

ANEJO Nº 11. DRENAJE

ÍNDICE

11. ANEJO Nº 11. DRENAJE	3	11.5.6. ESTUDIO HIDRÁULICO.....	33
11.1. INTRODUCCIÓN	3	11.5.6.1. Modelo matemático.....	33
11.2. DRENAJE TRANSVERSAL	3	11.5.7. CARTOGRAFÍA ESPECÍFICA DEL CAUCE	34
11.2.1. BASES DE DISEÑO	3	11.5.7.1. Secciones transversales	34
11.2.1.1. Periodos de retorno	3	11.5.7.2. Estructuras y Obras de fábrica	35
11.2.1.2. Secciones mínimas en las obras de drenaje transversal	4	11.5.8. MODELO HIDRÁULICO	36
11.2.2. DRENAJE TRANSVERSAL EXISTENTE.....	4	11.5.8.1. Planteamiento del modelo hidráulico.....	36
11.2.3. DRENAJE TRANSVERSAL PROYECTADO.....	7	11.5.8.2. Desarrollo del modelo hidráulico.....	36
11.2.4. DIMENSIONAMIENTO Y CÁLCULO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL	7	11.5.8.3. Modelos Hidrológicos planteados.....	37
11.2.4.1. Metodología seguida.....	7	11.5.8.4. Resultados obtenidos.....	38
11.2.4.2. Cálculo hidráulico de las obras de drenaje transversal	9	11.5.8.5. Ejecución del modelo. Situación actual.....	38
11.3. DESCRIPCIÓN DE LAS SISTEMA DE DRENAJE PROYECTADO	11	11.5.8.5.1. Inundación de la situación ACTUAL T= 500 años.....	38
11.3.1. INTRODUCCIÓN	15	11.5.8.6. Ejecución del modelo. Situación futura	42
11.3.2. CRITERIOS BÁSICOS DE DIMENSIONAMIENTO.....	15	11.5.8.6.1. Inundación de la situación FUTURA T= 500 años	42
11.3.2.1. Periodo de retorno.....	15	11.5.9. METODOLOGÍA DE INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS	45
11.3.2.2. Tiempo de concentración	15	11.5.10. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS Y CONCLUSIONES.....	45
11.3.2.3. Precipitaciones.....	15	APÉNDICE Nº 1. INVENTARIO DE OBRAS DE DRENAJE EXISTENTES	47
11.3.2.4. Umbrales de escorrentía	15	APÉNDICE Nº 2. COMPROBACIÓN HIDRÁULICA: OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL EXISTENTES	72
11.3.2.5. Caudales.....	16	APÉNDICE Nº 3. CÁLCULO DE OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL	86
11.3.3. COMPROBACIÓN HIDRÁULICA DE LOS ELEMENTOS DE DRENAJE LONGITUDINAL	17	APÉNDICE Nº 4. LÁMINAS DE INUNDACIÓN	99
11.3.4. ELEMENTOS DE DRENAJE LONGITUDINAL.....	17	(ZONAS INUNDABLES REGISTRADAS POR LA AGENCIA CATALANA DEL AGUA).....	99
11.3.4.1. Drenaje en desmonte.....	17	APÉNDICE Nº 5. PERFILES TRANSVERSALES: RIERA DEL GAIÀ	108
11.3.4.2. Drenaje en terraplén.....	21	SITUACIÓN ACTUAL. MÁXIMA CRECIDA ORDINARIA.....	108
11.3.4.3. Drenaje en mediana.....	22	APÉNDICE Nº 6. PERFILES TRANSVERSALES: RIERA DEL GAIÀ S.A. PERIODO DE RETORNO: 10 AÑOS	118
11.3.4.4. Obras transversales de drenaje longitudinal (OTDL).....	25	APÉNDICE Nº 7. PERFILES TRANSVERSALES: RIERA DEL GAIÀ S.A. PERIODO DE RETORNO: 100 AÑOS	128
11.3.4.5. Arquetas.....	25	APÉNDICE Nº 8. PERFILES TRANSVERSALES: RIERA DEL GAIÀ S.A. PERIODO DE RETORNO: 500 AÑOS	138
11.4. DRENAJE SUBTERRÁNEO	25	APÉNDICE Nº 9. PERFILES TRANSVERSALES: RIERA DEL GAIÀ S.F. MÁXIMA CRECIDA ORDINARIA	148
11.4.1. JUSTIFICACIÓN Y OBJETO.....	25	APÉNDICE Nº 10. PERFILES TRANSVERSALES: RIERA DEL GAIÀ S.F. PERIODO DE RETORNO: 10 AÑOS	158
11.4.2. CRITERIOS DE DISEÑO	25	APÉNDICE Nº 11. PERFILES TRANSVERSALES: RIERA DEL GAIÀ S.F. PERIODO DE RETORNO: 100 AÑOS	168
11.4.3. CONSTITUCIÓN DEL DRENAJE DEL FIRME.....	26	APÉNDICE Nº 12. PERFILES TRANSVERSALES: RIERA DEL GAIÀ S.F. PERIODO DE RETORNO: 500 AÑOS	178
11.5. ESTUDIO HIDRÁULICO DE LA RIERA DEL GAIÀ	27		
11.5.1. INTRODUCCIÓN	27		
11.5.2. DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ACTUACIÓN: BAIX GAIÀ	28		
11.5.3. MAPAS DE DIAGNOSIS Y PROGNOSIS	30		
11.5.4. RECONOCIMIENTO DE CAMPO	31		
11.5.5. CAUDALES DE CÁLCULO.....	33		

11. ANEJO Nº 11. DRENAJE

11.1. INTRODUCCIÓN

Se incluyen en el presente anejo la definición y diseño de los elementos de drenaje del Proyecto de Trazado “Autovía del Mediterráneo, A-7. Tramo: La Mora – La Pobra de Montornés”.

Se analizan tres tipos de sistemas de drenaje:

- El drenaje superficial **longitudinal**, formado por las cunetas, bordillos y bajantes que recogen el agua procedente de la escorrentía que circula sobre la superficie de la calzada y sobre los taludes de los terraplenes y desmontes) y la transportan hacia el terreno natural.
- El drenaje superficial **transversal**, cuyo objetivo es restituir la continuidad de la red de drenaje natural del terreno.
- El drenaje **subterráneo**, diseñando un tratamiento correcto de medianas y bermas para impedir, o al menos disminuir todo lo posible, la infiltración de agua superficial a través de los mismos, así como los elementos necesarios que permitan la evacuación del agua no superficial en las capas de la plataforma.

11.2. DRENAJE TRANSVERSAL

11.2.1. BASES DE DISEÑO

Tras determinar los caudales de diseño de las cuencas interceptadas por la traza, en este apartado se realiza el estudio de dimensionamiento de las preceptivas obras de drenaje transversal necesarias para desaguar esta escorrentía.

Los criterios seguidos para la realización de este estudio son las expuestas en las siguientes publicaciones:

- Norma 5.2-IC “Drenaje Superficial”, aprobada mediante Orden FOM/298/2016, de 15 de febrero y publicada en el jueves 10 de marzo de 2016, en el Boletín Oficial del Estado.
- Orden FOM 185/207, de 10 de febrero, por la que modifican la Orden FOM/298/2016, de 15 de febrero.
- Guía Técnica “Recomanacions tècniques per al disseny d’infraestructures que interfereixen amb l’espai fluvial”, Agencia Catalana del Agua, Departamento de Medio Ambiente y Vivienda, 2006.

11.2.1.1. Periodos de retorno

Según indica la Norma 5.2-IC “Drenaje Superficial”, la selección del caudal de referencia para el que debe proyectarse un elemento del drenaje superficial está relacionada con la frecuencia de su aparición, que se puede definir por su periodo de retorno, así cuando mayor será su periodo de retorno, mayor será el caudal.

- La Norma 5.2-IC “Drenaje Superficial”, recomienda adoptar periodos de retorno no inferiores a los marcados en el apartado 1.3., *Periodo de retorno y caudal de proyecto*, indicando:

“Caudal de proyecto Q_p , es aquél que se debe tener en cuenta para efectuar el dimensionamiento hidráulico de una obra, elemento o sistema de drenaje superficial de la carretera. Se considera igual al caudal máximo anual correspondiente a los periodos de retorno que se indican a continuación, determinados conforme a lo especificado en el capítulo 2:

- *Drenaje de plataforma y márgenes: veinticinco años ($T = 25$ años), salvo el caso excepcional de desagüe por bombeo en que se debe adoptar cincuenta años ($T = 50$ años).*
- *Drenaje transversal: se debe establecer por el proyecto en un valor superior o igual a cien años ($T \geq 100$ años) que resulte compatible con los criterios sobre el particular de la Administración Hidráulica competente. [...]*

Según estas indicaciones, los periodos a considerar serían:

- Elementos de drenaje superficial de la plataforma y márgenes: 25 años.
- Obras de drenaje transversal: 100 años.

No obstante, la Agencia Catalana del Agua fija como caudal de referencia para el diseño de las obras de drenaje transversal, el caudal asociado a una avenida de 500 años de periodo de retorno, por lo que los criterios respecto a los caudales de diseño empleados en el este estudio son:

Tipo de elemento de drenaje	Periodo de retorno de diseño
Elementos de drenaje superficial de la plataforma y márgenes	25 años
Obras de drenaje transversal	500 años

11.2.1.2. Secciones mínimas en las obras de drenaje transversal

En el Apartado 4.4.3., “Sección transversal”, en su epígrafe 4.4.3.1., “Dimensión libre mínima”, se indica que la dimensión libre mínima de la sección transversal de una obra de drenaje transversal de un solo tramo, D_L , se debe medir entre sus caras interiores y se define en función de la longitud de la obra entre las embocaduras de entrada y salida. Su valor se expresa en la Tabla 4.1, incluida en la Norma 5.2-IC, salvo que la Administración Hidráulica (en este caso la Agencia Catalana del Agua), prescriba un valor superior.

La Tabla 4.1., “Dimensión mínima recomendada de una ODT en función de su longitud” expuesta en la Norma 5.2-IC “Drenaje Superficial”, se incluye a continuación:

L (m)	D_L (m)
$L (m) < 3$	$D_L (m) \geq 0,6$
$3 \leq L (m) < 4$	$D_L (m) \geq 0,8$
$4 \leq L (m) < 5$	$D_L (m) \geq 1,0$
$5 \leq L (m) < 10$	$D_L (m) \geq 1,2$
$10 \leq L (m) < 15$	$D_L (m) \geq 1,5$
$L (m) \geq 15$	$D_L (m) \geq 1,8$

En la Guía Técnica “Recomanacions tècniques per al disseny d’infraestructures que interfereixen amb l’espai fluvial”, en sus apartados 4.3. y 4.4.; indica las siguientes prescripciones geométricas para el diseño de obras de drenaje transversal:

- Con el fin de que todas las obras de drenaje sean visitables y permitan acceso a maquinaria de limpieza, las dimensiones interiores de una obra de drenaje transversal no sea inferiores en el caso de secciones circulares a 2 m de diámetro, y en el caso de secciones rectangulares de 2 x 2 m.
- Las dimensiones mínimas para nuevas obras de drenaje transversal que desagüen caudales menores a 3 m³/s correspondientes a la avenida 500 años de periodo de retorno ($Q_{500 \text{ años}} \leq 3 \text{ m}^3/\text{s}$), se ajustarán a las indicaciones de mínima sección dadas por la Instrucción 5.2-IC “Drenaje Superficial” (actualmente derogada por la Norma 5.2-IC).
- Las pequeñas obras de drenaje transversal, de nueva ejecución, no tendrán geometría multicelular, ya que los diseños multicelulares favorecen el riego de acumulación de materiales arrastrados en los hastiales intermedios, disminuyendo la capacidad de desagüe de la obra y dificulta su mantenimiento.
- En zonas llanas, para conducir el agua interceptada por la infraestructura hacia la obra de drenaje y evitar un aumento de la inundación respecto a la situación anterior de la construcción de la infraestructura, se proyectarán cunetones de transporte, dimensionados, como mínimo, por el caudal asociado al periodo de retorno de 100 años.

- En caso de que una obra de drenaje menor existente se vea afectada por una modificación de su geometría (ampliación, prolongación, etc.), esta deberá cumplir las recomendaciones de cálculo hidrológicas e hidráulicas, y de dimensiones mínimas que se exponen en Guía Técnica “Recomanacions tècniques per al disseny d’infraestructures que interfereixen amb l’espai fluvial”. Se considera una excepción las obras de drenaje menores con una sección circular de diámetro 1,80 m o superior, y con capacidad suficiente para desaguar la avenida de 500 años de periodo de retorno. En este último caso, se podrá realizar la prolongación de la obra con la misma sección que el existente.

En el Apartado 4.5 de la Guía Técnica “Recomanacions tècniques per al disseny d’infraestructures que interfereixen amb l’espai fluvial”, indica las siguientes prescripciones geométricas diseño de obras de drenaje transversal en caminos de ancho menor a 6 m:

- Tanto las obras de drenaje transversal como las obras de drenaje de nueva construcción como las existentes a modificar deberán permitir el desagüe del caudal asociado a un periodo de retorno de 100 años. Siendo el objetivo de un vado inundable permitir el paso de avenidas ordinarias y no resultar un obstáculo para avenidas mayores, el dimensionamiento de los vados que incluyen tubos cajones se hará con las dimensiones mínimas necesarias para permitir el paso del caudal ordinario. El vado estará debidamente señalizado en ambos extremos, indicando la inundabilidad del mismo.

11.2.2. DRENAJE TRANSVERSAL EXISTENTE

La carretera N-340 en el tramo objeto de este Proyecto, actualmente, es una carretera convencional con sección transversal de dos carriles de 3,50 m de ancho, uno para cada sentido de circulación, y arcén de 2,50 m de ancho; que discurre paralelo por el lado sur a la AP-7.

El objeto de la actuación consiste en el desdoblamiento de la actual N-340 (con carácter general por el lado sur), y aprovechamiento de la calzada existente.

Así, previamente a la decisión para el desagüe de las cuencas interceptadas, se realiza el inventario de las obras existentes en la carretera actual, principal condicionante del funcionamiento de la red de drenaje transversal a definir.

Para la catalogación de las obras de drenaje existente se cuenta:

- La definición geométrica de las obras de drenaje transversal existente, incluida en los proyectos de liquidación denominados:
 - o “Proyecto de liquidación Autovía del Mediterráneo A-7. Tramo: Segundo Cinturón de Tarragona”. Clave 48-T-3190

Este proyecto consiste en la definición de un tramo de autovía de longitud aproximada 9,3 kilómetros que abandona el trazado de la actual carretera N-340 y se aproxima a la autopista AP-7 aprovechando su corredor.

La actuación se inicia en las proximidades de La Pedrera en Tarragona y finaliza en La Mora, punto de conexión con las obras definidas en el presente proyecto donde conecta con la variante de Altafulla y Torredembarra

- “Proyecto de liquidación de la variante conjunta de Altafulla y Torredembarra Crta. N-340 de Cádiz y Gibraltar a Barcelona” de clave 23-T-2830

Este proyecto define las obras ejecutadas tras el Proyecto Modificado nº1 al Proyecto de trazado y construcción “Variante Conjunta de Altafulla y Torredembarra”. Esta carretera dispone de una única calzada con dos carriles de 3,5 m, uno para cada sentido de circulación y arcenes de 2,5 m de anchura en una longitud aproximada de nueve kilómetros entre los pp.kk. 1.171+000 y 1.179+300.

- Levantamiento de obras de drenaje transversal existentes:

Se realiza el levantamiento taquimétrico de las obras de drenaje transversal existentes, de especial interés para la realización del Proyecto (coordenadas, fotografías, dimensiones y gálibos).

Se realizado una ficha de detalle de cada uno de los elementos levantados, con las coordenadas de los puntos significativos, fotografías y un croquis de detalle.

Esta información se incluye en el Apéndice 1 “Inventario de obras de drenaje transversal existente”.

En la siguiente tabla se localizan las principales obras de drenaje que existen a lo largo del tramo estudiado.

EJE	UBICACIÓN	SECCIÓN
Cunetón conexión OD 8.1	Margen Izquierda N-340	Transversal taludes 1H:2V; Base inferior 2 m; Calado 2 m
OD 8.1 N-340	8+043	Tubo H.A. Ø 2
OD 11+4 N-340	11+420	Tubo A.C. Ø 2
OD 11+6 N-340	11+675	Tubo A.C. Ø 2
OD 12+0 N-340	12+040	Tubo A.C. Ø 2
OD 12+4 N-340 T1	ENLACE 2 M.I.	2 Tubos H.A. Ø 1
OD 12+4 N-340 T2	ENLACE 2 M.I.	2 Tubos H.A. Ø 1
OD 12+4 N-340 T3	12+436	Tubo A.C. Ø 2
OD 12+4 N-340 T4	ENLACE 2 M.D.	Tubo H.A. Ø 1.5
OD 13+5 N-340	13+494	Tubo A.C. Ø 2
OD 13+7 N-340	13+685	Tubo A.C. Ø 2

EJE	UBICACIÓN	SECCIÓN
OD 15+3 ÁREA DE PEAJE	AREA DE PEAJE	Marco H.A. 4x2.70
OD 15+2 N-340	Enlace 4. Ramal Glorieta	Marco H.A. 4x2.10
OD 15+1 AP-7	AP-7	Marco H.A. 4x2.25
OD 15+1 AREA DE PEAJE	AREA DE PEAJE	Marco H.A. 4x2.45
OD 15+1 N-340	15+124	Marco H.A. 4.45x2.20

Se realiza el estudio del comportamiento hidráulico de las obras de drenaje existentes. Los coeficientes de rugosidad (n) a utilizar en la fórmula de Manning – Strickler, se especifican en la tabla 3.1. “Coeficiente de rugosidad n ($sm^{-1/3}$) a utilizar en la fórmula de Manning-Strickler para conductos y cunetas” de la Norma 5.2-IC “Drenaje Superficial”, definiendo un intervalo entre el que oscilará el valor de dicho coeficiente en función de su estado de conservación. También se tiene en cuenta los criterios de la Agencia Catalana del Agua, que indica que para la comprobación hidráulica de las obras de hormigón armado se empleó un coeficiente de Manning $n=0,020$.

Se adjuntan a continuación los datos hidráulicos que se obtienen de las obras de drenaje existentes que interfieren en la actuación del Proyecto. Para el estudio se considera

$$n \text{ (hormigón)} = 0,020$$

$$n \text{ (acero corrugado)} = 0,022$$

Se adoptan como caudales de cálculo los obtenidos en el Anejo nº5 “Climatología e Hidrología”- En el cálculo de estos valores se aplican los condicionantes de la Agencia Catalana del Agua. Las obras de drenaje transversal se comprueban para un periodo de retorno de 500 años.

En la tabla que a continuación se adjunta, se identifican para cada obra de drenaje transversal, la ubicación, la cuenca que desaguan, los caudales (Q_{500}), su pendiente, y su sección hidráulica. En el Documento nº2 Planos, se incluye plano de planta con la ubicación de estas, en el Apéndice 1 se incluye los levantamientos taquimétricos y los planos de planta, alzado y secciones extraídos del Proyecto de Liquidación relativo.

A continuación, se adjunta un resumen de las características de cada obra:

OBRAS DE DRENAJE EXISTENTES EN LA ACTUAL N-340															
Denominación	p.k. N-340	Sección Existente	Long (m)	Zent (m)	Zsal (m)	J (%)	Cuenca	Q 500 (m3/s)	Calado (m)	Velocidad (m/s)	Llenado %	Sección Existente	Nota	Validez de la Obra *	Actuación
Cunetón conexión OD 8.1	M.I. N-340	Transversal taludes 1H:2V Base inferior 2 m Calado 2 m	304	10,277	8,776	0,50	C-1	7,470	0,98	2,55	49,0 %	Transversal taludes 1H:2V Base inferior 2 m Calado 2 m	Buen estado de conservación	Válida hca	Reposición con la misma sección
OD 8.1 N-340	8+043	Tubo H.A. Ø 2	33,73	7,305	6,525	2,31	C-1	7,470	1	4,78	49,8 %	Tubo H.A. Ø 2	Buen estado de conservación	Válida hca	No necesaria actuación.
OD 11+4 N-340	11+420	Tubo A.C. Ø 2	21,80	13,918	12,774	5,25	C-3	3,460	0,55	4,87	27,7 %	Tubo A.C. Ø 2	Buen estado de conservación	Válida hca	Prolongación.
OD 11+6 N-340	11+675	Tubo A.C. Ø 2	20,79	16,685	16,146	2,59	C-4	4,440	0,76	4,05	38,0 %	Tubo A.C. Ø 2	Buen estado de conservación	Válida hca	Prolongación.
OD 12+0 N-340	12+040	Tubo A.C. Ø 2	59,07	11,508	10,921	0,99	C-5	3,560	0,88	2,69	43,8 %	Tubo A.C. Ø 2	Salida tapada por la vegetación	Válida hca	Prolongación, Adecuación y limpieza de embocaduras
OD 12+4 N-340 T1	ENLACE 2 M.I.	2 Tubos H.A. Ø 1	23,40	11,602	11,351	1,07	C-6	6,490	-	-	-	2 Tubos H.A. Ø 1	Capacidad máxima Q= 3,152 m3/s	No válida hca	Sustitución
OD 12+4 N-340 T2	ENLACE 2 M.I.	2 Tubos H.A. Ø 1	30,72	11,351	10,986	1,19	C-6	6,490	-	-	-	2 Tubos H.A. Ø 1	Capacidad máxima Q= 3,324 m3/s	No válida hca	Sustitución
OD 12+4 N-340 T3	12+436	Tubo A.C. Ø 2	82,10	10,986	10,406	0,71	C-6	6,490	1,42	2,71	71,2 %	Tubo A.C. Ø 2	Tramo intermedio enterrado,	Válida hca	Sustitución, dado que los tramos existentes aguas arriba y aguas abajo no son válidos hca.
OD 12+4 N-340 T4	ENLACE 2 M.D.	Tubo H.A. Ø 1,50	110,64	10,406	9,627	0,70	C-6	6,490	1,06	2,44	70,4 %	Tubo H.A. Ø 1,50	Tramo intermedio enterrado	Válida hca	Sustitución, dado que los tramos existentes aguas arriba no son válidos hca.
OD 13+5 N-340	13+494	Tubo A.C. Ø 2	27,16	27,352	26,293	3,90	C-7	0,840	0,30	2,90	14,8 %	Tubo A.C. Ø 2	Aterramientos interior obra	Válida hca	Prolongación, Adecuación y limpieza de embocaduras
OD 13+7 N-340	13+685	Tubo A.C. Ø 2	19,86	33,208	32,92	1,45	C-8	1,730	0,54	2,53	27,0 %	Tubo A.C. Ø 2	Embocaduras tapadas por la vegetación	Válida hca	Sustitución La implantación de la obra actual, no es compatible con el trazado proyectado
OD 15+3 ÁREA DE PEAJE	AREA DE PEAJE	Marco H.A. 4x2,70	54,88	40,55	40,15	0,73	C-9	20,990	1,40	3,75	51,8 %	Marco H.A. 4x2,70	Vegetación cubriendo cuerpo de la obra	Válida hca	No necesaria prolongación, Adecuación y limpieza de embocaduras
OD 15+2 N-340	Enlace 4, Ramal Glorieta	Marco H.A. 4x2,10	38,59	39,19	38,82	0,96	C-9	20,990	1,27	4,14	47,0 %	Marco H.A. 4x2,10	Vegetación cubriendo cuerpo de la obra	Válida hca	No necesaria prolongación, Adecuación y limpieza de embocaduras
OD 15+1 AP-7	AP-7	Marco H.A. 4x2,25	39,14	38,22	37,13	2,79	C-9	20,990	0,87	6	38,9 %	Marco H.A. 4x2,25	Vegetación cubriendo cuerpo de la obra	Válida hca	No necesaria prolongación, Adecuación y limpieza de embocaduras
OD 15+1 AREA DE PEAJE	AREA DE PEAJE	Marco H.A. 4x2,45	62,50	37,03	35,33	2,72	C-9	20,990	0,88	5,95	36,0 %	Marco H.A. 4x2,45	Escollera de protección cubriendo solera	Válida hca	Prolongación, Adecuación y limpieza de embocaduras
OD 15+1 N-340	15+124	Marco H.A. 4,45x2,20	65,35	34,88	33,51	2,10	C-9	20,990	0,88	5,34	40,2 %	Marco H.A. 4,45x2,20	Escollera de protección cubriendo solera	Válida hca	Prolongación, Adecuación y limpieza de embocaduras

* hca = hidráulicamente

(sombreadas en gris, las obras de drenaje transversal a sustituir)

11.2.3. DRENAJE TRANSVERSAL PROYECTADO

De acuerdo con el análisis de las cuencas que interceptan el trazado proyectado incluido en el Anejo nº 5 de “Climatología e Hidrología”, se muestra a continuación el drenaje planteado que sustituirá o dará continuidad al drenaje transversal existente:

CUENCA	Pd (mm)	tc (h)	$\Sigma_i [(T,tc) \times C_i \times A_i]$	Área (km ²)	Caudal _{500 años} (m ³ /s)	Desagua mediante
C-1	218,760	0,310	26,167	0,310	7,470	OD 8.1
C-2	194,866	2,455	53,217	2,455	16,170	Cuenca endorreica
C-3	198,960	0,315	12,104	0,315	3,460	ODT 101+610 (OD 11+4 N-340)
C-4	198,960	0,370	15,502	0,370	4,440	ODT 101+850 (OD 11+6 N-340)
C-5	198,960	0,407	12,525	0,172	3,560	ODT 102+205 (OD 12+0 N-340)
C-6	198,960	0,353	22,653	0,353	6,490	ODT 102+630 (OD 12+4 N-340)
C-7	198,960	0,156	2,955	0,046	0,840	ODT 103+680 (OD 13+5 N-340)
C-8	198,960	0,217	6,106	0,107	1,730	ODT 103+865 (OD 13+7 N-340)
C-9	198,960	1,513	71,439	1,513	20,990	ODT 105+300 (OD 15+1 N-340)

En la columna “Desagua mediante” se indica la denominación de la obra de drenaje asociada al p.k. del tronco de la futura autovía donde se sitúa. Entre paréntesis, la denominación de la obra de drenaje según el inventario y los proyectos de redacción de la actual nacional N-340.

11.2.4. DIMENSIONAMIENTO Y CÁLCULO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL

Las obras transversales de desagüe de la plataforma se dimensionan para evitar que se interrumpa el flujo natural del agua y de esta manera no se produzcan daños ni en la propia carretera ni en las propiedades colindantes.

En los tres subapartados que siguen se describe la metodología seguida de los cálculos realizados.

11.2.4.1. Metodología seguida

El criterio general seguido para dimensionar las pequeñas obras de drenaje ha consistido en perturbar lo menos posible la circulación del agua por el cauce natural. Para ello se han seguido las pautas indicadas Norma 5.2.-IC:

Estos criterios pueden resumirse en los siguientes puntos:

- Velocidad de la corriente: se limitará superiormente a 6,0 m/s para evitar erosiones. Sin embargo, se respetarán las condiciones de las obras existentes aguas arriba para no afectar al régimen hidráulico, dejando que la velocidad sea superior cuando sea inevitable.
- Nivel de agua: el resguardo mínimo entre la lámina de agua y la superficie de la plataforma será de 0,5 m, para evitar interrupciones en el funcionamiento de la propia carretera y de vías contiguas.
- Sobreelevación del nivel de la corriente: los daños a terceros producibles por la inundación de zonas aledañas a la carretera debido a la sobreelevación del nivel de la corriente en el cauce, provocada por la presencia de una obra de desagüe transversal, no deberán tener la consideración de catastróficos y, entre los que no la tengan, deberán ser admisibles.
- Posibilidades de aterramiento o de erosión: se procurará respetar el trazado en planta y el perfil original del cauce, siempre que para ello no resulte una longitud excesiva para la obra de drenaje. En el caso contrario se tomarán medidas adecuadas en el diseño que eviten erosiones y aterramientos.
- Sección de las obras de drenaje: se utilizarán dimensiones que garanticen capacidad suficiente para el caudal a desaguar.
- Embocaduras: influyen en las condiciones de desagüe de las obras de drenaje. Una vez realizado el dimensionamiento se comprueba el funcionamiento hidráulico viendo dónde se produce la sección de control del régimen de desagüe.

Agencia Catalana del Agua: Criterios de cálculo hidráulico: 50 m³/s > Q_{500 años} ≥ 7,5m³/s

En zonas sin riesgo de daños catastróficos donde el caudal asociado a un periodo de retorno de 500 años es inferior a 50 m³/s y superior a 7,5 m³/s, en el análisis del comportamiento hidráulico:

- Deberá permitir el desagüe del caudal asociado a un periodo de retorno de 500 años.
- Podrá utilizarse la metodología de la Instrucción 5.2-IC “Drenaje Superficial”. (derogada por la Norma 5.2-IC “Drenaje Superficial”)
- En modificación de infraestructuras existentes:
 - La sobreelevación será inferior a 0,50 m respecto al nivel actual de la escorrentía.
 - Si la sobreelevación producida por la nueva infraestructura es superior a 0,50 m, se justificará la ausencia de afecciones a terceros siguiendo el Apartado 1.5.3. Daños a terceros (Instrucción 5.2- IC derogada por la Norma 5.2-IC “Drenaje Superficial”). Daños catastróficos: Se debe justificar la no existencia de daños catastróficos. Según la Instrucción 5.2-IC “Drenaje Superficial” (derogada por la Norma 5.2-IC “Drenaje Superficial”), se consideran daños catastróficos si se da alguna de las circunstancias:

- Riesgo de pérdida de vidas humanas o graves daños personales.
 - Afecciones a núcleos poblados o industriales.
- b) Daños no catastróficos: Para justificar que no se producen daños no catastróficos, se debe cumplir que la superficie afectada negativamente por la diferencia de inundación, debido a la citada sobreelevación no exceda de la dada por la fórmula:
- $$S \leq K \cdot L$$
- S: superficie (ha), sin contabilizar la parte de ella en que los daños pueden considerarse irrelevantes.
- L: luz total (m) de la obra de drenaje transversal
- K: coeficiente, para daños previsibles normales igual a 0,1. Si el área de la cuenca, fuera inferior a 1.000 km², los valores de K, podrán mayorarse hasta en un 50 por 100, al ser previsible una menor duración de la inundación.

K: coeficiente, para daños previsibles normales igual a 0,1. Si el área de la cuenca, fuera inferior a 1.000 km², los valores de K, podrán mayorarse hasta en un 50 por 100, al ser previsible una menor duración de la inundación.

Agencia Catalana del Agua: Criterios de cálculo hidráulico: Q500 años < 7,5m³/s

Tanto en infraestructuras de nueva ejecución como en la modificación de infraestructuras existentes a se asegura que las obras de drenaje proyectadas:

- Son capaces de desaguar el caudal asociado a un periodo de retorno de 500 años.
 - Podrá utilizarse la metodología de la Instrucción 5.2-IC “Drenaje Superficial” (derogada por la Norma 5.2-IC “Drenaje Superficial”)
 - No es necesario el análisis de las condiciones iniciales del cauce.
 - La sobreelevación del agua provocada por la nueva infraestructura o por la modificación no afecta a terceros, siguiendo el Apartado 1.5.3. Daños a terceros (Instrucción 5.2- IC, derogada por la Norma 5.2-IC “Drenaje Superficial”).
- a) Daños catastróficos: Se debe justificar la no existencia de daños catastróficos. Según la Instrucción 5.2-IC “Drenaje Superficial” (derogada por la Norma 5.2-IC “Drenaje Superficial”) se consideran daños catastróficos si se da alguna de las circunstancias:
- Riesgo de pérdida de vidas humanas o graves daños personales.
 - Afecciones a núcleos poblados o industriales.
- b) Daños no catastróficos: Para justificar que no se producen daños no catastróficos, se debe cumplir que la superficie afectada negativamente por la diferencia de inundación, debido a la citada sobreelevación no exceda de la dada por la fórmula:
- $$S \leq K \cdot L$$
- S: superficie (ha), sin contabilizar la parte de ella en que los daños pueden considerarse irrelevantes.
- L: luz total (m) de la obra de drenaje transversal

11.2.4.2. Cálculo hidráulico de las obras de drenaje transversal

El resumen de los cálculos realizados y los resultados obtenidos siguiendo la metodología anterior se reflejan en la tabla adjunta.

En el Apéndice N° 2 figura un cálculo detallado de todas las obras de drenaje transversal.

Los valores comunes para todas las obras de drenaje son:

- Sección
- Coeficiente de Manning, en general 0,020 para hormigón, 0,022 para obras de acero corrugado.
- Obra de hormigón con muro de acompañamiento o aletas a más de 30° en el eje del conducto.

En la siguiente tabla se resumen los principales valores hidráulicos de las obras de drenaje proyectadas, cuya comprobación hidráulica se incluye en el Apéndice n°3 "Cálculos de obras de drenaje transversal"

CÁLCULO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL

ODT	P.K. (A-7)	TIPO *	Ancho (m)	Alto (m)	Cuenca	L (m)	Coef. Mannin g η	ENTRADA		SALIDA		J (%)	Q	y (m)	V (m/s)	y crítico (m)	H _E (m)	HE < 1.2xD	y entrada obra (m)	Z rasante (m)	Resguardo obra (m)	Resguardo calzada (m)	v<6 (m/s)
								Z _E (m)	Tipo	Z _S (m)	Tipo												
OD 8.1	100+042	TUBO H.A.	2	2	C-01	50,5	0,02	7,305	Pozo	6,525	Aletas	2,31	7,47	1	4,78	1,32	2,16	SÍ	1,46	10,646	1	8,186	CUMPLE
ODT 101+610 (11+4)	101+608	TUBO A.C./ TUBO H.A.	2	2	C-03	51,89	0,02	11,311	Aletas	9,179	Aletas	3,365	3,46	0,59	4,45	0,89	1,6	SÍ	14,5	18,311	1,41	3,221	CUMPLE
ODT 101+850 (11+6)	101+850	TUBO A.C./ TUBO H.A.	2	2	C-04	47,94	0,02	16,61	Pozo	14,185	Aletas	5,066	4,44	0,61	5,53	1,01	2,16	SÍ	17,03	21,09	1,39	3,45	CUMPLE
ODT 102+205 (12+0)	102+205	TUBO A.C./ TUBO H.A.	2	2	C-05	36,18	0,02	11,75	Pozo	10,91	Aletas	0,994	3,56	0,83	2,89	0,90	1,26	SÍ	11,75	22,23	1,17	9,65	CUMPLE
ODT 102+630 (12+4 T1)	102+630	MARCO	2	2	C-06	59,07	0,02	11,29	Pozo	11,03	Pozo	0,51	6,49	1,51	2,55	1,23	1,84	SÍ	11,29	14,59	0,49	1,79	CUMPLE
ODT 102+630 (12+4 T2)			2	2		23,4		11,01	Pozo	10,68	Pozo	1,188		1,12	3,59	0,66	1,78	SÍ	10,68	19,41	0,88	7,61	CUMPLE
ODT 102+630 (12+4 T3)			2	2		30,72		10,68	Pozo	10,37	Pozo	0,706		1,33	2,93	0,44	1,77	SÍ	9,9	13,68	0,67	2,45	CUMPLE
ODT 102+630 (12+4 T4)			2	2		82,1		10,36	Pozo	9,32	Válvula clapeta	0,704		1,33	2,92	0,44	1,77	SÍ	9,61	13,86	0,67	2,92	CUMPLE
ODT 103+680 (13+5)	103+680	TUBO A.C./ TUBO H.A.	2	2	C-07	110,65	0,02	28,42	Entrada Ataluzada	28,42	Aletas	4,869	0,84	0,4	0,43	1,85	0,58	SÍ	28,196	31,476	1,6	2,88	CUMPLE
ODT 103+865 (13+7)	103+865	TUBO H.A.	2	2	C-08	27,16	0,02	32,79	Pozo	32,47	Muro	0,901	1,73	0,58	2,28	0,62	0,85	SÍ	32,79	35,29	1,42	1,92	CUMPLE
ODT 105+300	105+300	MARCO	5	3	C-09	141	0,02	35,3	Muro	33,5	Aletas	0,207	20,99	1,79	2,34	1,22	2,07	SÍ	1,97	35,896	43,74	32,136	PROTECCI ÓN ENTRADA

* A.C. = Acero Corrugado

H.A. = Hormigón Armado

11.3. DESCRIPCIÓN DE LAS SISTEMA DE DRENAJE PROYECTADO

Cuenca 01

La cuenca 01 se sitúa en la margen izquierda del trazado, entre el p.k. 100+030 y el p.k. 100+600 (una vez pasado el Enlace 1 La Mora).

Al situarse en la margen izquierda, la escorrentía de esta cuenca intercepta en primer lugar con la AP-7, cruzando bajo esta infraestructura a través de un tubo de hormigón armado de 2 metros de diámetro. La desembocadura de esta obra de drenaje, se incluye a continuación:



Desembocadura de la obra de drenaje OD 8.1. AP-7

Dado que en este tramo la plataforma de la actual A-7 no tiene altura de tierras suficiente (su trazado en alzado está condicionado por el Enlace 1 La Mora y por la glorieta elevada), actualmente la escorrentía de la Cuenca 01, una vez desaguada por la ODT de la AP-7, se recoge mediante un cunetón trapezoidal, de taludes simétricos 1H:2V, fondo de cuneta de 2 metros y calado máximo de 2 m hasta alcanzar la obra de drenaje existente en el inicio de la actuación objeto de este Proyecto, obra denominada "OD 8.1. N-340". Esta obra de drenaje tiene una sección circular de 2 metros de diámetro y no se ve afectada por las obras definidas en este Proyecto.

A continuación se incluyen fotos del cunetón actual existente en la margen izquierda de la A-7. Debido a las actuaciones definidas en este Proyecto, será necesaria la reposición de este cunetón, con las mismas dimensiones que las existentes y en la misma ubicación.

La pendiente longitudinal de la reposición del cunetón es la pendiente longitudinal del Eje 1 en el tramo donde se ubica el mismo (0,5 %). Ésta pendiente permite desaguar el caudal de la Cuenca-01.



Inicio del cunetón existente

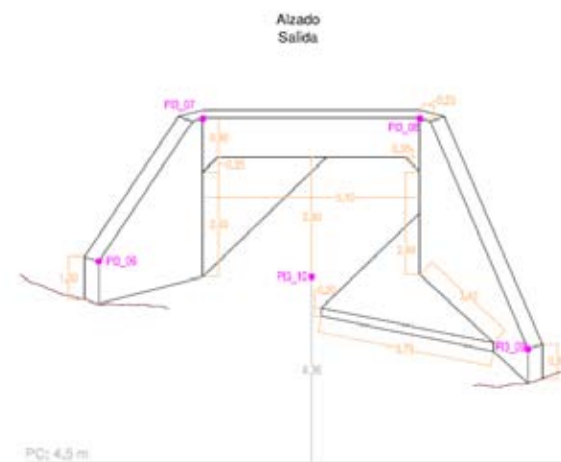


Cunetón existente

Cuenca 02

La cuenca 02 se sitúa en la margen izquierda del trazado, entre el p.k. 100+600 (Enlace 1 La Mora) y el p.k. 101+580.

Para dar paso al caudal de esta cuenca, la AP-7 cuenta un paso inferior, a continuación, se incluye fotografía de salida de esta obra y dimensiones de su sección:



Paso inferior bajo la AP-7

Según se observa en la cartografía, aguas abajo de esta obra, el terreno natural se encuentra deprimido, con terrenos agrícolas. En la actual N-340 se sitúa un paso inferior, con carácter vehicular, que según el inventario tomado y las visitas a campo no se observa que este paso tenga función de dar paso a la escorrentía, por lo que se concluye que la escorrentía se infiltra en el terreno existente entre la AP-7 y la actual N-340.

