi_s =$	0,75	Tirante de agua =	1,5 m
Factor de turbulencia $K_t =$	1,5	Ángulo de fricción interna (ϕ) =	35 °
Factor de corte crítico $\Psi_{cr} =$	0,07	Conicidad =	15 %
Talud (1:H) =	Var.	Peso especif. hormigón =	2.400 kg/m³
		Peso especif. de cálculo =	2.040 kg/m³
		Peso específico relativo =	1,04

		Pendiente [1V:xH]					
		Plano	5	4	3	2	1,5
Velocidad [m/s]	1	8	8	8	8	8	8
	1,5	8	8	8	8	8	10
	1,75	8	8	8	8	8	16
	2	8	8	8	8	8	25
	2,25	8	8	8	8	9	-
	2,5	8	8	8	8	12	-
	2,75	8	8	9	10	16	-
	3	10	11	12	13	22	-
	3,25	13	14	15	17	29	-
	3,5	16	18	19	22	-	-
	3,75	21	23	25	29	-	-
	4	26	29	32	-	-	-
4,25	32	-	-	-	-	-	
		Espesor de bloque [cm]*					

Fig. 5. Tabla de espesores mínimos de bloques

3.1.3 EQUIPO NECESARIO PARA EJECUCIÓN IN-SITU

Para la correcta ejecución del revestimiento, se requiere lo siguiente:

- Cuadrilla de 8 operarios
- Geotextil con loops + moldes
- Bomba de hormigón y/o canaleta (dependerá de la distancia a hormigonar)

- Equipo menor de apoyo: RetroPala o similar (para apoyo en la manipulación de rollos y moldes)
- Rendimiento promedio habitual por frente de trabajo: 800 a 1100 m² por día

El rendimiento dependerá de la cantidad disponible de moldes a utilizar y los frentes de trabajo simultáneos. Se recomienda que como mínimo haya una cantidad de moldes equivalente a los m³ del camión mixer a utilizar por frente de trabajo. Los moldes podrán luego ser desencofrados y reutilizados en paños subsiguientes. En caso de requerir aumentar el rendimiento, se podrá incrementar la cantidad de moldes disponibles.

3.1.4 IMÁGENES BETONFLEX®



Fig. 6. Despliegue de geotextil, colocación de moldes y hormigonado de bloques



Fig. 7. Revestimiento Betonflex terminado

3.2 SISTEMA BETONWEB®.

El sistema de confinamiento celular GEOWEB® conocido genéricamente por “geoceldas”, fue desarrollado a fines de la década del '70 y principios de los '80 por PRESTO PRODUCTS CO. en cooperación con el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos. Su aplicación inicial en los Estados Unidos estuvo dirigida al incremento de valor soporte de subrasantes, para en una segunda etapa desarrollarse como control de erosión en taludes y revestimiento de canales. Finalmente en 1986 en Canadá se extendió a su utilización en obras de retención de suelos.



Fig. 8. Geoceldas

Las celdas GEOWEB® pueden ser rellenas con distintos materiales, según los requerimientos del proyecto, los más habituales son hormigón, piedra o suelo. El betonweb®, es un revestimiento constituido por un sistema de celdas GEOWEB® rellenas con hormigón. De esta manera se obtiene una protección de características similares al hormigón, pero sin necesidad de juntas ni armaduras, y con una flexibilidad muy superior a éste. Este tipo de solución no requiere mano de obra ni equipos especializados, ya que el procedimiento constructivo es muy simple.



Fig. 9. Relleno de celdas con hormigón

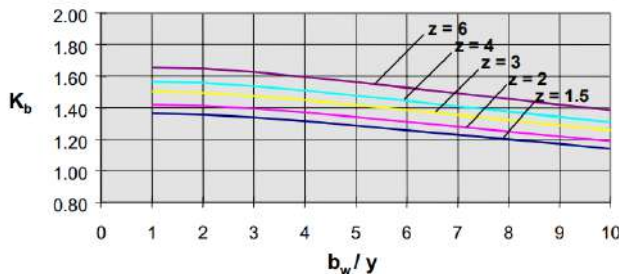
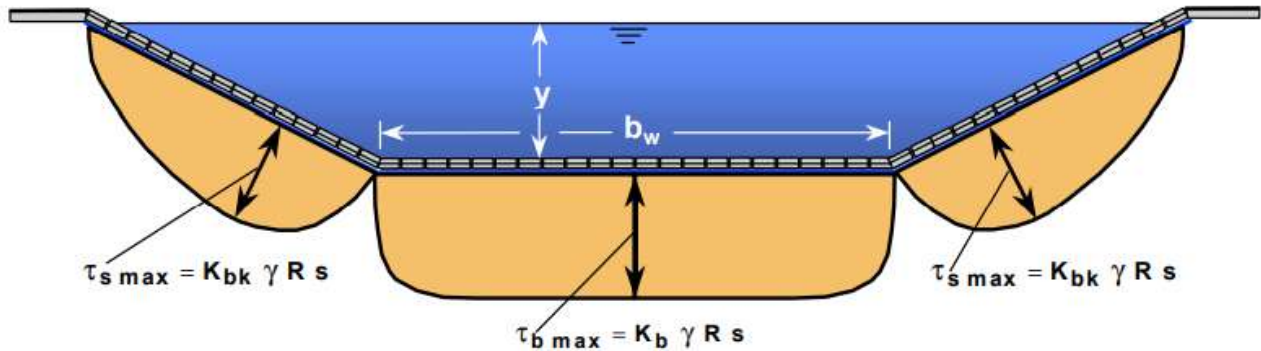
Procediéndose a la extensión de los paneles de geoceldas sobre el talud, previa instalación del filtro geotextil, para posteriormente proceder a su hormigonado in situ. Además, el BetonWeb® ha sido probado con éxito en diferentes obras en nuestro país y en el exterior, permitiendo lograr costos inferiores a otros sistemas gracias a su elevada productividad, y a permitir lograr un coeficiente de rugosidad, si se desea, similar al de un revestimiento de hormigón tradicional. (dependiendo el tipo de terminación que se ejecute, puede variarse el coeficiente de rugosidad).

La superficie característica de las paredes del sistema BETONWEB® asegura una unión mecánica entre el relleno de hormigón y el interior de cada celda. Las paredes celulares tienen una superficie texturizada la cual puede ser perforada o no perforada. Las secciones de GEOWEB® perforado proporcionan una adherencia aún mayor, debido a que el hormigón fluye entre las celdas a través de las perforaciones de 10mm de diámetro. Como seguridad adicional al deslizamiento, de ser necesario pueden colocarse tendones sintéticos, previo perforado de las celdas. Los cuales se ajustan al talud por medio de estacas metálicas. Así mismo, pueden alcanzarse importantes rendimientos en la colocación, ya que el hormigón puede descargarse tanto con bombas, elevadores de baldes como directamente del mixer.

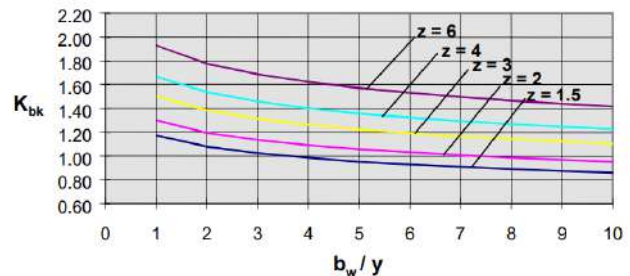
3.2.1 Verificación al deslizamiento por fuerzas tractivas

Las fuerzas hidrodinámicas, frecuentemente denominadas fuerzas tractivas, de arrastre o cortantes, se ejercen por efecto del flujo sobre el revestimiento de protección en el fondo y en

los taludes laterales de los canales abiertos. Cuando la protección es relativamente lisa y uniforme, la fuerza tractiva varía con la rugosidad hidráulica o con la fricción de la superficie del revestimiento. La magnitud de la fuerza tractiva depende también de la forma geométrica y del alineamiento del canal. La distribución de las fuerzas dentro de un canal trapezoidal es la que se



a) Fuerza Tractiva Máxima de la Solera $K_b = \frac{\tau_b}{\gamma R s}$



b) Fuerza Tractiva Máxima del Talud $K_{bk} = \frac{\tau_s}{\gamma R s}$

muestra en la siguiente figura.

Las fuerzas tractivas máximas se calculan con la siguiente expresión:

Donde:

$$\tau_{b \max} = K_b \gamma R s$$

- $\tau_{b \max}$ = Fuerza tractiva máxima de la solera (kg/m²)
- s = Pendiente longitudinal de la solera (m/m)
- $\gamma R s$ = Fuerza tractiva promedio de solera (kg/m²)
- K_b = Coeficiente de fuerza tractiva de solera
- γ = Fuerza específica / peso unitario de agua (kg/m³)
- R = Radio hidráulico (m)

Donde:

$$\tau_{s \max} = K_{bk} \gamma R s$$

- $\tau_{s \max}$ = Fuerza tractiva máxima del talud (kg/m²)
- K_{bk} = Coeficiente de fuerza tractiva del talud

La tensión resistente del revestimiento de geoceldas se estima como el peso del mismo por unidad de superficie. En caso que dicho peso no resulte suficiente podrán colocarse estacas que vinculen a las celdas con la subrasante. El aporte de dichas estacas a la tensión resistente al arrastre puede calcularse como se observa en el siguiente ejemplo:

CARACTERÍSTICAS DE LAS ESTACAS DE FIJACION

Característica	Símbolo	Unidad	Valor
Diámetro	d.estaca	mm	12
Largo	L.estaca	mm	500
Penetración en el suelo (L.estaca – esp)	d.pen	mm	400
Espaciamiento en el sentido del canal	Dist.canal	mm	1300
Espaciamiento en el sentido del talud	Dist.talud	mm	1120
Densidad de estacas (1/Dist.canal*Dist.talud)	Dens.est	1/m2	0,68
Cantidad de estacas por fila (L.talud / n.fila)	n.fila	-	8
Resistencia de una estaca *ver Nota 1	R.estaca	kN	0,05
Resistencia proporcionada por las estacas R.estaca*(Dens.est*L.talud)	R.estacas	kN/m	0,16
Resistencia total al deslizamiento (R.estacas+F.res)	F.tot.des	kN/m	4,18
Coefficiente de seguridad al deslizamiento	FS.des	-	1,34
Verificación (FS > 1,3)	VERIFICA		

*Nota 1: Se determina con la siguiente expresión

Minimum Stake Length l - mm (in) is determined by solving:

$$l = \sqrt{\frac{P_p}{0.5 d \gamma \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}}}$$

The above is derived from –

$$P_p = 0.5 \gamma d K_p l^2$$

Where:

l = Stake Length – mm (in) [results in m (ft)]

P_p = Required Stake Resistance – N (lbf)

d = Stake Diameter – mm (in) [input m (ft) into formula]

γ = Embankment Soil Unit Weight - kN/m³ (lbf/ft³)

ϕ = Angle of Internal Friction of the Embankment Soil - degrees

K_p = Coefficient of Passive Earth Pressure

3.2.2 INSTALACIÓN DEL SISTEMA FLEXIBLE

Se debe limpiar los taludes de la vegetación existente y luego excavar y perfilar el mismo. Colocar, compactar y perfilar el relleno de suelo requerido.

Por último, excavar las zanjas para la fijación del material en el coronamiento y perímetro del talud de acuerdo con los requerimientos.

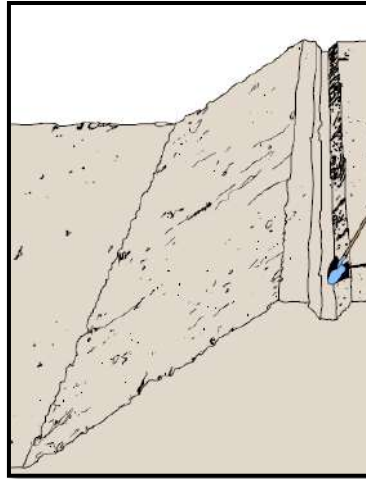


Fig. 10. Preparación del terreno

Introducir una fila de estacas de anclaje a lo largo del borde superior del área del talud que se desea proteger.

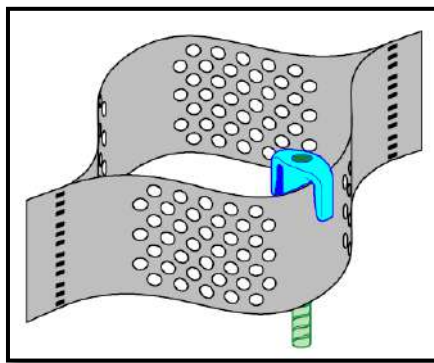


Fig. 11. Fijación de borde con estaca **ATRA**®

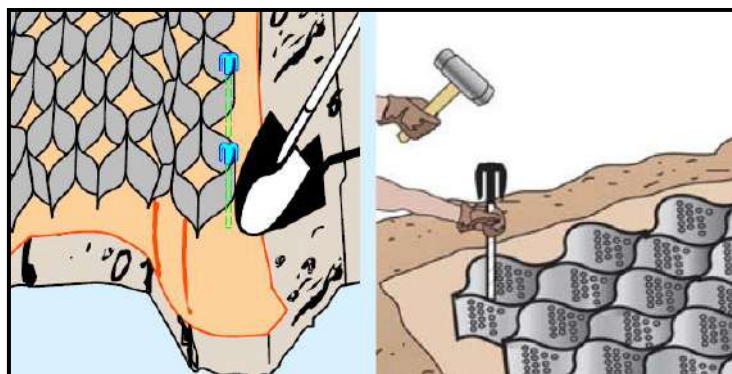


Fig. 12. Sección **Geoweb**® expandida

Estirar las secciones de **Geoweb**® hacia abajo sobre el talud, hasta que alcancen la longitud especificada.

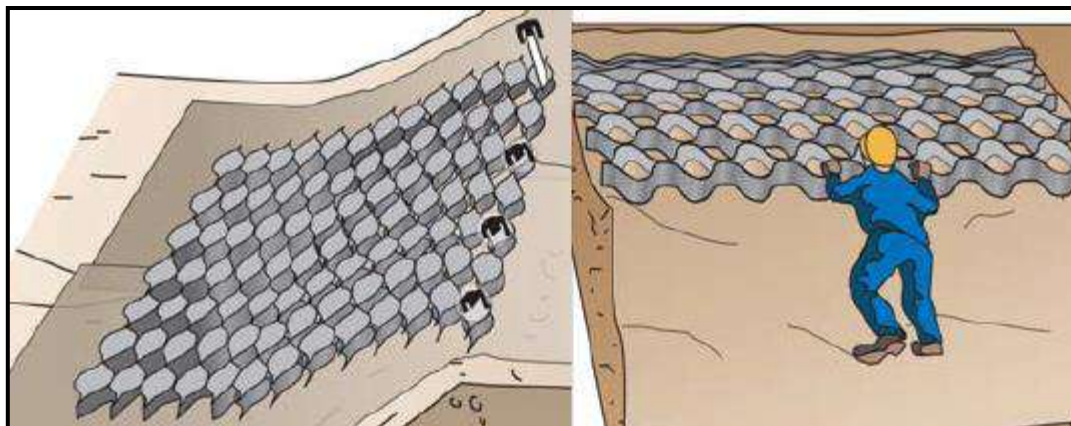


Fig. 13. Colocación de la sección **Betonweb**®

Comentario: En las anteriores figuras puede observarse la colocación de una manta de geotextil por debajo de las geoceldas que servirán de protección. Se recomienda su uso con el objetivo de actuar como separación entre el suelo natural y el relleno evitándose la contaminación y pérdida de la resistencia al corte del relleno y para evitar la penetración o la migración del material de relleno en el suelo. De esta manera, el material de relleno se encuentra totalmente confinado de todos lados y al fondo de cada celda.