A continuación se incluye fotografía y levantamiento taquimétrico del alzado del paso inferior existente bajo la N-340 en esta cuenca:



Paso inferior bajo la N-340

En la siguiente imagen, se representa los pasos inferiores situados bajo la AP-7 (PI-03) y bajo la actual N-340 (PI04) descritos en este apartado. Se sitúan sobre ortofoto observándose los terrenos agrícolas anteriormente descritos:



Ubicación en plata – ortofoto de los pasos inferiores situados bajo la AP-7 (PI 03) y bajo la N-340 (PI 04)

Cuenca 03

Actualmente la Cuenca 03, situada en la margen izquierda del trazado objeto de Proyecto entre los pp.kk. 101+580 y 101+750 del Eje 1, es drenada por la denominada OD 11+4 AP-7 (tubo de 2 metros de diámetro). Bajo la actual N-340 se sitúa la denominada OD 11+4 N-340 (tubo de acero corrugado de 2 m de diámetro). Tras la comprobación hidráulica de la OD 11+4 N-340, se deduce que la obra es capaz de desaguar el caudal correspondiente a 500 años de periodo de retorno de la C-03, por lo que se define su prolongación aguas abajo mediante un tubo de hormigón armado de igual sección, manteniendo la pendiente longitudinal de la obra de drenaje existente.

Cuenca 04

La Cuenca 04, se sitúa en la margen izquierda de la N-340 entre el p.k. 101+750 y el p.k. 102+190 del Eje 1.

La AP-7 de desagüe a la escorrentía producida en esta cuenca mediante la obra de drenaje denominada OD 11+6 AP-7; formada por un tubo de acero corrugado de 2 metros de diámetro.

Bajo la actual N-340 se sitúa la OD 11+6, cuya sección es idéntica a la existente aguas arriba bajo la AP-7.

Su estado de conservación es bueno, y tras comprobar su validez hidráulica, se proyecta su prolongación aguas arriba y aguas abajo del cuerpo de obra existente.

Cuenca 05

La Cuenca 05 se sitúa en la margen izquierda de la traza, entre los pp.kk. 102+190 y 102+590.

Para dar continuidad a la obra de drenaje existente bajo la N-340, OD 12+0 N-340, (tubo de acero corrugado de 2 m de diámetro) se proyecta la prolongación de la obra de drenaje existente con tubo de hormigón armado de 2 m diámetro, manteniendo su pendiente longitudinal.

Cuenca 06

Esta cuenca se sitúa en la margen izquierda de la actual N-340 entre el p.k. 102+590 y el p.k. 102+900. La superficie comprendida entre la AP-7 y la actual N-340, y delimitada por esta cuenca se ubica dentro de la llanura de inundación de la riera del Gaià (avenida de 500 años de periodo de retorno), por tratarse de una zona deprimida y próxima al cauce natural de esta riera.

Actualmente la N-340 para desaguar la escorrentía de esta cuenca, cuenta con una obra de drenaje (denominada OD 12+4), en la que se distinguen 4 tramos. El primer tramo se sitúa bajo el ramal norte de la glorieta norte del Enlace 3 Riera del Gaià está formado por dos tubos de hormigón armado de 1 metro de diámetro. Conecta con este tramo el tramo 2, situado bajo el ramal actual noreste de la glorieta norte, con la misma sección que el tramo 1. El tramo 2 conecta con el tramo 3 (formado por un tubo de 2 metros de acero corrugado) situado bajo la actual plataforma de la N-340. Una vez cruzada la plataforma de la N-340, el tramo 3 conecta con el tramo 4 (formado por dos tubos de acero corrugado de 1,50 m de diámetro)

La comprobación hidráulica de las secciones existentes correspondientes al caudal de 500 años de periodo de retorno indica que las secciones existentes no son capaces de desaguar el caudal de 500 años obtenido en esta cuenca.

Por otro lado, las dimensiones (inferiores a 2 m) de todos los tramos y la bicelularidad de los tramos 1, 2 y 4 no cumple con las prescripciones marcadas por la Agencia Catalana del Agua respecto a las obras de drenaje transversal, por lo que se proyecta su demolición y sustitución.

Tras estudiar las posibles alternativas de desagüe de esta cuenca, se observa que la ubicación de las obras actuales es la más idónea, por situarse en la zona baja de la cuenca, ser compatible con el trazado existente y proyectado, y producir menores movimientos de tierra que el resto de alternativas estudiadas (cunetón en contra pendiente hasta desaguar en el cauce natural del Gaià, implantación de la obra perpendicular de la plataforma de la futura A-7, ect.)

Por tanto, la cuenca C-06 será desaguada por un marco de hormigón armado de 2x2 m que siguiendo las alineaciones de la obra de drenaje existente, se sitúa bajo la Glorieta Norte del Enlace 3 y bajo la plataforma del Eje 1, hasta desaguar en el cauce natural del Gaià.

En la salida de esta obra de drenaje, se proyecta una válvula de clapeta, que permite en condiciones normales el desagüe de la obra de drenaje e impide la entrada de escorrentía en la obra, en caso de avenidas extraordinaria cuando el cauce del Gaià transporte la escorrentía de la cuenca."

Actualmente, en los alrededores de la Glorieta Norte, existe un cunetón que recoge la escorrentía de la zona y la conduce hasta la entrada de la OD 12+4. Según se observa en los planos de planta de drenaje, se repone este cunetón.



Ubicación actual de la OD 12+4



Cunetones existentes que conducen la escorrentía hacia la entrada de la OD 12+4



Entrada del tramo 1 de la OD 12+4

Cuenca 07

La cuenca C-07 se sitúa en la margen derecha de la actual N-340, tratándose de una obra de reducida superficie.

Bajo la actual N-340 se sitúa una obra de drenaje de 2 metros de diámetro (OD 13+5 N-340), formada por un tubo de acero corrugado. Debido a las actuaciones contempladas en este Proyecto, se define la prolongación aguas arriba y aguas abajo de esta obra.

Cuenca 08

Al igual que la cuenca C-07 se sitúa en la margen derecha de la N-340. Si bien bajo la actual N-340 existe una obra de drenaje (OD 13+7 N-340), cuya sección es válida hidráulicamente, el trazado en alzado en esta zona de la futura A-7 no hace posible la prolongación del cuerpo existente, por lo que se proyecta una nueva obra, situado en la misma ubicación, formada por un tubo de hormigón armado de 2 metros de diámetro.

Cuenca 09

La cuenca C-09 corresponde a la riera del Fortí (cauce no denominado por la Agencia Catalana del Agua). La zona de desagüe de esta cuenca se sitúa en la zona de playas de peaje de la AP-7 en torno al Enlace 4 Torredembarra. Bajo estos viales se da paso a la escorrentía de la cuenca C-09 mediante marcos de distintas dimensiones, protegiendo el talud derecho de la playa de peaje de la AP-7 en este tramo, en previsión de corrientes de escorrentía que discurran hasta la entrada de la obra situada bajo la actual N-340, según se observa en las siguientes fotografías:



Recorrido actual de la escorrentía procedente de la cuenca C-09. Vista 01





Recorrido actual de la escorrentía procedente de la cuenca C-09. Vista 0



Debido a la ejecución del Eje 63 (ramal hacia la playa de peaje) es necesario la prolongación del marco existente bajo la actual N-340, dejando libre la entrada a posibles escorrentías provenientes de la zona entre taludes de la N-340 y la AP-7

DRENAJE LONGITUDINAL

11.3.1. INTRODUCCIÓN

El objeto de este apartado es establecer las tipologías de los elementos que conformarán la red de drenaje longitudinal. Estos elementos pueden dividirse en dos grandes grupos según su función:

- Recoger el agua que caiga en la plataforma y conducirla al punto de desagüe.
- Encauzar la escorrentía de las áreas adyacentes que inciden hacia la vía evitando que se dañen los taludes.

11.3.2. CRITERIOS BÁSICOS DE DIMENSIONAMIENTO

Para el dimensionamiento del drenaje longitudinal se siguen con carácter general los criterios recogidos en la Norma 5.2-IC "Drenaje Superficial"

En primer lugar, se determinan los caudales de aportación que servirán de base para dimensionamiento hidráulico de los elementos que componen la red de drenaje y posteriormente, se realiza la justificación de los elementos proyectados y se describe su tipología.

11.3.2.1. Periodo de retorno

El periodo de retorno empleado para el cálculo de caudales de aportación desde la red de drenaje longitudinal se ha determinado según lo establecido en Norma 5.2-I.C., para un periodo de retorno de 25 años.

11.3.2.2. Tiempo de concentración

Se considera un tiempo de concentración de de 5 minutos. Para recorridos superiores (hasta 150 minutos) el tiempo de concentración puede incrementarse hasta 10 minutos.

11.3.2.3. Precipitaciones

Para el cálculo de la intensidad de lluvia correspondiente al período de retorno establecido de 25 años se toman las precipitaciones diarias obtenidas en el Anejo nº5 Climatología e Hidrología, resultando una P_{max} diaria de 125,36 mm (máximo valor de la precipitación para este periodo de retorno obtenido en las estaciones con influencia en la zona de estudio)

11.3.2.4. Umbrales de escorrentía

En la determinación de los caudales a desaguar por los elementos de drenaje longitudinal, se consideran los siguientes umbrales de escorrentía:

- Plataforma: 1, correspondiente a pavimentos bituminosos o superficies de hormigón.
- Taludes de desmonte: 0,8, dada su verticalidad y la plantación de especies arbustivas.

11.3.2.5. Caudales

Siguiendo el método hidrometeorológico de la Norma 5.2-IC, el caudal de referencia Q en el punto en el que desagüe una cuenca o superficie se obtendrá mediante la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{K_T \times I(T, t_c) \times C_i \times A_i}{3,6}$$

donde:

Q= Caudal en m³/s.

C= Coeficiente de escorrentía de la cuenca.

I= Intensidad media de precipitación correspondiente al periodo de retorno considerado y a un intervalo igual al tiempo de concentración (mm/día).

A = Superficie de la cuenca (km²).

K_T= Coeficiente de uniformidad.

El coeficiente de escorrentía en la Instrucción 5.2-IC se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$C = \frac{(P_d^* - P_0)(P_d^* + 23 P_0)}{(P_d^* + 11 P_0)^2}$$

donde:

C = Coeficiente de escorrentía.

P_d* = Precipitación máxima diaria (sin modificar).

P₀ = Umbral de escorrentía.

El método racional empleado en la determinación de caudales, está expuesto y definido en el Anejo 5, Climatología e Hidrología, al cual se remite para la comprensión del resto de factores empleados en el cálculo de los caudales.

Al tratarse de elementos lineales, cuyo caudal irá aumentado en función de la longitud de plataforma o área adyacente, se determinan los caudales unitarios.

Multiplicando los caudales unitarios por metro lineal aportante por las longitudes de los tramos de aportación y por el ancho de la calzada donde se sitúan (en el caso de elementos de drenaje de la plataforma) o multiplicando el caudal unitario por la superficie que drena (en el caso de elementos de drenaje que recogen escorrentías procedentes de áreas adyacentes) se obtiene la aportación total a cada cuneta o dispositivo de recogida dispuesto.

En la determinación de los caudales aportantes a los elementos de drenaje longitudinal situados en la plataforma, se atenderá a las variaciones de peraltes en la plataforma que afectan a cada tramo de cuneta.

A continuación, se presentan los cálculos unitarios de las aportaciones por metro lineal:

- De calzada, según el ancho de plataforma que se disponga
- De cada metro lineal de talud
- De cada metro lineal de área adyacente

CÁLCULO DE CAUDALES A DESAGUAR POR LOS ELEMENTOS DE DRENAJE DE LA PLATAFORMA

Datos de Partida		
Coeficiente de escorrentía		
Calzada		1
Taludes		0,8
Cuneta		0,2
Tiempo de concentración		
Calzada (h)		0,083
Taludes (h)		0,083
Cuneta (h)		0,083
K_T		1,003187929
P_d (mm)		118
I₁/I_d		11
F_a		41,7632
I(T,t_c)		206,0317867

CALZADA	K_T	I(T,t_c)	Q_{ud}
	1,003	206,0317867	
	I(T,t_c)	C	I/s/m²
	T= 25 años	1,00	
	125,36		0,05741

CUNETAS	K_T	I(T,t_c)	Q_{ud}
	1,003	206,031787	
	I(T,t_c)	C	I/s/m²
	T= 25 años	0,20	
	125,36		0,01148

TALUDES	K_T	I(T,t_c)	Q_{ud}
	1,003	206,031787	
	I(T,t_c)	C	I/s/m²
	T= 25 años	0,80	
	125,36		0,04593

11.3.3. COMPROBACIÓN HIDRÁULICA DE LOS ELEMENTOS DE DRENAJE LONGITUDINAL

Para realizar la comprobación hidráulica de la capacidad de los elementos de drenaje longitudinal utilizan las siguientes fórmulas:

$$Q = v \times S \quad (\text{ecuación de continuidad})$$

$$i = \frac{n^2 \times v^2}{R_H^{4/3}} \quad (\text{fórmula de Manning})$$

$$R_H = \frac{S}{P_m}$$

donde:

- Q (m³/s): caudal de transporte
- v (m/s): velocidad de transporte
- S (m²): superficie mojada de la cuneta
- R_H (m): Radio hidráulico de la sección (m)
- P (m): perímetro mojado.
- i (m/m): pendiente de la cuneta.
- n (m^{-1/3}.s): coeficiente de rugosidad de Manning. Se ha considerado un coeficiente de Manning de n=0,015 para los elementos de drenaje longitudinal construidos con hormigón, mientras para aquellas cunetas ejecutadas en tierra se considera un coeficiente de Manning de n = 0,020.

De esta manera se calcula el calado y la velocidad al final de cada tramo.

En la comprobación hidráulica se tendrá en cuenta tres condiciones:

- Que el elemento de drenaje longitudinal no se agote su capacidad, ya en el caso de cunetas se alcance su calado máximo, o en el caso de colectores se llene la sección del tubo al 80%.
- Que la velocidad máxima no supere los 6 m/s para el caso de elementos fabricados en hormigón y, a los 3 m/s en el caso de cunetas de tierra.
- Que la velocidad mínima no sea inferior a 0,5 m/s en el caso de cunetas sin revestir, porque si no se cumple tal condición se deberán revestir para facilitar las operaciones de conservación y mantenimiento de las mismas.

En el apartado 3.2.2., "Resguardo de la calzada", de la Norma 5.2-IC "Drenaje Superficial", se indica que se debe cumplir las siguientes condiciones:

- Un resguardo de la calzada mayor o igual que cinco centímetros
- Que la lámina de agua no alcance el arcén

Teniendo en cuenta que la berma tiene un ancho de 1,10 m y una pendiente del 2%, la diferencia de cota entre el borde exterior del arcén y la arista interior de la cuneta es de 2,2 cm. Por ello, para asegurar las condiciones citadas en la Norma 5.2-IC "Drenaje Superficial", se mantendrán 3 cm de resguardo en la cuneta.

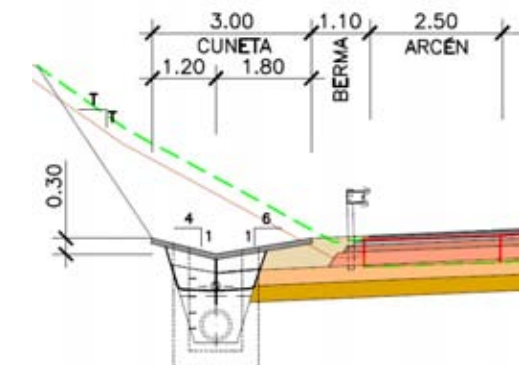
11.3.4. ELEMENTOS DE DRENAJE LONGITUDINAL

Para la recogida y evacuación de las aguas superficiales procedentes de las márgenes de la carretera y de la propia plataforma, se emplean los siguientes elementos de drenaje longitudinal:

11.3.4.1. Drenaje en desmote

El desmote lleva una cuneta entre él mismo y la plataforma, cuya misión es interceptar y conducir el agua que escurre por el talud de desmote y el que recibe de la calzada cuando ésta es tributaria.

Como cuneta de desmote lateral en el tronco de la autovía, se adopta una sección triangular asimétrica con una anchura total de 3 m, taludes 6H/1V en el lado de la calzada y 4H/1V en el lado del desmote, y una altura de revestimiento de 0,30 m.



Estas cunetas se ejecutan siempre revestida para asegurar un mejor mantenimiento de la misma. Cuando la sección hidráulica de la cuneta se agota, el caudal transportado se introduce por medio de una arqueta de conexión a un colector de hormigón de diámetro variables (mínimo 500 mm) situado bajo la cuneta de desmote.

Con el fin de reducir al máximo la disposición de colector longitudinal bajo la cuneta lateral, siempre que es posible, se da salida al caudal transportado por la cuneta mediante diferentes elementos (arquetas, colectores transversales para drenaje longitudinal, ect.)

El dimensionamiento de estos elementos se realiza a partir de la fórmula de Manning con un coeficiente de rugosidad de 0,015 correspondiente al hormigón.

A partir de los caudales unitarios calculado, teniendo en cuenta los 12,10 m de ancho de plataforma que desagua este elemento (1,50 m + 3,50 m + 3,50 m + 2,50 m + 1,10 m) se determinan la velocidad

máxima, la capacidad máxima asociados a esta cuneta de desmonte, así como la longitud máxima que soporta sin agotarse:

$$Q_{\text{por ml de la plataforma en cuneta lateral de tronco}} = 6,95 \times 10^{-4} \frac{m^3}{s} \times \text{ml de plataforma}$$

Pendiente (%)	Capacidad máxima (m³/s)	Velocidad máxima (m/s)	Longitud máxima hasta agotar capacidad (m)
0,5	0,45	1,22	647,48
0,6	0,49	1,34	705,04
0,7	0,53	1,45	762,59
0,8	0,56	1,55	805,76
0,9	0,6	1,64	863,31
1	0,63	1,73	906,47
1,1	0,66	1,82	949,64
1,2	0,69	1,9	992,81
1,3	0,72	1,97	1035,97
1,4	0,75	2,05	1079,14
1,5	0,77	2,12	1107,91
1,6	0,8	2,19	1151,08
1,7	0,82	2,26	1179,86
1,8	0,85	2,32	1223,02
1,9	0,87	2,39	1251,8
2	0,89	2,45	1280,58
2,1	0,91	2,51	1309,35
2,2	0,94	2,57	1352,52
2,3	0,96	2,62	1381,29
2,4	0,98	2,68	1410,07
2,5	1	2,74	1438,85
2,6	1,02	2,79	1467,63
2,7	1,04	2,84	1496,4
2,8	1,06	2,9	1525,18
2,9	1,07	2,95	1539,57
3	1,09	3	1568,35
3,1	1,11	3,05	1597,12
3,2	1,13	3,1	1625,9
3,3	1,15	3,14	1654,68

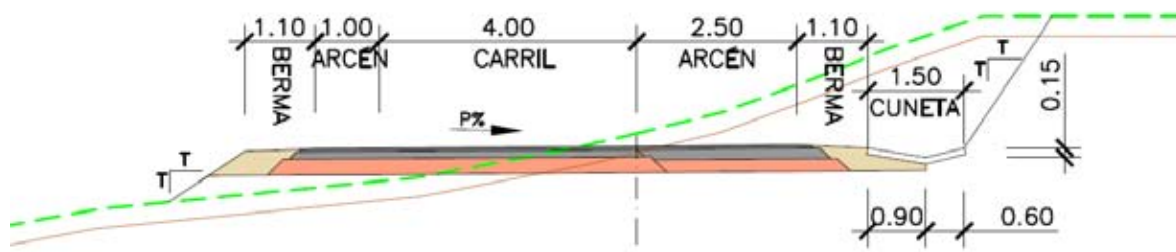
Pendiente (%)	Capacidad máxima (m³/s)	Velocidad máxima (m/s)	Longitud máxima hasta agotar capacidad (m)
3,4	1,16	3,19	1669,06
3,5	1,18	3,24	1697,84
3,6	1,2	3,28	1726,62
3,7	1,21	3,33	1741,01
3,8	1,23	3,37	1769,78
3,9	1,25	3,42	1798,56
4,0	1,26	3,46	1812,95
4,1	1,28	3,5	1841,73
4,2	1,29	3,55	1856,12
4,3	1,31	3,59	1884,89
4,4	1,32	3,63	1899,28
4,5	1,34	3,67	1928,06
4,6	1,35	3,71	1942,45
4,7	1,37	3,75	1971,22
4,8	1,38	3,79	1985,61
4,9	1,4	3,83	2014,39
5,0	1,41	3,87	2028,78

Como puede observarse, en ningún caso se supera el valor de 6 m/s fijado como máximo para evitar la erosión del hormigón.

En la misma sección transversal, bajo la cuneta de desmonte se implanta una tubería drenante de 150 mm de diámetro con la misión de intercepción de agua que se infiltre en el firme y ayuda al eventual rebaje del nivel freático. La disposición de la cuneta responde a las recomendaciones en relación al drenaje subterráneo y secciones recogidas en la Orden Circular 17/2003 Recomendaciones para el proyecto y construcción del drenaje subterráneo en obras de carretera.

La existencia de este dren obliga a disponer unas arquetas de registro para facilitar su mantenimiento. Con carácter general estas arquetas se implantan aproximadamente cada 50 metros.

En el resto de ramales de enlace, se proyecta una cuneta de desmonte revestida, con sección triangular de 1,5 m de anchura, taludes asimétricos de 6H/1V en el lado de la calzada y 4H/1V en el lado del desmonte, y una altura de revestimiento de 15 cm.



El dimensionamiento de estas cunetas se realiza también a partir de la fórmula de Manning, con un coeficiente de rugosidad de 0,015 correspondiente al hormigón. Los cálculos hidráulicos de velocidad y capacidad máxima asociados a esta tipología de cuneta lateral en desmonte, así como la longitud máxima que soporta sin agotarse.

A partir de los caudales unitarios calculados, teniendo en cuenta los 9,70 m de ancho de plataforma que desagüa este elemento (1,10 m + 1 m + 4 m + 2,50 m + 1,10 m) se determina el caudal por metro lineal que recogerá la cuneta lateral dispuesta en ramales:

$$Q_{\text{por ml de la plataforma en cuneta lateral de ramales}} = 5,39 \times 10^{-4} \frac{m^3}{s} \times \text{ml de plataforma}$$

Pendiente (%)	Capacidad máxima (m³/s)	Velocidad máxima (m/s)	Longitud máxima hasta agotar capacidad (m)
0,5	0,051	0,71	94,62
0,6	0,056	0,78	103,9
0,7	0,061	0,84	113,17
0,8	0,065	0,9	120,59
0,9	0,069	0,96	128,01
1	0,073	1,01	135,44
1,1	0,076	1,06	141
1,2	0,079	1,1	146,57
1,3	0,083	1,15	153,99
1,4	0,086	1,19	159,55
1,5	0,089	1,23	165,12
1,6	0,092	1,27	170,69
1,7	0,095	1,31	176,25
1,8	0,097	1,35	179,96
1,9	0,1	1,39	185,53
2	0,103	1,43	191,09
2,1	0,105	1,46	194,81
2,2	0,108	1,5	200,37

Pendiente (%)	Capacidad máxima (m³/s)	Velocidad máxima (m/s)	Longitud máxima hasta agotar capacidad (m)
2,3	0,11	1,53	204,08
2,4	0,112	1,56	207,79
2,5	0,115	1,59	213,36
2,6	0,117	1,63	217,07
2,7	0,119	1,66	220,78
2,8	0,121	1,69	224,49
2,9	0,124	1,72	230,06
3	0,126	1,75	233,77
3,1	0,128	1,77	237,48
3,2	0,13	1,8	241,19
3,3	0,132	1,83	244,9
3,4	0,134	1,86	248,61
3,5	0,136	1,89	252,32
3,6	0,138	1,91	256,03
3,7	0,14	1,94	259,74
3,8	0,141	1,96	261,6
3,9	0,143	1,99	265,31
4	0,145	2,02	269,02
4,1	0,147	2,04	272,73
4,2	0,149	2,07	276,44
4,3	0,15	2,09	278,29
4,4	0,152	2,11	282
4,5	0,154	2,14	285,71
4,6	0,156	2,16	289,42
4,7	0,157	2,19	291,28
4,8	0,159	2,21	294,99
4,9	0,161	2,23	298,7
5	0,162	2,25	300,56

Al igual que en el caso anterior, en ningún caso se supera el valor de 6m/s fijado como valor máximo para evitar la erosión del hormigón.

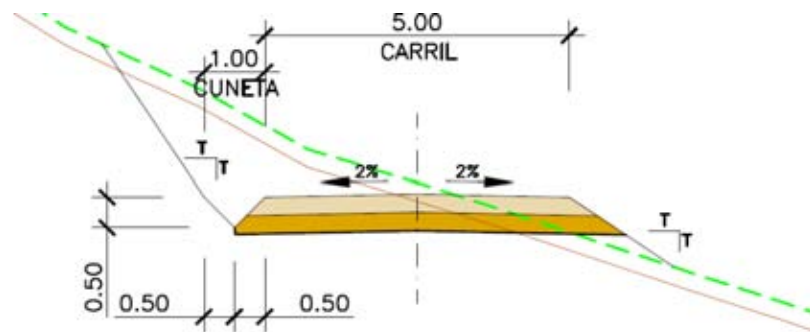
Esta cuneta también se reviste para asegurar un mejor mantenimiento de la misma. Al igual que en el caso de la cuneta lateral del tronco, se da salida al caudal recogido por la cuneta mediante

colectores transversales para el drenaje longitudinal de diámetro mínimo 500 mm, arquetas o bien salida directa al terreno.

Para el caso de los ramales de enlace, en la misma sección transversal, bajo la cuneta de desmonte, se coloca una tubería drenante de 150 mm de diámetro con la misión de interceptar el agua que se infiltre en el firme.

Las arquetas de registro, para la inspección del tubo dren, se disponen aproximadamente cada 50 m de modo análogo al caso de las cunetas laterales en tronco.

Por último, en la reposición de caminos, se adopta una cuneta simétrica de sección triangular, con un calado de 0,5 m; taludes 1H:1V y calado de 0,5 m; sin revestir.



Teniendo en cuenta la sección transversal de los caminos y los caudales unitarios calculados, se obtiene:

$$Q_{\text{por ml de la plataforma en cuneta lateral de caminos}} = 4,49 \times 10^{-4} \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times \text{ml de plataforma}$$

Por lo que aplicando la formulación de Manning, se obtienen las longitudes máximas de esta cuneta, en función de las pendientes longitudinales del eje:

Pendiente (%)	Capacidad máxima (m³/s)	Velocidad máxima (m/s)	Longitud máxima hasta agotar capacidad (m)
0,5	0,051	0,71	113,48
0,6	0,056	0,78	124,6
0,7	0,061	0,84	135,73
0,8	0,065	0,9	144,63
0,9	0,069	0,96	153,53
1	0,073	1,01	162,43
1,1	0,076	1,06	169,1
1,2	0,079	1,1	175,78
1,3	0,083	1,15	184,68

Pendiente (%)	Capacidad máxima (m³/s)	Velocidad máxima (m/s)	Longitud máxima hasta agotar capacidad (m)
1,4	0,086	1,19	191,35
1,5	0,089	1,23	198,03
1,6	0,092	1,27	204,7
1,7	0,095	1,31	211,38
1,8	0,097	1,35	215,83
1,9	0,1	1,39	222,5
2	0,103	1,43	229,18
2,1	0,105	1,46	233,63
2,2	0,108	1,5	240,3
2,3	0,11	1,53	244,75
2,4	0,112	1,56	249,2

En los casos en los que el terreno natural vierte hacia los taludes de desmonte se coloca una cuneta de guarda en desmonte revestida, que impide que el agua escurra por los taludes. El extremo de la cuneta de guarda se sitúa a 1 metro de la arista del talud del desmonte.

Estas cunetas irán revestidas con 0,10 m de hormigón, tienen una sección trapecial de 1 m de ancho de fondo de cuneta y un calado de 0,50 m (los taludes son simétricos 1H:1V)

En todas las cunetas revestidas se limita la velocidad de circulación del agua a 6 m/s.

Las cunetas diseñadas se encuentran representadas en los planos de Planta de Drenaje incluidos en el Documento nº 2.

La capacidad de esta cuneta se calcula, al igual que las anteriores, a partir de la fórmula de Manning, con un coeficiente de rugosidad de 0,015 correspondientes al hormigón.

Pendiente (%)	Capacidad máxima (m³/s)	Velocidad máxima (m/s)
0,50	1,62	2,16
1	2,29	3,06
1,50	2,81	3,75
2	3,24	4,32
2,50	3,63	4,84
3	3,97	5,30

Pendiente (%)	Capacidad máxima (m³/s)	Velocidad máxima (m/s)
3,50	4,29	5,72
4	4,59	6,12
4,50	4,87	6,49
5	5,13	6,84
5,50	5,38	7,17
6	5,62	7,49
6,50	5,85	7,80
7	6,07	8,09

Pendiente (%)	Capacidad máxima (m³/s)	Velocidad máxima (m/s)
5,50	5,38	7,17
6	5,62	7,49
6,50	5,85	7,80
7	6,07	8,09

11.3.4.2. Drenaje en terraplén

Las cunetas de pie de terraplén se sitúan como protección de los taludes en aquellos tramos en que el terreno colindante vierte hacia los mismos. Se disponen a 1 metro de la arista del talud de terraplén.

Estas cunetas irán revestidas con 0,10 m de hormigón, tienen una sección trapezoidal de 1 m de ancho de fondo de cuneta y un calado de 0,50 m (los taludes son simétricos 1H:1V)

En todas las cunetas revestidas se limita la velocidad de circulación del agua a 6 m/s

La capacidad de esta cuneta se calcula, al igual que las anteriores, a partir de la fórmula de Manning, con un coeficiente de rugosidad de 0,015 correspondientes al hormigón.

Pendiente (%)	Capacidad máxima (m³/s)	Velocidad máxima (m/s)
0,50	1,62	2,16
1	2,29	3,06
1,50	2,81	3,75
2	3,24	4,32
2,50	3,63	4,84
3	3,97	5,30
3,50	4,29	5,72
4	4,59	6,12
4,50	4,87	6,49
5	5,13	6,84

En los terraplenes cuya altura sea mayor de 3 m, para evitar que las aguas precipitadas sobre la calzada escurran incontroladamente por el terraplén produciendo erosiones y cárcavas se proyecta un bordillo en la coronación de los terraplenes que canaliza el agua hasta unas bajantes formadas por piezas prefabricadas de hormigón, montadas sobre un lecho de hormigón en masa.

Respecto a la disposición del bordillo, la Norma 5.2-IC “Drenaje Superficial”, indica en su apartado 3.3.4.2., “Borde de la plataforma: coronación del relleno”:

“El criterio general será disponer un caz de coronación limitado por un bordillo, definido según se especifica [3.4. “Elementos de drenaje superficial de plataforma y márgenes”]. El bordillo debe colocarse lo más alejado que resulte posible del borde de la capa de rodadura, teniendo en cuenta que el fondo del caz debe estar revestido o pavimentado (véase figura 3.24)”

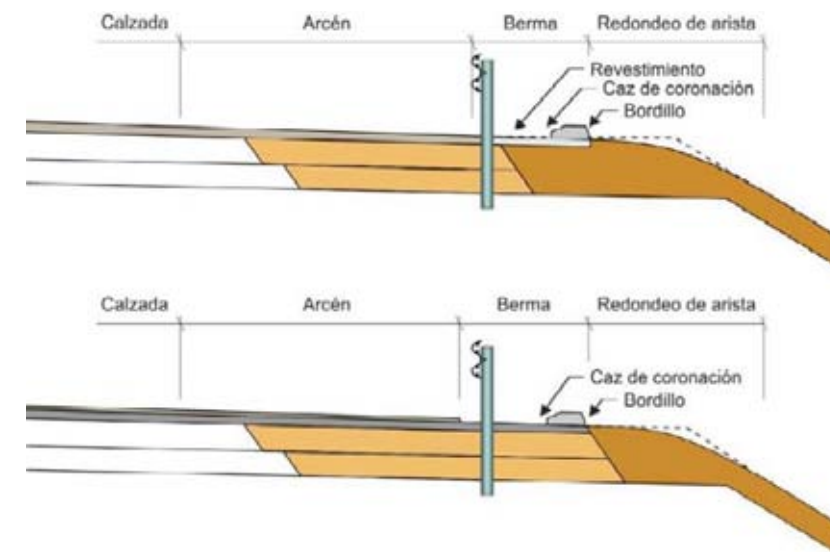


FIGURA. 3.24.- EJEMPLOS DE CAZ DE CORONACIÓN

Las bajantes serán prefabricadas de hormigón; no tendrán quiebras e irán ancladas al talud. La separación máxima entre bajantes será de 20 m.

Las bajantes son elementos del drenaje longitudinal situados en taludes de terraplén o de desmorte en hormigón para soportar la erosión del agua a velocidades elevadas.

La distancia máxima adoptada para las bajantes en terraplén es de 20 m para evitar que la presencia de cualquier obstáculo en el arcén (residuos sólidos, escombros, troncos de pequeños arbustos, etc) pueda provocar el encharcamiento de la calzada.

El diseño geométrico, al igual que detalles de su construcción y en especial sus anclajes, se presentan en los planos de detalles del drenaje longitudinal.

11.3.4.3. Drenaje en mediana

Se diseña una mediana de 3 m de anchura. Debido a la variación de sus taludes en mediana, ligados a las leyes de peraltes (asegurando siempre su rebasabilidad es decir taludes ≥ 6H:1V) se dispone para el desagüe en mediana un caz continuo de 500 mm de diámetro.

En este tramo, no es posible contar con la mediana como elemento de drenaje, por tanto, se dispone un caz prefabricado continuo de 500 mm en el arcén interior de la calzada peraltada.

Según indica la Norma 5.2-IC “Drenaje Superficial” en su apartado 3.3.2.3., *Mediana estricta*:

“Cuando la anchura de la mediana no permita la inserción de la cuneta revestida definida con carácter general, se debe proceder a su revestimiento (pavimentado u hormigonado), captando y conduciendo la escorrentía mediante caces ubicados fuera de las zonas destinadas a la rodadura.

El desagüe se producirá, a través de sumideros conectados a colectores transversales o longitudinales, de acuerdo con el criterio general expuesto en los epígrafes precedentes (figura 3.14)”

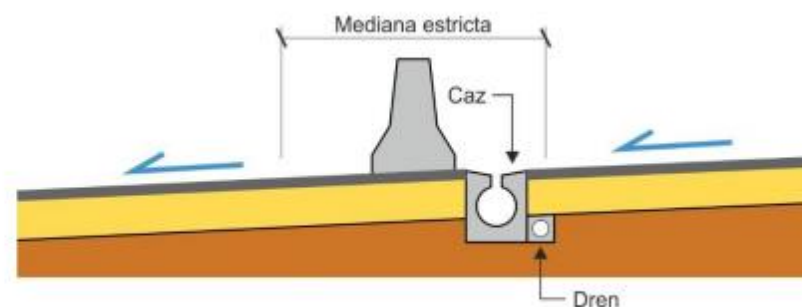


FIGURA 3.14 CAZ TIPO SUMIDERO CONTINUO EN MEDIANA ESTRICTA

La capacidad hidráulica de este caz continuo es igual a la capacidad del colector de 500 mm de diámetro, anteriormente calculado.

En casos donde no es posible disponer cuneta lateral, debido a la disposición de muros laterales, de vías adosadas al tronco, etc., se dispone caz prefabricado de 500 mm de diámetro.

Se procura desaguar al terreno natural la escorrentía que transporta este caz en mediana, antes de que se agote su capacidad hidráulica. Cuando no es posible por situarse el tronco en desmorte, se evacua a la cuneta lateral de desmorte, disponiéndose colectores bajo esta cuneta lateral para aumentar su capacidad en los casos donde sea necesario.

A partir de los caudales unitarios calculados, teniendo en cuenta los 9,70 m de ancho de plataforma que desagua este elemento (1,10 m + 1 m + 4 m + 2,50 m + 1,10 m) se determina el caudal por metro lineal que recogerá la cuneta lateral dispuesta en ramales:

$$Q_{\text{por ml de la plataforma en caz en mediana/ caz lateral}} = 6,95 \times 10^{-4} \frac{m^3}{s} \times \text{ml de plataforma}$$

CAZ Ø 500 mm		
Pendiente (%)	Capacidad máxima (m³/s)	Velocidad máxima (m/s)
0,50	0,23	1,34
0,60	0,25	1,47
0,70	0,27	1,59
0,80	0,29	1,70
0,90	0,30	1,80
1	0,32	1,90
1,10	0,34	1,99
1,20	0,35	2,08
1,30	0,36	2,17
1,40	0,38	2,25
1,50	0,39	2,33
1,60	0,40	2,40
1,70	0,42	2,48
1,80	0,43	2,55
1,90	0,44	2,62
2	0,45	2,69
2,10	0,46	2,75

CAZ Ø 500 mm		
Pendiente (%)	Capacidad máxima (m³/s)	Velocidad máxima (m/s)
2,20	0,47	2,82
2,30	0,49	2,88
2,40	0,50	2,94
2,50	0,51	3
2,60	0,52	3,06
2,70	0,53	3,12
2,80	0,54	3,18
2,90	0,54	3,23
3	0,55	3,29
3,10	0,56	3,34
3,20	0,57	3,40
3,30	0,58	3,45
3,40	0,59	3,50
3,50	0,60	3,55
3,60	0,61	3,60
3,70	0,62	3,65
3,80	0,62	3,70
3,90	0,63	3,75
4	0,64	3,80
4,10	0,65	3,85
4,20	0,66	3,89
4,30	0,66	3,94
4,40	0,67	3,98
4,50	0,68	4,03
4,60	0,69	4,07
4,70	0,69	4,12
4,80	0,70	4,16
4,90	0,71	4,20
5	0,72	4,25

COLECTOR Ø 600 mm		
Pendiente (%)	Capacidad máxima (m³/s)	Velocidad máxima (m/s)
0.50	0.37	1.52
0.60	0.40	1.66
0.70	0.44	1.79
0.80	0.47	1.92
0.90	0.49	2.03
1.00	0.52	2.15
1.10	0.55	2.25
1.20	0.57	2.35
1.30	0.59	2.45
1.40	0.62	2.54
1.50	0.64	2.63
1.60	0.66	2.71
1.70	0.68	2.80
1.80	0.70	2.88
1.90	0.72	2.96
2.00	0.74	3.03
2.10	0.75	3.11
2.20	0.77	3.18
2.30	0.79	3.25
2.40	0.81	3.32
2.50	0.82	3.39
2.60	0.84	3.46
2.70	0.85	3.52
2.80	0.87	3.59
2.90	0.89	3.65
3.00	0.90	3.72
3.10	0.92	3.78
3.20	0.93	3.84
3.30	0.94	3.90
3.40	0.96	3.96

COLECTOR Ø 600 mm		
Pendiente (%)	Capacidad máxima (m³/s)	Velocidad máxima (m/s)
3.50	0.97	4.01
3.60	0.99	4.07
3.70	1.00	4.13
3.80	1.01	4.18
3.90	1.03	4.24
4.00	1.04	4.29
4.10	1.05	4.34
4.20	1.07	4.40
4.30	1.08	4.45
4.40	1.09	4.50
4.50	1.10	4.55
4.60	1.12	4.60
4.70	1.13	4.65
4.80	1.14	4.70
4.90	1.15	4.75
5.00	1.16	4.80

COLECTOR Ø 800 mm		
Pendiente (%)	Capacidad máxima (m³/s)	Velocidad máxima (m/s)
0,5	0.79	1.84
0,6	0.87	2.01
0,7	0.94	2.17
0,8	1.00	2.32
0,9	1.06	2.47
1,0	1.12	2.60
1,1	1.17	2.73
1,2	1.23	2.85
1,3	1.28	2.96

COLECTOR Ø 800 mm		
Pendiente (%)	Capacidad máxima (m³/s)	Velocidad máxima (m/s)
1,4	1.33	3.07
1,5	1.37	3.18
1,6	1.42	3.29
1,7	1.46	3.39
1,8	1.50	3.49
1,9	1.54	3.58
2,0	1.58	3.67
2,1	1.62	3.77
2,2	1.66	3.85
2,3	1.70	3.94
2,4	1.74	4.03
2,5	1.77	4.11
2,6	1.81	4.19
2,7	1.84	4.27
2,8	1.87	4.35
2,9	1.91	4.43
3,0	1.94	4.50
3,1	1.97	4.58
3,2	2.00	4.65
3,3	2.03	4.72
3,4	2.07	4.79
3,5	2.10	4.86
3,6	2.13	4.93
3,7	2.15	5.00
3,8	2.18	5.07
3,9	2.21	5.13
4,0	2.24	5.20
4,1	2.27	5.26
4,2	2.30	5.33
4,3	2.32	5.39

COLECTOR Ø 800 mm		
Pendiente (%)	Capacidad máxima (m³/s)	Velocidad máxima (m/s)
4,4	2.35	5.45
4,5	2.38	5.51
4,6	2.40	5.57
4,7	2.43	5.63
4,8	2.45	5.69
4,9	2.48	5.75
5,0	2.50	5.81

Según se indica en la Figura 3.14, Caz tipo sumidero continuo en mediana estricta, junto al caz de mediana se coloca una tubería drenante de 150 mm de diámetro, con la misión de interceptar el agua que se infiltre en el firme.