Las secciones **Betonweb**® puede adaptarse fácilmente para cubrir áreas curvas, variando el grado de extensión de las celdas a lo ancho de la sección.

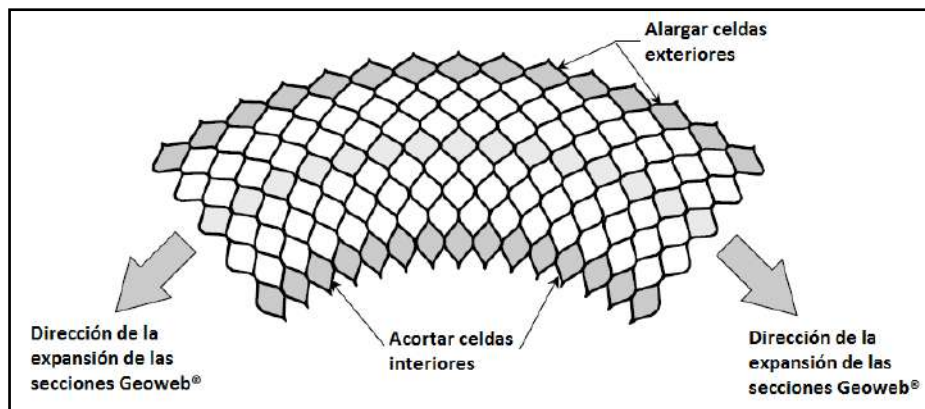


Fig. 14. Extensión de una sección curva.

En caso de que tengamos una sección trapezoidal, variar progresivamente el grado de extensión de las celdas a lo largo de la sección.

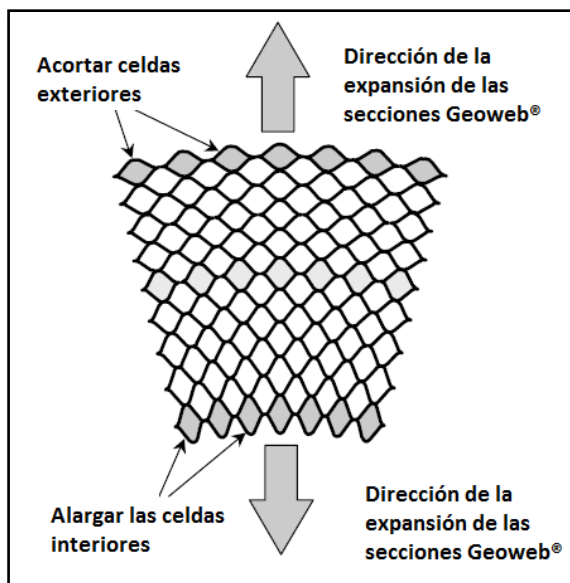


Fig. 15. Extensión trapecoidal de una sección.

Verificar que cada sección esté estirada a las dimensiones correctas. Intercalar los lados y colocar frente a frente los extremos de las secciones adyacentes, asegurándose de que la cara superior de las secciones adyacentes estén a nivel.

Conecte cada una de las celdas intercaladas y contiguas al dispositivo de conexión **ATRA® key**. Coloque la **ATRA® key** por las ranuras de la secciones sobrepuestas (una al lado de la otra), o donde se conecten las celdas (extremo a extremo).

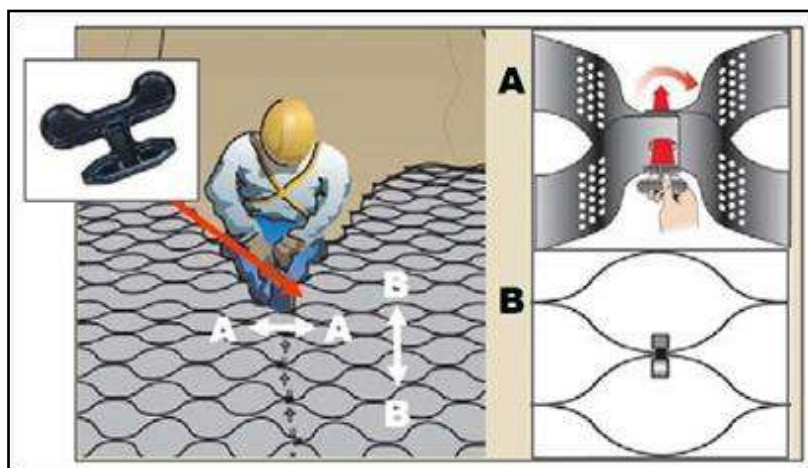


Fig. 16. Conecte lado con lado (A-A) y extremo con extremo (B-B).



Fig. 17. Dispositivo de conexión ATRA® key.

Instalar los anclajes internos y los anclajes en la parte inferior de la base.

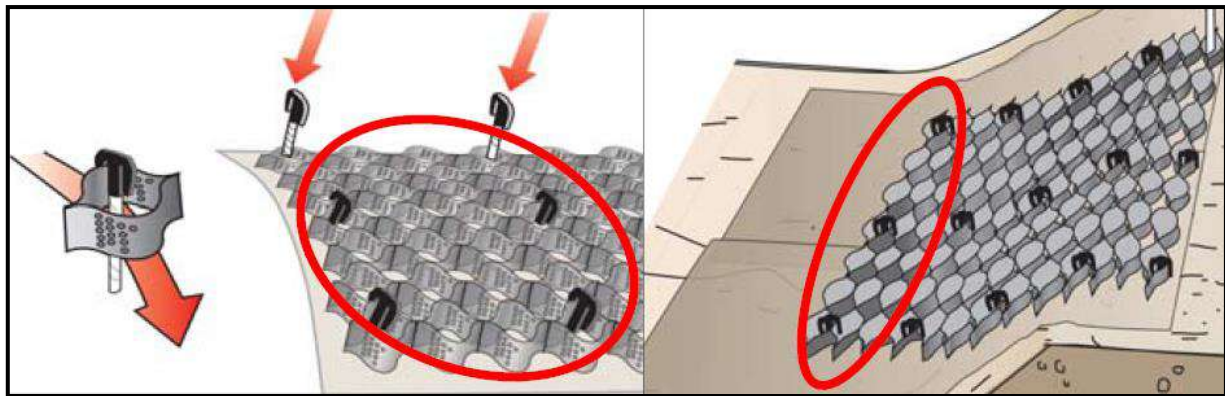


Fig. 18. Instalación del resto de los anclajes.

Colocar el relleno dentro de las celdas estiradas con un equipo adecuado, limitando la caída del material de relleno a un máximo de 1m.

Llenar desde la corona hacia el pie del talud.

Llenar en exceso las secciones hasta por lo menos 50mm encima de las paredes para permitir la consolidación y la compactación del relleno.



Fig. 19. Instalación del resto de los anclajes.

3.3 SISTEMA PYRAMAT®.

La propuesta consiste en lograr una protección directa del suelo, mediante la instalación de una geomanta de refuerzo de vegetación **PYRAMAT® 75 HPTRM**. La geomanta retiene el suelo al evitar el arrastre de partículas por escurrimiento. A su vez es una protección mecánica contra el impacto directo del agua. Su matriz de fibras permite el correcto desarrollo de la vegetación, que al crecer a través de la misma, evita ser arrastrada o socavada por la acción del agua.