La existencia de este dren obliga a disponer arquetas de registro para facilitar el mantenimiento. Estas arquetas de registro se disponen cada 50 m aproximadamente.

Se definen dos pasos de mediana, en los pp.kk. 101+500 y 103+500, conforme a las distancias entre ellas recomendadas por la norma de trazado, y de acuerdo a las distancias de transición y de paso efectivo también allí indicadas, de la siguiente manera:

Paso mediana	PK 101+500
Transición	101+440-101+500;
Paso:	101+500-101+540;
Transición	101+540-101+600.
Paso mediana	PK 103+500
Transición	103+440-103+500;
Paso:	103+500-103+540;
Transición	103+540-103+600

En ambos pasos de mediana, se dispone un colector de 500 mm que dará continuidad a la cuneta de mediana situada aguas arriba y aguas debajo de estos pasos de mediana. La capacidad hidráulica de este colector en pasos de mediana es igual a la capacidad del caz de 500 mm de diámetro, anteriormente calculado.

11.3.4.4. Obras transversales de drenaje longitudinal (OTDL)

Se emplean para canalizar hacia el terreno adyacente el caudal recogido por las cunetas para aquellos casos en que la actualidad existe un vertido hacia aguas abajo o en aquellos casos donde es imposible verter a un colector las aguas ya que su desagüe sería imposible (puntos bajos de la carretera). Generalmente tienen un directo sobre el terreno.

El diámetro de colector considerado es de 800 mm. Se considera que la sección de la OTDL se agota cuando se ocupa el 80% de la sección. Se limita la velocidad de circulación del agua dentro del colector a 6 m/s.

11.3.4.5. Arquetas

Son los elementos que sirven de recogida de agua de las cunetas hasta los colectores, asegurando, a la vez, la inspección y conservación de los dispositivos enterrados de desagüe.

Van situadas en los puntos de encuentro de colectores, en puntos bajos y en cambio de dirección de la tubería. Se construirán de hormigón armado, de forma cuadrada o rectangular.

11.4. DRENAJE SUBTERRÁNEO

11.4.1. JUSTIFICACIÓN Y OBJETO

En general, dadas las características del terreno atravesado y dado que no se ha detectado el nivel freático próximo a la superficie, no es de esperar que llegue agua infiltrada hasta las capas inferiores del firme. A pesar de ello, se hace inevitable el acceso del agua a la estructura del firme por fisuras o situaciones imprevistas.

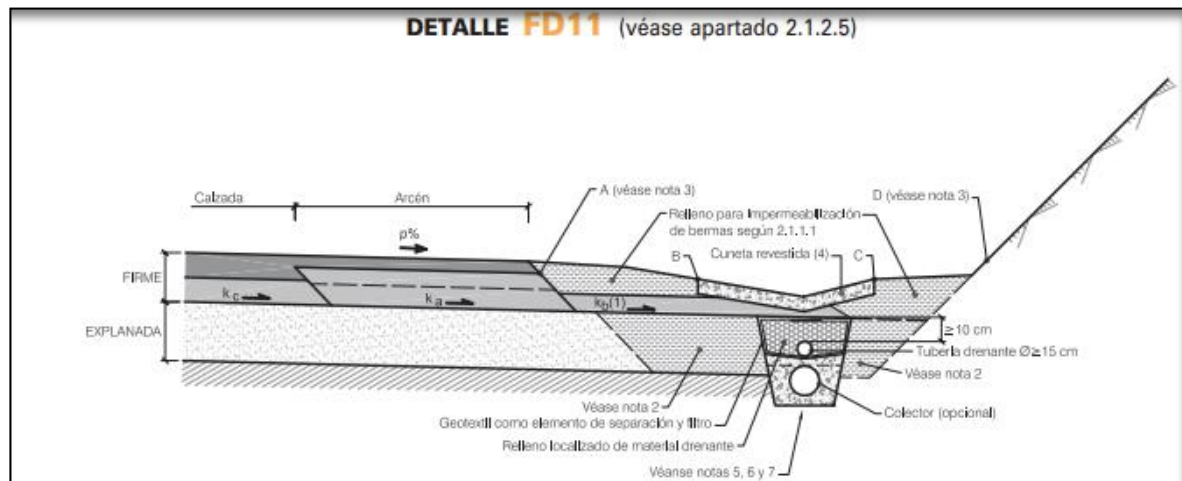
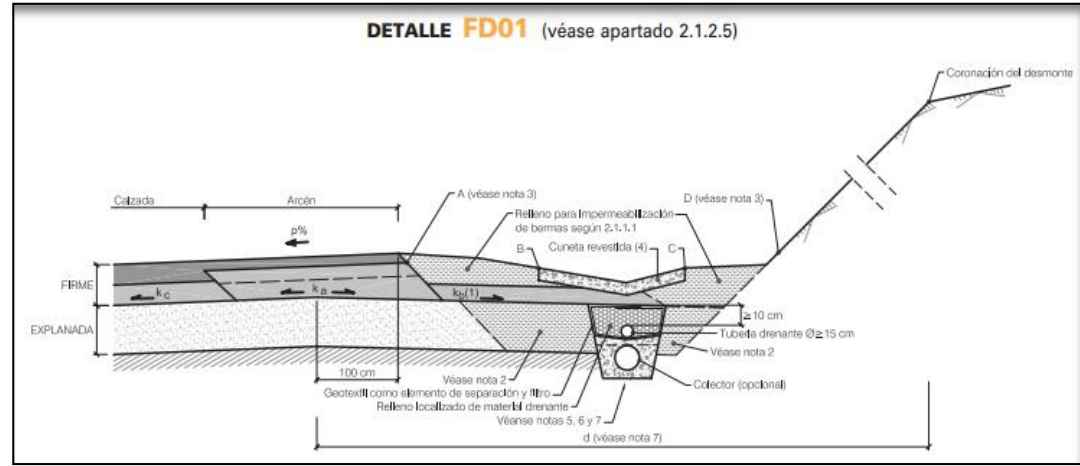
11.4.2. CRITERIOS DE DISEÑO

Para el diseño del drenaje del firme se ha tenido en cuenta las “Recomendaciones para el proyecto y construcción del drenaje subterráneo en obras de carretera”, OC 17/2003, del Ministerio de Fomento.

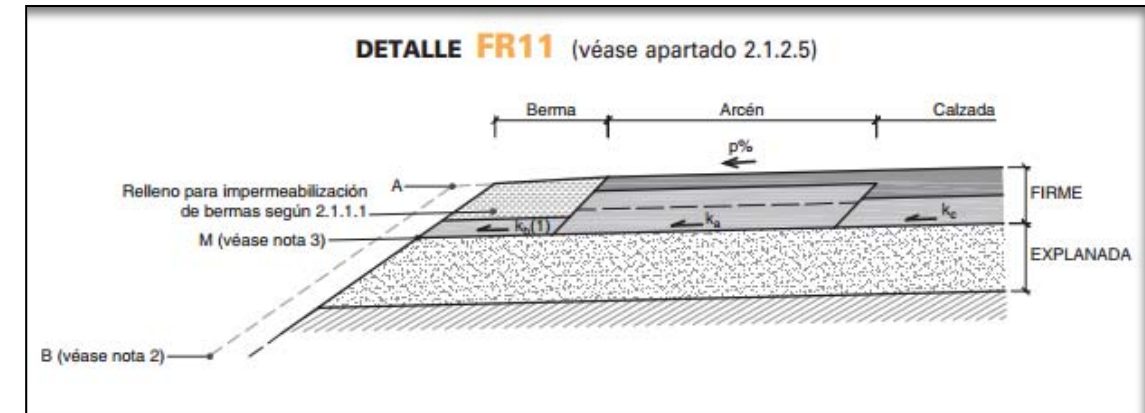
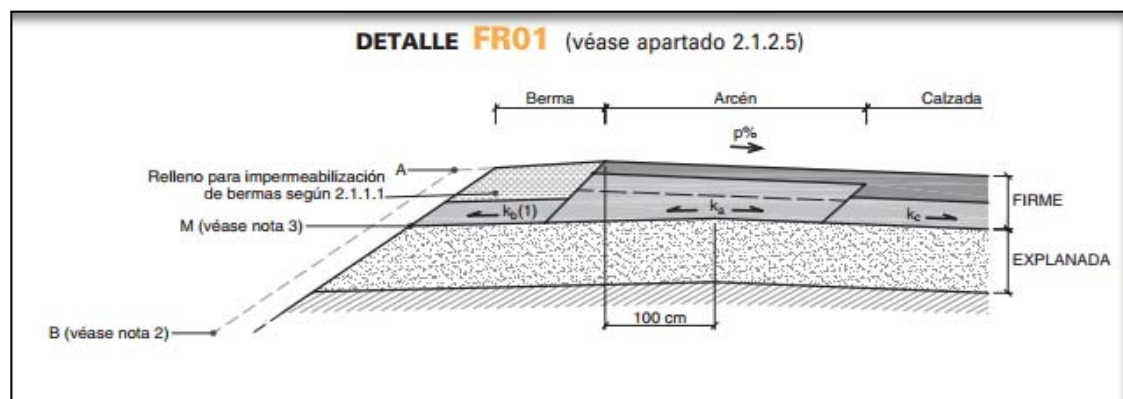
La OC 17/2003 no fija un período de retorno, pero establece unas fórmulas para el cálculo de los caudales. También incluye unos ejemplos de secciones tipo con las que se intenta mejorar el drenaje subterráneo de las infraestructuras. Dado que el firme es de mayor permeabilidad que la explanada, ya que no se puede asegurar que la capa superior de la explanada cumpla la condición de que en la capa superior se cumpla que el cernido por el tamiz de 0,080 sea inferior al 12% y que además su Índice de Plasticidad (IP) sea inferior a 20, o ya bien que el cernido por el tamiz de 0,080 sea inferior al 5%, por lo que se estaría en el CASO F (apartado 2.1.2.1. página 19 de la O.C.) es decir, con una explanada de baja permeabilidad.

En consecuencia, las secciones adoptadas como referencia para este Proyecto, son las siguientes:

Por lo tanto son de aplicación los detalles **FD01** (pendiente transversal de la calzada a favor) y **FD11** (contrapendiente) para las secciones en desmonte:



Para las secciones en terraplén son de aplicación los detalles **FR01** y **FR11**:



11.4.3. CONSTITUCIÓN DEL DRENAJE DEL FIRME

El tubo se situará bajo la cuneta, estará constituido por un tubo de PVC de 150 mm de diámetro, con paredes interiores lisas y situado en el interior de un relleno de material granular drenante, envuelto, a su vez, en un geotextil que actúa como elemento de separación y filtro.

El tubo dren consta de una parte de su perímetro perforado para captación (zona superior) y la restante sin orificios para conducción.

De acuerdo con la Orden Circular 17/2003, y debido a que, normalmente los caudales provenientes de escorrentía o de los elementos o sistemas de drenaje superficial suelen ser muy superiores a los que de ordinario circulan por los de drenaje subterráneo, en ningún caso se efectúan vertidos a estos últimos de aguas procedentes de escorrentía o del drenaje superficial de las obras, dado que se proyecta un sistema separativo para el drenaje subterráneo y el drenaje procedente de la escorrentía superficial.

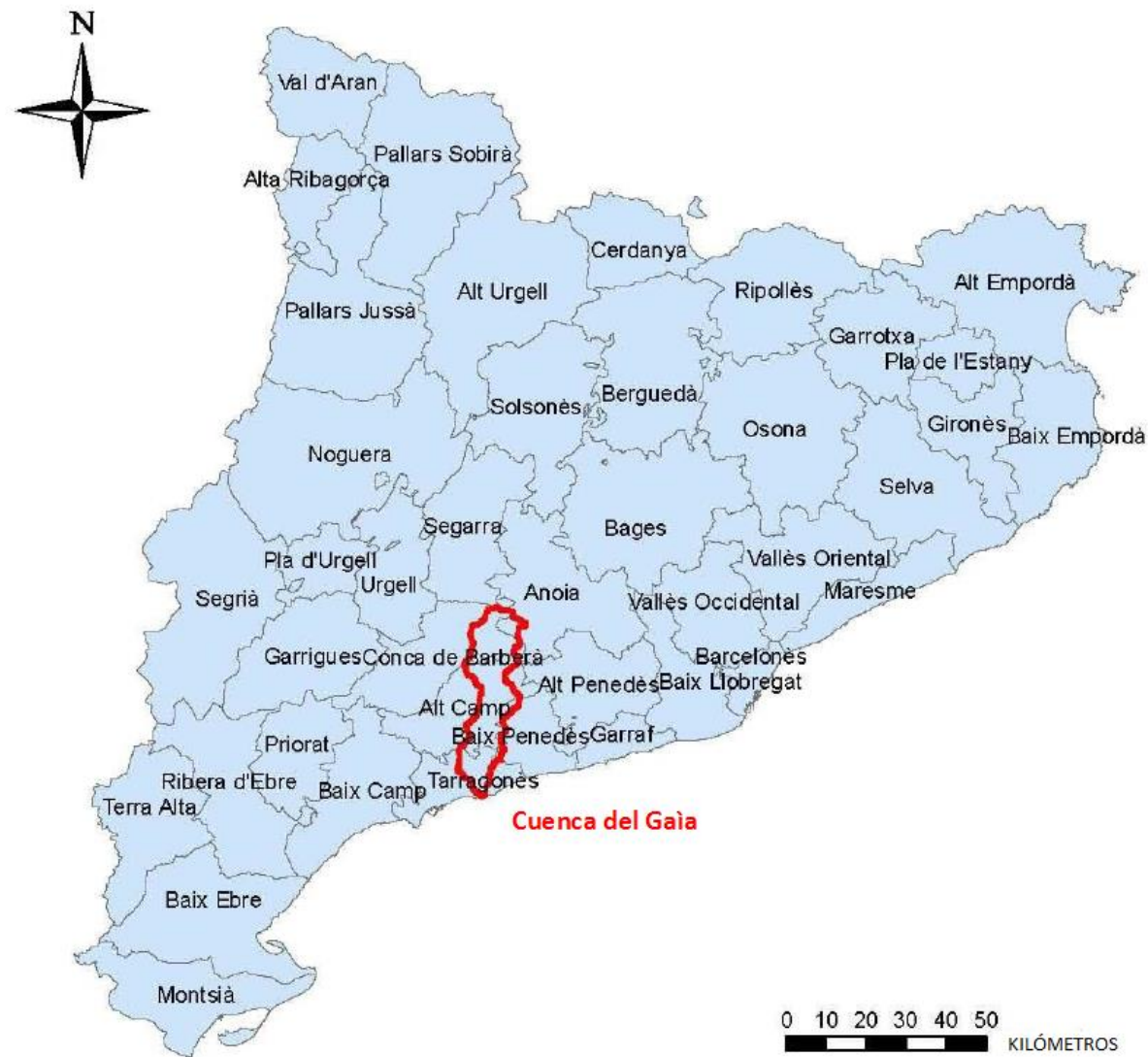
El agua que circula por las cunetas de mediana y desmonte, llega hasta las arquetas proyectadas, y a partir de ahí, se conduce por colectores con capacidad suficiente para transportar el caudal de las cunetas y el drenaje subterráneo. A su vez, estos colectores se disponen a una cota inferior al sistema de drenaje subterráneo, con lo cual, el caudal desaguado no alcanza el dren. Por tanto, el sistema es separativo, y acorde con los requerimientos de la Orden Circular 17/2003.

11.5. ESTUDIO HIDRÁULICO DE LA RIERA DEL GAIÀ

11.5.1. INTRODUCCIÓN

Con motivo de la redacción del Proyecto de Trazado “Autovía del Mediterráneo, A-7. Tramo: La Mora – La Pobla de Montornés”, en el que se define el desdoblamiento de la N-340, transformando la infraestructura existente en una vía con dos carriles por sentido de circulación, conlleva la ampliación de la estructura existente sobre la Riera del Gaià , por la margen sur.

El área de estudio es competencia de la Agencia Catalana del agua (ACA). La zona analizada se sitúa en la cuenca de la Riera Gaià . La mayor parte de la cuenca pertenece a la provincia de Tarragona, y una pequeña superficie pertenece a las provincias de Lérida y Barcelona.



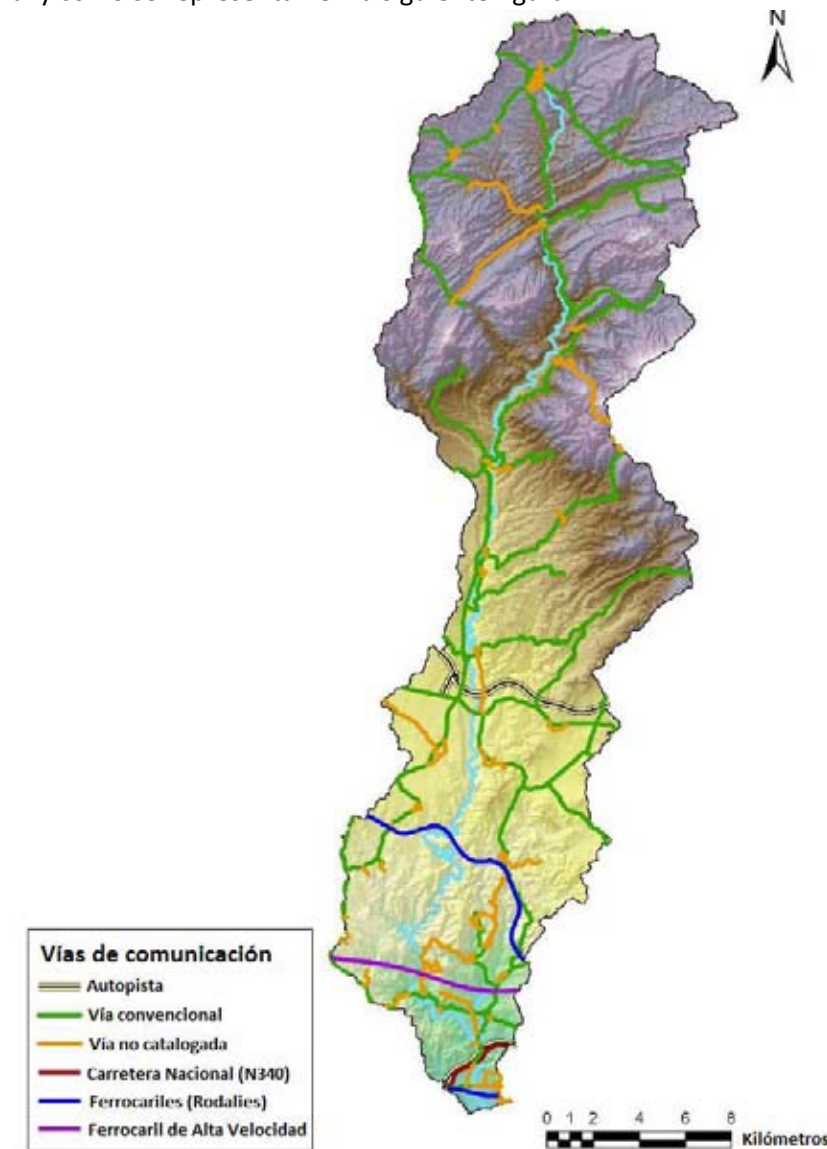
La cuenca del río Gaià se extiende desde el núcleo de Santa Coloma de Queralt hasta la desembocadura en el mar. El tramo final se define desde el Barranco de Salomón, a la altura del

viaducto de ferrocarril de la línea Barcelona – Flix (próximo, aguas abajo a la zona de estudio de este Proyecto).

Las principales infraestructuras que atraviesan la cuenca del Gaià , son:

Viarias:	<ul style="list-style-type: none"> - Autopista AP-7 - Autopista AP-2 - Carretera nacional N-340
Ferrovias:	<ul style="list-style-type: none"> - Líneas de ferrocarriles: R3; R14; R15 i R16 - Línea de Alta Velocidad

Tal y como se representan en la siguiente figura:



Según se indica en el estudio sobre la Planificación del espacio fluvial a la conca del Gaià realizado por la Agencia Catalana del Agua, la estructura correspondiente a la carretera nacional N-340 (en

el término municipal de Altafulla) no supone una afección relevante sobre el curso de la riera del Gaià . Por lo que, en este estudio, se define la ampliación de la estructura existente, por la margen sur (aguas abajo del curso fluvial).

Los objetivos principales del presente estudio son los siguientes:

- Determinación de las láminas de inundación en el cauce actual, para los distintos periodos de retorno a considerar y análisis de los resultados obtenidos para la definición geométrica de la nueva estructura propuesta.
- Definición de la geometría de la nueva estructura, determinación de las nuevas láminas de inundación para el escenario futuro obteniéndose así la influencia de la misma sobre el cauce.
- Comparación de ambos escenarios, situación actual y futura. La situación futura definirá la ampliación de la estructura existente siguiendo la geometría de la estructura actual.

Los pasos efectuados en el estudio, para la consecución de los objetivos definidos, son:

- Recopilación, análisis y síntesis de la información existente. Ordenación de la cartografía necesaria para modelizar hidráulicamente el cauce estudiado
- Recopilación de los estudios efectuados por la Agencia Catalana del Agua sobre la riera del Gaià :
 - o Contactos mantenidos con la Agencia Catalana del Agua: este organismo ha remitido el estudio hidráulico bidimensional de la Riera del Gaià en la zona de estudio, así como el estudio hidráulico unidimensional de la tramificación aguas arriba de la zona de estudio.
 - o Consultas en el visor web de la Agencia Catalana del Agua, en el que quedan integrados los resultados de los estudios hidrológicos e hidráulicos realizados por el Organismo de cuenca, sobre la riera en estudio.
- Estudios hidráulicos. Una vez recopilados los datos mencionados y consultado el estudio de Planificación del Espacio Fluvial de la Cuenca del Gaià (ACA), donde el organismo de cuenca indica que la estructura objeto de este estudio no representa afección relevante sobre el curso fluvial, se determina la idoneidad de realizar un estudio unidimensional (HECRAS), con el que se espera obtener:
 - o Determinación de la capacidad actual de la estructura existente.
 - o Análisis del comportamiento del cauce ante la ampliación de la estructura existente.

11.5.2. DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ACTUACIÓN: BAIX GAIÀ

El río Gaià toma este nombre ya dentro del término municipal de Santa Coloma de Queralt. Al cabo de unos 6 km, recibe al torrente denominado Ruideboix. El Ruideboix nace en la sierra de Queralt y desemboca en el Gaià cerca del municipio de Pontils. En este punto también recibe agua del arroyo de San Magín.

A partir de Pontils, el Gaià continúa dirección en Santa Perpètua de Gaià. Pasa cerca del municipio de Seguer y luego pasa por el término municipal de Querol dirección del Pont d'Armentera, donde recibe el Torrent de Rupit por margen derecha.

El Gaià continúa su curso atravesando el término municipal de Aiguamúrcia, pasando cerca de Santes Creus. Poco después desemboca el torrente de Ruibó por margen izquierda.

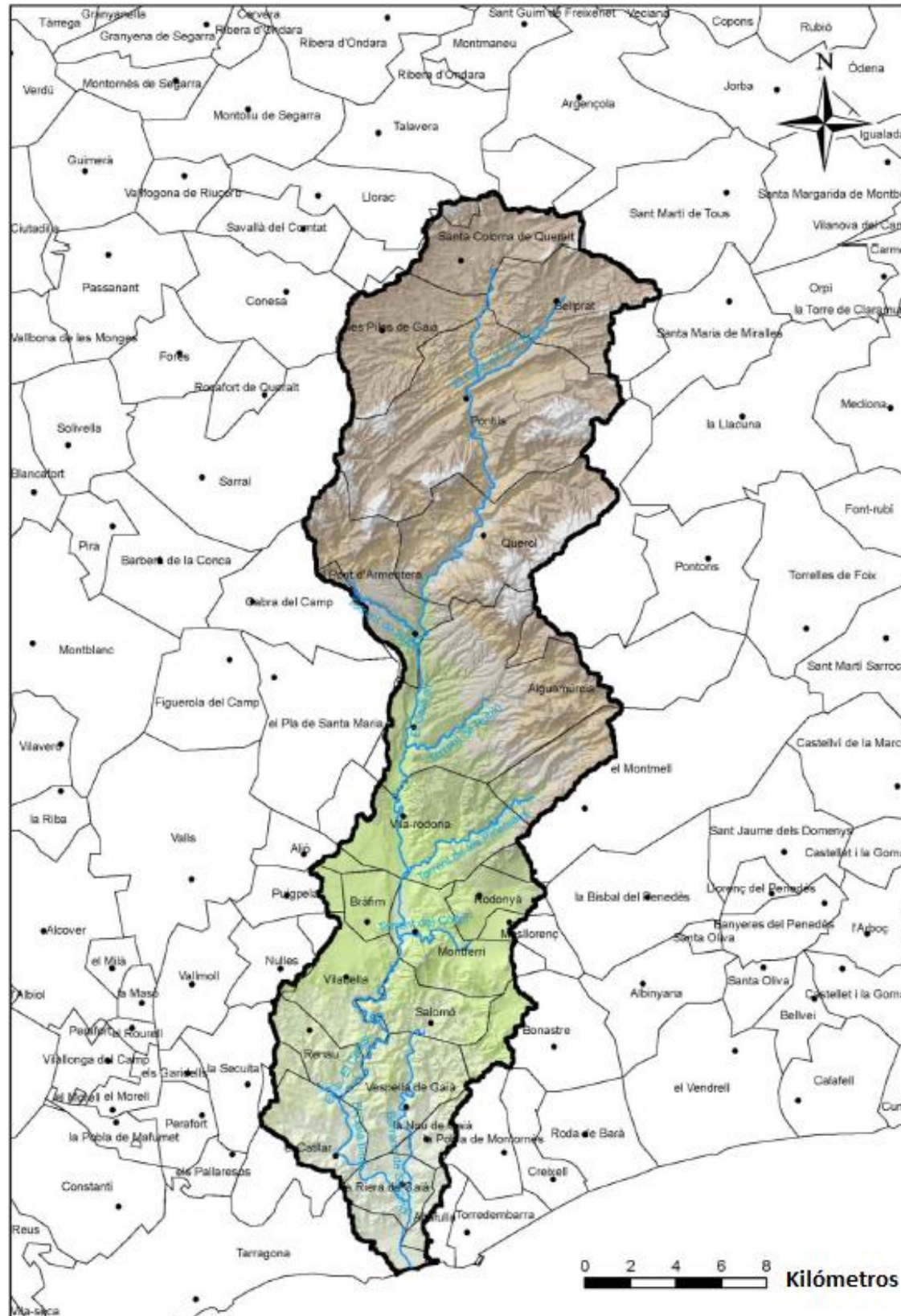
En su paso por el término municipal de Vila - Rodona, el GAIÀ presenta un tramo bastante meandriforme, que vuelve a ser más bien recto una vez pasado el municipio de Vila - Rodona. Al final de este término municipal, recibe el Torrent de las Pinetelles por la margen izquierda.

El río discurre después por el término municipal de Montferri, en el que recibe, también por su margen izquierda, el torrente de Cobol.

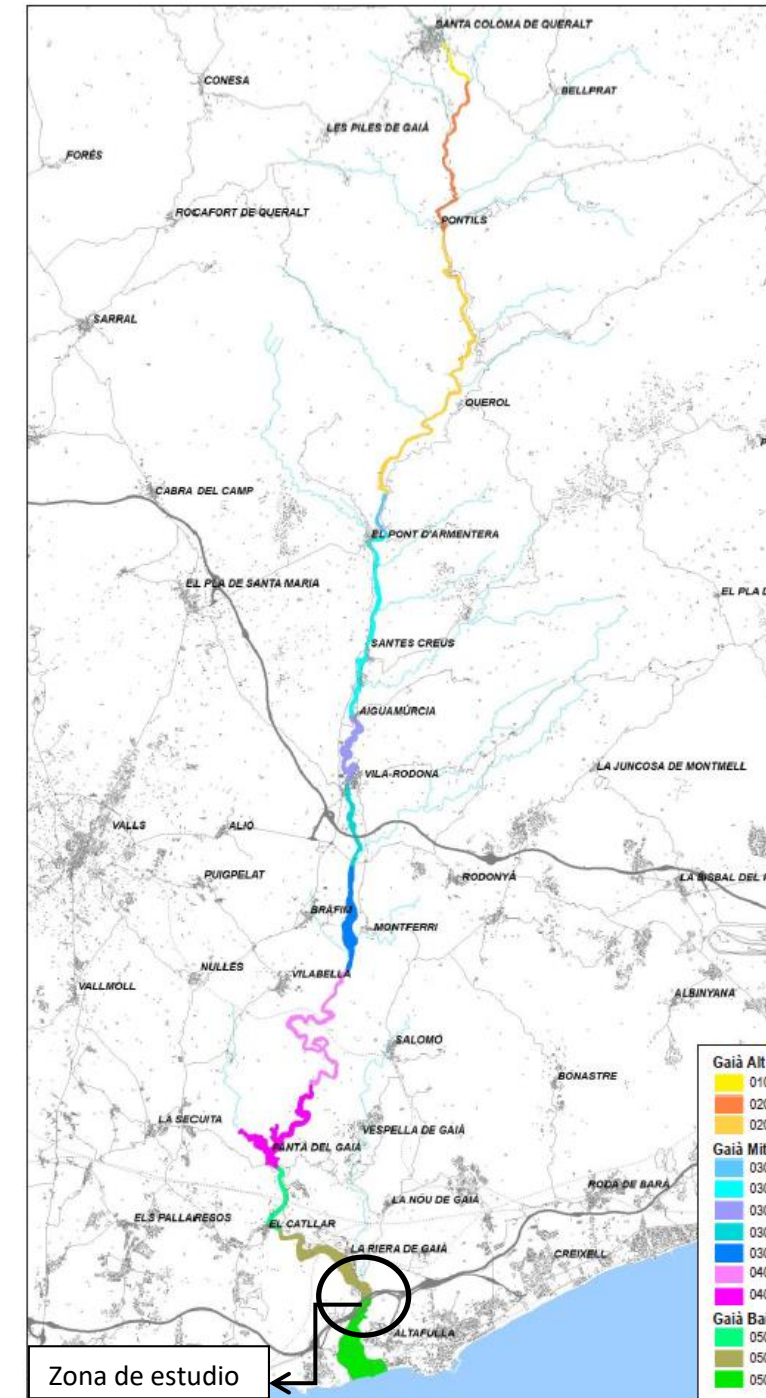
El último tramo de la parte alta del Gaià discurre por los términos municipal de Salomón, Vespeia de Gaià y Renau, con un trazado bastante meandriforme, hasta el embalse del Catllar.

El bajo Gaià pasa por los municipios de El Catllar y Riera del Gaià (donde se sitúa la zona de este estudio). Posteriormente recibe por margen izquierda las aguas del Barranco de Salomón, adentrándose finalmente en el término municipal de Tarragona, para desembocar entre los municipios de Tamarit y Altafulla.

En la siguiente imagen, se representa el recorrido del Gaià expuesto:



En el estudio de Planificación del Espacio Fluvial (PEF) de la cuenca del Gaià, realizado por la Agencia Catalana del Agua, se tramifica este curso fluvial según las regiones, subregiones y tramos fluviales, representados en la siguiente figura, de se observa que el tramo situado en la zona de estudio del presente Proyecto, se sitúa en el denominado “Gaià Baix”



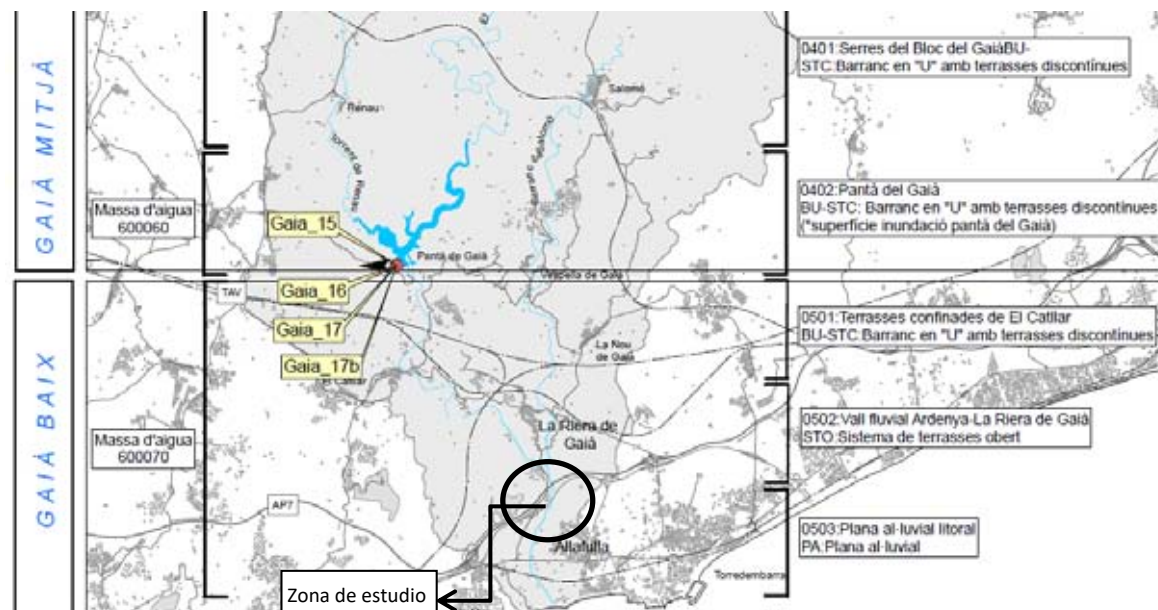
Según los datos publicados en la Planificación del Espacio Fluvial (PEF) de la cuenca del Gaià , el Baix Gaià presenta los siguientes datos:

Código	Nombre del tramo	Longitud (m)	h _{máx} (m)	h _{mín} (m)	Pendiente media	Área (ha)	Anchura media (m)
0503	Al-luvial litoral del Gaià	2 950,5	13,0	0,0	0,44%	174.71	592.15

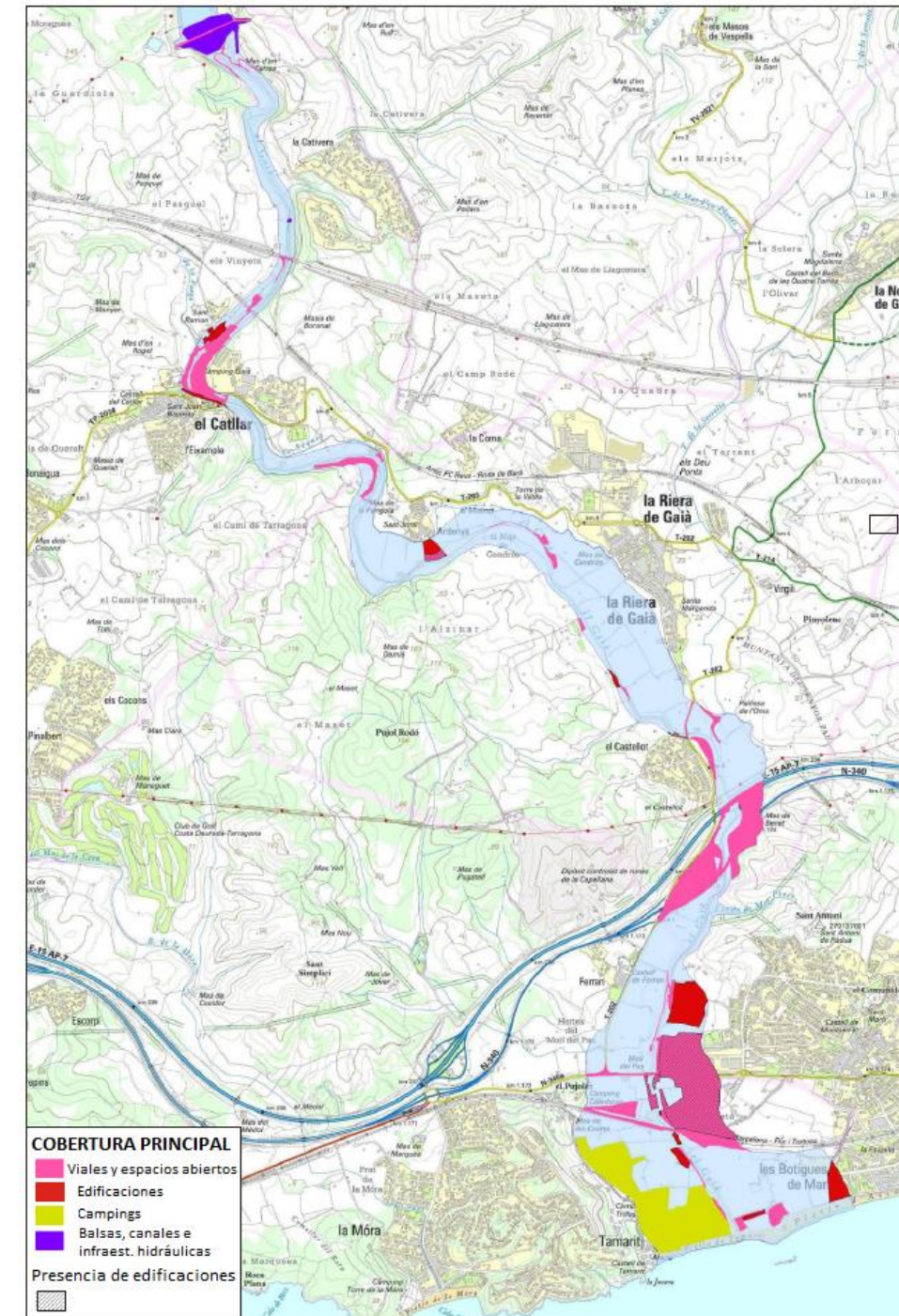
En la Planificación del Espacio Fluvial del Gaià se indican el afloramiento de las aguas superficiales de la cuenca. Así, en la zona de Gaià Baix, no se localizan aguas superficiales, muy próximo y dentro de la zona denominada Gaià Mitja, se detectan los siguientes afloramientos de aguas superficiales:

- Gaià 15: CR del Catllar
- Gaià 16: CR de la Riera del Gaià
- Gaià 17: Repsol_a
- Gaià 17: Repsol_b

Según se representa en la siguiente imagen:



Así, la presencia del agua en el tramo aguas abajo de la presa del Catllar (*zona de estudio*) es ocasional y de tipo torrencial, salvo el tramo final de la desembocadura donde reaparece el agua superficial en el afloramiento de la llanura aluvial litoral. En la zona baja del río Gaià, sobre todo entre la localidad de la Riera de Gaià y la desembocadura la invasión del espacio fluvial es muy significativa. Probablemente la construcción de la presa, que implica la casi falta continua de caudales aguas abajo, ha incentivado la ocupación del espacio fluvial durante las últimas cuatro décadas. En la siguiente figura se representan las coberturas artificiales dentro del espacio potencialmente fluvial del Gaià bajo, ocupada principalmente por ciudades, pueblos, zonas industriales, balsas y canales artificiales.



11.5.3. MAPAS DE DIAGNOSIS Y PROGNOSIS

En la página web de la Agencia Catalana del Agua, se encuentra disponible, para su consulta y descarga, la información espacial resultante del estudio hidráulico de la cuenca del Gaià.

En el Apéndice 4, se incluyen las láminas de inundación para la máxima avenida ordinaria, para el periodo de retorno de 10 años, para el periodo de 100 años y para el periodo de retorno de 500 años.

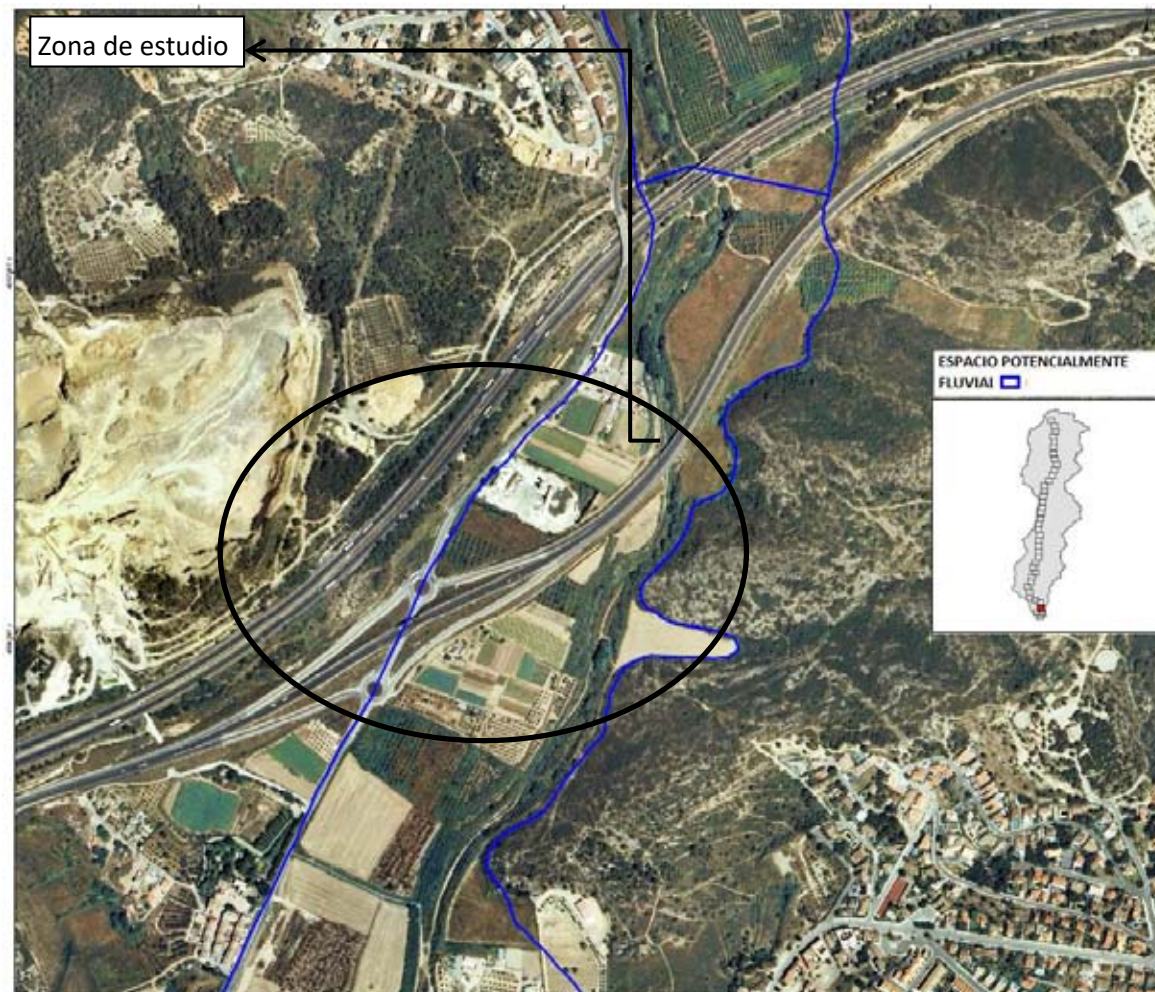
11.5.4. RECONOCIMIENTO DE CAMPO

Durante el mes de julio de 2015 se llevó a cabo un reconocimiento del campo de la zona de proyecto, basado en visitas a la zona de actuación y levantamientos taquimétricos de las estructuras existentes.

A partir del reconocimiento visual y de la información disponible (enviada por la Agencia Catalana del agua) se caracteriza el cauce mediante el establecimiento de los coeficientes de rugosidad.

Caracterización de los cauces

El espacio potencialmente fluvial de del Gaià en el entorno de zona de estudio de este Proyecto, según se observa en la siguiente ortofoto, y se ha expuesto anteriormente, está ocupada por infraestructuras (AP-7, actual N-340), zonas de aprovechamiento agrícola, polígonos industriales y algo más alejado, núcleos de población.



Las siguientes imágenes, corresponden al cauce del Gaià en la estructura existente en la N-340:



Estructura existente N-340 / Gaià



Estructura existente N-340 / Gaià



Estructura existente N-340 / Gaià



Cauce aguas abajo tras estructura existente N-340 / Gaià

Coefficiente de rugosidad

A partir de los coeficientes de rugosidad definidos por Ven Te Chow, en su publicación “Hidráulica de los Canales Abiertos”, que se incluyen a continuación, y según los datos expuestos anteriormente, se definen la rugosidad a emplear en el estudio hidráulico del cauce en la zona de estudio.

TABLA 2.5.1
Coefficientes de rugosidad de Manning para varias superficies de canales abiertos

Material	Coefficiente de rugosidad de Manning típico
Concreto	0.012
Fondo de grava con lados de	
– concreto	0.020
– piedra	0.023
– riprap	0.033
Canales naturales	
Limpios y rectos	0.030
Limpios y curvos	0.040
Curvos con hierbas y piscinas	0.050
Con matorrales y árboles	0.100
Planicies de inundación	
Pastos	0.035
Cultivos	0.040
Hierbas y pequeños matorrales	0.050
Matorrales densos	0.070
Árboles densos	0.100

Fuente: Chow, 1959.

El cauce, poco definido, corresponde a una “planicie de inundación” con hierbas y pequeños matorrales, por lo que se toma como coeficiente de rugosidad de Manning el valor de 0,050.

Para el caso de los márgenes, a lo largo del cauce en estudio, se suceden cultivos e infraestructuras, por lo que tomando un criterio conservador se asimila la rugosidad a un coeficiente de Manning de 0,070.

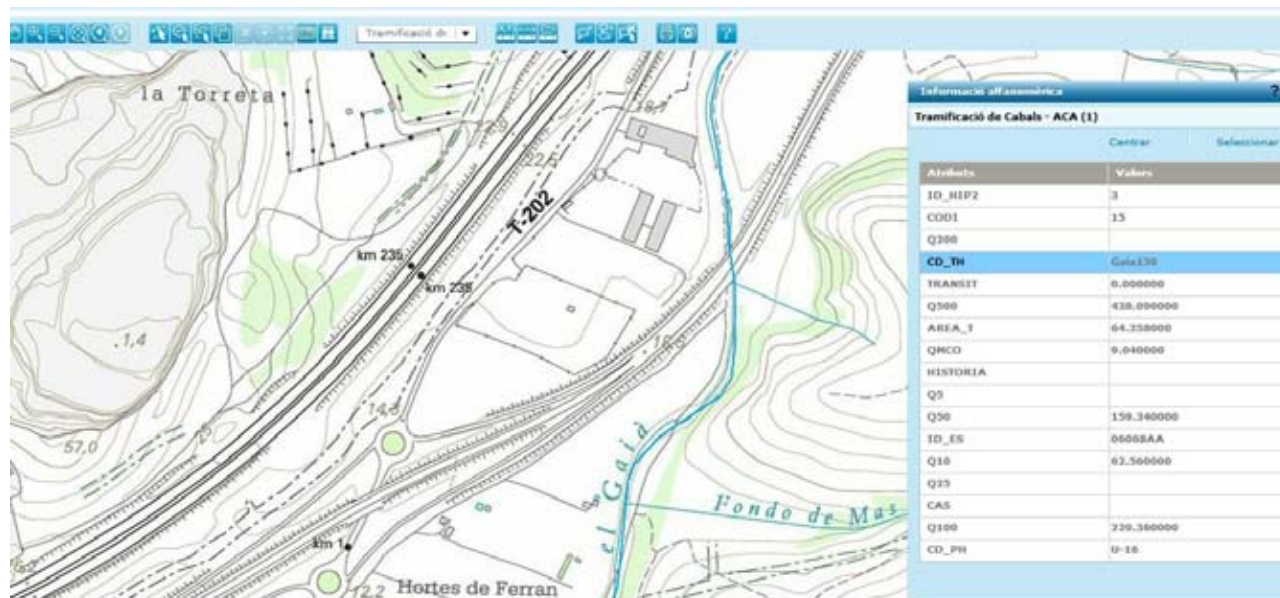
11.5.5. CAUDALES DE CÁLCULO

Para determinar los caudales de cálculo se realiza consulta en el visor web de la Agencia Catalana del Agua, en el cruce del cauce con la actual N-340.

Así, los caudales de la riera del GAIÀ considerados, se indican en la siguiente tabla:

Cuenca riera GAIÀ s/ tramificación de caudales del ACA	Q _{mco}	9,04 m ³ /s
	Q _{10 años}	62,56 m ³ /s
	Q _{50 años}	159,34 m ³ /s
	Q _{100 años}	220,36 m ³ /s
	Q _{500 años}	438,09 m ³ /s

En la siguiente imagen se incluye la consulta realizada en el visor de la Agencia Catalana del Agua.



11.5.6. ESTUDIO HIDRÁULICO

El estudio hidráulico tiene como fin la evaluación del comportamiento de los cauces ante eventos de avenidas cuantificados en la fase anterior de estudio hidrológico. Como consecuencia se obtiene una estimación de los calados correspondientes y, por comparación con la topografía de la zona, pueden por tanto definirse las zonas inundables para cada período de retorno considerado.

Por tanto, los aspectos fundamentales que determinan el desarrollo del estudio hidráulico son:

- Herramienta de simulación hidráulica, que en este caso consiste en la aplicación del modelo HEC-RAS (Hydrologic Engineering Corps, River Analysis System), desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros Hidráulicos del Ejército de EE.UU., que constituye hoy día el modelo matemático más comúnmente aplicado en la ingeniería civil.
- Cartografía específica del cauce, incluyendo la parametrización del mismo y la consideración de la estructura existente.
- Análisis de los resultados, tanto a efectos de calibración o ajuste del modelo matemático, como de evaluación de la incertidumbre asociada a sus resultados, lo cual se lleva a cabo mediante el desarrollo de un análisis de sensibilidad.

Estos aspectos se describen en detalle en las siguientes secciones de la presente memoria.

11.5.6.1. Modelo matemático

El programa informático HEC-RAS es un sistema que integra en una interfaz gráfica de usuario el modelo matemático con funcionalidades de importación-exportación de datos, representación gráfica de geometrías y resultados y tabulación de parámetros de entrada y variables de salida.

El modelo matemático está diseñado para realizar simulaciones unidimensionales en régimen estacionario o transitorio, tanto en tramos sencillos como en redes fluviales complejas. En el presente caso se ha adoptado la hipótesis de estacionariedad, lo cual implica asumir que el régimen de flujo varía gradualmente en el espacio, en modo temporal estacionario. El régimen de flujo puede ser subcrítico, supercrítico o mixto.

Asimismo, es necesario asumir que el flujo se puede caracterizar a partir de un esquema unidimensional, pues no se tienen en cuenta otras componentes de la velocidad que no sean las de la dirección principal de flujo según el cauce.

El procedimiento de cálculo se basa en la resolución de la ecuación de la energía (1):

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (1)$$

donde Y es el calado, Z la cota del lecho del canal, el coeficiente de velocidad o coeficiente de Coriolis, g la aceleración de la gravedad, he la pérdida de energía entre secciones y V la velocidad media (caudal/área).

Las pérdidas de carga he se calculan a partir de los coeficientes de rugosidad de Manning y los coeficientes de expansión y contracción según la expresión (2) siguiente:

$$h_e = L\bar{S}_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (2)$$

donde L es la distancia ponderada entre secciones, \bar{S}_f la pendiente de fricción representativa del tramo entre las dos secciones consideradas y C el coeficiente de pérdidas de carga locales por contracción o expansión.

La longitud del tramo se pondera entre cauce y márgenes como se indica en (3):

$$L = \frac{L_{lob}\bar{Q}_{lob} + L_{ch}\bar{Q}_{ch} + L_{rob}\bar{Q}_{rob}}{\bar{Q}_{lob} + \bar{Q}_{ch} + \bar{Q}_{rob}} \quad (3)$$

donde Llob, Lch y Lrob son las longitudes del tramo entre secciones, medidas a lo largo de la margen izquierda, el cauce y la margen derecha respectivamente; \bar{Q}_{lob} , \bar{Q}_{ch} y \bar{Q}_{rob} son sus caudales circulantes correspondientes.

Dichos caudales se evalúan según la expresión de Manning (4), con el coeficiente de transporte definido mediante (5).

$$Q = KS_f^{1/2} \quad (4)$$

$$K = \frac{1.486}{n} AR^{2/3} \quad (5)$$

donde K es el coeficiente de transporte, R el radio hidráulico (relación entre el área y el perímetro mojado) y \bar{S}_f se denomina la pendiente de fricción representativa, definida como (6):

$$\bar{S}_f = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2} \right)^2 \quad (6)$$

Cuando existen variaciones rápidas en la superficie libre del agua, en presencia de singularidades (cambios de pendiente, puentes, azudes o confluencias) y en definitiva cambios en el régimen de flujo (flujo mixto rápido-lento), se debe aplicar la ecuación del momento (7), obtenida al considerar la segunda Ley de Newton en un volumen de agua confinado por dos secciones transversales consecutivas.

$$P_2 - P_1 + W_x - F_f = Q\rho\Delta V_x \quad (7)$$

donde Pi es la fuerza debida a la presión hidrostática en la sección i, Wx la fuerza debida al peso del agua en la dirección del flujo, Ff la fuerza debida al rozamiento entre las secciones 1 y 2, Q el caudal, ρ la densidad del agua y ΔV_x la variación de la velocidad entre las secciones 1 y 2, en la dirección del flujo.

En esencia, la ecuación de la energía (1) no puede aplicarse cuando existen cambios en el régimen de flujo (es decir, se atraviesa el calado crítico). En el presente trabajo se han evaluado las tres posibles hipótesis (régimen lento, mixto o rápido) seleccionando aquella que proporcionaba los resultados más razonables.

La aplicación de esta metodología permite evaluar las zonas inundables bajo condiciones actuales, pero también puede ser utilizado para estudiar la influencia de cambios que pudieran eventualmente producirse (construcción o demolición de obras de fábrica, realización de encauzamientos o estudio de escenarios climáticos).

El programa cuenta con una posibilidad de exportación en formato SIG, que permite establecer y mantener la referenciación geográfica tanto para la geometría como para las estimaciones del modelo. Esta opción se ha utilizado en el presente caso, de modo que los resultados que se presentan en el presente informe se han generado mediante transferencia directa de aquéllos sobre la cartografía disponible.

11.5.7. CARTOGRAFÍA ESPECÍFICA DEL CAUCE

11.5.7.1. Secciones transversales

El modelo geométrico del cauce consta secciones transversales cada 20 metros (aproximadamente).

Así mismo el modelo permite la interpolación de aquellas secciones que por ubicación o estudio particular, interese representar gráficamente.

Las secciones transversales han de satisfacer una serie de características para que la representatividad del modelo geométrico sea suficiente:

- Constaten las variaciones de sección del cauce a lo largo del tramo.
- En tramos curvos, permitan evaluar adecuadamente las distancias recorridas por el flujo tanto en el cauce como en las márgenes.

- En el entorno de puentes y azudes deben permitir evaluar las pérdidas de carga por contracción y expansión.
- Adicionalmente es necesario establecer, para el completado del modelo geométrico:
- Definir en cada sección transversal la parte que corresponde al cauce y a las márgenes izquierda y derecha.
- Las distancias medias entre una sección y la ubicada, inmediatamente aguas abajo de la misma, tanto para la línea de cauce como para cada una de sus márgenes.
- Asignar coeficientes de rugosidad de Manning y los coeficientes de contracción y expansión del flujo hidráulico.
- Caracterización de otros aspectos geométricos (motas, edificios, zonas de flujo no efectivo –remansos-, etc.)
- Caracterización de obras de fábrica o estructuras que puedan afectar al cauce
- Coordenadas geométricas de los extremos de las secciones transversales, para preservar la georreferenciación de los resultados del modelo matemático y facilitar su inclusión en sistemas de información geográfica.

Para la delimitación del cauce dentro de las secciones transversales se ha atendido fundamentalmente a la observación de los cambios de pendiente en cada sección transversal.

Cuando se han observado cambios bruscos en las características del cauce (p.e. su anchura en planta) se ha recurrido a la observación de la cartografía disponible con el objeto de verificar su correcta definición.

Posteriormente se ha procedido a la medición de las distancias respecto a la sección transversal precedente.

La asignación de los coeficientes de rugosidad se ha realizado sobre la base de valores estándar recomendados por la ACA, tomando como referencia las tablas incluidas en el manual de hidráulica de HEC-RAS y la publicación de Ven Te Chow. No obstante, se ha observado que la sensibilidad de los resultados del modelo matemático a cambios apreciables de estos coeficientes es muy baja en el entorno de los valores indicados en dichas tablas, por lo que se no se ha procurado estimar con gran detalle estos parámetros.

La identificación de los usos del suelo se ha basado en la observación directa de las ortofotos y en la información recogida en la inspección del tramo realizada en la visita de campo.

Los coeficientes de contracción y expansión son los que permiten representar las pérdidas de carga debidas a la variación de la altura de velocidad entre secciones de cálculo sucesivas o, de otro modo, por las variaciones en el régimen de flujo.

En el caso de las secciones transversales se han utilizado en todos los casos los valores comúnmente aceptados en la industria: 0.1 para los coeficientes de contracción y 0.3 para los coeficientes de expansión. La validez de esta aproximación exige en primer término que la transición del flujo sea

gradual entre secciones de cálculo sucesivas, lo cual ha podido constatarse en general, en ausencia de obras de fábrica que se estudian en profundidad en el apartado siguiente.

11.5.7.2. Estructuras y Obras de fábrica

La implantación de puentes y azudes en el modelo geométrico requiere disponer de secciones de cálculo ubicadas de modo adyacente, A/arriba y A/abajo de la obra. En este trabajo se han utilizado sendas secciones, distantes aproximadamente 3 m de la obra, que han sido derivadas de la cartografía existente (alzados y taquimétricos) y, en caso de no estar disponibles, a partir de las secciones de cauce más cercanas existentes en combinación con la mejor cartografía disponible.

A efectos de cálculo, el modelo matemático diferencia dos situaciones:

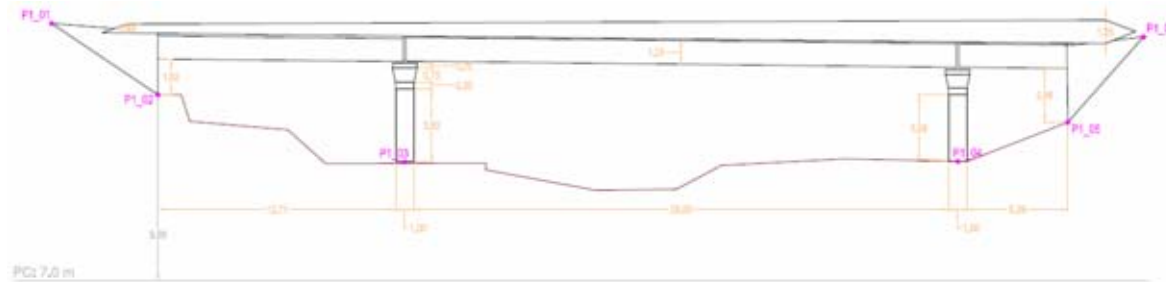
- Caudales bajos que no afectan a la estructura puesto que la totalidad del flujo tiene lugar a través de su luz. En este caso se han aplicado las ecuaciones de la energía (1) o del momento (6). En (6) se considera además el dragado que el flujo de agua produce en las pilas del puente si existiesen y, en consecuencia, la pérdida de carga originada en la fuerza requerida por el flujo para moverse alrededor de las mismas.
- Caudales altos, durante los cuales la velocidad alcanza valores muy elevados. En este caso, se tendrán que calcular las erosiones.
- El golpeo del agua sobre la obra origina un retroceso del flujo y a su vez un flujo a través de su luz, que se determina mediante un parámetro de flujo dependiente de si el puente se encuentra sumergido solamente A/Arriba del mismo o por ambos lados.
- Flujo sobre el puente, el cual se evalúa mediante la ecuación genérica de flujo sobre pared gruesa y se ajusta igualmente mediante un coeficiente de vertido.

Para definir la estructura existente, se parte de los levantamientos taquimétricos realizados. Su definición no presenta problemas especiales de implantación de la geometría en el modelo matemático, dado que éste requiere la incorporación por separado de ambos elementos (tablero y pilas) para realizar los cálculos específicos de cada uno de ellos.

La definición de la ampliación de la estructura, consiste en la ampliación del tablero existente y la correcta definición de la sección aguas abajo.

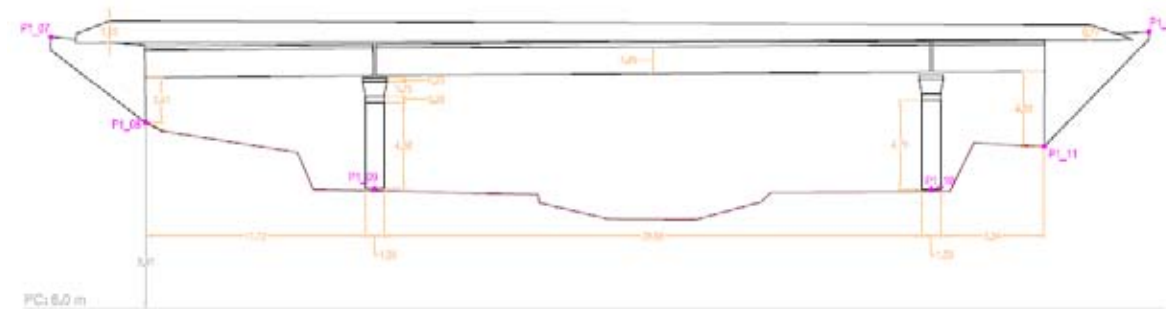
Así, las pilas se han caracterizado por su geometría y el coeficiente de dragado. Además, es necesario indicar la forma de la pila (coeficiente de forma, tomado del manual de referencia del modelo) y el ángulo de ésta respecto de la dirección principal del flujo (en general se construyen paralelas al mismo).

La estructura existente, se define según los croquis incluidos a continuación:

Esquema estructura existente. Aguas arriba.


COORDENADAS ETRS89 - HS1

N	X	Y	Z
P1_01	362900.74	4556876.53	18.77
P1_02	362897.56	4556871.80	15.04
P1_03	362892.52	4556859.15	11.34
P1_04	362875.09	4556835.22	11.37
P1_05	362869.18	4556832.22	13.47
P1_06	362866.59	4556829.10	18.05

Esquema estructura existente. Aguas abajo.


COORDENADAS ETRS89 - HS1

N	X	Y	Z
P1_07	362867.13	4556797.33	19.51
P1_08	362870.27	4556801.30	14.94
P1_09	362875.90	4556812.30	11.42
P1_10	362893.30	4556836.34	11.38
P1_11	362898.62	4556839.95	13.67
P1_12	362901.87	4556844.50	19.80

11.5.8. MODELO HIDRÁULICO

11.5.8.1. Planteamiento del modelo hidráulico

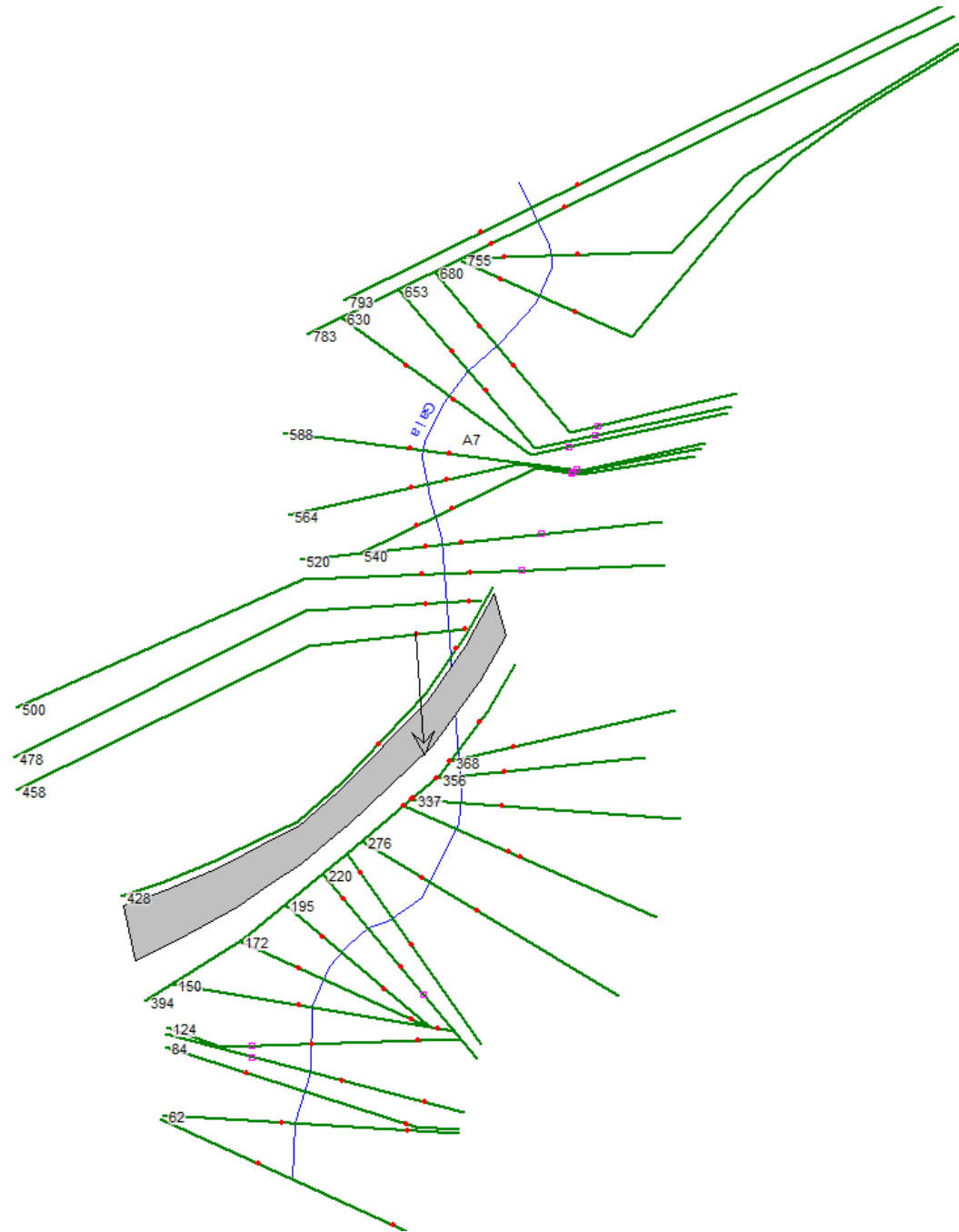
Para construir el modelo hidráulico se siguen las siguientes fases:

1. Recopilación de la información disponible: cartografía general y específica del cauce, secciones transversales, alzados de los elementos singulares (puentes y azudes), fotografías, ortofotos, reconocimiento de campo y otros estudios antecedentes.
2. Análisis de datos y detección de errores (orientación de las secciones transversales, control de cotas absolutas, etc.)
3. Definición de la red fluvial objeto del estudio, incluyendo ríos y arroyos afluentes, galerías y salidas de colectores, y elementos singulares a considerar.
4. Desarrollo del modelo geométrico, incorporando sucesivamente al modelo las secciones transversales y las obras de fábrica.
5. Parametrización del modelo, a partir de la observación de ortofotos y de la información recopilada en campo mediante observación directa y reportaje fotográfico.
6. Establecimiento de hipótesis de flujo, pudiendo optar por regímenes de flujo lento, rápido o mixto y eligiendo el más adecuado para cada período de retorno.
7. Ajuste del caso base; en función de la información disponible el modelo matemático se calibra o ajusta hasta obtener la mejor solución para cada período de retorno.
8. Exportación de los resultados del modelo en formato GIS y transferencia sobre la cartografía, representando las líneas de inundación para cada período de retorno.
9. Ajuste de la evaluación de las zonas inundables a la cartografía para corregir las zonas comprendidas entre secciones de cálculo adyacentes.

11.5.8.2. Desarrollo del modelo hidráulico

Como se ha comentado, el desarrollo del modelo comprende en esencia las fases de construcción del modelo geométrico, parametrización del cauce y elementos singulares, y establecimiento de las condiciones de contorno y régimen de flujo.

La construcción del modelo geométrico se realiza incorporando, sucesivamente, los trazados longitudinales de los cauces, las secciones transversales de cálculo y la estructura, dando lugar al siguiente esquema.



Esquema de la red fluvial, secciones de cálculo y estructura existente: Gaià

Como se expuso previamente, la parametrización del modelo implica definir los números de Manning del cauce, para representar su rugosidad, las condiciones de contorno, los coeficientes de expansión y contracción y los parámetros específicos de los puentes a incluir en el modelo. Por tanto, se distinguen:

Los números de Manning se han seleccionado a partir de la caracterización visual de cauce y márgenes, realizada al efecto a partir de la observación directa en campo.

El cauce, poco definido, corresponde a una “planicie de inundación” con hierbas y pequeños matorrales, por lo que se toma como coeficiente de rugosidad de Manning el valor de 0,050 para todo el tramo.

Para el caso de los márgenes, a lo largo del cauce en estudio, se suceden cultivos e infraestructuras, por lo que tomando un criterio conservador se asimila la rugosidad a un coeficiente de Manning de 0,070.

Así mismo para la estructura existente se ha adoptado un valor de 0,035 (combinación del lecho natural mampostería).

N de Manning	
Cauce	0,035
Márgenes	0,070
Estructura	0,050

Para el establecimiento de las condiciones de contorno del modelo se ha tomado en cuenta la información disponible de los modelos en tramos anexos al del objeto del estudio. Las condiciones de contorno se han aplicado a través de la opción “Normal Depth” del modelo matemático, que representa la pendiente de la línea de energía, aproximada mediante la pendiente media del lecho a escala local, dado que ésta es una aproximación plausible de la misma. Otras opciones de caracterización de los contornos requieren el conocimiento de datos que en general, no están disponibles. Los coeficientes de expansión y contracción en secciones y puentes se han aplicado de acuerdo a los valores propuestos en la bibliografía, 0,1 y 0,3.

En general las secciones transversales han resultado tener una longitud suficiente para transportar las avenidas correspondientes a los períodos de retorno de frecuencia baja (100 y 500 años).

11.5.8.3. Modelos Hidrológicos planteados

Se estudia el desarrollo de dos modelos que comprenden en la situación actual y la solución futura, como se describe a continuación:

SITUACIÓN	MODELO	DESCRIPCIÓN
ACTUAL	-	Se considera la estructura existente
FUTURA	ALTERNATIVA I	Se considera la ampliación de la estructura existente

11.5.8.4. Resultados obtenidos

Según se indica en la Guía Técnica: “Recomanacions tècniques per el disseny d’infraestructures que interfereixen amb l’espai fluvial”, de la Agencia Catalana del Agua, para la modificación de viaductos existentes:

Se podrá realizar cualquier ampliación de plataforma de puente existente para el paso de tráfico de vehículos a motor siempre y cuando quede garantizada la capacidad de este para una avenida de 500 años de periodo de retorno, y se garantice un resguardo libre mínimo de un metro y una sobreelevación máxima de 0,5 m; en lugar de 0,30 m establecidos para la obra nueva.

Por tanto, a partir del proceso descrito, se consiguen los resultados que se indican en los apartados siguientes, para el periodo de retorno de 500 años, con el objetivo de analizar el cumplimiento de las prescripciones marcadas por la Agencia Catalana del Agua en la modificación de viaductos existentes.

11.5.8.5. Ejecución del modelo. Situación actual

En este apartado se muestran los resultados de la simulación para el periodo de retorno de 500 años para el ámbito del estudio en su estado actual.

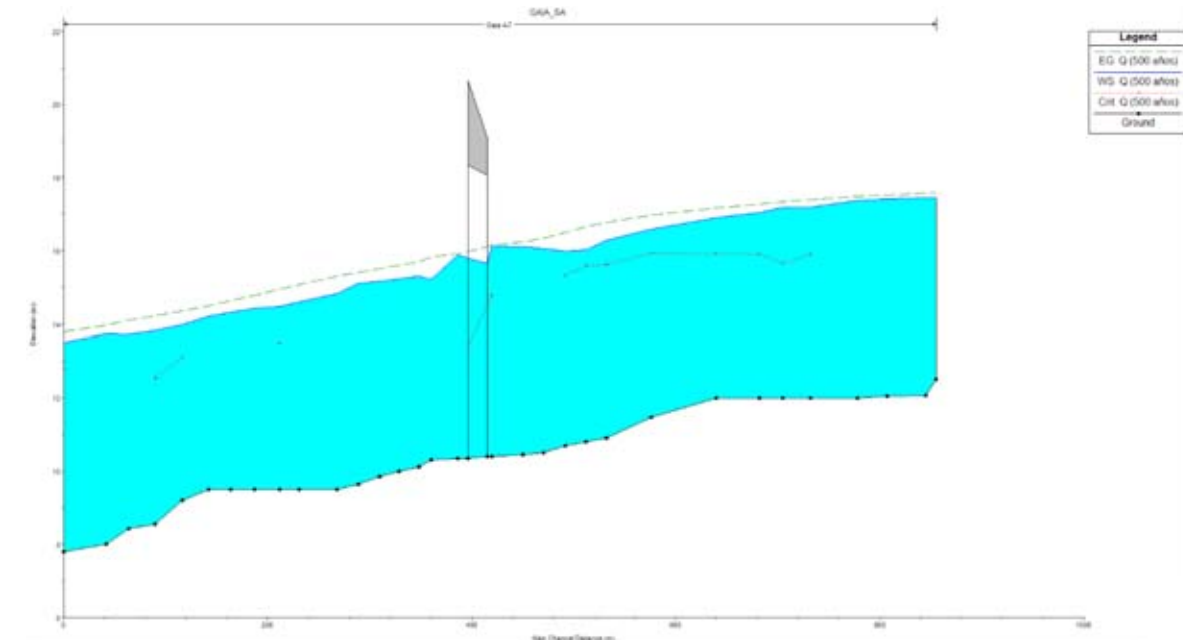
Con los resultados obtenidos se traslada a un plano las líneas de inundación de cada una, para su comprobación e interpretación.

Para la obtención de los cálculos finales, y durante el trabajo con el programa HEC-RAS, se han realizado una serie de interpretaciones que a continuación se especifican:

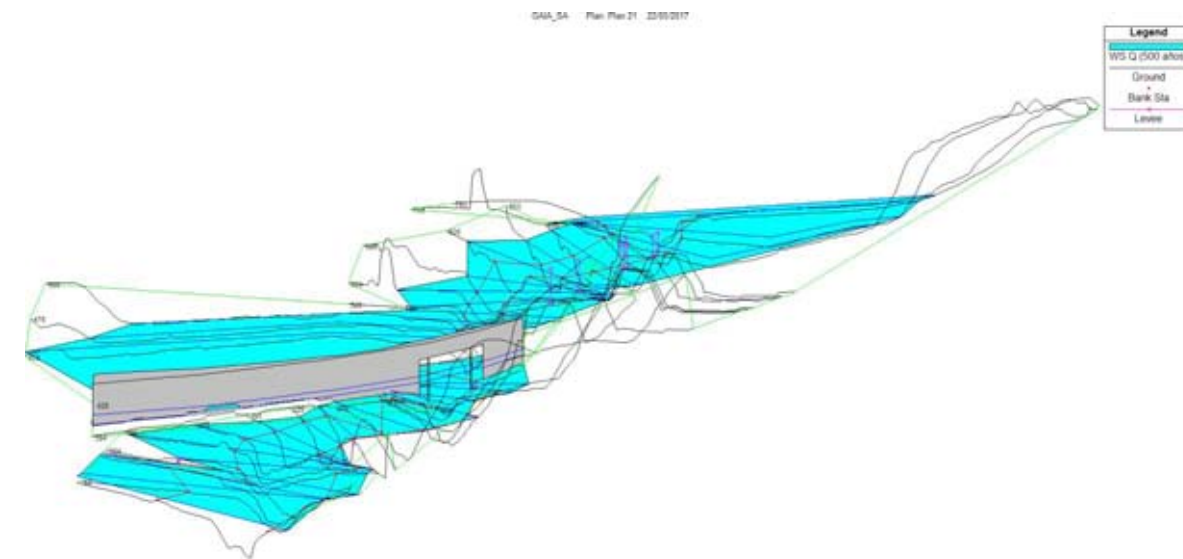
- a) Es necesario utilizar la función levees, para indicarle al programa que el agua discurre por el cauce. Se ha ido tanteando sección a sección hasta comprobar el punto en el cual se produce el desbordamiento, secciones en las cuales no se actúa.
- b) Aunque el espesor de la vegetación (por tanto, el valor de rugosidad) existente en la zona de estudio dentro del cauce difiere, en el estudio se ha mantenido el valor más desfavorable correspondiente al tramo de cauce natural.