El revestimiento a través de geomantas de refuerzo de vegetación resulta ser una óptima solución para el control de la erosión y vegetalización de los taludes. Su instalación es sencilla y no requiere mano de obra especializada. Su elevada cobertura y resistencia a la tracción permite lograr una protección de carácter permanente, favoreciendo también la infiltración del agua en el suelo.

3.3.1 DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES®.

Como ya se dijo anteriormente **PYRAMAT® HPTRM** (High Performance Turf Reinforcement Mats) son geomantas diseñadas para el control de erosión en barrancas, protección de márgenes y canales vegetables.

Las geomantas **PYRAMAT®** están constituidas por una malla tejida de filamentos continuos de polipropileno y matriz tridimensional. Su elevada resistencia a la tracción y vida útil, brinda una protección permanente del suelo y un óptimo control de erosión.



Fig. 20. Geomanta **PYRAMAT®**.

Poseen además una tecnología única en el diseño de sus fibras: la **tecnología X3®**. Gracias a su sección trilobular, las **fibras X3®** poseen un 40% más de superficie perimetral que una fibra tradicional de sección circular, lo que les permite retener más suelo y humedad, y atrapar más semillas.





Fig. 21. Geomantas utilizadas para control de erosión en campos

3.3.2 VERIFICACIÓN AL ARRASTRE POR FUERZAS TRACTIVAS.

Las fuerzas tractivas solicitantes del revestimiento podrán calcularse como fue explicado anteriormente en el apartado de geoceldas. A su vez, las resistencia al arrastre presentado por las mantas puede obtenerse de la siguiente tabla provista por el fabricante:

Table 1 - Full Scale Test Results

Product	Vegetation Condition	Soil Type	Shear Stress lb/ft ² (Pa)
LANDLOK 450 TRM	Unvegetated	Silty Sand	1.80 (86.12)
	90% Vegetated	Loam	10.00 (478.47)
PYRAMAT 25 TRM	Unvegetated	Silty Sand	2.10 (100.48)
	90% Vegetated	Loam	12.00 (574.16)
PYRAMAT 75 HPTRM	Unvegetated	Loam	2.70 (129.19)
	30% Vegetated	Loam	8.00 (382.78)
	70% Vegetated	Loam	12.00 (574.16)
	90% Vegetated	Loam	16.00 (765.55)

Notas:

- 1) Se deberá tener en cuenta un adecuado coeficiente de seguridad.

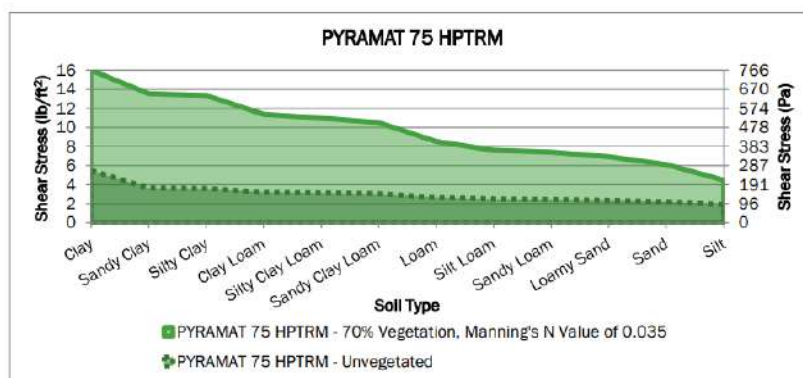
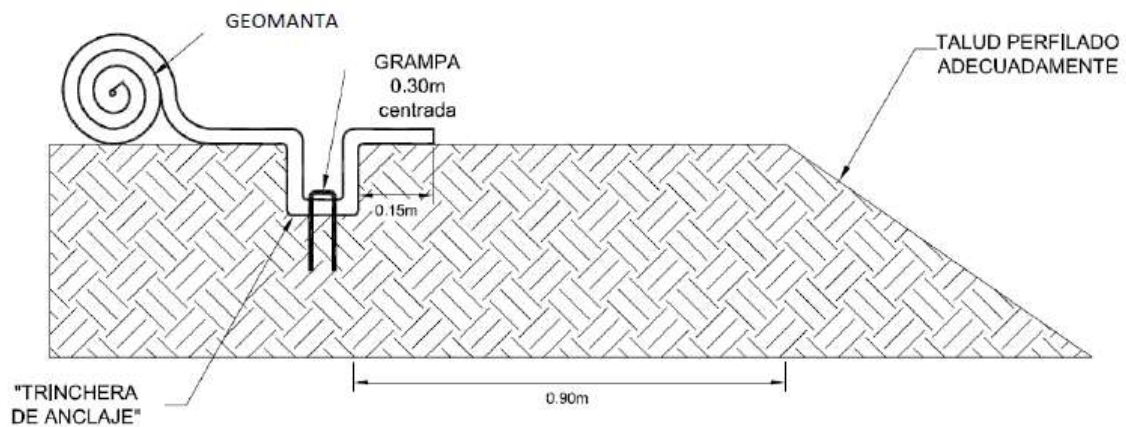


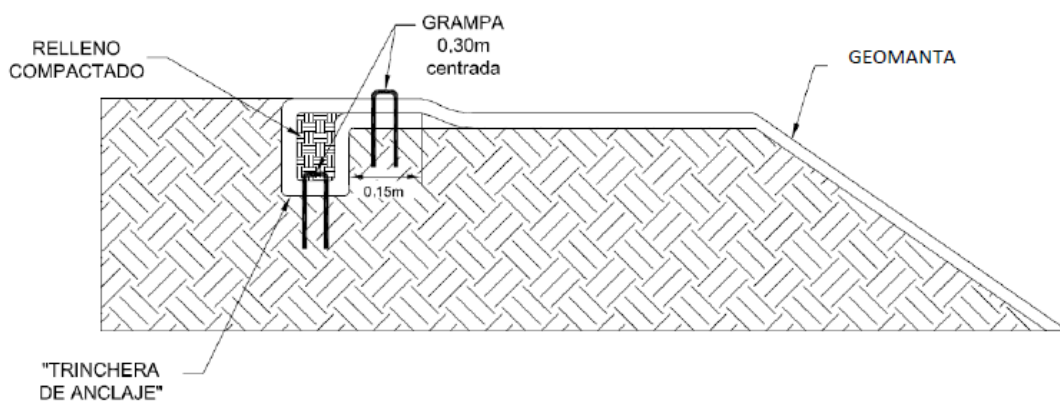
Figure 3 - PYRAMAT 75 HPTRM Hydraulic Performance

3.3.3 PROCESO DE INSTALACIÓN

1. Acondicionar y compactar las áreas que van ser tratadas según la indicación del proyecto o la dirección de obra.
2. Remover piedras, terrones de suelo, vegetación u otros objetos punzantes para facilitar un contacto íntimo entre el suelo a proteger y la geomanta.
3. Construir una zanja de 0.30m x 0.30m en el coronamiento del talud, a una distancia entre 0.60 y 0.90m desde el borde.