11.5.8.5.1. Inundación de la situación ACTUAL T= 500 años

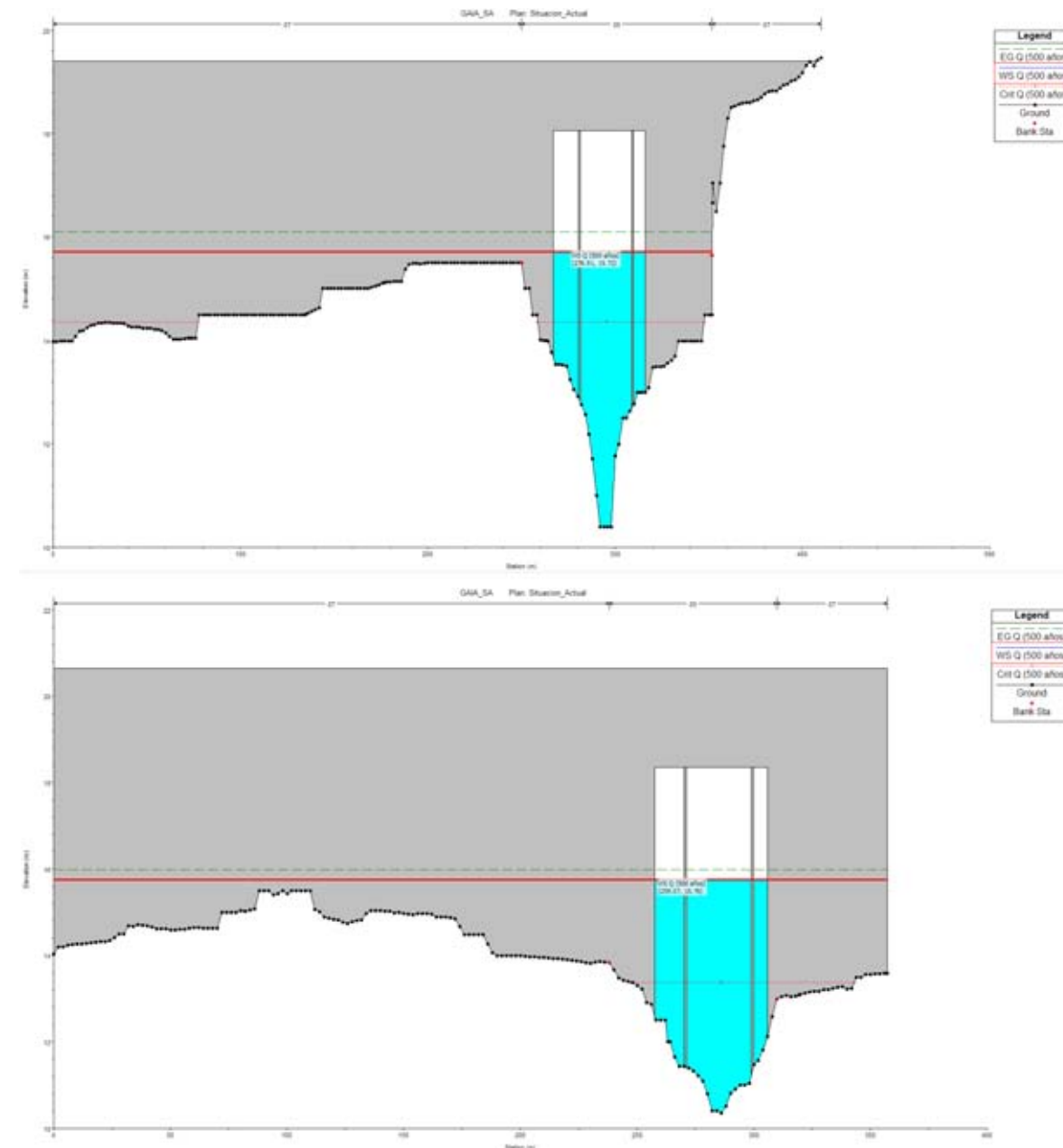
PERFIL LONGITUDINAL



SUPERFICIE DE INUNDACIÓN



DETALLE SECCIONES A/ARRIBA Y A/BAJO PREVIO A LA ESTRUCTURA



SITUACIÓN ACTUAL												
Cauce	Estación	Periodo (años)	Q Total (m3/s)	Calado mín. (m)	Calado (m)	Calado crít. (m)	Elev. Línea energ. (m)	Pte. (m/m)	Vel (m/s)	Área mojada (m2)	Ancho lámina (m)	Nº Froude
GAIÀ	793	mco	9,04	12,50	13,32	13,32	13,53	0,03	2,03	4,45	10,89	1,00
GAIÀ	783	mco	9,04	12,07	13,21	13,23	0,00	0,60	15,00	24,23	0,24	
GAIÀ	755	mco	9,04	12,05	13,17	13,18	0,00	0,51	17,60	21,40	0,18	
GAIÀ	726	mco	9,04	12,00	13,12	13,14	0,00	0,72	12,54	21,18	0,30	
GAIÀ	680	mco	9,04	12,00	13,03	12,47	13,05	0,00	0,62	14,60	20,20	0,23
GAIÀ	653	mco	9,04	12,00	12,99	12,55	13,01	0,00	0,61	14,78	23,73	0,25
GAIÀ	630	mco	9,04	12,00	12,93	12,47	12,96	0,00	0,71	12,66	19,58	0,28
GAIÀ	588	mco	9,04	12,00	12,81	12,41	12,84	0,00	0,85	10,59	15,84	0,33
GAIÀ	564	mco	9,04	11,48	12,28	12,21	12,42	0,02	1,61	5,61	13,00	0,78
GAIÀ	540	mco	9,04	10,90	12,11	11,55	12,15	0,00	0,86	10,57	13,07	0,30
GAIÀ	520	mco	9,04	10,80	12,06	11,41	12,10	0,00	0,82	10,98	12,38	0,28
GAIÀ	500	mco	9,04	10,70	11,99	11,47	12,04	0,00	1,02	8,89	11,22	0,37
	478	mco	9,04	10,50	11,94	11,98	0,00	0,86	10,46	9,84	0,27	
	458	mco	9,04	10,45	11,57	11,57	11,86	0,03	2,38	3,80	6,78	1,00
GAIÀ	428	mco	9,04	10,40	11,45	10,97	11,50	0,00	1,02	8,90	10,80	0,36
GAIÀ	410	Estructura existente										
GAIÀ	394	mco	9,04	10,35	11,38	11,40	0,00	0,64	14,17	27,10	0,28	
GAIÀ	368	mco	9,04	10,30	11,06	11,01	11,24	0,03	1,86	4,85	10,54	0,88
GAIÀ	356	mco	9,04	10,11	10,95	11,03	0,01	1,23	7,35	14,85	0,56	
GAIÀ	337	mco	9,04	10,00	10,90	10,93	0,00	0,79	11,45	16,58	0,30	
GAIÀ	318	mco	9,04	9,85	10,85	10,88	0,00	0,81	11,20	15,60	0,30	
GAIÀ	297	mco	9,04	9,65	10,78	10,82	0,00	0,90	10,09	14,02	0,34	
GAIÀ	276	mco	9,04	9,50	10,73	10,76	0,00	0,77	11,81	15,51	0,28	
GAIÀ	239	mco	9,04	9,50	10,69	10,70	0,00	0,60	15,19	16,44	0,20	
GAIÀ	220	mco	9,04	9,50	10,67	9,92	10,69	0,00	0,56	16,26	17,63	0,18
GAIÀ	195	mco	9,04	9,50	10,62	10,65	0,00	0,73	12,39	19,05	0,29	
GAIÀ	172	mco	9,04	9,50	10,52	10,57	0,01	0,97	9,31	18,12	0,43	
GAIÀ	150	mco	9,04	9,50	10,40	10,45	0,00	0,99	9,14	13,91	0,39	
GAIÀ	124	mco	9,04	9,20	9,97	9,97	10,19	0,03	2,10	4,30	9,75	1,00
GAIÀ	98	mco	9,04	8,56	9,43	9,22	9,51	0,01	1,25	7,21	13,48	0,55
GAIÀ	84	mco	9,04	8,43	9,34	9,38	0,00	0,85	10,67	14,70	0,32	
GAIÀ	62	mco	9,04	8,00	9,29	9,32	0,00	0,79	11,45	14,96	0,29	
GAIÀ	20	mco	9,04	7,80	9,14	8,69	9,18	0,00	0,93	9,68	16,37	0,39

SITUACIÓN ACTUAL

Cauce	Estación	Periodo (años)	Q Total (m3/s)	Calado min. (m)	Calado (m)	Calado crít. (m)	Elev. Línea energ. (m)	Pte. (m/m)	Vel (m/s)	Área mojada (m ²)	Ancho lámina (m)	Nº Froude
GAIÀ	793	500 años	438,09	12,50	17,45		17,59	0,00	1,80	331,86	253,69	0,34
GAIÀ	783	500 años	438,09	12,07	17,44		17,57	0,00	1,74	364,21	275,05	0,29
GAIÀ	755	500 años	438,09	12,05	17,41		17,52	0,00	1,65	417,54	250,20	0,27
GAIÀ	726	500 años	438,09	12,00	17,37		17,48	0,00	1,70	401,38	250,04	0,28
GAIÀ	680	500 años	438,09	12,00	17,19	15,90	17,40	0,00	2,31	280,13	144,73	0,37
GAIÀ	653	500 años	438,09	12,00	17,17	15,65	17,33	0,00	2,05	319,07	144,99	0,32
GAIÀ	630	500 años	438,09	12,00	17,03	15,90	17,28	0,00	2,45	258,65	134,44	0,40
GAIÀ	588	500 años	438,09	12,00	16,90	15,91	17,16	0,00	2,61	253,29	115,31	0,41
GAIÀ	564	500 años	438,09	11,48	16,58	15,94	16,96	0,00	3,14	215,31	142,24	0,51
GAIÀ	540	500 años	438,09	10,90	16,27	15,61	16,76	0,00	3,38	190,27	146,62	0,55
GAIÀ	520	500 años	438,09	10,80	16,00	15,58	16,64	0,01	3,81	155,59	86,53	0,62
GAIÀ	500	500 años	438,09	10,70	15,94	15,31	16,48	0,01	3,42	172,02	197,78	0,60
GAIÀ	478	500 años	438,09	10,50	16,01		16,31	0,00	2,83	296,32	310,42	0,47
GAIÀ	458	500 años	438,09	10,45	16,06		16,19	0,00	2,08	392,86	328,13	0,37
GAIÀ	428	500 años	438,09	10,40	16,10	14,39	16,13	0,00	0,99	632,00	351,89	0,19
GAIÀ	410	Estructura existente										
GAIÀ	394	500 años	438,09	10,35	15,88		15,92	0,00	0,97	709,77	357,20	0,16
GAIÀ	368	500 años	438,09	10,30	15,22		15,83	0,01	3,52	133,91	67,42	0,69
GAIÀ	356	500 años	438,09	10,11	15,30		15,68	0,00	2,77	168,56	72,48	0,50
GAIÀ	337	500 años	438,09	10,00	15,23		15,59	0,00	2,66	165,05	51,59	0,47
GAIÀ	318	500 años	438,09	9,85	15,17		15,51	0,00	2,61	168,05	56,25	0,48
GAIÀ	297	500 años	438,09	9,65	15,11		15,41	0,00	2,44	179,34	66,35	0,47
GAIÀ	276	500 años	438,09	9,50	14,82		15,30	0,01	3,26	165,24	67,48	0,54
GAIÀ	239	500 años	438,09	9,50	14,59		15,08	0,01	3,09	144,67	68,29	0,61
GAIÀ	220	500 años	438,09	9,50	14,47	13,50	14,95	0,01	3,06	144,32	61,58	0,60
GAIÀ	195	500 años	438,09	9,50	14,41		14,77	0,00	2,69	181,10	104,30	0,52
GAIÀ	172	500 años	438,09	9,50	14,31		14,63	0,01	2,51	183,07	132,47	0,57
GAIÀ	150	500 años	438,09	9,50	14,21		14,49	0,01	2,37	199,02	160,07	0,52
GAIÀ	124	500 años	438,09	9,20	13,98	13,10	14,35	0,01	2,72	176,70	117,87	0,54
GAIÀ	98	500 años	438,09	8,56	13,82	12,54	14,22	0,00	2,85	171,37	76,95	0,49
GAIÀ	84	500 años	438,09	8,43	13,71		14,11	0,01	2,82	174,46	109,82	0,54
GAIÀ	62	500 años	438,09	8,00	13,74		13,97	0,00	2,27	236,89	125,81	0,44
GAIÀ	20	500 años	438,09	7,80	13,51	12,80	13,79	0,00	2,44	211,12	125,95	0,50

11.5.8.6. Ejecución del modelo. Situación futura

En este apartado se muestran los resultados de la simulación para el periodo de retorno de 500 años para el ámbito del estudio en su estado futuro.

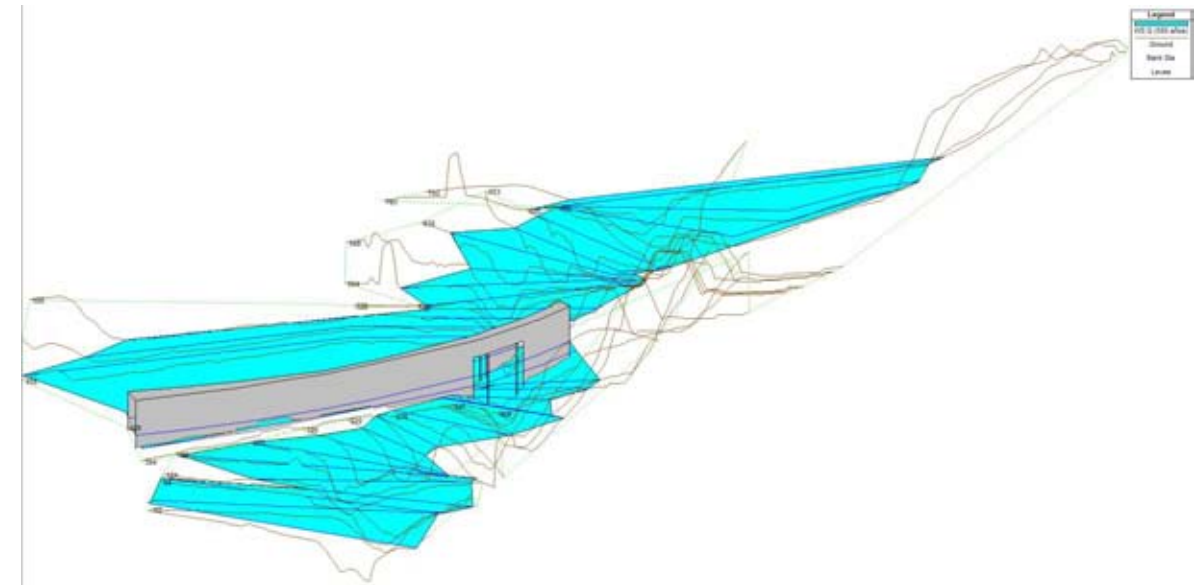
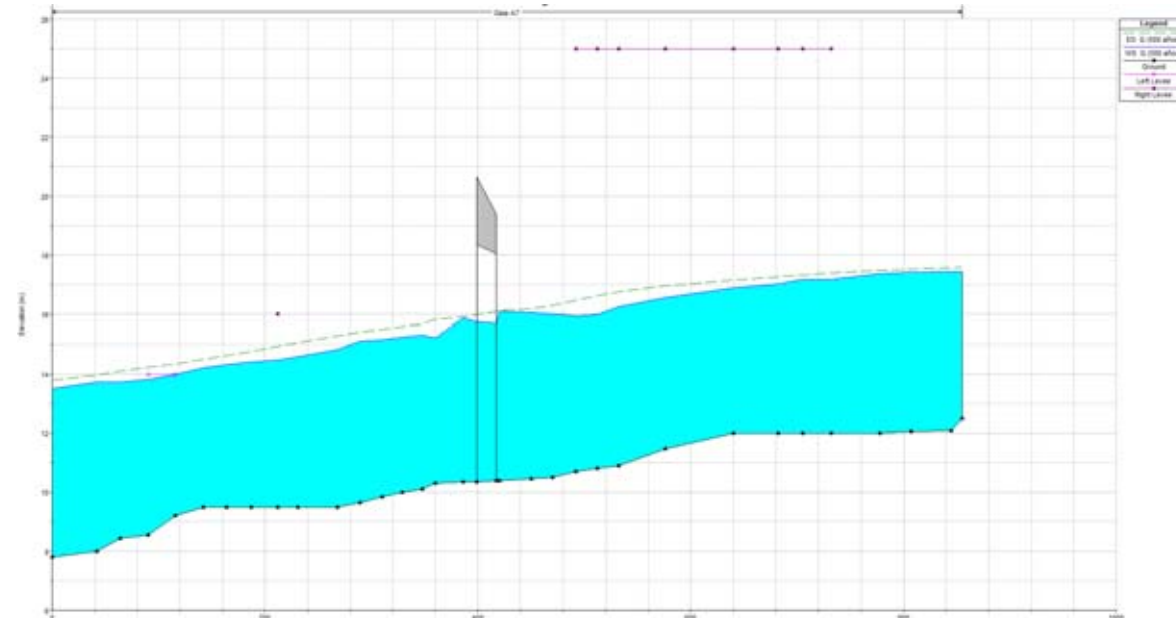
Con los resultados obtenidos se traslada a un plano las líneas de inundación de cada una, para su comprobación e interpretación.

Para la obtención de los cálculos finales, y durante el trabajo con el programa HEC-RAS, se han realizado una serie de interpretaciones que a continuación se especifican:

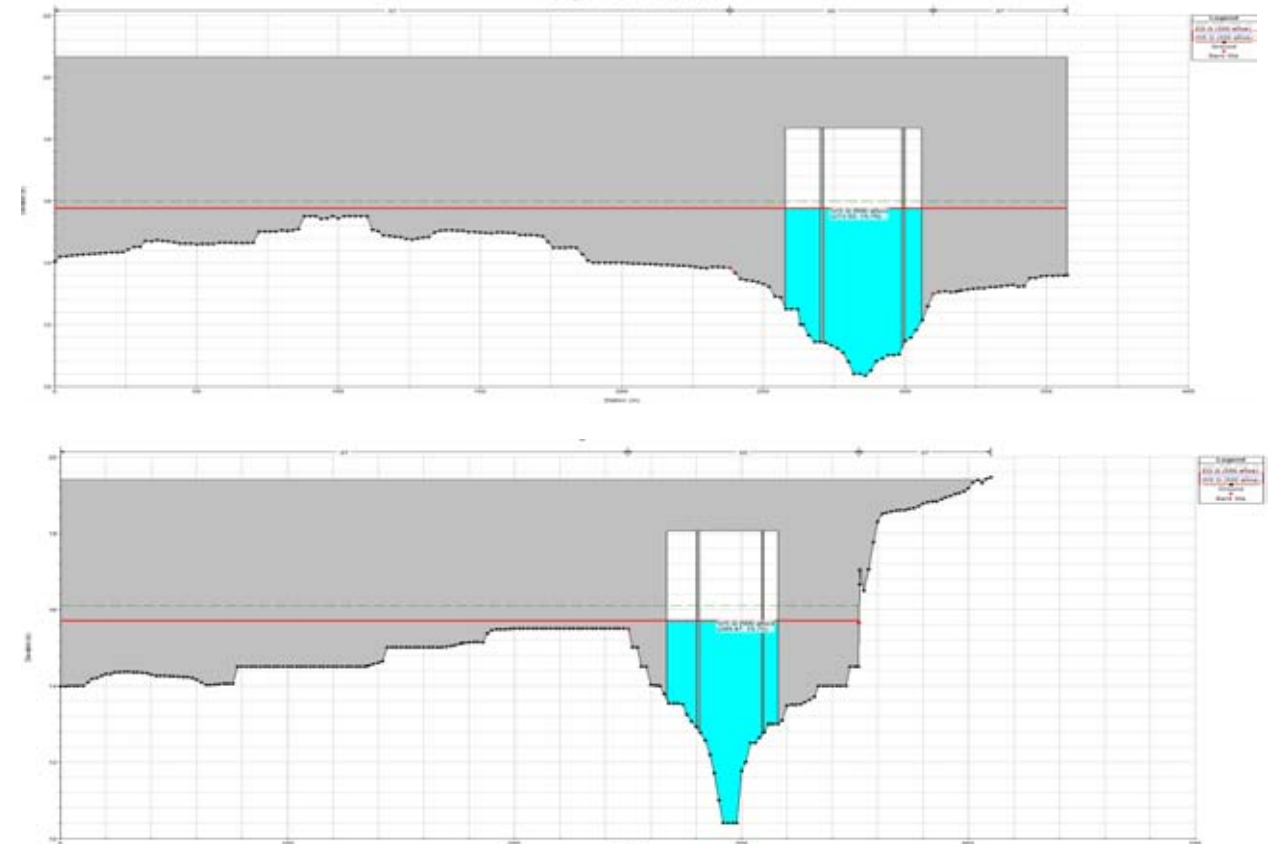
- a) Es necesario utilizar la función levees, para indicarle al programa que el agua discurre por el cauce. Se ha ido tanteando sección a sección hasta comprobar el punto en el cual se produce el desbordamiento, secciones en las cuales no se actúa.
- b) Aunque el espesor de la vegetación (por tanto el valor de rugosidad) existente en la zona de estudio dentro del cauce difiere, en el estudio se ha mantenido el valor más desfavorable correspondiente al tramo de cauce natural.

11.5.8.6.1. Inundación de la situación FUTURA T= 500 años

PERFIL LONGITUDINAL



DETALLE SECCIONES A/ARRIBA Y A/BAJO PREVIO A LA ESTRUCTURA



SITUACIÓN FUTURA												
MODELO:	SITUACIÓN FUTURA											P. RETORNO mco
Cauce	Estación	Periodo (años)	Q Total (m3/s)	Calado mín. (m)	Calado (m)	Calado crít. (m)	Elev. Línea energ. (m)	Pte. (m/m)	Vel (m/s)	Área mojada (m ²)	Ancho lámina (m)	Nº Froude
GAIÀ	793	Q mco	9,04	12.50	13.32	13.32	13.53	0.0346	2.03	4.45	10.89	1.00
GAIÀ	783	Q mco	9,04	12.07	13.21		13.23	0.0017	0.60	15.00	24.23	0.24
GAIÀ	755	Q mco	9,04	12.05	13.17		13.18	0.0009	0.51	17.60	21.41	0.18
GAIÀ	726	Q mco	9,04	12.00	13.12		13.14	0.0027	0.72	12.54	21.18	0.30
GAIÀ	680	Q mco	9,04	12.00	13.03	12.47	13.05	0.0015	0.62	14.60	20.20	0.23
GAIÀ	653	Q mco	9,04	12.00	12.99	12.55	13.01	0.0018	0.61	14.79	23.73	0.25
GAIÀ	630	Q mco	9,04	12.00	12.93	12.47	12.96	0.0023	0.71	12.67	19.58	0.28
GAIÀ	588	Q mco	9,04	12.00	12.81	12.41	12.84	0.0032	0.85	10.59	15.85	0.33
GAIÀ	564	Q mco	9,04	11.48	12.28	12.22	12.42	0.0203	1.61	5.61	13.00	0.78
GAIÀ	540	Q mco	9,04	10.90	12.11	11.55	12.15	0.0025	0.86	10.57	13.07	0.30
GAIÀ	520	Q mco	9,04	10.80	12.06	11.41	12.10	0.0021	0.82	10.98	12.38	0.28
GAIÀ	500	Q mco	9,04	10.70	11.99	11.47	12.04	0.0037	1.02	8.89	11.22	0.37
GAIÀ	478	Q mco	9,04	10.50	11.94		11.98	0.0019	0.86	10.46	9.84	0.27
GAIÀ	458	Q mco	9,04	10.45	11.57	11.57	11.86	0.0337	2.38	3.80	6.78	1.01
GAIÀ	428	Q mco	9,04	10.40	11.46	10.97	11.51	0.0034	1.00	9.04	10.85	0.35
GAIÀ	410	ESTRUCTURA AMPLIADA										
GAIÀ	394	Q mco	9,04	10,35	11,32		11,35	0	0,72	12,63	25,23	0,32
GAIÀ	368	Q mco	9,04	10.35	11.38		11.40	0.0024	0.64	14.17	27.11	0.28
GAIÀ	356	Q mco	9,04	10.30	11.06	11.01	11.24	0.0253	1.86	4.85	10.54	0.88
GAIÀ	337	Q mco	9,04	10.11	10.95		11.03	0.0098	1.23	7.35	14.85	0.56
GAIÀ	318	Q mco	9,04	10.00	10.90		10.93	0.0026	0.79	11.45	16.58	0.30
GAIÀ	297	Q mco	9,04	9.85	10.85		10.88	0.0026	0.81	11.20	15.60	0.30
GAIÀ	276	Q mco	9,04	9.65	10.78		10.82	0.0032	0.90	10.09	14.02	0.34
GAIÀ	239	Q mco	9,04	9.50	10.73		10.76	0.0022	0.77	11.81	15.51	0.28
GAIÀ	220	Q mco	9,04	9.50	10.69		10.70	0.0010	0.60	15.19	16.44	0.20
GAIÀ	195	Q mco	9,04	9.50	10.67	9.92	10.69	0.0009	0.56	16.26	17.63	0.18
GAIÀ	172	Q mco	9,04	9.50	10.62		10.65	0.0024	0.73	12.39	19.05	0.29
GAIÀ	150	Q mco	9,04	9.50	10.52		10.57	0.0059	0.97	9.31	18.12	0.43
GAIÀ	124	Q mco	9,04	9.50	10.40		10.45	0.0044	0.99	9.14	13.91	0.39
GAIÀ	98	Q mco	9,04	9.20	9.97	9.97	10.19	0.0336	2.10	4.30	9.75	1.00
GAIÀ	84	Q mco	9,04	8.56	9.43	9.22	9.51	0.0092	1.25	7.21	13.48	0.55
GAIÀ	62	Q mco	9,04	8.43	9.34		9.38	0.0028	0.85	10.67	14.70	0.32
GAIÀ	20	Q mco	9,04	8.00	9.29		9.32	0.0023	0.79	11.45	14.96	0.29

SITUACIÓN FUTURA

MODELO:

SITUACIÓN FUTURA

P. RETORNO 500 años

Cauce	Estación	Periodo (años)	Q Total (m3/s)	Calado mín. (m)	Calado (m)	Calado crít. (m)	Elev. Línea energ. (m)	Pte. (m/m)	Vel (m/s)	Área mojada (m ²)	Ancho lámina (m)	Nº Froude
GAIÀ	793	Q 500 años	438,09	12,50	17,45		17,59	0,0021	1,80	332,11	253,71	0,34
GAIÀ	783	Q 500 años	438,09	12,07	17,44		17,57	0,0013	1,73	364,47	275,20	0,29
GAIÀ	755	Q 500 años	438,09	12,05	17,42		17,52	0,0012	1,65	417,78	250,20	0,27
GAIÀ	726	Q 500 años	438,09	12,00	17,37		17,48	0,0013	1,70	401,65	250,05	0,28
GAIÀ	680	Q 500 años	438,09	12,00	17,19	15,90	17,40	0,0022	2,31	280,31	144,82	0,37
GAIÀ	653	Q 500 años	438,09	12,00	17,17	15,65	17,33	0,0016	2,05	319,26	145,00	0,32
GAIÀ	630	Q 500 años	438,09	12,00	17,04	15,90	17,28	0,0027	2,45	258,85	134,58	0,40
GAIÀ	588	Q 500 años	438,09	12,00	16,91	15,91	17,16	0,0027	2,60	253,51	115,31	0,41
GAIÀ	564	Q 500 años	438,09	11,48	16,58	15,94	16,96	0,0041	3,14	215,95	142,45	0,50
GAIÀ	540	Q 500 años	438,09	10,90	16,28	15,61	16,77	0,0048	3,35	192,31	146,79	0,54
GAIÀ	520	Q 500 años	438,09	10,80	16,02	15,58	16,65	0,0062	3,77	157,61	87,19	0,61
GAIÀ	500	Q 500 años	438,09	10,70	15,98	15,31	16,49	0,0058	3,37	178,45	208,33	0,58
GAIÀ	478	Q 500 años	438,09	10,50	16,05		16,32	0,0034	2,73	309,04	310,65	0,45
GAIÀ	458	Q 500 años	438,09	10,45	16,10		16,22	0,0025	2,02	404,28	332,43	0,36
GAIÀ	428	Q 500 años	438,09	10,40	16,13	14,39	16,16	0,0006	0,98	642,97	351,90	0,18
GAIÀ	410	ESTRUCTURA AMPLIADA										
GAIÀ	394	Q 500 años	438,09	10,35	15,88		15,92	0,0004	0,97	709,75	357,20	0,16
GAIÀ	368	Q 500 años	438,09	10,30	15,22		15,83	0,0097	3,52	133,92	67,42	0,69
GAIÀ	356	Q 500 años	438,09	10,11	15,30		15,68	0,0046	2,77	168,56	72,50	0,50
GAIÀ	337	Q 500 años	438,09	10,00	15,23		15,59	0,0040	2,66	165,05	51,59	0,47
GAIÀ	318	Q 500 años	438,09	9,85	15,17		15,51	0,0042	2,61	168,05	56,25	0,48
GAIÀ	297	Q 500 años	438,09	9,65	15,11		15,41	0,0042	2,44	179,34	66,35	0,47
GAIÀ	276	Q 500 años	438,09	9,50	14,82		15,30	0,0050	3,26	165,24	67,48	0,54
GAIÀ	239	Q 500 años	438,09	9,50	14,59		15,08	0,0069	3,09	144,67	68,29	0,61
GAIÀ	220	Q 500 años	438,09	9,50	14,47	13,50	14,95	0,0066	3,06	144,32	61,58	0,60
GAIÀ	195	Q 500 años	438,09	9,50	14,41		14,77	0,0048	2,69	181,10	104,30	0,52
GAIÀ	172	Q 500 años	438,09	9,50	14,31		14,63	0,0064	2,51	183,07	132,46	0,57
GAIÀ	150	Q 500 años	438,09	9,50	14,21		14,49	0,0053	2,37	199,03	160,07	0,52
GAIÀ	124	Q 500 años	438,09	9,20	13,98	13,10	14,35	0,0054	2,72	176,71	117,87	0,54
GAIÀ	98	Q 500 años	438,09	8,56	13,82	12,54	14,22	0,0039	2,85	171,38	76,95	0,49
	84	Q 500 años	438,09	8,43	13,71		14,11	0,0053	2,82	174,45	109,82	0,54
	62	Q 500 años	438,09	8,00	13,74		13,97	0,0035	2,27	236,88	125,81	0,44
	20	Q 500 años	438,09	7,80	13,51	12,80	13,79	0,0048	2,44	211,12	125,95	0,50

11.5.9. METODOLOGÍA DE INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS

Una vez que el ajuste de los perfiles fue satisfactorio, los resultados del modelo se exportaron en formato GIS y se representaron sobre la cartografía de base.

Sobre la cartografía 1:500 que cubre toda el área de estudio se han superpuesto las líneas y manchas de inundación.

Sobre dicha cartografía se han representado,

- Secciones de cálculo utilizadas (obtenidas mediante levantamiento topográfico).
- Límite de la zona inundable para la máxima crecida ordinaria.
- Límites de la zona inundable para el periodo de retorno de 500 años.

Si bien se producen desbordamientos, en principio la mancha no llega a alcanzar una gran superficie.

Las afecciones se producen sobre suelo agrícola, y zonas de cultivo.

11.5.10. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS Y CONCLUSIONES

El estudio hidráulico se ha basado en la construcción y cálculo de un modelo matemático basado en el programa HEC-RAS. Los caudales de cálculo utilizados son los publicados por la Agencia Catalana del Agua en su visor web.

El número disponible de secciones transversales es suficiente para lograr una adecuada representación de la traza del cauce, ya que estas han sido tomadas mediante topografía tradicional generando una cartografía escala 1:500, así como se ha realizado un levantamiento topográfico de la estructura que se localizan en la zona de estudio.

MODELIZACIÓN DE LA SITUACIÓN ACTUAL

El objeto del presente estudio se basa en comprobar si la estructura existente es válida para desaguar el caudal correspondiente a la avenida de 500 años de periodo de retorno garantizándose un resguardo libre mínimo de 1 m, condiciones indicadas por la Agencia Catalana del Agua para realizar la ampliación de la estructura existente que da paso a la riera del Gaià.

MODELIZACIÓN DE LA SITUACIÓN FUTURA

La modelización de la situación futura (con la estructura ampliada) tiene como objeto la comprobación de que esta estructura sea válida para desaguar una avenida de 500 años de periodo de retorno, garantizando un resguardo libre de 1 m y una sobreelevación máxima de 0,50 m respecto a la sobreelevación de la situación actual.

En la siguiente tabla, se estudian las variaciones del comportamiento hidráulico en la situación actual y en la situación futura:

Esta tabla muestra los resultados obtenidos de las situaciones actual y futura, obteniendo las siguientes conclusiones:

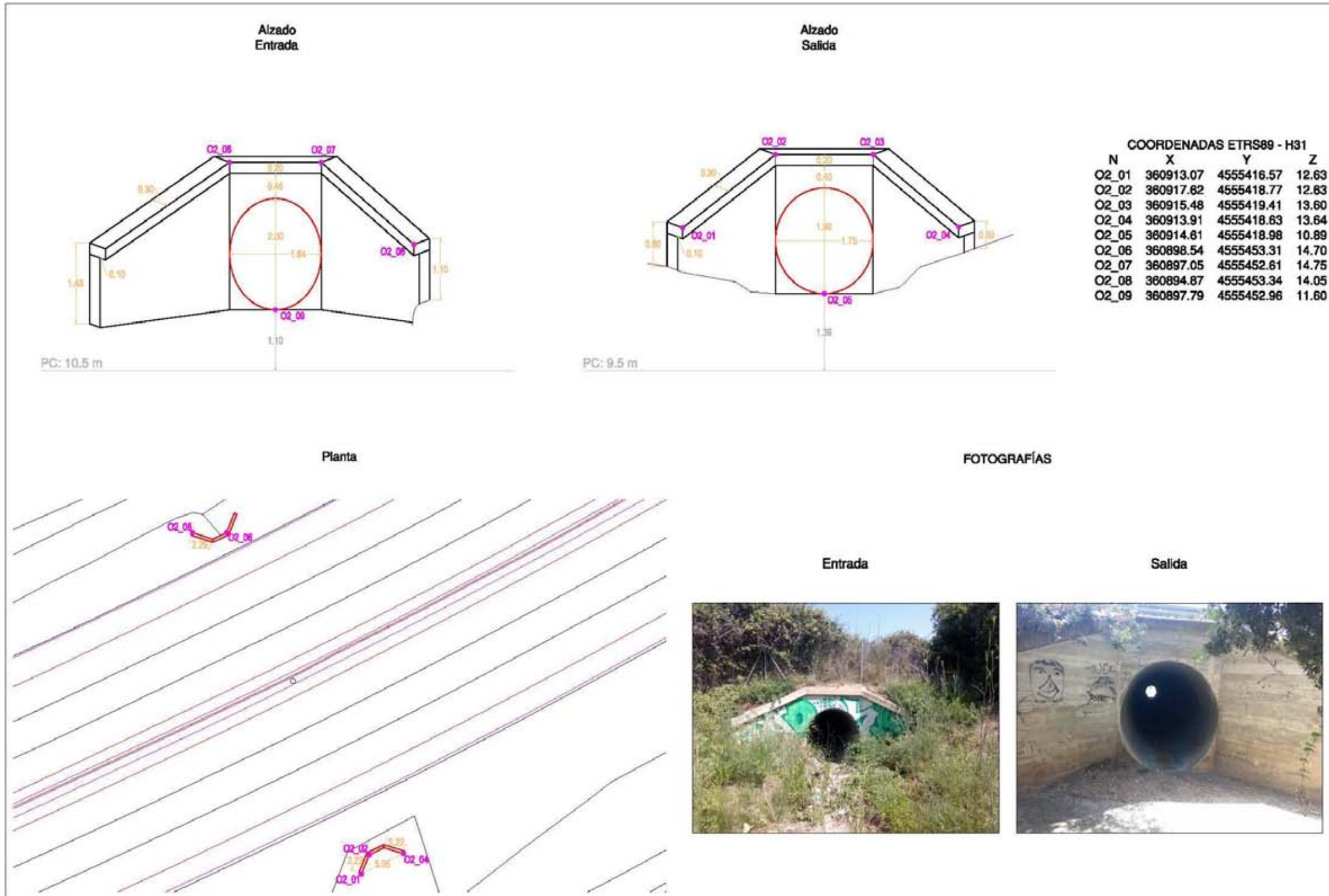
- No existe variación notable en el comportamiento hidráulico tras la ampliación de la estructura existente.
- Tras la ampliación de la estructura existente, se produce una pequeña sobreelevación aguas arriba de la estructura, de no más de 4 centímetros.

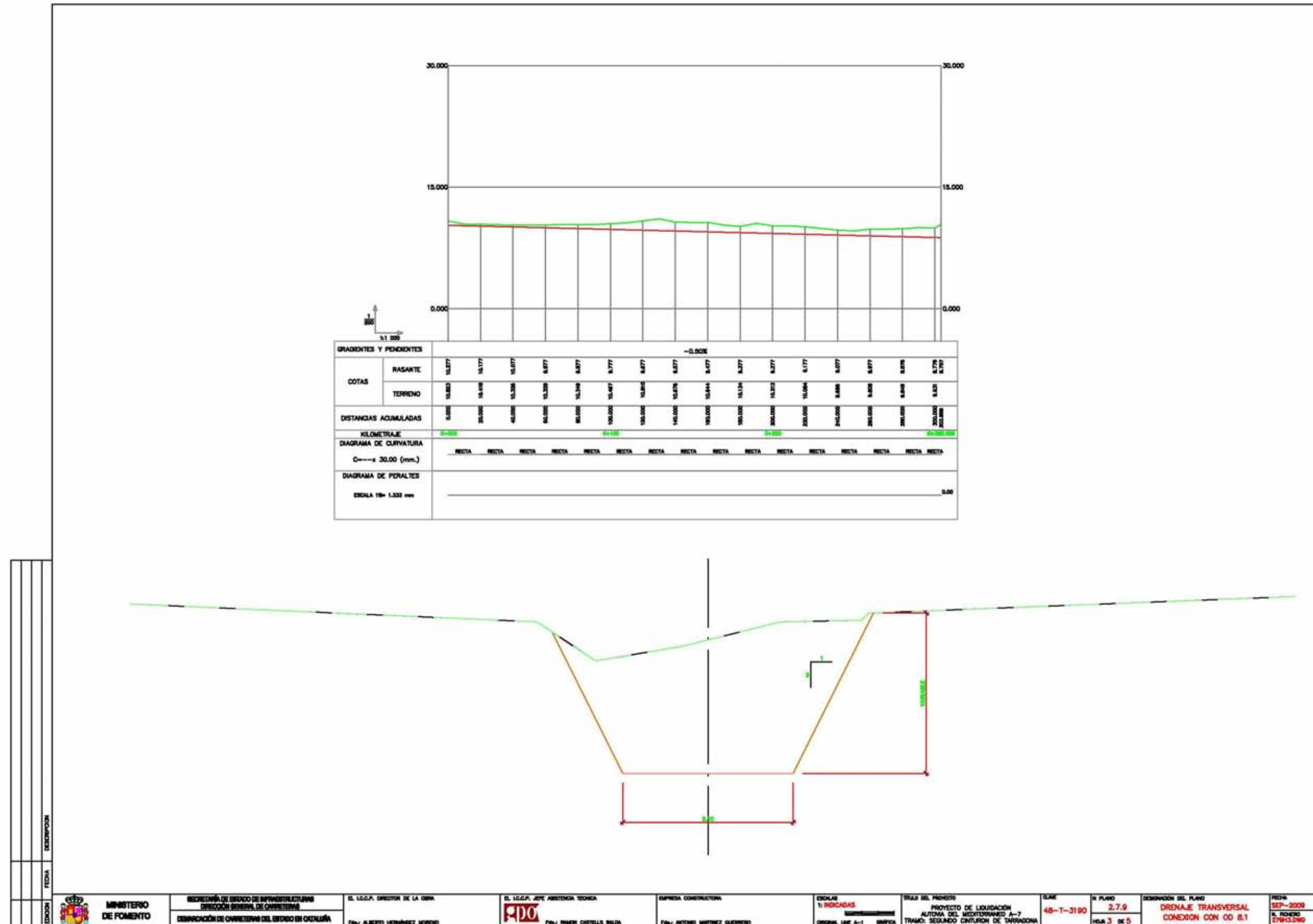
Por tanto, se concluye, que la ampliación de la estructura existente sobre el río Gaià es compatible con los criterios definidos por la Agencia Catalana del Agua.