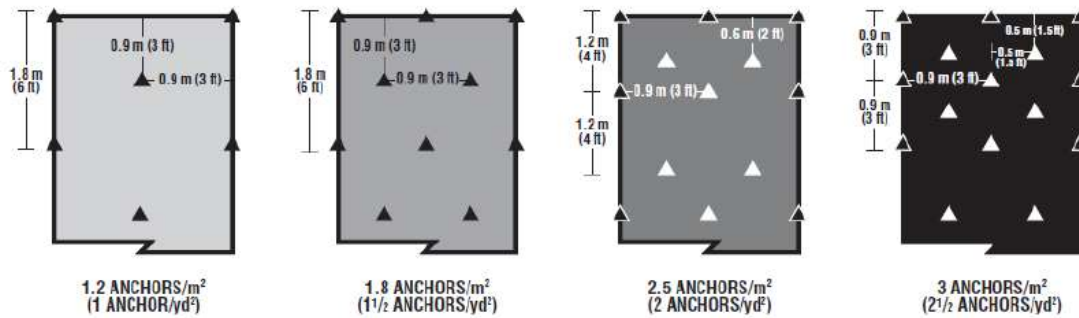
4. Extender 0.60m a 0.90m sobre la zanja. Anclar con ganchos de acero ADN 420 ϕ 8 de 45cm de longitud cada 30cm de separación, dentro de la trinchera. Luego rellenar y compactar.
5. Desenrollar la manta hacia el talud y solapar con la adyacente como mínimo 15cm



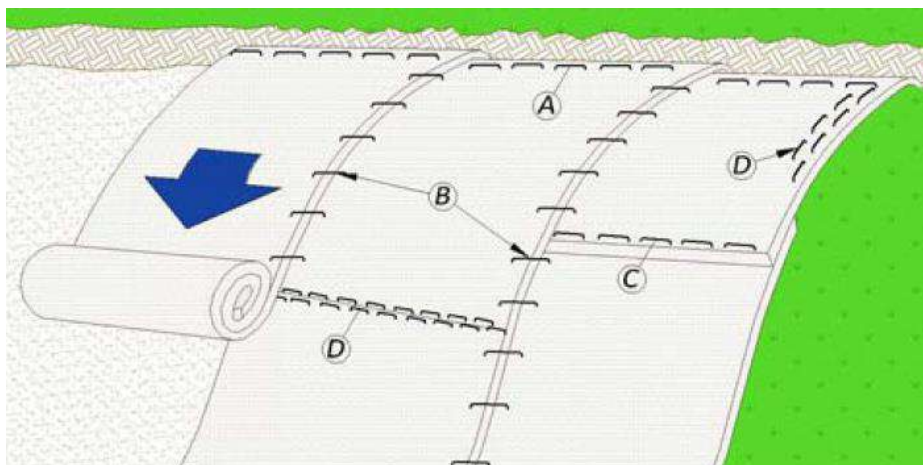
6. Asegurar la geomanta al talud con ganchos de acero ADN 420 ϕ 8 , de 45cm de longitud, según la densidad sugerida en la siguiente tabla (en cada caso se debe verificar según las condiciones particulares del sitio y la aplicación) :

Pendiente del talud	Densidad de anclajes x m ²
hasta 1V:3H	1.2
desde 1V:3H hasta 1V:2H	1.8
desde 1V:2H hasta 1V:1H	2.5
mayor a 1V:1H	3.0

La disposición de los ganchos debe ser en tres bolillo como se muestra en la siguiente figura:



- 7. Solapes verticales:** Para los solapes verticales entre rollo y rollo de geomanta, debe considerarse una superposición mínima de 15 cm. Se debe colocar una densidad mayor de anclajes, un mínimo de uno cada 30 cm, a lo largo de todo el solape para evitar el ingreso de agua por debajo de la manta que pueda causar erosión y desprendimientos de la misma (Diagrama B)
- 8. Solapes horizontales:** Mantas verticales adicionales pueden unirse con un solape mínimo de 15 cm, colocando por encima la manta de talud arriba en la dirección del flujo de agua, como si fueran tejas (Diagrama C). Unir las mantas colocando las grampas aproximadamente cada 30 cm a lo ancho de las mantas.



- 9.** Esta descripción es a modo indicativo. El proyectista deberá verificar y ajustar convenientemente los detalles constructivos que más se adecuen a la aplicación y al sitio.

4. Consideraciones finales

Este informe fue realizado gratuitamente con base en la información entregada por el destinatario y constituye tan solo una propuesta alternativa, debiendo ser adecuadamente evaluada por el ingeniero proyectista responsable. Especial atención deberá ser prestada a los parámetros e hipótesis de cálculo adoptadas. En todos los casos el proyectista debe verificar en las condiciones particulares de cada obra, la aptitud del producto y los resultados que pueden derivarse de su aplicación.

Oficina Técnica

CORIPA S.A.

BetonFlex®

Revestimiento de bloques de hormigón unidos por geotextil

Las mantas **BetonFlex®** se conforman a partir de un geotextil tejido de polipropileno altamente estabilizado, que actúa como vínculo estructural de los bloques de hormigón. Éstos se hallan fijados mediante loops que posee el propio geotextil.

Las mantas **BetonFlex®** ofrecen, además de una muy alta permeabilidad, la mayor flexibilidad que puede esperarse de un revestimiento de bloques de hormigón



APLICACIONES

- Defensa de costas contra oleaje y corriente
- Revestimiento de taludes erosionables
- Disipadores de energía
- Protecciones sujetas a fuertes erosiones de borde
- Protección de instalaciones y conductos sumergidos

CARACTERÍSTICAS

- Alta permeabilidad y flexibilidad
- Colocación rápida y sencilla aún bajo agua
- Sin componente metálicos ni degradables
- Ejecución in-situ o mantas premoldeadas
- Diversas dimensiones de bloques y mantas
- Bajo impacto ambiental (parcialmente vegetal)



ALTA FLEXIBILIDAD

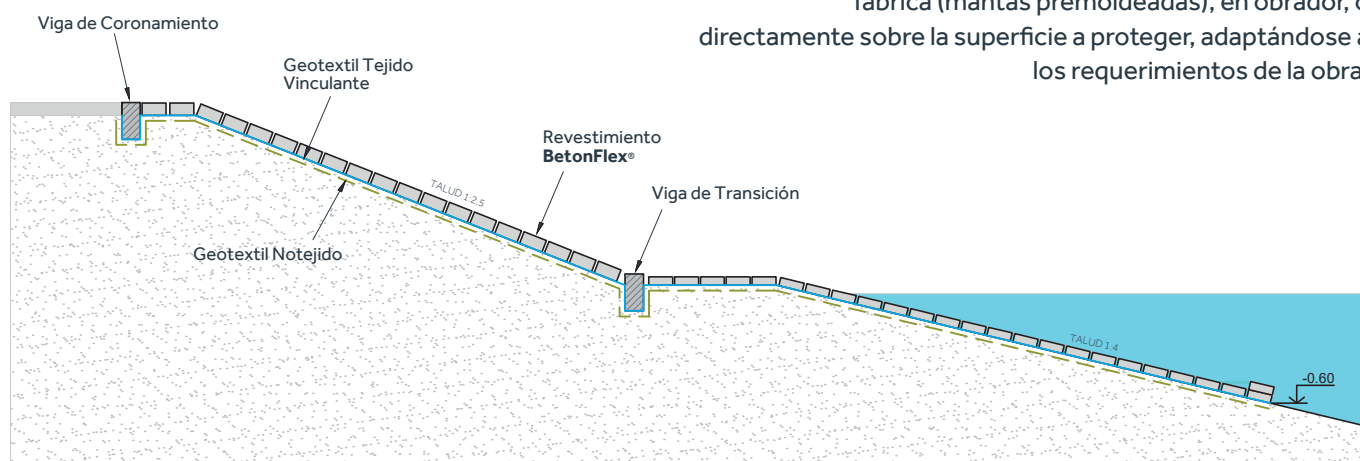
La flexibilidad de las mantas de bloques de horigón BetonFlex® es un factor clave para su correcto desempeño.