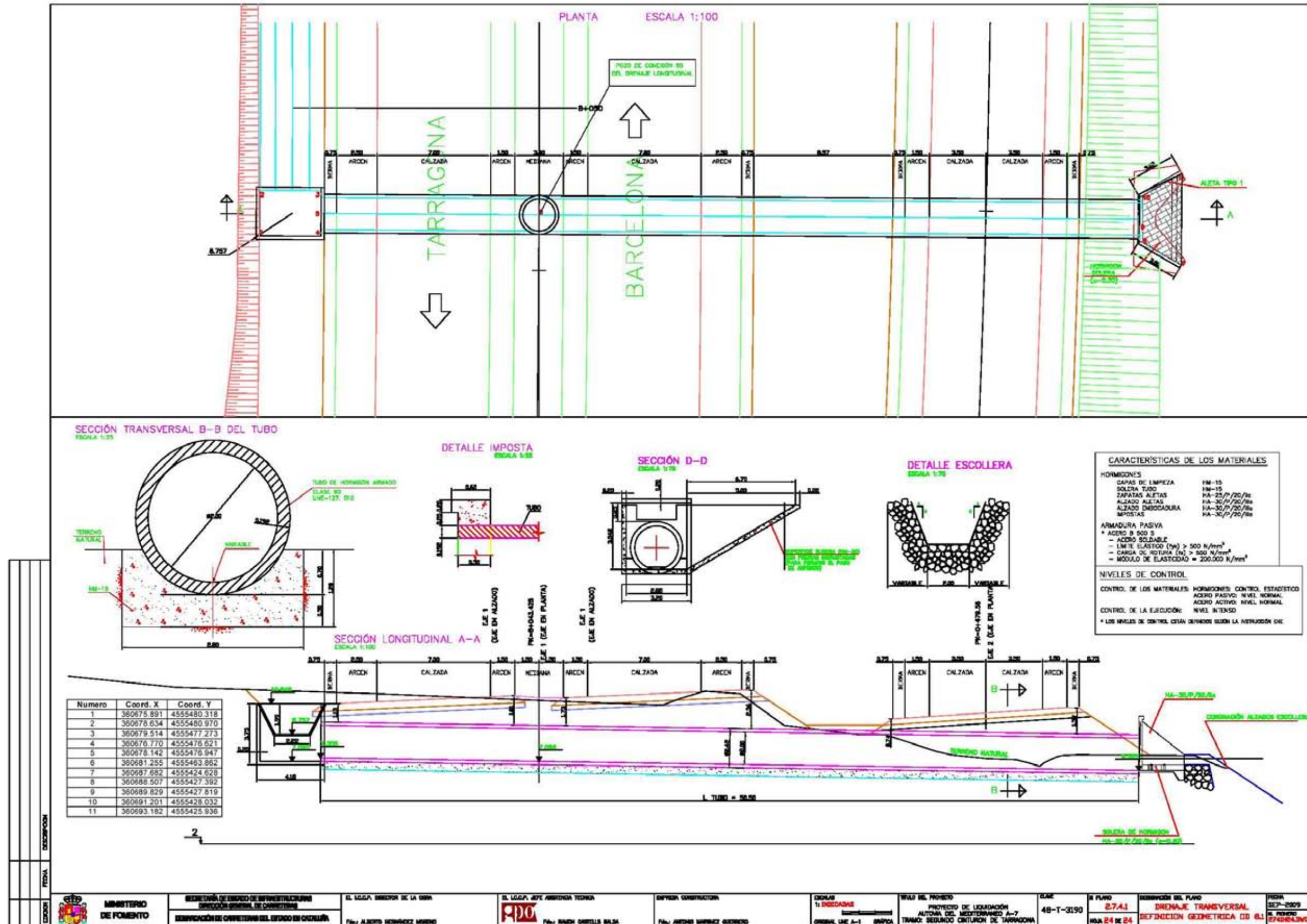
MODELO: COMPARATIVA DE SITUACIONES										
P. RETORNO 500 AÑOS										
Cauce	Estación	CAUDAL (m3/s)	SITUACIÓN ACTUAL			SITUACIÓN FUTURA			VARIACIÓN S.ACTUAL / S.FUTURA	
			Calado (m)	Vel (m/s)	Ancho lámina (m)	Calado (m)	Vel (m/s)	Ancho lámina (m)	Calado (m)	Ancho lámina (m)
Gaià	793	438,09	438,09	17,45	1,80	253,69	17,45	1,80	0,00	-0,02
Gaià	783	438,09	438,09	17,44	1,74	275,05	17,44	1,73	0,00	-0,15
Gaià	755	438,09	438,09	17,41	1,65	250,20	17,42	1,65	-0,01	0,00
Gaià	726	438,09	438,09	17,37	1,70	250,04	17,37	1,70	0,00	-0,01
Gaià	680	438,09	438,09	17,19	2,31	144,73	17,19	2,31	0,00	-0,09
Gaià	653	438,09	438,09	17,17	2,05	144,99	17,17	2,05	0,00	-0,01
Gaià	630	438,09	438,09	17,03	2,45	134,44	17,04	2,45	-0,01	-0,14
Gaià	588	438,09	438,09	16,90	2,61	115,31	16,91	2,60	-0,01	0,00
Gaià	564	438,09	438,09	16,58	3,14	142,24	16,58	3,14	0,00	-0,21
Gaià	540	438,09	438,09	16,27	3,38	146,62	16,28	3,35	-0,01	-0,17
Gaià	520	438,09	438,09	16,00	3,81	86,53	16,02	3,77	-0,02	-0,66
Gaià	500	438,09	438,09	15,94	3,42	197,78	15,98	3,37	-0,04	-10,55
Gaià	478	438,09	438,09	16,01	2,83	310,42	16,05	2,73	-0,04	-0,23
Gaià	458	438,09	438,09	16,06	2,08	328,13	16,10	2,02	-0,04	-4,30
Gaià	428	438,09	438,09	16,10	0,99	351,89	16,13	0,98	-0,03	-0,01
Gaià	410	438,09							0	0
Gaià	394	438,09	438,09	15,88	0,97	357,20	15,88	0,97	0,00	0,00
Gaià	318	438,09	438,09	15,22	3,52	67,42	15,22	3,52	0,00	0,00
Gaià	297	438,09	438,09	15,30	2,77	72,48	15,30	2,77	0,00	-0,02
Gaià	276	438,09	438,09	15,23	2,66	51,59	15,23	2,66	0,00	0,00
Gaià	239	438,09	438,09	15,17	2,61	56,25	15,17	2,61	0,00	0,00
Gaià	220	438,09	438,09	15,11	2,44	66,35	15,11	2,44	0,00	0,00
Gaià	195	438,09	438,09	14,82	3,26	67,48	14,82	3,26	0,00	0,00
Gaià	172	438,09	438,09	14,59	3,09	68,29	14,59	3,09	0,00	0,00
Gaià	150	438,09	438,09	14,47	3,06	61,58	14,47	3,06	0,00	0,00
Gaià	124	438,09	438,09	14,41	2,69	104,30	14,41	2,69	0,00	0,00
Gaià	98	438,09	438,09	14,31	2,51	132,47	14,31	2,51	0,00	0,01
Gaià	84	438,09	438,09	14,21	2,37	160,07	14,21	2,37	0,00	0,00
Gaià	62	438,09	438,09	13,98	2,72	117,87	13,98	2,72	0,00	0,00
Gaià	20	438,09	438,09	13,82	2,85	76,95	13,82	2,85	0,00	0,00