La máxima flexibilidad posible en todas las dimensiones se obtiene con bloques troncopiramidales de base cuadrada y mínima conicidad, que permiten reducidos radios de curvatura, aún en mantas de bloques con altura necesaria para garantizar la capacidad de lastre del revestimiento.



PARA TODO TIPO DE OBRAS

Los revestimientos BetonFlex pueden ejecutarse en fábrica (mantas premoldeadas), en obrador, o directamente sobre la superficie a proteger, adaptándose a los requerimientos de la obra.



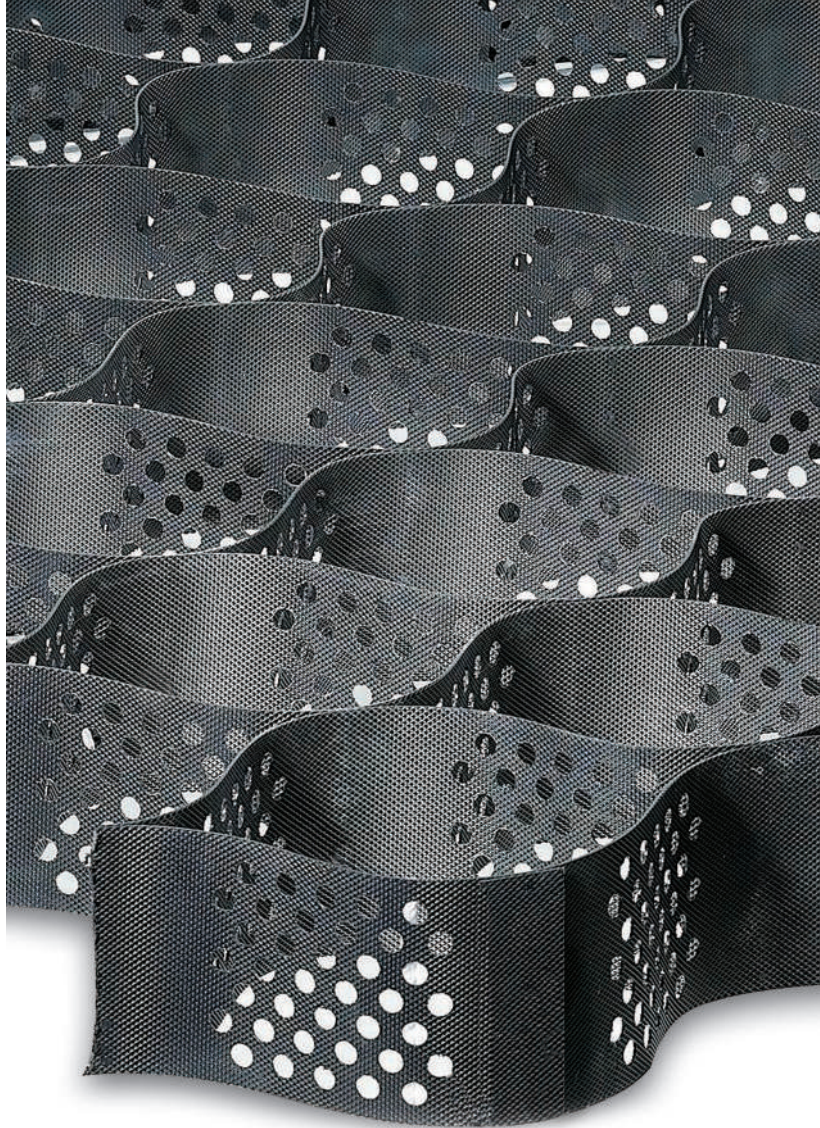
PlusWeb®

Sistema de confinamiento celular

Las geoceldas **PlusWeb®** están constituidas por tiras texturizadas y perforadas de polietileno de alta densidad soldadas entre sí por ultrasonido.

Al ser extendidos en obra, los paneles crean grandes estructuras plásticas en forma de "panal de abejas", cuyas celdas pueden ser rellenas con distintos materiales (como ser arena, suelo vegetal, piedra, hormigón y otros), según su disponibilidad local y finalidad de la obra.

Las excelentes propiedades mecánicas de los paneles **PlusWeb®** están garantizadas por el polímero con el que se elaboran las tiras, su espesor, la resistencia de las soldaduras y el texturizado interior de las celdas.



APLICACIONES

- Refuerzo y estabilización de caminos
- Protección de taludes y laderas
- Muros de contención (de gravedad o suelo reforzado)
- Revestimiento de canales
- Defensa de costa y obras de arte

CARACTERÍSTICAS

- Adaptabilidad a superficies irregulares
- Provisión de secciones plegadas de fácil acopio y transporte
- Diversidad de alturas y tipos de celdas
- Admiten amplia gama de materiales de relleno
- Soldaduras de alta resistencia
- Instalación rápida y sencilla
- Amplio soporte técnico

PlusWeb® Medidas Habituales (*)	DISTANCIA E/ SOLDADURAS (mm)	DIMENSIONES DEL PANEL ⁽¹⁾		DIMENSIONES DE CELDAS ⁽¹⁾		
		Sección (m)	Área (m ²)	Tamaño de celda (mm)	Altura (mm)	Celdas / m ² (Cant.)
PLUSWEB 356	356	2,71 x 7,40	20	260 x 224	50 / 75 / 100 / 120 / 150 / 200	35
PLUSWEB 445	445	2,81 x 10,70	30	340 x 290		22
PLUSWEB 660	660	2,50 x 16	40	500 x 420		10

(1) A la abertura recomendada +/- 3%. (*) Consulta por otros modelos y medidas disponibles.

MATERIALES DE RELLENO



SUELO

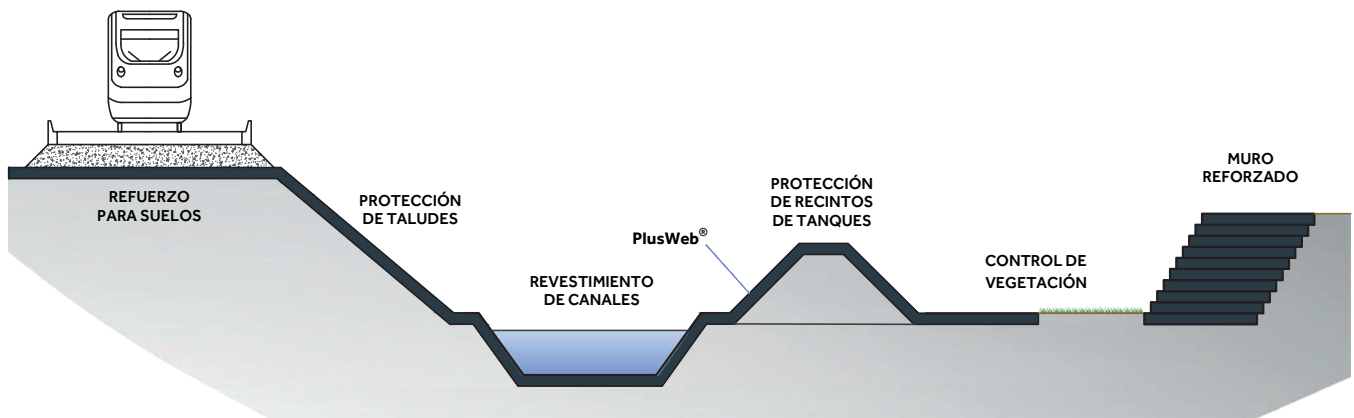


PIEDRA



HORMIGÓN

PRINCIPALES APLICACIONES

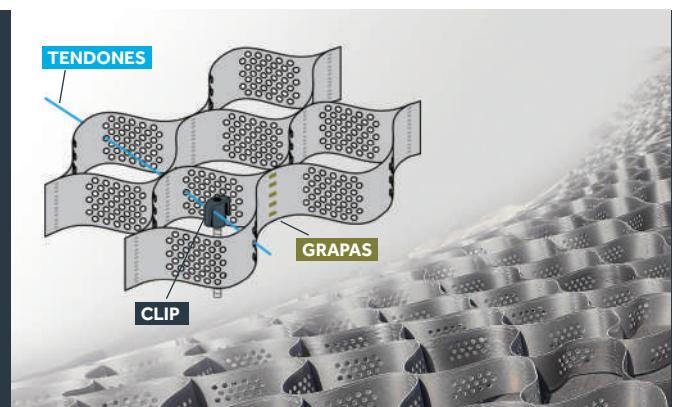


ACCESORIOS

PlusWeb® ofrece una amplia gama de accesorios que facilitan su instalación:

- **Grapas y engrapadora** para la unión de los paneles.
- **Tendones** para dar soporte a las celdas.
- **Clips** para el anclaje de los tendones.

Con este set de accesorios se garantiza la sencillez de la instalación a la resistencia de la estructura.

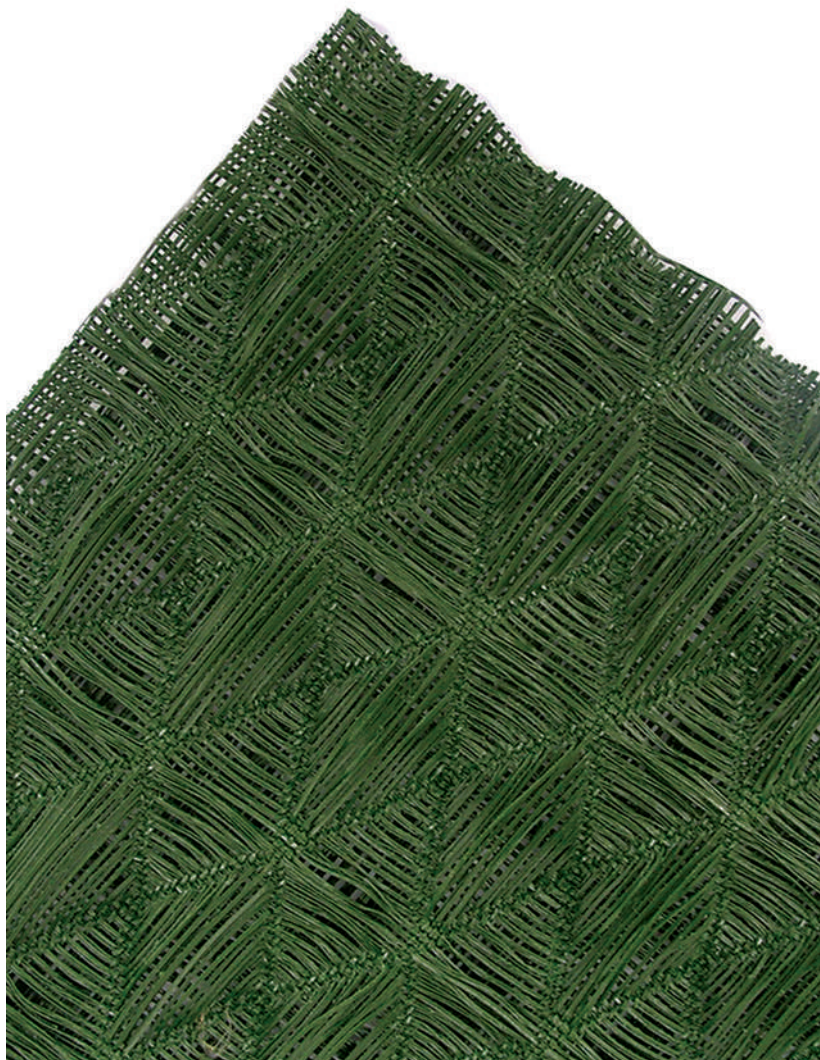


Pyramat®

Geomantas de alto desempeño para control de erosión y refuerzo de vegetación

Pyramat® HPTRM (High Performance Turf Reinforcement Mats) y TRM (Turf Reinforcement) son geomantas diseñadas para el control de erosión en barrancas, protección de márgenes y canales vegetables.

Las geomantas están constituidas por una malla tejida de filamentos continuos de polipropileno y matriz tridimensional. Su elevada resistencia a la tracción y vida útil, brinda una protección permanente del suelo y un óptimo control de erosión.



APLICACIONES

- Protección de barrancas
- Revestimiento de canales
- Empleo en zonas áridas
- Protección de márgenes de costas

CARACTERÍSTICAS

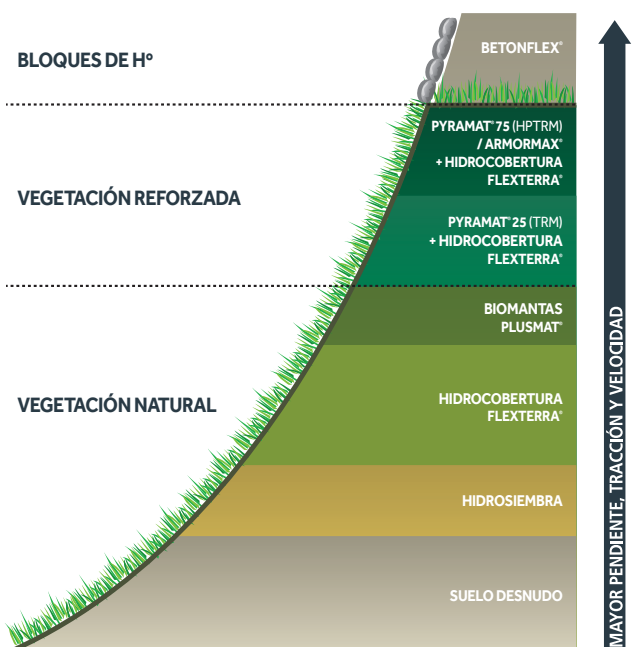
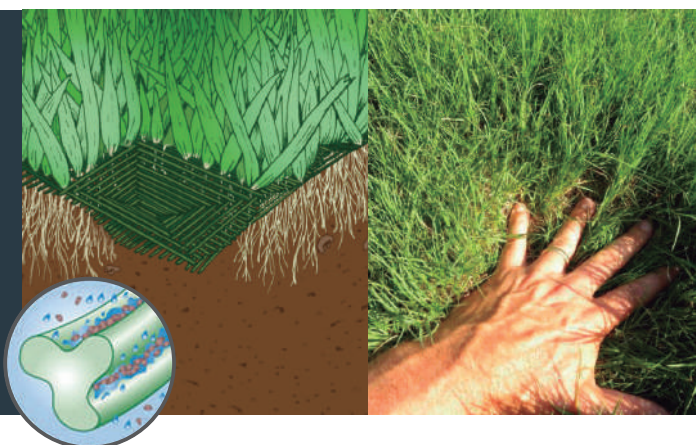
- Resistente a rayos UV, hasta 75 años de vida útil
- Elevado porcentaje de cobertura, protege aún con escaso desarrollo vegetal
- Elevada resistencia a la tracción y al corte
- Fácil instalación y acarreo
- Mayor retención de semillas y sedimentos por sus fibras trilobulares y matriz tridimensional
- Trama flexible que permite el contacto directo con el suelo
- Disponible en color verde y arena

Pyramat®	TIPO	VIDA ÚTIL	GRAMAJE (ASTM 6566)	COBERTURA (ASTM 6567)	RESIST. A LA TRACCIÓN LxT (ASTM 6818)	RESIST. UV - % RETENIDO A LAS 3000 hs (ASTM 4355)
PYRAMAT® 25	TRM	25 años	254 g/m ²	65%	29,2 x 26,3 kN/m	90%
PYRAMAT® 75	HPTRM	75 años	458 g/m ²	90%	58,4 x 43,8 kN/m	90%

(*) TRM (Turf Reinforcement Mat) = Geomanta para refuerzo de vegetación según Agencia de Protección del Medio Ambiente (E.P.A.), y Federal Highway Administration (FHWA) de EE.UU. (**) HPTRM (High Performance Turf Reinforcement Mat).