APÉNDICE Nº 1. INVENTARIO DE OBRAS DE DRENAJE EXISTENTES

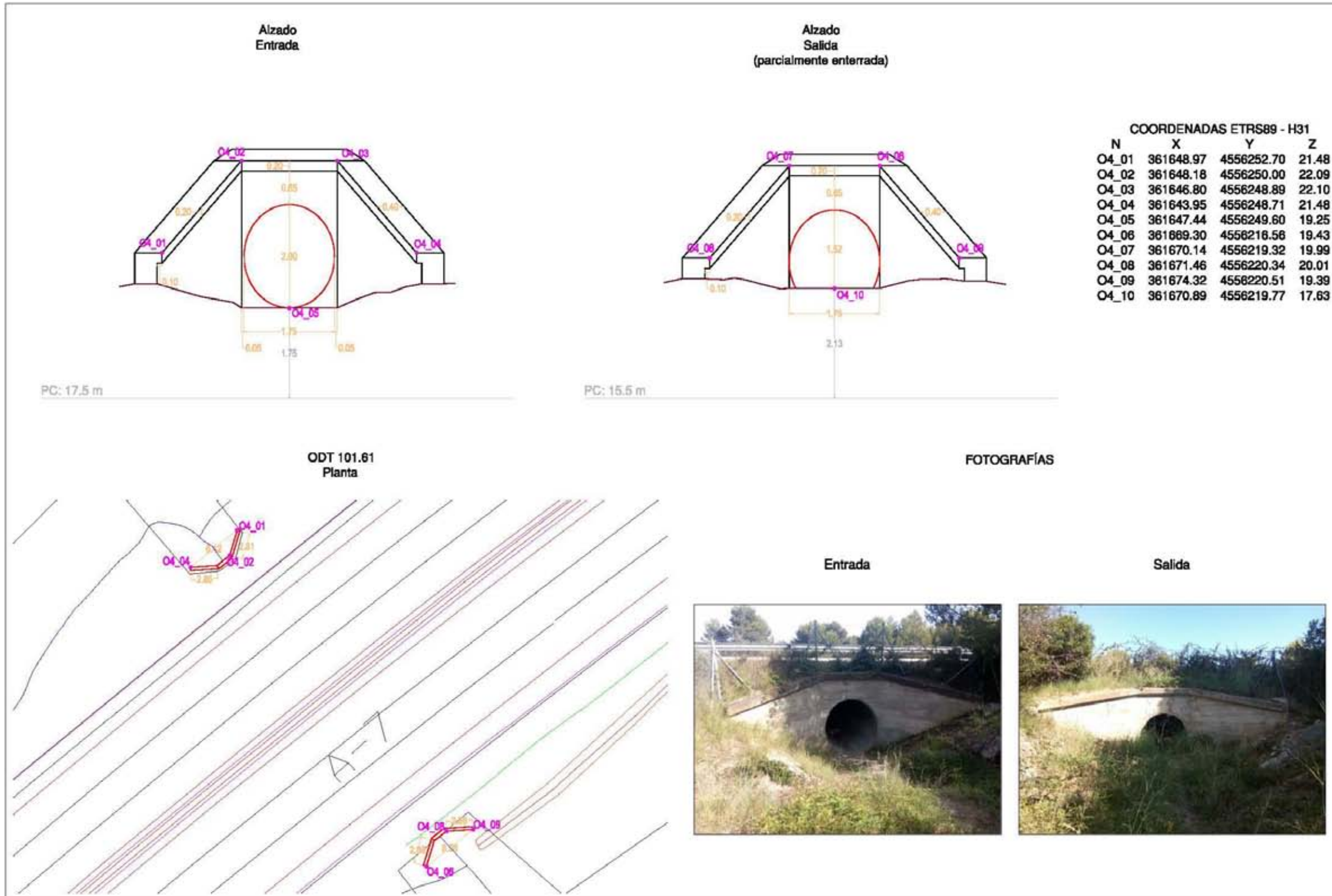
LA MORA - LA POBLA
OD 8+1 AP-7



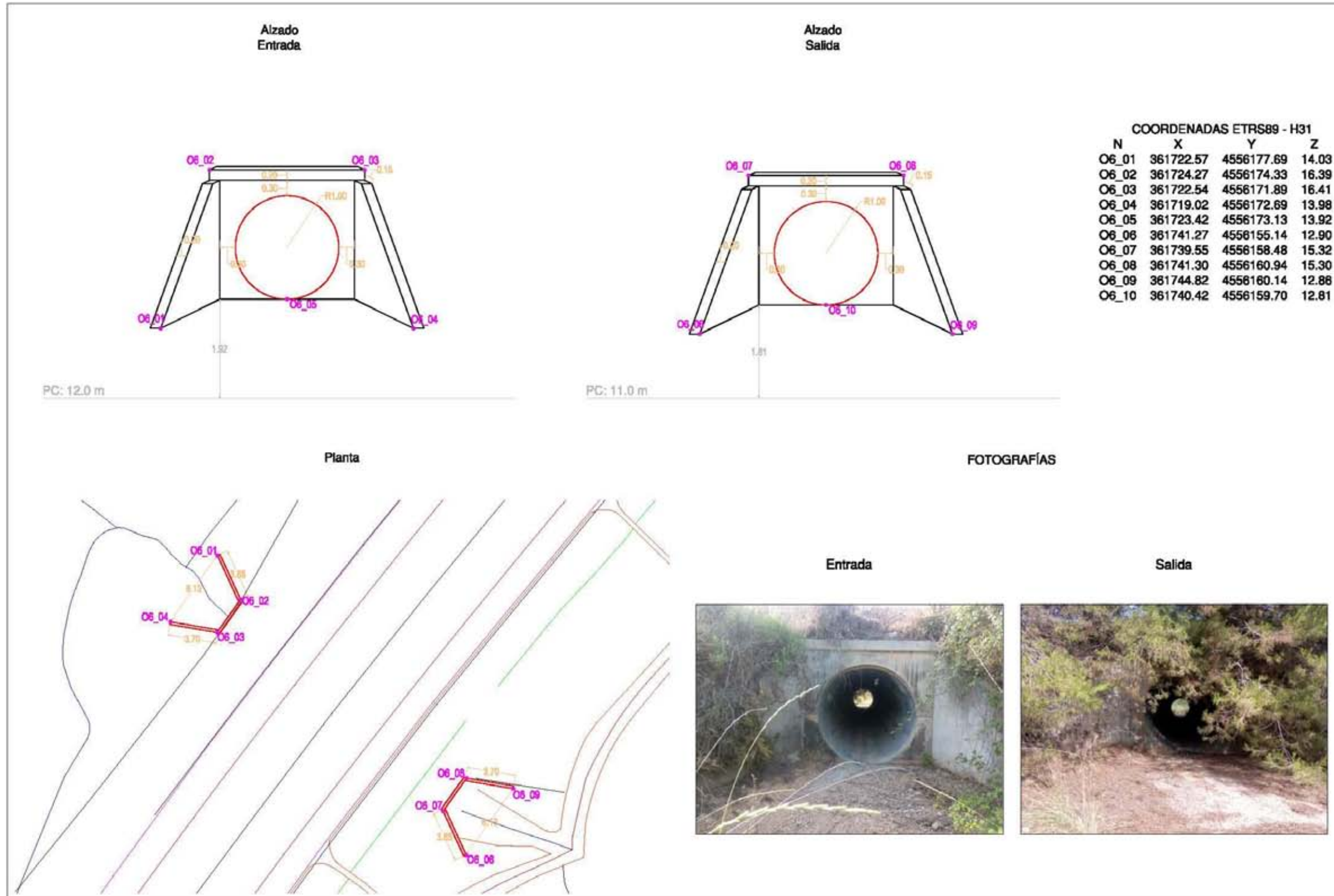


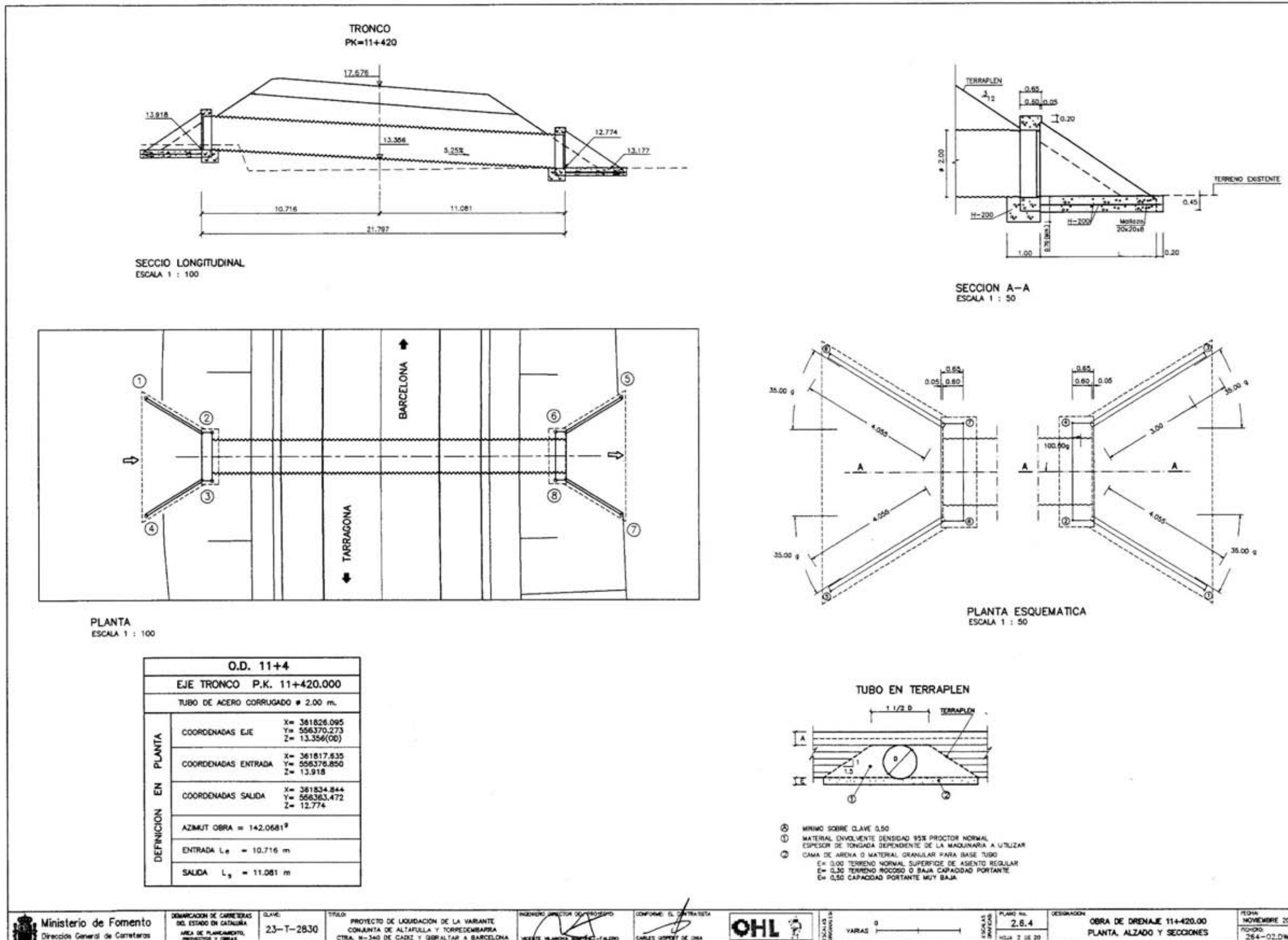


LA MORA - LA POBLA
OD 11+4 AP-7

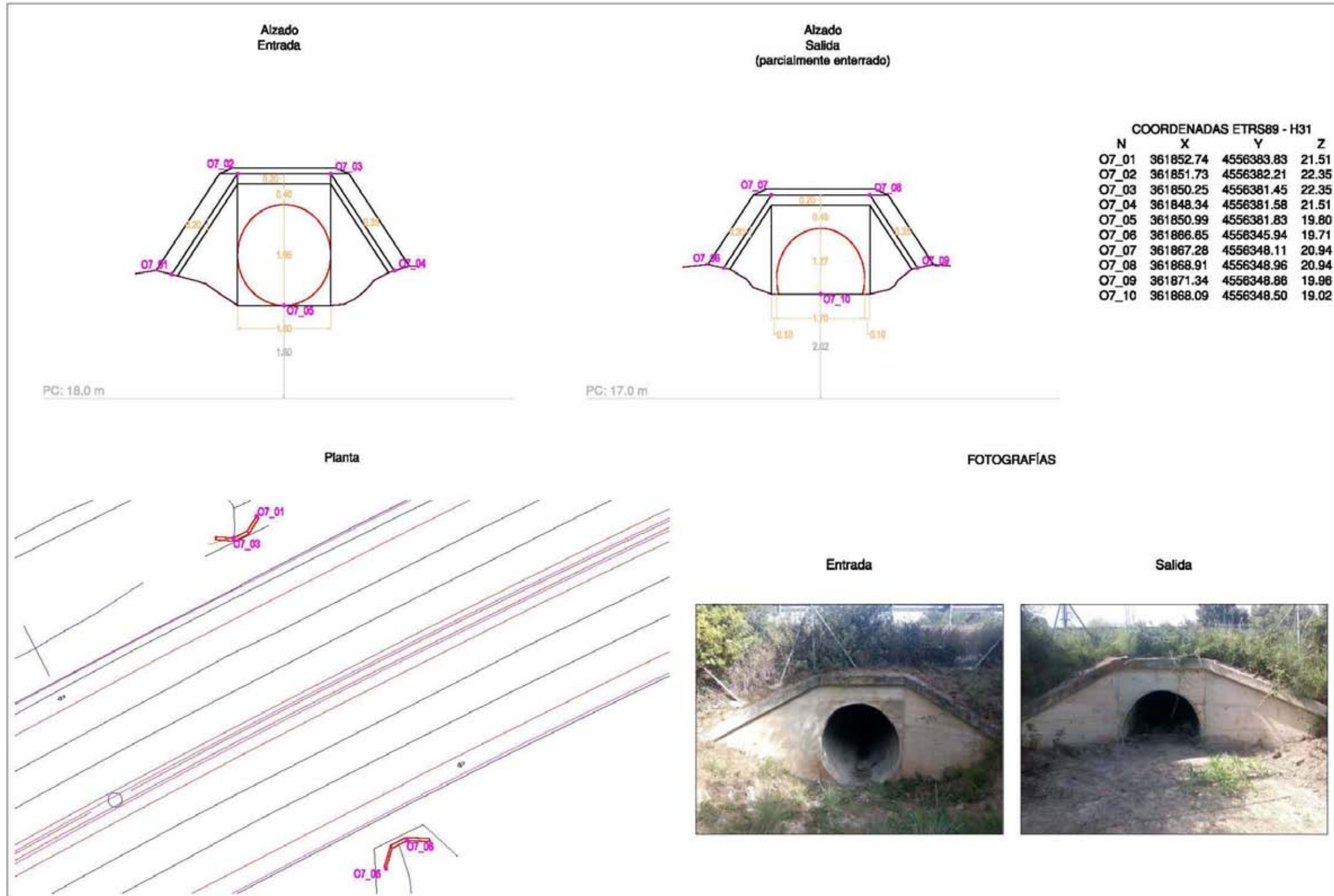


LA MORA - LA POBLA
OD 11+4 N-340

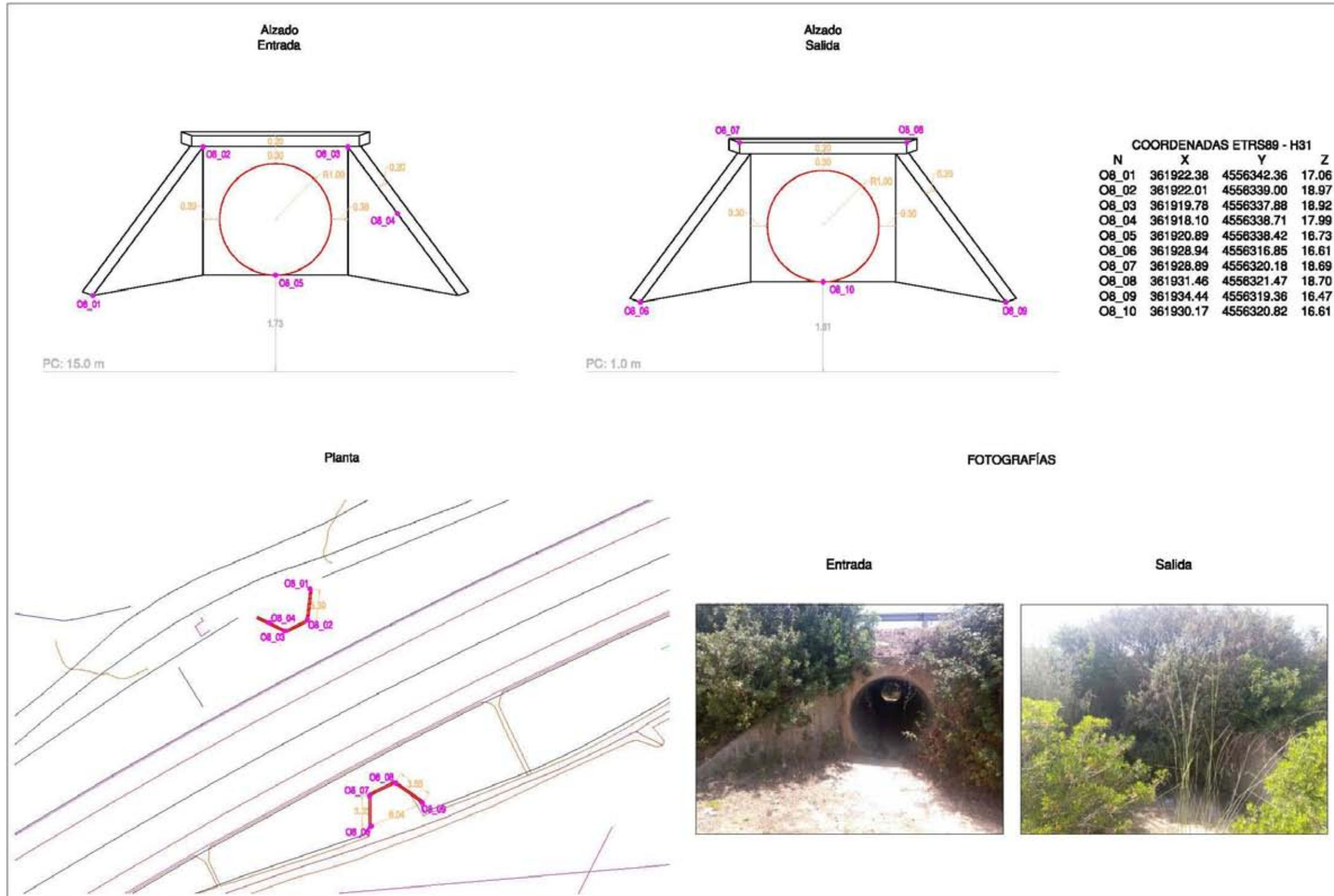


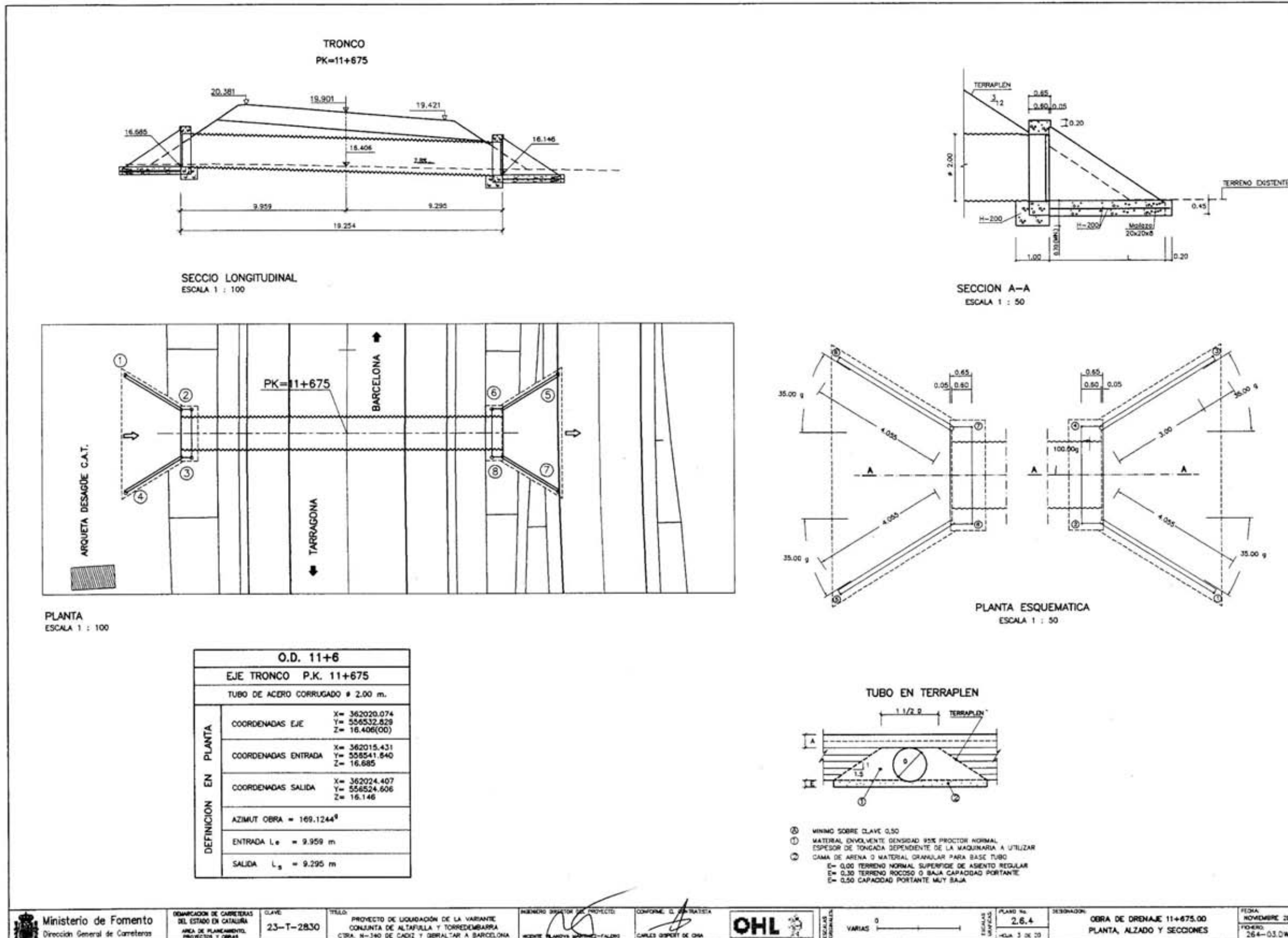


LA MORA - LA POBLA
OD 11+6 AP-7

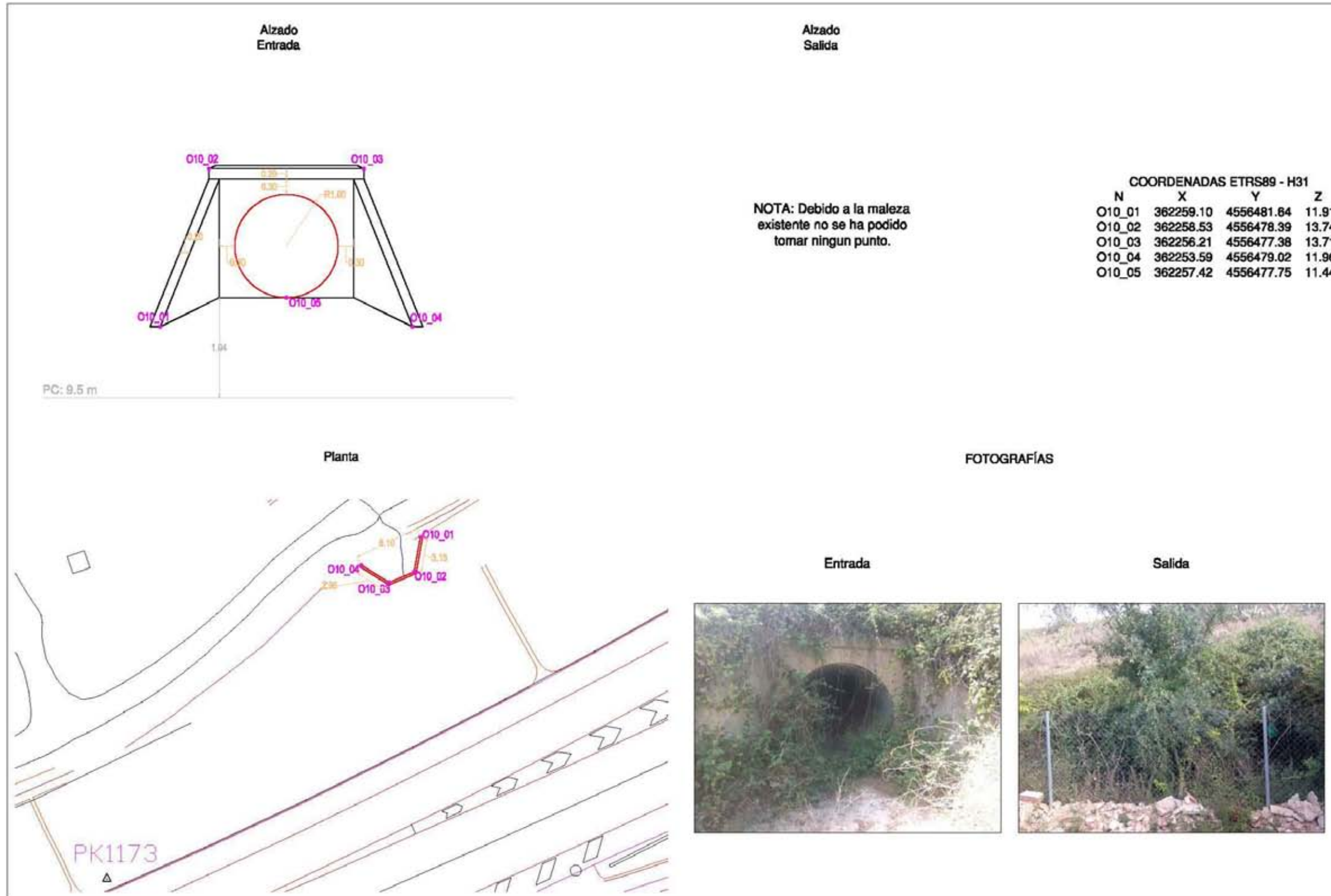


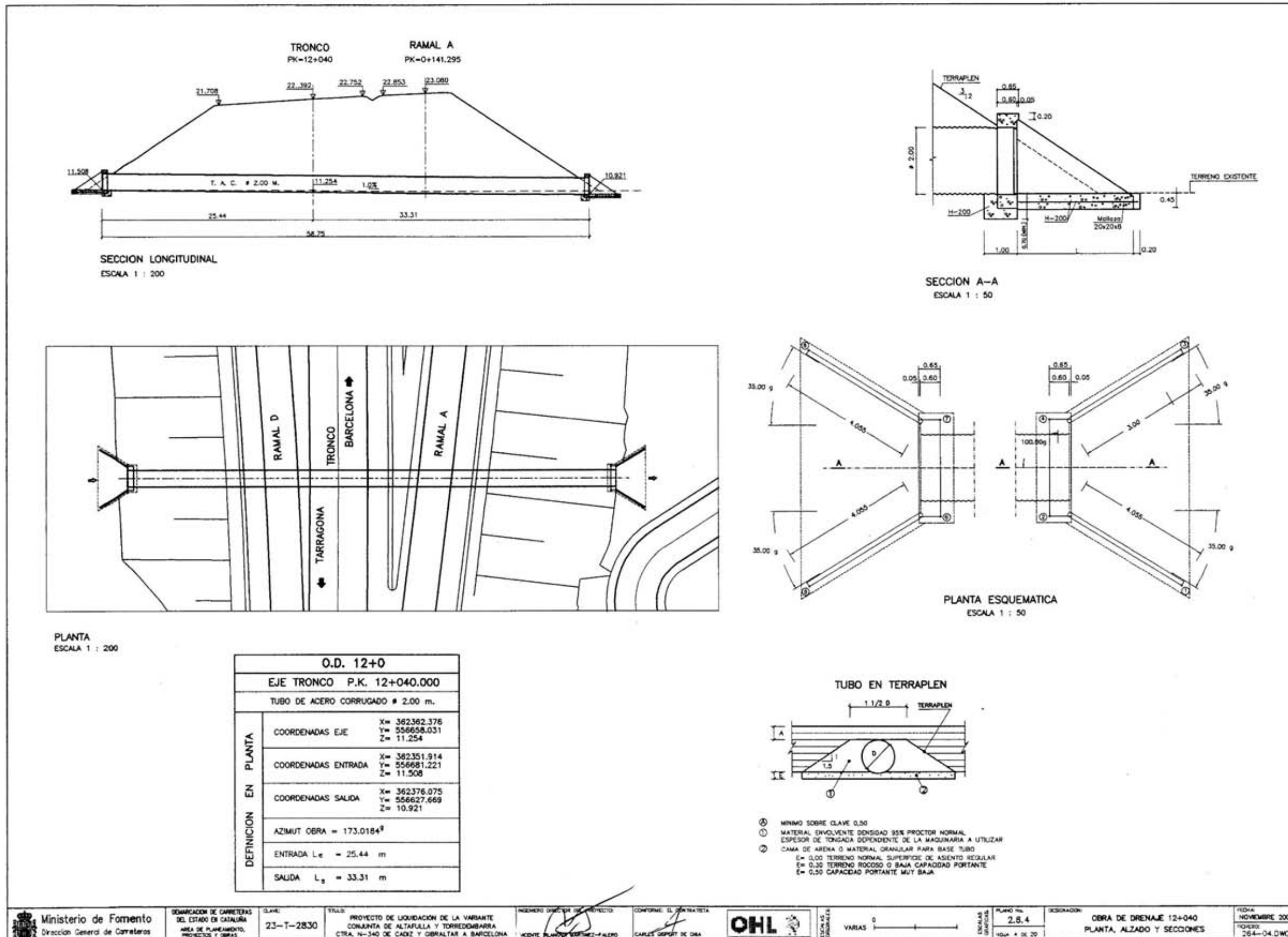
LA MORA - LA POBLA
OD 11+6 N-340

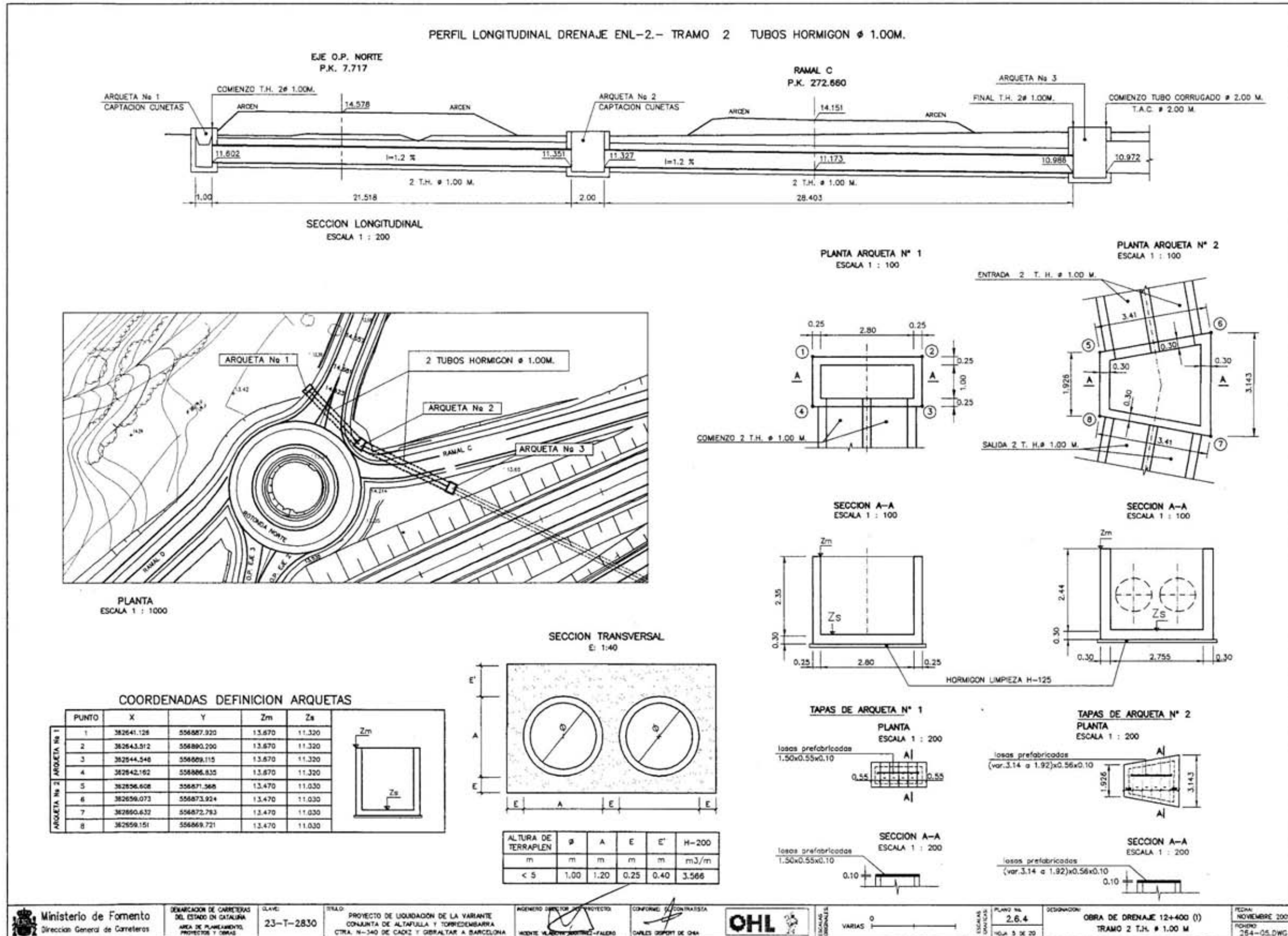




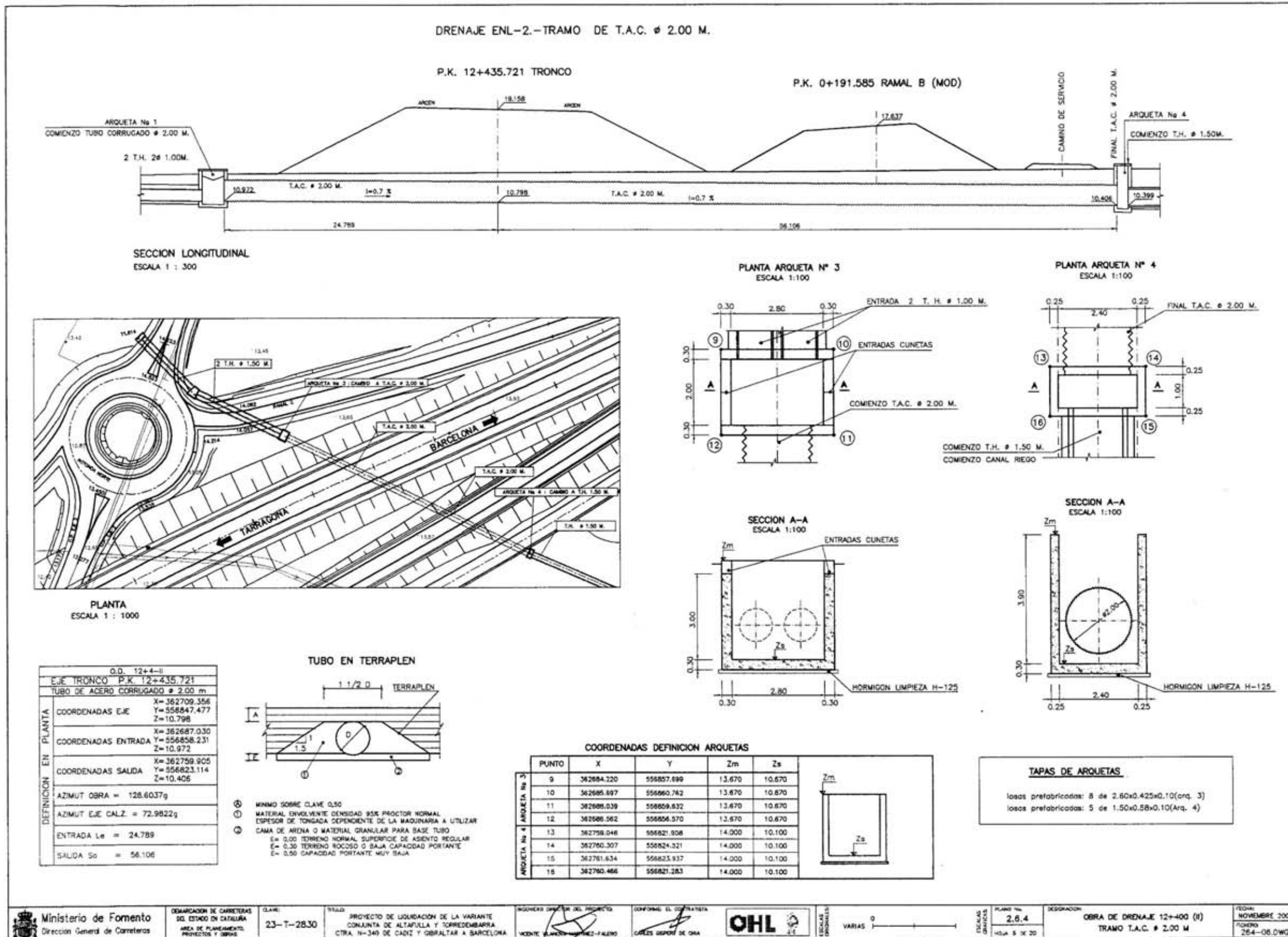
LA MORA - LA POBLA
OD 12+0 N-340

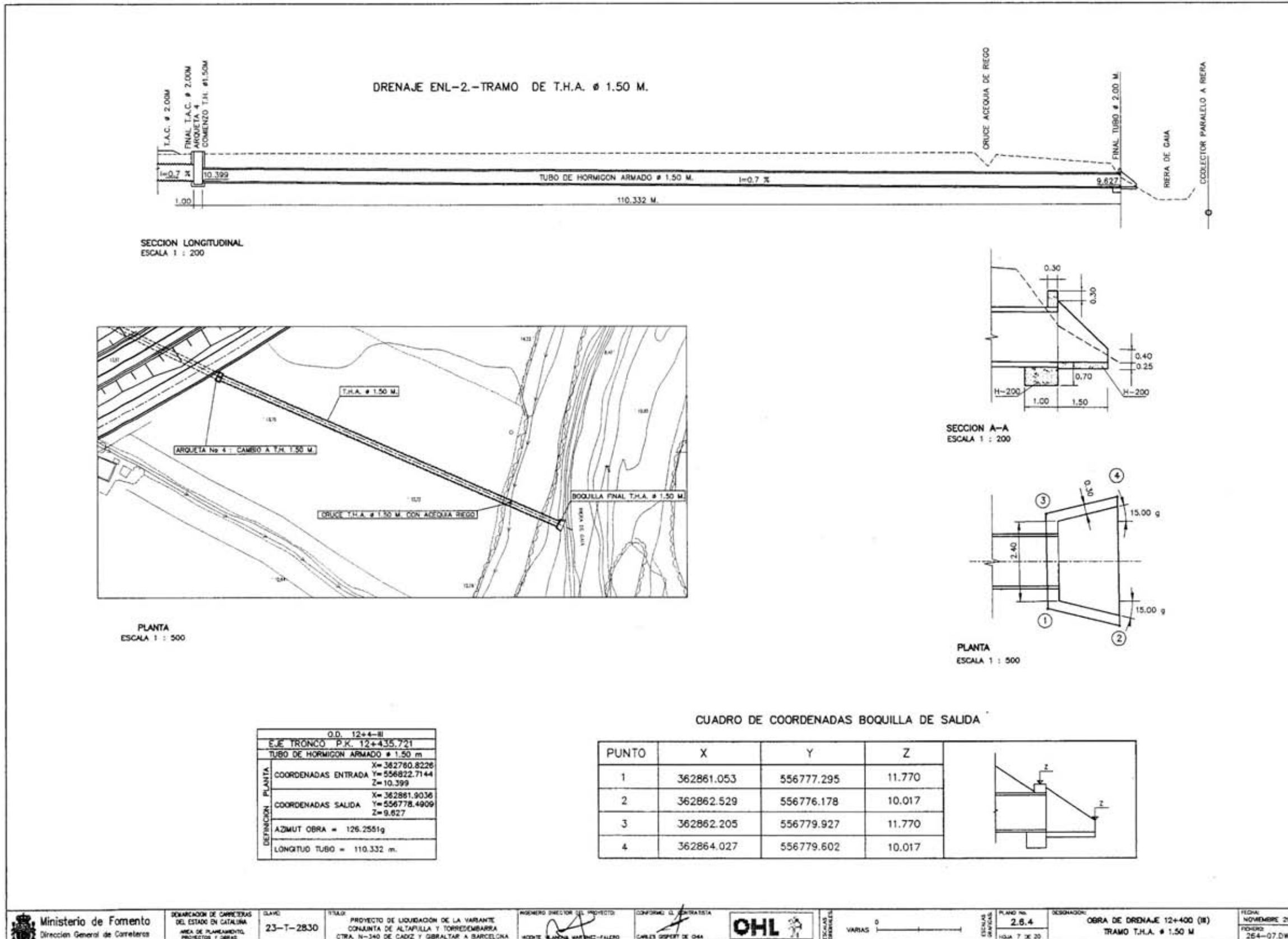




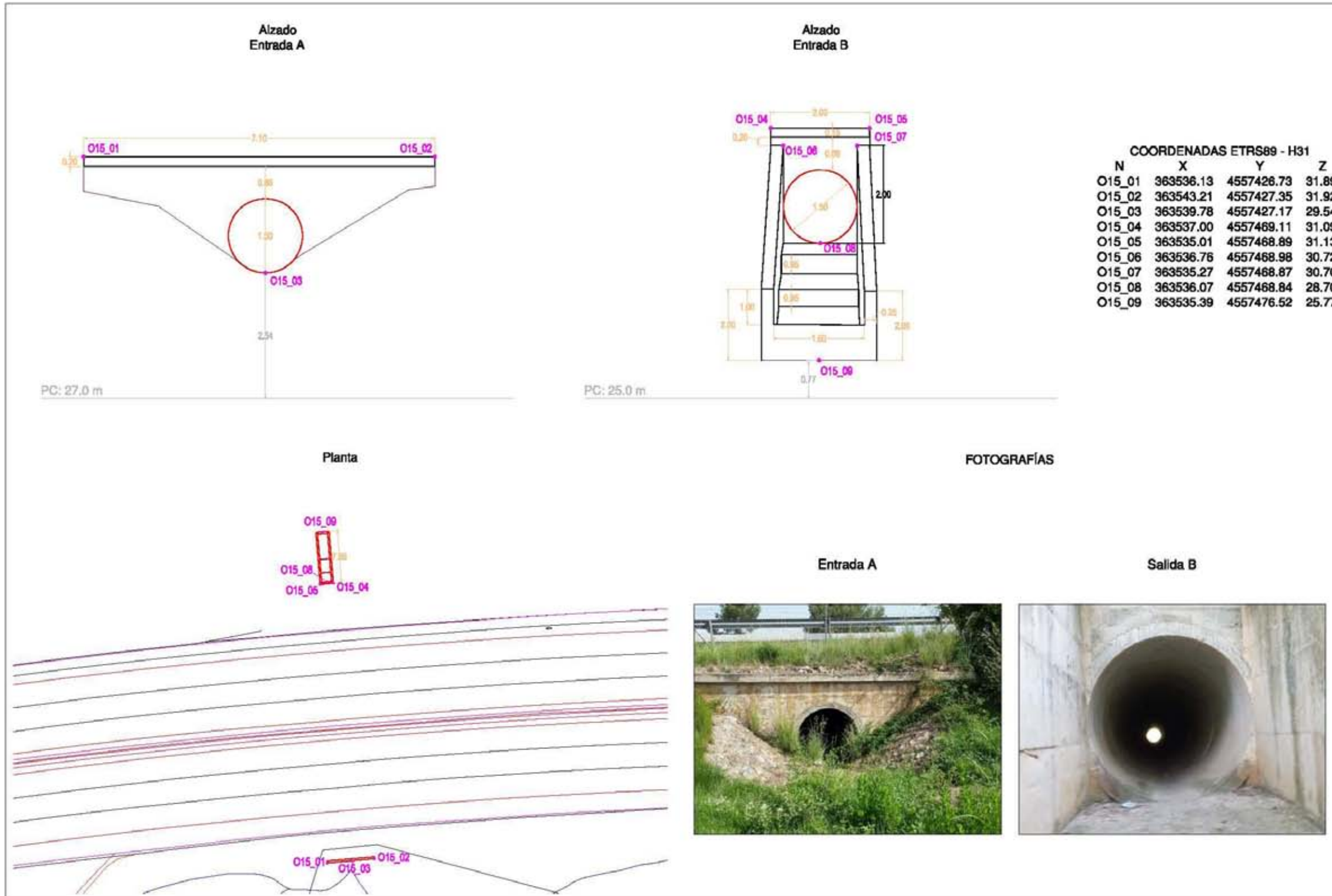


Ministerio de Fomento | DEMARCACION DE CARRETERAS DEL ESTADO EN CATALUÑA | AREA DE PLANEAMIENTO, PROYECTOS Y OBRAS | CLAVE: 23-T-2830 | TITULO: PROYECTO DE LIQUIDACION DE LA VARIANTE CONJUNTA DE ALTAPULLA Y TORREDEMBARRA CTRA. N-340 DE CADIZ Y GIBRALTAR A BARCELONA | INGENIERO SUPERIOR DEL PROYECTO: VICENTE M. BARRERA MARTINEZ-FALERO | CONFORME AL CONTRATISTA: CARLES GORPOT DE OHA | OHL | ESCALA: VARIAS | PLANO Nº: 2.6.4 | DISEÑADOR: OBRA DE DRENAJE 12+400 (1) TRAMO 2 T.H. Ø 1.00 M | FECHA: NOVIEMBRE 2001 | FOLIO: 254-05.DWG

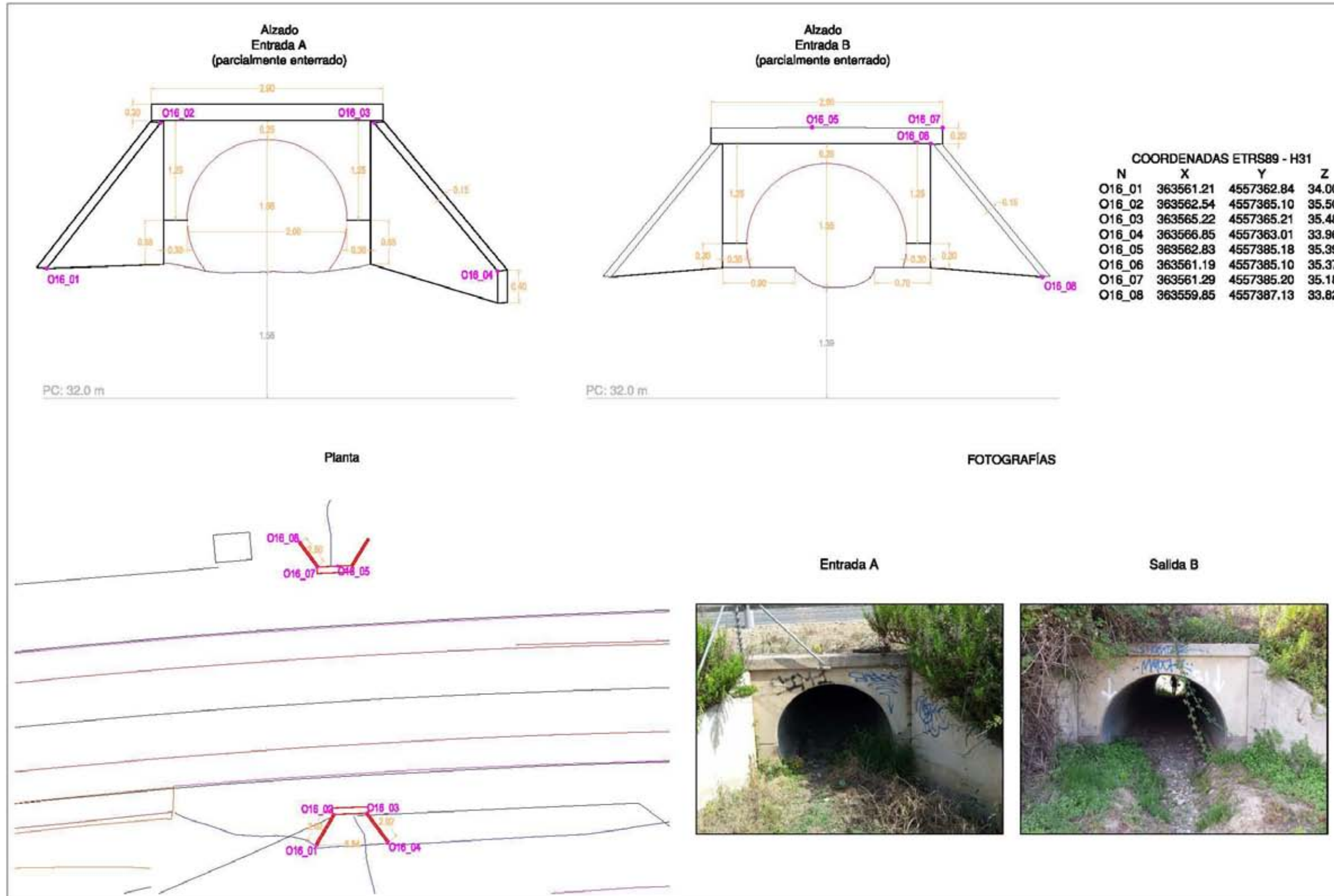


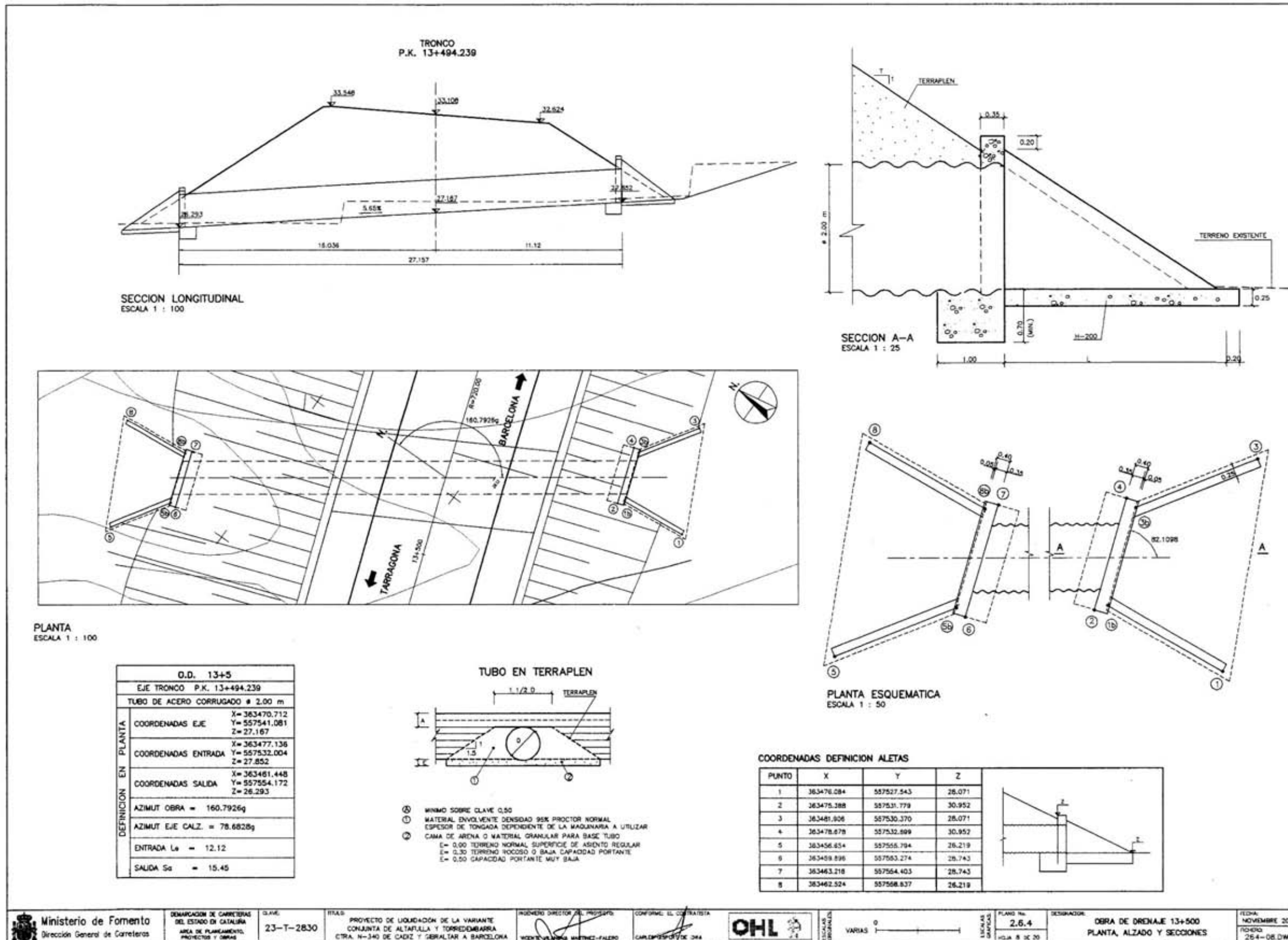


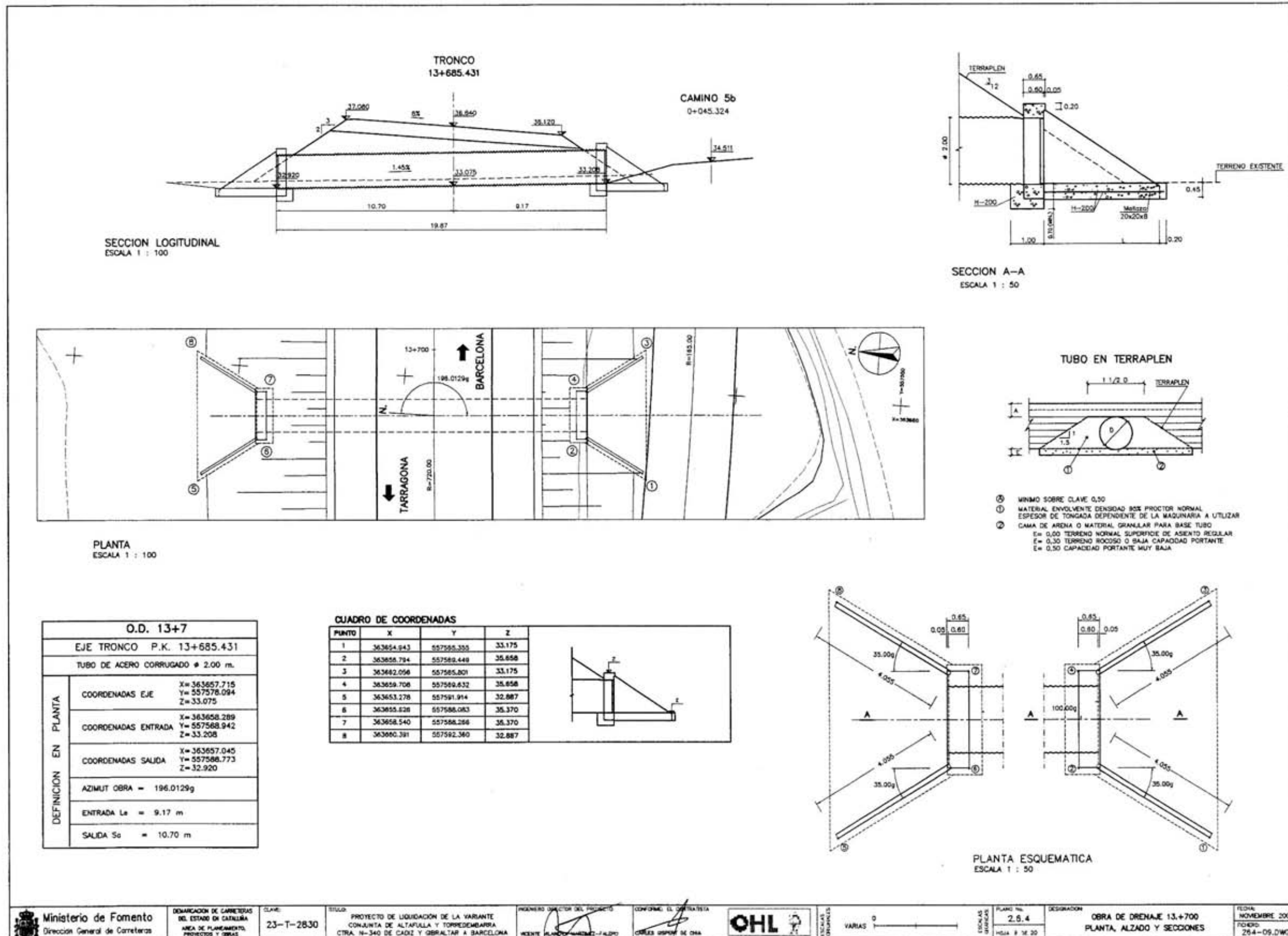
LA MORA - LA POBLA
OD 13+5 AP-7



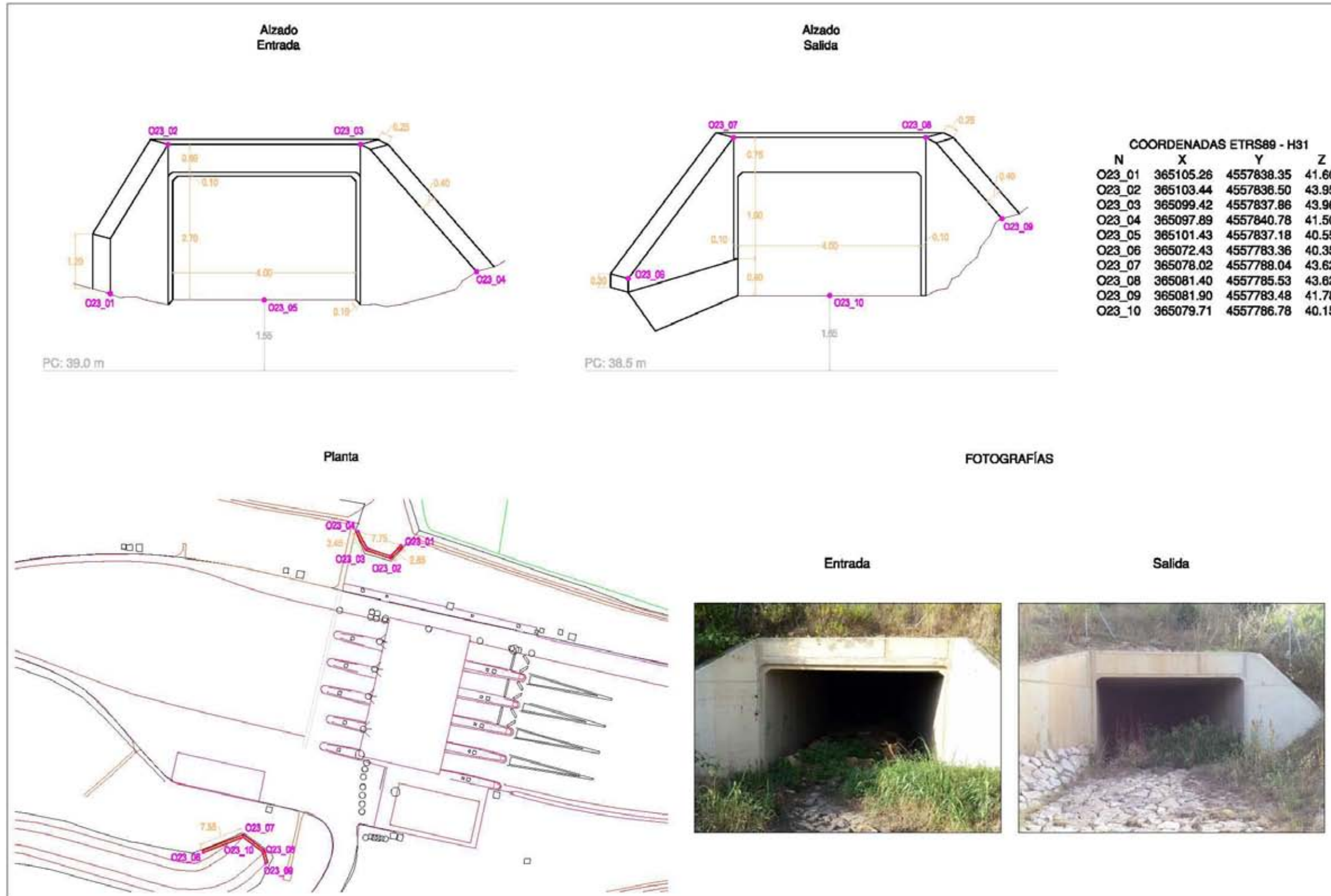
LA MORA - LA POBLA
OD 13+5 N-340



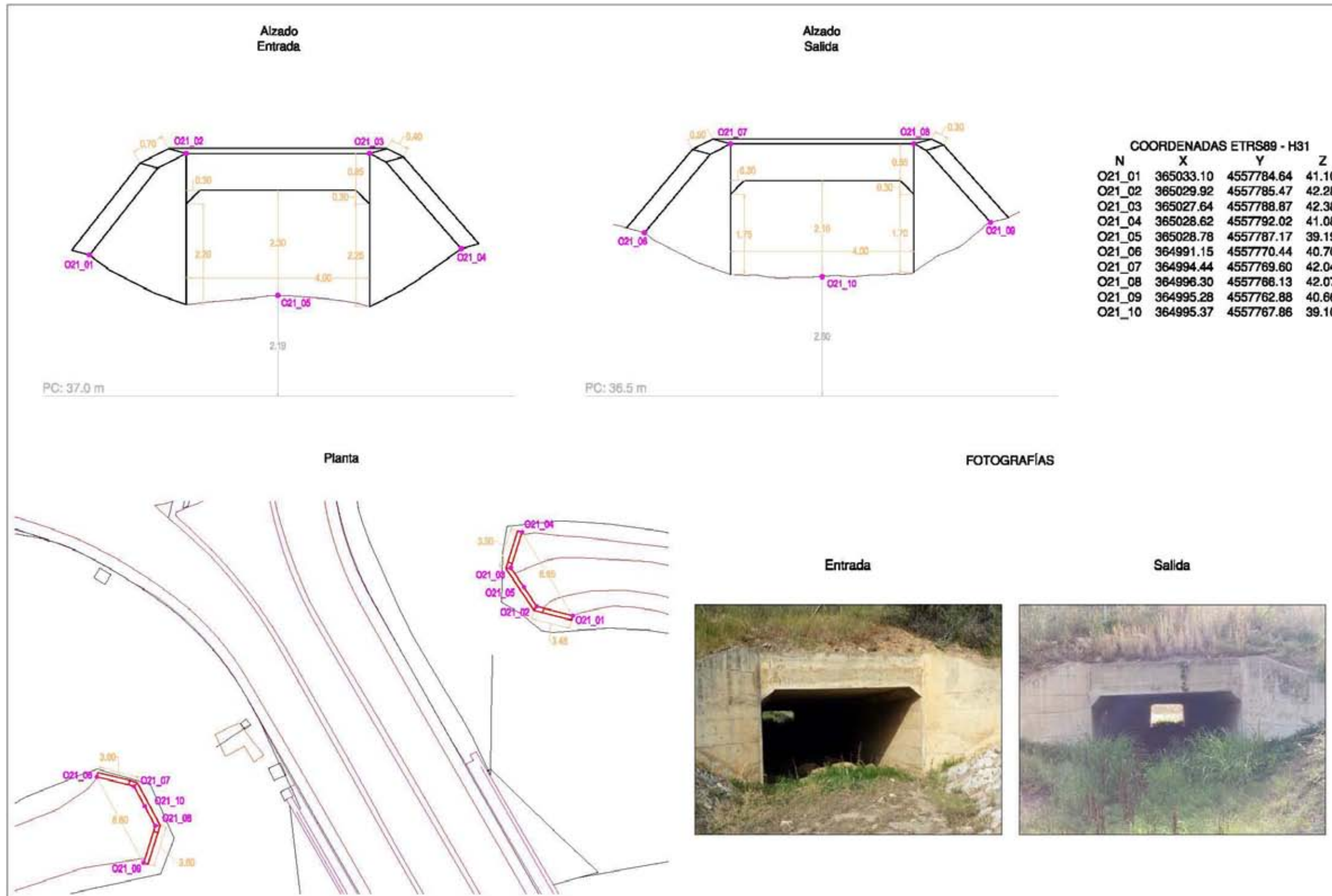




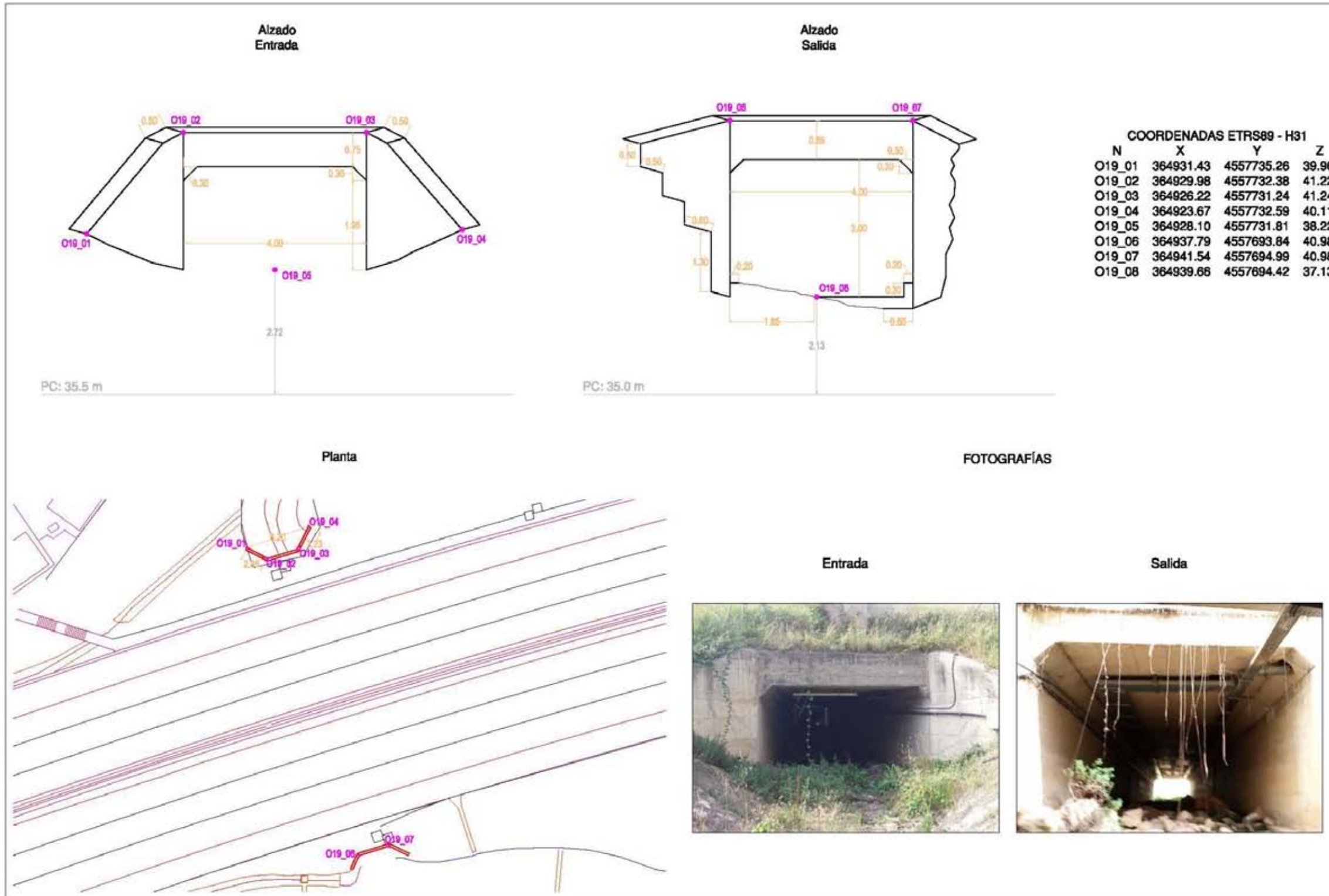
LA MORA - LA POBLA
OD 15+3 ÁREA DE PEAJE