DISEÑO TRIDIMENSIONAL CON FIBRAS X3®

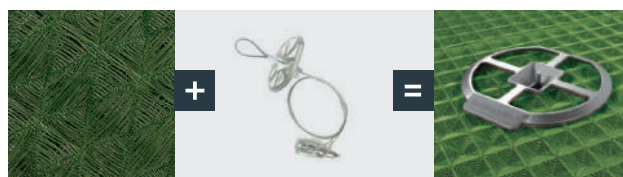
El diseño de **Pyramat®** responde a los máximos requerimientos para taludes, márgenes y canales vegetables. Posee tecnología **X3®** en el diseño de sus fibras. Gracias a su sección trilobular, las fibras **X3®** poseen un 40% más de superficie perimetral que una fibra tradicional de sección circular, lo que les permite retener más suelo y humedad, y atrapar más semillas.



Las informaciones y sugerencias son indicativas, ya que en todos los casos el proyectista debe verificar en las condiciones de cada obra la aptitud del material y los resultados que puedan derivarse de su aplicación.

SISTEMA ARMORMAX®

El Sistema ARMORMAX® incorpora el uso de anclajes de suelo auto-bloqueantes en la instalación de las geomantas PYRAMAT®. Provee un refuerzo para fallas planares superficiales y estabilidad de taludes, con el beneficio adicional de un óptimo control de erosión.



- Estabilidad geotécnica frente a fallas planares.
- Fácil instalación.
- Livianos y de fácil transporte. Ideal para zonas de difícil acceso.
- Alta resistencia a la tracción
- Solución eficiente y de bajo costo frente a soluciones tradicionales

29/11/2023

Augusto Mendiz

Coripa S.A

RE: DISEÑO INTEGRAL DE LA DESCARGA DEL ARROYO PONCHO VERDE. REVESTIMIENTO CON GEOMANTAS

Dear Augusto Mendiz,

We want to thank you for considering the use of Propex products and solutions for stabilization and erosion control on the above referenced project. We would like to submit the following information in order to utilize our Erosion Control Solutions.

CHANNEL EROSION CONTROL ANALYSIS

Propex's erosion potential analysis was completed on the channel using EC Design[®] software which utilizes the Federal Highway Administration (FHWA) Hydraulic Engineering Circular (HEC) 15 for channel lining analysis and design to determine the erosion potential for the given project conditions. The parameters used for the analysis, such as geometry, soil type, and hydraulic information were provided by Coripa S.A. Achieving a minimum factor of safety of 1.3 is standard practice for erosion control applications in order to account for possible variability in vegetation and soil conditions. Should any of the assumptions used as shown below be inaccurate or if additional information becomes available, please notify Propex immediately so that the design and report can be amended accordingly. An analysis summary can be seen below.

DESEMBOCADURA ANALYSIS SUMMARY

In addition to hydraulic performance it is critical that the lining type selected be able to withstand the anticipated non-hydraulic stresses over the project design life. The *Non-Hydraulic Stresses* selected for evaluation are:

- Anticipated Maintenance - *No Maintenance*
- Anticipated Wildlife Impact - *None*
- Anticipated Debris Loading - *Low Potential*
- Required Design Life - *Up to 50 Years*

Lining Type	Flow Rate m ³ /s	Calculated Shear Stress Pa	Permissible Shear Stress Pa	Factor of Safety
Bare Soil	34.68	65.73	3.91	0.06
PYRAMAT[®] 75	34.62	90.25	178.32	>1.3
ARMORMAX [®] 75	34.62	90.25	302.61	>1.3

Notes:

1. Soil assumed to be Sandy Clay.
2. Assumed to be unvegetated.

Based on the above channel analysis and the anticipated non-hydraulic stresses, we suggest that our **PYRAMAT[®] 75** be used with 30.5 cm long securing pins at a 0.61 m horizontal by 0.76 m vertical spacing as this solution provides an adequate factor of safety.

VEGETATION ESTABLISHMENT

In order to establish an adequate stand of vegetation we suggest the existing subgrade be scarified and amended as needed prior to the placement of the Erosion Control Solution. A site specific soil test should be performed to help determine what soil amendments, such as lime and fertilizer, need to be incorporated into the soil to promote healthy vegetation. Irrigate as necessary to establish and maintain vegetation until the vegetation has established. Frequent, light irrigation will need to be applied if natural rain events have not occurred. When watering, use a fine spray to prevent erosion of seeds or soil. Do not over irrigate.



Enclosed please find product information for our Erosion Control Solutions. Should you have any questions or concerns regarding the contents herein, please do not hesitate to contact Engineering Services at (423) 553-2465 or by email at GeoEngineering@propexglobal.com.

Sincerely,

Engineering Services, GeoSolutions
Propex Operating Company, LLC

Channel Analysis

Project Information

Project Name: Diseño integral de la descarga del arroyo Poncho Verde.
Revestimiento con geomantas
 Location: CORRIENTES, OTHER_F; ARGENTINA
 Units: Metric

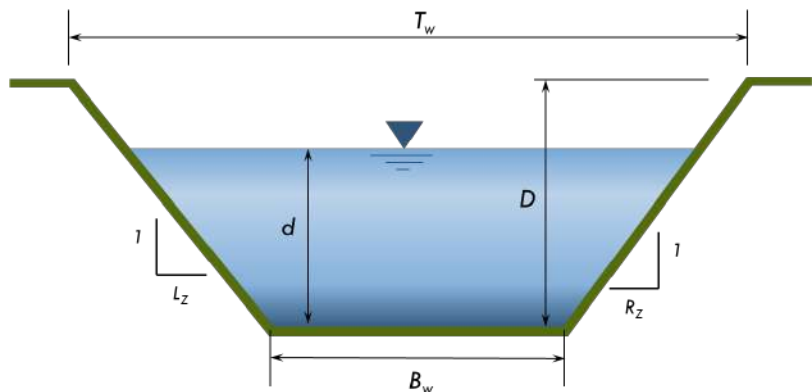
Designer: Augusto Mendiz
 Company: Coripa S.A
 Project Date: 29/11/2023

Channel Design Inputs

Channel Name: Desembocadura

Input Criteria: Flow Rate

$B_w = 10$ m
 $R_z = 3H:1V$
 $L_z = 3H:1V$
 $D = 6$ m
 $T_w = 46$ m
 $L = 30$ m
 $S_0 = 0.01$ m/m
 $Q = 34.5$ m³/s
 Radius of Curvature = N/A
 Channel Bend Ratio = N/A
 Required FS = 1.3



Channel Lining Analysis

Channel Name: Desembocadura
 Anticipated Maintenance: No Maintenance
 Anticipated Wildlife Impacts: None
 Anticipated Debris Loading: Low Potential
 Required Design Life: Up to 50 Years

Soil Type: Sandy Clay
 Vegetation Class: No Vegetation

Channel Lining Result

Lining Type	Flow Depth m	Flow Rate m ³ /s	Velocity m/s	Calculated Shear Stress Pa	Permissible Shear Stress Pa	Factor of Safety
Bare Soil	0.67	34.68	4.29	65.73	3.91	0.06
PYRAMAT [®] 75	0.92	34.62	2.93	90.25	178.32	>1.3
ARMORMAX [®] 75	0.92	34.62	2.93	90.25	302.61	>1.3