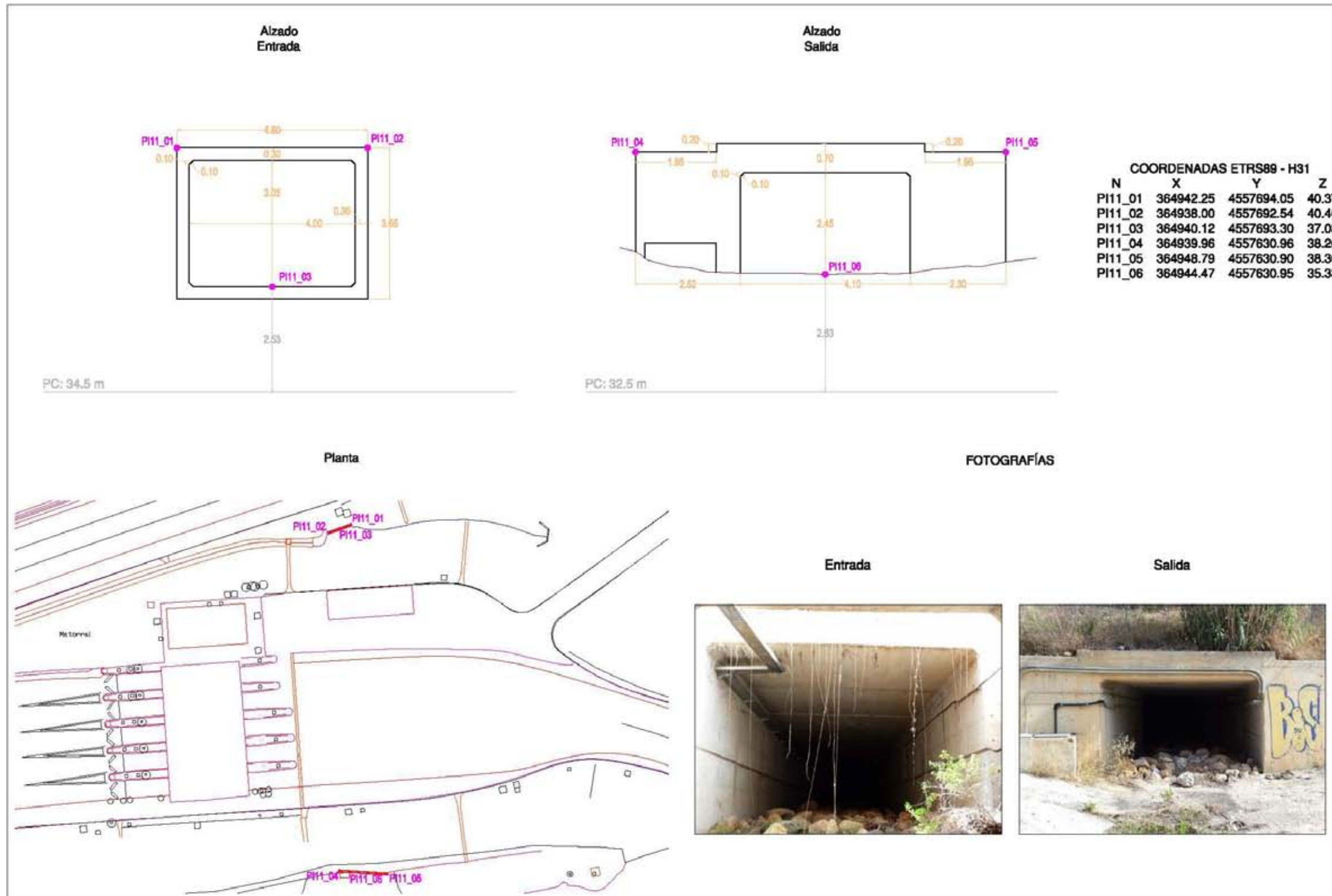
LA MORA - LA POBLA
OD 15+2 N-340



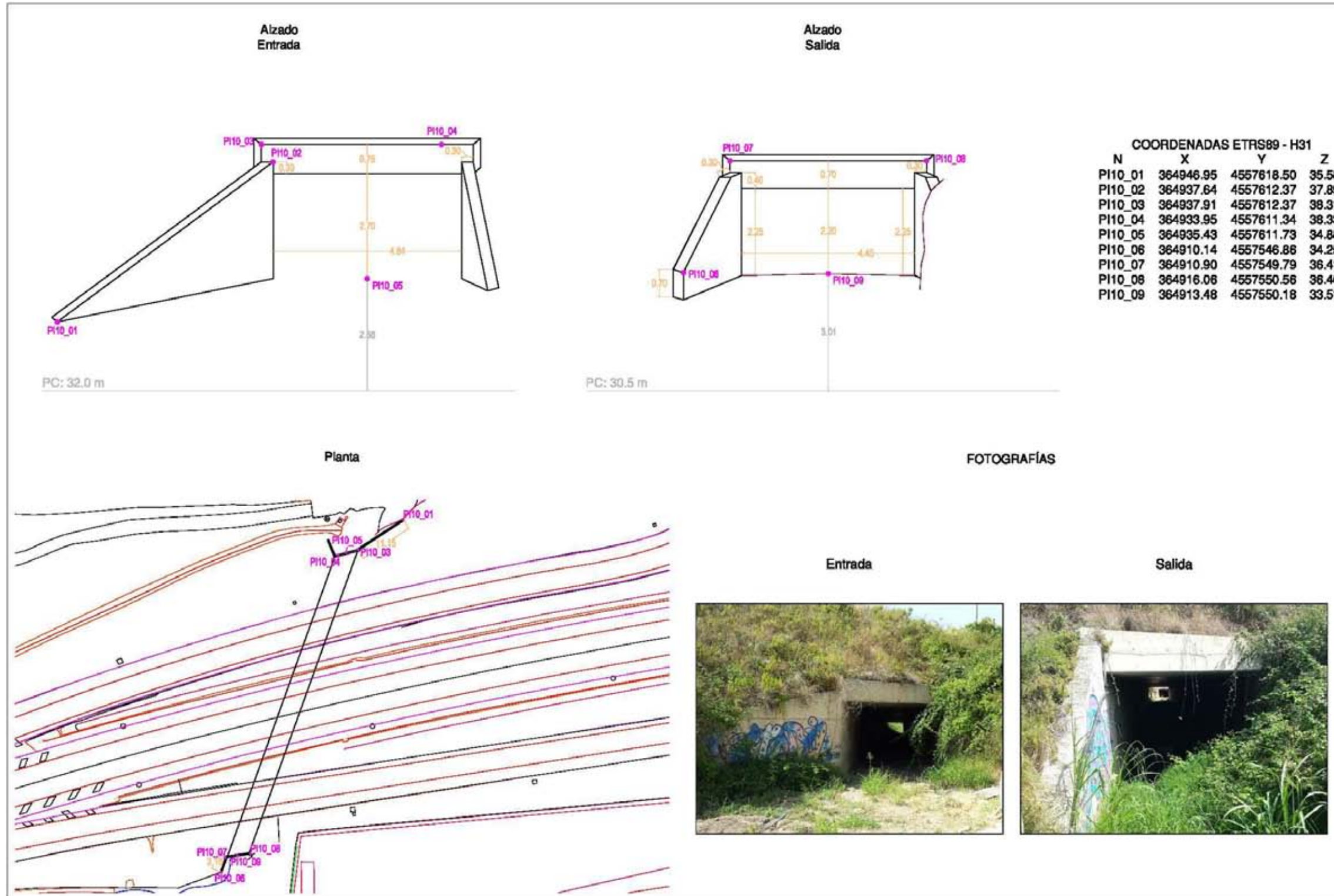
LA MORA - LA POBLA
OD 15+2 AP-7

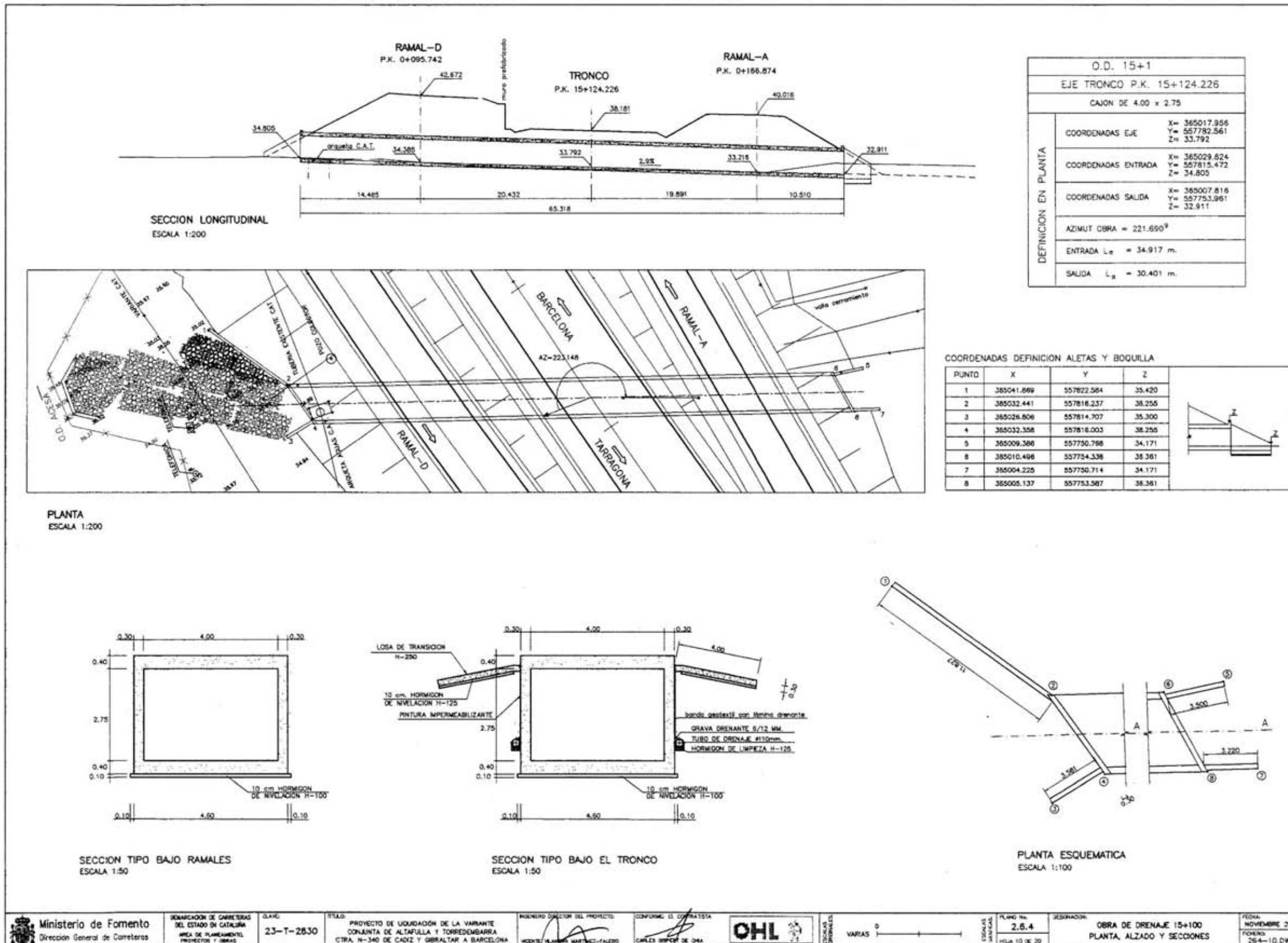


LA MORA - LA POBLA
OD 15+1 AREA DE PEAJE



LA MORA - LA POBLA
OD 15+1 N-340





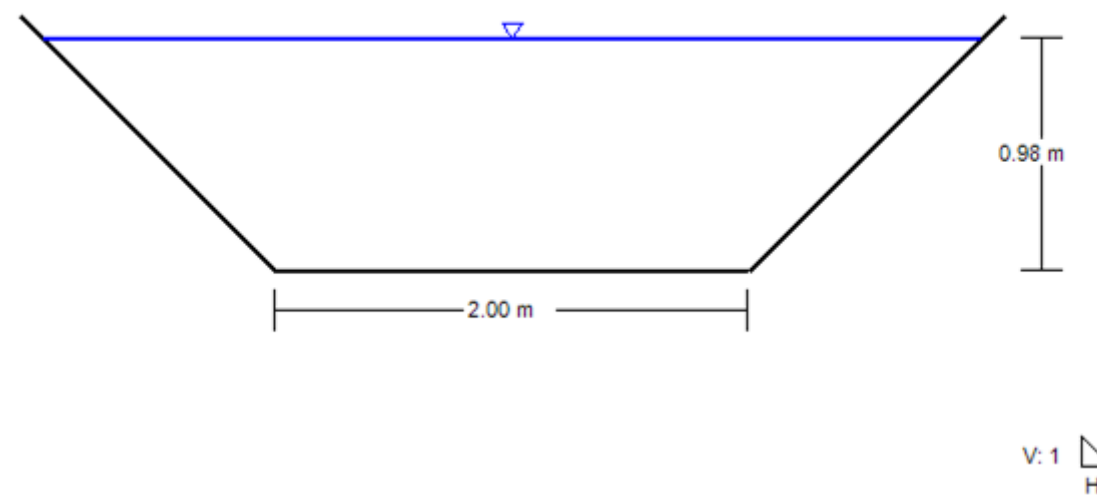
APÉNDICE Nº 2. COMPROBACIÓN HIDRÁULICA: OBRAS DE DRENAJE TRANSVESAL EXISTENTES

Cunetón conexión OD 8.1
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.020
Channel Slope	0.500 %
Normal Depth	0.98 m
Left Side Slope	1.00 m/m (H:V)
Right Side Slope	1.00 m/m (H:V)
Bottom Width	2.00 m
Discharge	7.4700 m ³ /s

Cross Section Image

Cunetón conexión OD 8.1
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.020
Channel Slope	0.500 %
Left Side Slope	1.00 m/m (H:V)
Right Side Slope	1.00 m/m (H:V)
Bottom Width	2.00 m
Discharge	7.4700 m ³ /s

Results

Normal Depth	0.98 m
Flow Area	2.93 m ²
Wetted Perimeter	4.78 m
Hydraulic Radius	0.61 m
Top Width	3.96 m
Critical Depth	0.95 m
Critical Slope	0.00559 m/m
Velocity	2.55 m/s
Velocity Head	0.33 m
Specific Energy	1.31 m
Froude Number	0.95
Flow Type	Subcritical

GVF Input Data

Downstream Depth	0.00 m
Length	0.00 m
Number Of Steps	0

GVF Output Data

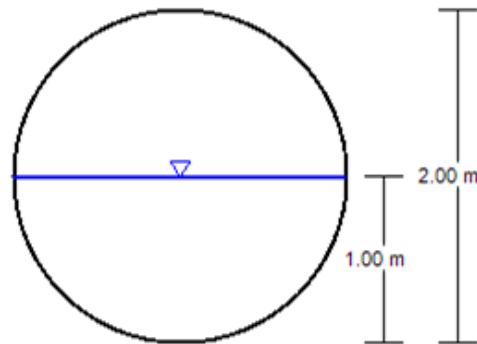
Upstream Depth	0.00 m
Profile Description	
Profile Headloss	0.00 m
Downstream Velocity	Infinito m/s
Upstream Velocity	Infinito m/s
Normal Depth	0.98 m
Critical Depth	0.95 m
Channel Slope	0.500 %
Critical Slope	0.00559 m/m

OD 8.1 N-340
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.020
Channel Slope	2.310 %
Normal Depth	1.00 m
Diameter	2.00 m
Discharge	7.4700 m ³ /s

Cross Section Image

 V: 1
 H: 1

OD 8.1 N-340
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.020
Channel Slope	2.310 %
Diameter	2.00 m
Discharge	7.4700 m ³ /s

Results

Normal Depth	1.00 m
Flow Area	1.56 m ²
Wetted Perimeter	3.13 m
Hydraulic Radius	0.50 m
Top Width	2.00 m
Critical Depth	1.32 m
Percent Full	49.8 %
Critical Slope	0.00945 m/m
Velocity	4.78 m/s
Velocity Head	1.16 m
Specific Energy	2.16 m
Froude Number	1.73
Maximum Discharge	16.18 m ³ /s
Discharge Full	15.04 m ³ /s
Slope Full	0.00570 m/m
Flow Type	SuperCritical

GVF Input Data

Downstream Depth	0.00 m
Length	0.00 m
Number Of Steps	0

GVF Output Data

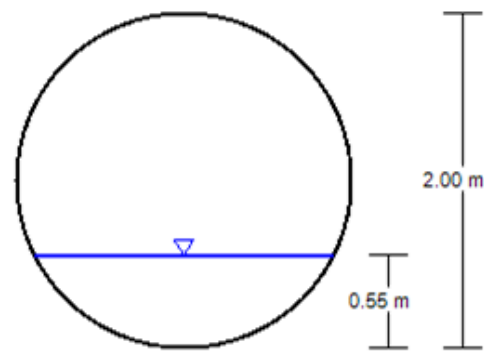
Upstream Depth	0.00 m
Profile Description	
Profile Headloss	0.00 m
Average End Depth Over Rise	0.00 %
Normal Depth Over Rise	49.80 %
Downstream Velocity	Infinito m/s
Upstream Velocity	Infinito m/s
Normal Depth	1.00 m
Critical Depth	1.32 m
Channel Slope	2.310 %

OD 11+4 N-340
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.022
Channel Slope	5.250 %
Normal Depth	0.55 m
Diameter	2.00 m
Discharge	3.4600 m ³ /s

Cross Section Image

 V: 1
 H: 1

OD 11+4 N-340
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.022
Channel Slope	5.250 %
Diameter	2.00 m
Discharge	3.4600 m ³ /s

Results

Normal Depth	0.55 m
Flow Area	0.71 m ²
Wetted Perimeter	2.22 m
Hydraulic Radius	0.32 m
Top Width	1.79 m
Critical Depth	0.89 m
Percent Full	27.7 %
Critical Slope	0.00901 m/m
Velocity	4.87 m/s
Velocity Head	1.21 m
Specific Energy	1.77 m
Froude Number	2.47
Maximum Discharge	22.17 m ³ /s
Discharge Full	20.61 m ³ /s
Slope Full	0.00148 m/m
Flow Type	SuperCritical

GVF Input Data

Downstream Depth	0.00 m
Length	0.00 m
Number Of Steps	0

GVF Output Data

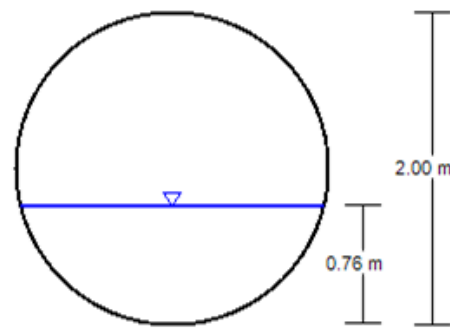
Upstream Depth	0.00 m
Profile Description	
Profile Headloss	0.00 m
Average End Depth Over Rise	0.00 %
Normal Depth Over Rise	27.72 %
Downstream Velocity	Infinito m/s
Upstream Velocity	Infinito m/s
Normal Depth	0.55 m
Critical Depth	0.89 m
Channel Slope	5.250 %

OD 11+6 N-340
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.022
Channel Slope	2.590 %
Normal Depth	0.76 m
Diameter	2.00 m
Discharge	4.4400 m ³ /s

Cross Section Image

 V: 1
 H: 1

OD 11+6 N-340
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.022
Channel Slope	2.590 %
Diameter	2.00 m
Discharge	4.4400 m ³ /s

Results

Normal Depth	0.76 m
Flow Area	1.10 m ²
Wetted Perimeter	2.66 m
Hydraulic Radius	0.41 m
Top Width	1.94 m
Critical Depth	1.01 m
Percent Full	38.0 %
Critical Slope	0.00943 m/m
Velocity	4.05 m/s
Velocity Head	0.84 m
Specific Energy	1.60 m
Froude Number	1.72
Maximum Discharge	15.57 m ³ /s
Discharge Full	14.48 m ³ /s
Slope Full	0.00244 m/m
Flow Type	SuperCritical

GVF Input Data

Downstream Depth	0.00 m
Length	0.00 m
Number Of Steps	0

GVF Output Data

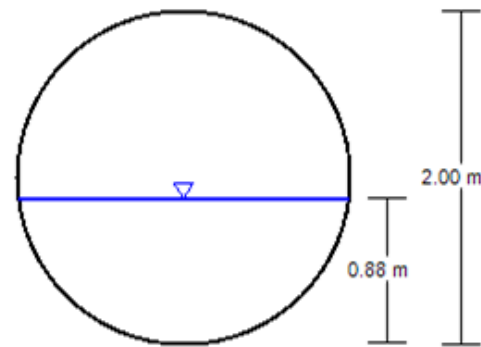
Upstream Depth	0.00 m
Profile Description	
Profile Headloss	0.00 m
Average End Depth Over Rise	0.00 %
Normal Depth Over Rise	38.00 %
Downstream Velocity	Infinito m/s
Upstream Velocity	Infinito m/s
Normal Depth	0.76 m
Critical Depth	1.01 m
Channel Slope	2.590 %

OD 12+0 N-340
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.022
Channel Slope	0.990 %
Normal Depth	0.88 m
Diameter	2.00 m
Discharge	3.5600 m ³ /s

Cross Section Image

 V: 1
 H: 1

OD 12+0 N-340
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.022
Channel Slope	0.990 %
Diameter	2.00 m
Discharge	3.5600 m ³ /s

Results

Normal Depth	0.88 m
Flow Area	1.33 m ²
Wetted Perimeter	2.89 m
Hydraulic Radius	0.46 m
Top Width	1.98 m
Critical Depth	0.90 m
Percent Full	43.8 %
Critical Slope	0.00905 m/m
Velocity	2.69 m/s
Velocity Head	0.37 m
Specific Energy	1.24 m
Froude Number	1.05
Maximum Discharge	9.63 m ³ /s
Discharge Full	8.95 m ³ /s
Slope Full	0.00157 m/m
Flow Type	SuperCritical

GVF Input Data

Downstream Depth	0.00 m
Length	0.00 m
Number Of Steps	0

GVF Output Data

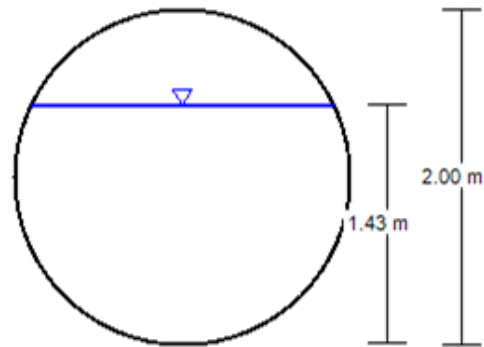
Upstream Depth	0.00 m
Profile Description	
Profile Headloss	0.00 m
Average End Depth Over Rise	0.00 %
Normal Depth Over Rise	43.84 %
Downstream Velocity	Infinito m/s
Upstream Velocity	Infinito m/s
Normal Depth	0.88 m
Critical Depth	0.90 m
Channel Slope	0.990 %

OD 12+4 N-340 T3
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.022
Channel Slope	0.700 %
Normal Depth	1.43 m
Diameter	2.00 m
Discharge	6.4900 m ³ /s

Cross Section Image

 V: 1
 H: 1

OD 12+4 N-340 T3
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.022
Channel Slope	0.700 %
Diameter	2.00 m
Discharge	6.4900 m ³ /s

Results

Normal Depth	1.43 m
Flow Area	2.41 m ²
Wetted Perimeter	4.04 m
Hydraulic Radius	0.60 m
Top Width	1.80 m
Critical Depth	1.23 m
Percent Full	71.6 %
Critical Slope	0.01066 m/m
Velocity	2.70 m/s
Velocity Head	0.37 m
Specific Energy	1.80 m
Froude Number	0.74
Maximum Discharge	8.10 m ³ /s
Discharge Full	7.53 m ³ /s
Slope Full	0.00520 m/m
Flow Type	SubCritical

GVF Input Data

Downstream Depth	0.00 m
Length	0.00 m
Number Of Steps	0

GVF Output Data

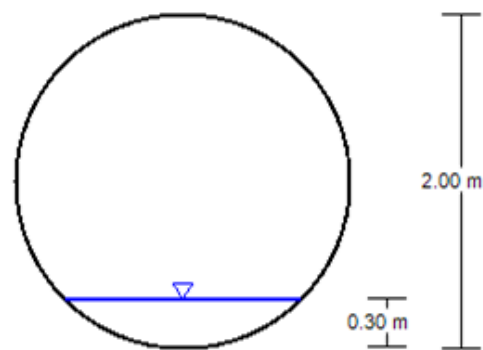
Upstream Depth	0.00 m
Profile Description	
Profile Headloss	0.00 m
Average End Depth Over Rise	0.00 %
Normal Depth Over Rise	71.62 %
Downstream Velocity	Infinito m/s
Upstream Velocity	Infinito m/s
Normal Depth	1.43 m
Critical Depth	1.23 m
Channel Slope	0.700 %

OD 13+5 N-340
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.022
Channel Slope	3.900 %
Normal Depth	0.30 m
Diameter	2.00 m
Discharge	0.8400 m ³ /s

Cross Section Image

 V: 1
 H: 1

OD 13+5 N-340
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.022
Channel Slope	3.900 %
Diameter	2.00 m
Discharge	0.8400 m ³ /s

Results

Normal Depth	0.30 m
Flow Area	0.29 m ²
Wetted Perimeter	1.58 m
Hydraulic Radius	0.18 m
Top Width	1.42 m
Critical Depth	0.43 m
Percent Full	14.8 %
Critical Slope	0.00877 m/m
Velocity	2.90 m/s
Velocity Head	0.43 m
Specific Energy	0.72 m
Froude Number	2.05
Maximum Discharge	19.11 m ³ /s
Discharge Full	17.77 m ³ /s
Slope Full	0.00009 m/m
Flow Type	SuperCritical

GVF Input Data

Downstream Depth	0.00 m
Length	0.00 m
Number Of Steps	0

GVF Output Data

Upstream Depth	0.00 m
Profile Description	
Profile Headloss	0.00 m
Average End Depth Over Rise	0.00 %
Normal Depth Over Rise	14.80 %
Downstream Velocity	Infinito m/s
Upstream Velocity	Infinito m/s
Normal Depth	0.30 m
Critical Depth	0.43 m
Channel Slope	3.900 %

OD 13+7 N-340

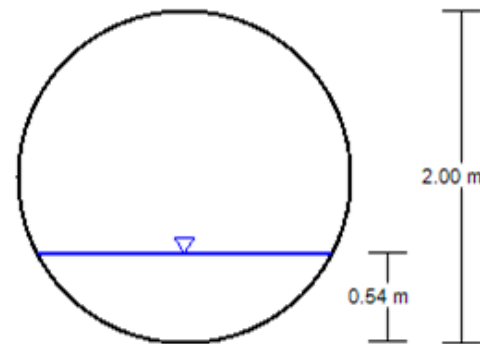
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.022
Channel Slope	1.450 %
Normal Depth	0.54 m
Diameter	2.00 m
Discharge	1.7300 m³/s

Cross Section Image



V: 1
H: 1

OD 13+7 N-340

Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.022
Channel Slope	1.450 %
Diameter	2.00 m
Discharge	1.7300 m³/s

Results

Normal Depth	0.54 m
Flow Area	0.69 m²
Wetted Perimeter	2.19 m
Hydraulic Radius	0.31 m
Top Width	1.78 m
Critical Depth	0.62 m
Percent Full	27.0 %
Critical Slope	0.00859 m/m
Velocity	2.53 m/s
Velocity Head	0.33 m
Specific Energy	0.87 m
Froude Number	1.30
Maximum Discharge	11.65 m³/s
Discharge Full	10.83 m³/s
Slope Full	0.00037 m/m
Flow Type	SuperCritical

GVF Input Data

Downstream Depth	0.00 m
Length	0.00 m
Number Of Steps	0

GVF Output Data

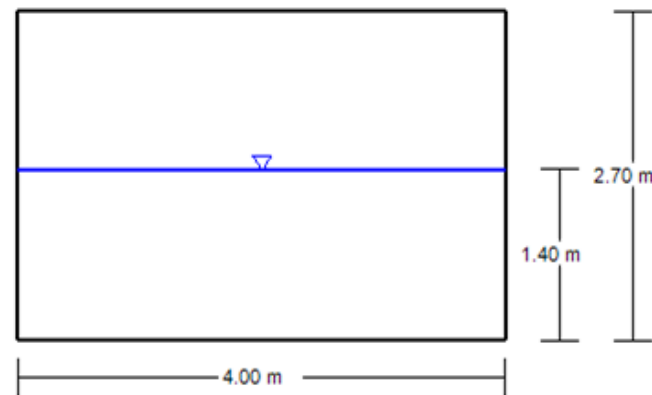
Upstream Depth	0.00 m
Profile Description	
Profile Headloss	0.00 m
Average End Depth Over Rise	0.00 %
Normal Depth Over Rise	27.02 %
Downstream Velocity	Infinito m/s
Upstream Velocity	Infinito m/s
Normal Depth	0.54 m
Critical Depth	0.62 m
Channel Slope	1.450 %

OD 15+3 ÁREA DE PEAJE
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.020
Channel Slope	0.730 %
Normal Depth	1.40 m
Height	2.70 m
Bottom Width	4.00 m
Discharge	20.9900 m ³ /s

Cross Section Image

 V: 1
H: 1

OD 15+3 ÁREA DE PEAJE
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.020
Channel Slope	0.730 %
Height	2.70 m
Bottom Width	4.00 m
Discharge	20.9900 m ³ /s

Results

Normal Depth	1.40 m
Flow Area	5.59 m ²
Wetted Perimeter	6.80 m
Hydraulic Radius	0.82 m
Top Width	4.00 m
Critical Depth	1.41 m
Percent Full	51.8 %
Critical Slope	0.00713 m/m
Velocity	3.75 m/s
Velocity Head	0.72 m
Specific Energy	2.12 m
Froude Number	1.01
Discharge Full	39.96 m ³ /s
Slope Full	0.02645 m/m
Flow Type	Supercritical

GVF Input Data

Downstream Depth	0.00 m
Length	0.00 m
Number Of Steps	0

GVF Output Data

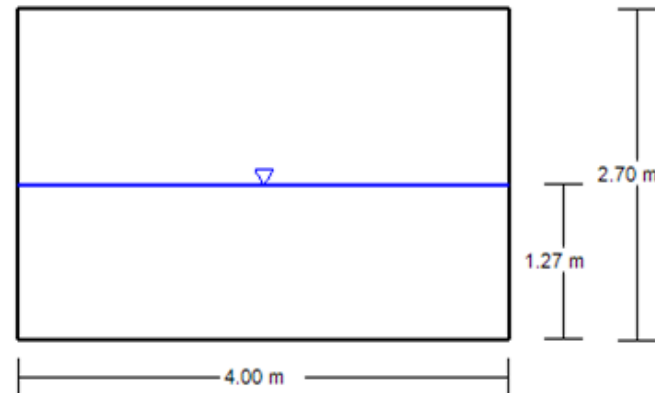
Upstream Depth	0.00 m
Profile Description	
Profile Headloss	0.00 m
Average End Depth Over Rise	0.00 %
Normal Depth Over Rise	51.80 %
Downstream Velocity	Infinito m/s
Upstream Velocity	Infinito m/s
Normal Depth	1.40 m
Critical Depth	1.41 m
Channel Slope	0.730 %

OD 15+2 N-340
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.020
Channel Slope	0.960 %
Normal Depth	1.27 m
Height	2.70 m
Bottom Width	4.00 m
Discharge	20.9900 m ³ /s

Cross Section Image

 V: 1
 H: 1

OD 15+2 N-340
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.020
Channel Slope	0.960 %
Height	2.70 m
Bottom Width	4.00 m
Discharge	20.9900 m ³ /s

Results

Normal Depth	1.27 m
Flow Area	5.07 m ²
Wetted Perimeter	6.54 m
Hydraulic Radius	0.78 m
Top Width	4.00 m
Critical Depth	1.41 m
Percent Full	47.0 %
Critical Slope	0.00713 m/m
Velocity	4.14 m/s
Velocity Head	0.87 m
Specific Energy	2.14 m
Froude Number	1.17
Discharge Full	45.82 m ³ /s
Slope Full	0.04575 m/m
Flow Type	Supercritical

GVF Input Data

Downstream Depth	0.00 m
Length	0.00 m
Number Of Steps	0

GVF Output Data

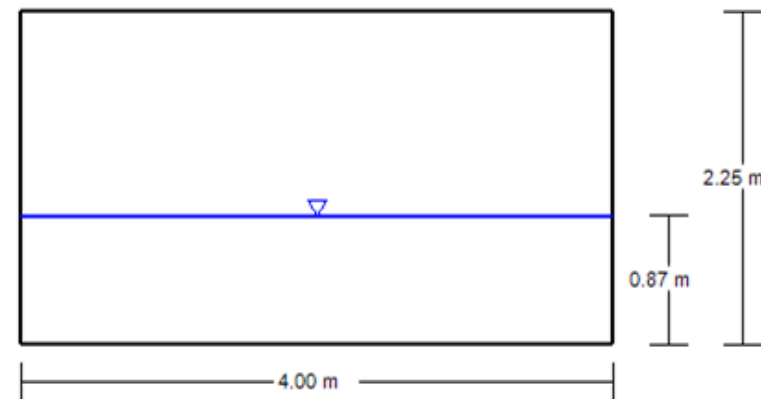
Upstream Depth	0.00 m
Profile Description	
Profile Headloss	0.00 m
Average End Depth Over Rise	0.00 %
Normal Depth Over Rise	46.97 %
Downstream Velocity	Infinito m/s
Upstream Velocity	Infinito m/s
Normal Depth	1.27 m
Critical Depth	1.41 m
Channel Slope	0.960 %

Cross Section for OD 15+1 AP-7
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.020
Channel Slope	2.790 %
Normal Depth	0.87 m
Height	2.25 m
Bottom Width	4.00 m
Discharge	20.9900 m ³ /s

Cross Section Image

 V: 1
H: 1

OD 15+1 AP-7
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.020
Channel Slope	2.790 %
Height	2.25 m
Bottom Width	4.00 m
Discharge	20.9900 m ³ /s

Results

Normal Depth	0.87 m
Flow Area	3.50 m ²
Wetted Perimeter	5.75 m
Hydraulic Radius	0.61 m
Top Width	4.00 m
Critical Depth	1.41 m
Percent Full	38.9 %
Critical Slope	0.00713 m/m
Velocity	6.00 m/s
Velocity Head	1.83 m
Specific Energy	2.71 m
Froude Number	2.05
Discharge Full	60.38 m ³ /s
Slope Full	0.23088 m/m
Flow Type	Supercritical

GVF Input Data

Downstream Depth	0.00 m
Length	0.00 m
Number Of Steps	0

GVF Output Data

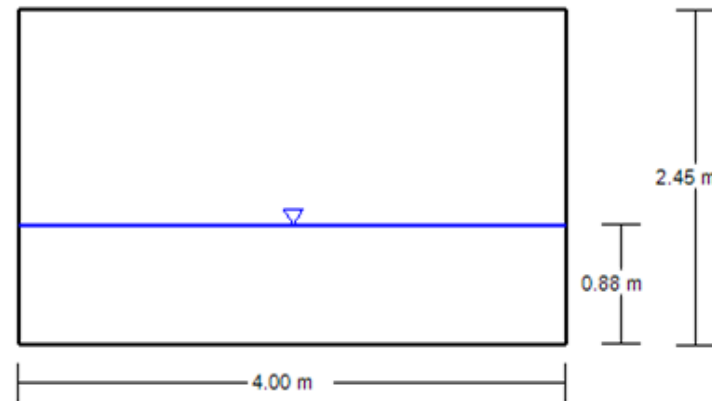
Upstream Depth	0.00 m
Profile Description	
Profile Headloss	0.00 m
Average End Depth Over Rise	0.00 %
Normal Depth Over Rise	38.88 %
Downstream Velocity	Infinito m/s
Upstream Velocity	Infinito m/s
Normal Depth	0.87 m
Critical Depth	1.41 m
Channel Slope	2.790 %

OD 15+1 AREA DE PEAJE
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.020
Channel Slope	2.720 %
Normal Depth	0.88 m
Height	2.45 m
Bottom Width	4.00 m
Discharge	20.9900 m ³ /s

Cross Section Image

 V: 1
 H: 1

OD 15+1 AREA DE PEAJE
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.020
Channel Slope	2.720 %
Height	2.45 m
Bottom Width	4.00 m
Discharge	20.9900 m ³ /s

Results

Normal Depth	0.88 m
Flow Area	3.53 m ²
Wetted Perimeter	5.76 m
Hydraulic Radius	0.61 m
Top Width	4.00 m
Critical Depth	1.41 m
Percent Full	36.0 %
Critical Slope	0.00713 m/m
Velocity	5.95 m/s
Velocity Head	1.80 m
Specific Energy	2.69 m
Froude Number	2.02
Discharge Full	67.28 m ³ /s
Slope Full	0.27948 m/m
Flow Type	Supercritical

GVF Input Data

Downstream Depth	0.00 m
Length	0.00 m
Number Of Steps	0

GVF Output Data

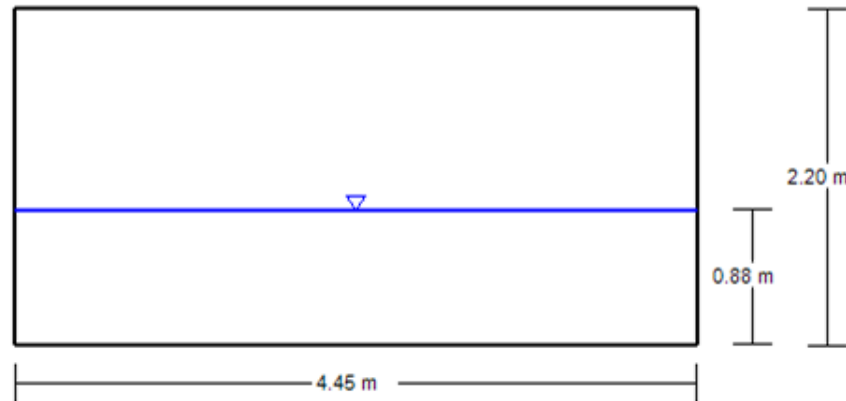
Upstream Depth	0.00 m
Profile Description	
Profile Headloss	0.00 m
Average End Depth Over Rise	0.00 %
Normal Depth Over Rise	36.02 %
Downstream Velocity	Infinito m/s
Upstream Velocity	Infinito m/s
Normal Depth	0.88 m
Critical Depth	1.41 m
Channel Slope	2.720 %

OD 15+1 N-340
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.020
Channel Slope	2.100 %
Normal Depth	0.88 m
Height	2.20 m
Bottom Width	4.45 m
Discharge	20.9900 m ³ /s

Cross Section Image

 V: 1
 H: 1

OD 15+1 N-340
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.020
Channel Slope	2.100 %
Height	2.20 m
Bottom Width	4.45 m
Discharge	20.9900 m ³ /s

Results

Normal Depth	0.88 m
Flow Area	3.93 m ²
Wetted Perimeter	6.22 m
Hydraulic Radius	0.63 m
Top Width	4.45 m
Critical Depth	1.31 m
Percent Full	40.2 %
Critical Slope	0.00665 m/m
Velocity	5.34 m/s
Velocity Head	1.45 m
Specific Energy	2.34 m
Froude Number	1.81
Discharge Full	57.83 m ³ /s
Slope Full	0.15940 m/m
Flow Type	Supercritical

GVF Input Data

Downstream Depth	0.00 m
Length	0.00 m
Number Of Steps	0

GVF Output Data

Upstream Depth	0.00 m
Profile Description	
Profile Headloss	0.00 m
Average End Depth Over Rise	0.00 %
Normal Depth Over Rise	40.16 %
Downstream Velocity	Infinito m/s
Upstream Velocity	Infinito m/s
Normal Depth	0.88 m
Critical Depth	1.31 m
Channel Slope	2.100 %

APÉNDICE Nº 3. CÁLCULO DE OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL

Reposición Cunetón conexión OD 8.1

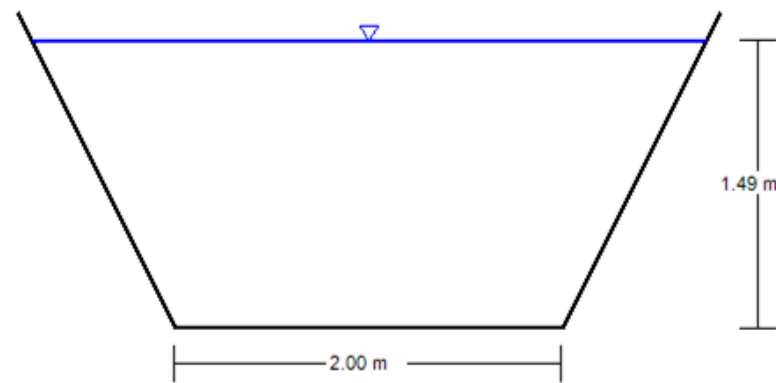
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.020
Channel Slope	0.500 %
Normal Depth	1.49 m
Left Side Slope	0.50 m/m (H:V)
Right Side Slope	0.50 m/m (H:V)
Bottom Width	2.00 m
Discharge	12.086 m ³ /s

Cross Section Image


 V: 1
H: 1

Reposición Cunetón conexión OD 8.1

Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.020
Channel Slope	0.500 %
Left Side Slope	0.50 m/m (H:V)
Right Side Slope	0.50 m/m (H:V)
Bottom Width	2.00 m
Discharge	12.086 m ³ /s

Results

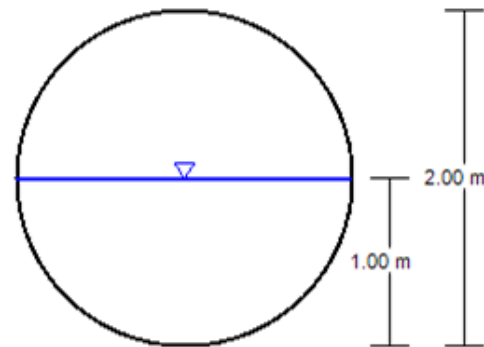
Normal Depth	1.49 m
Flow Area	4.08 m ²
Wetted Perimeter	5.33 m
Hydraulic Radius	0.77 m
Top Width	3.49 m
Critical Depth	1.37 m
Critical Slope	0.00656 m/m
Velocity	2.96 m/s
Velocity Head	0.45 m
Specific Energy	1.93 m
Froude Number	0.87
Flow Type	Subcritical

OD 8.1
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.020
Channel Slope	2.31000 %
Normal Depth	1.00 m
Diameter	2.00 m
Discharge	7.47 m ³ /s

Cross Section Image

 V: 1
 H: 1

OD 8.1
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.020
Channel Slope	2.31000 %
Diameter	2.00 m
Discharge	7.47 m ³ /s

Results

Normal Depth	1.00 m
Flow Area	1.56 m ²
Wetted Perimeter	3.13 m
Hydraulic Radius	0.50 m
Top Width	2.00 m
Critical Depth	1.32 m
Percent Full	49.8 %
Critical Slope	0.00945 m/m
Velocity	4.78 m/s
Velocity Head	1.16 m
Specific Energy	2.16 m
Froude Number	1.73
Maximum Discharge	16.18 m ³ /s
Discharge Full	15.04 m ³ /s
Slope Full	0.00570 m/m
Flow Type	SuperCritical

GVF Input Data

Downstream Depth	0.00 m
Length	0.00 m
Number Of Steps	0

GVF Output Data

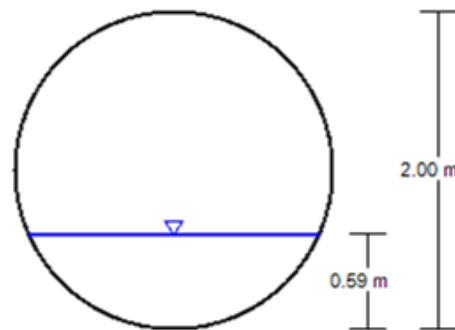
Upstream Depth	0.00 m
Profile Description	
Profile Headloss	0.00 m
Average End Depth Over Rise	0.00 %
Normal Depth Over Rise	49.80 %
Downstream Velocity	Infinito m/s
Upstream Velocity	Infinito m/s
Normal Depth	1.00 m
Critical Depth	1.32 m
Channel Slope	2.31000 %

ODT 101+610
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.020
Channel Slope	3.36500 %
Normal Depth	0.59 m
Diameter	2.00 m
Discharge	3.46 m ³ /s

Cross Section Image

 V: 1
 H: 1

ODT 101+610
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.020
Channel Slope	3.36500 %
Diameter	2.00 m
Discharge	3.46 m ³ /s

Results

Normal Depth	0.59 m
Flow Area	0.78 m ²
Wetted Perimeter	2.30 m
Hydraulic Radius	0.34 m
Top Width	1.83 m
Critical Depth	0.89 m
Percent Full	29.6 %
Critical Slope	0.00744 m/m
Velocity	4.45 m/s
Velocity Head	1.01 m
Specific Energy	1.60 m
Froude Number	2.18
Maximum Discharge	19.53 m ³ /s
Discharge Full	18.15 m ³ /s
Slope Full	0.00122 m/m
Flow Type	SuperCritical

GVF Input Data

Downstream Depth	0.00 m
Length	0.00 m
Number Of Steps	0

GVF Output Data

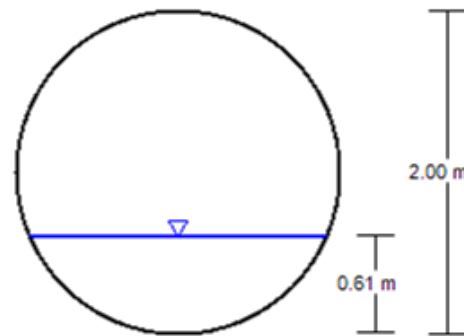
Upstream Depth	0.00 m
Profile Description	
Profile Headloss	0.00 m
Average End Depth Over Rise	0.00 %
Normal Depth Over Rise	29.58 %
Downstream Velocity	Infinito m/s
Upstream Velocity	Infinito m/s
Normal Depth	0.59 m
Critical Depth	0.89 m
Channel Slope	3.36500 %

ODT 101+850
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.020
Channel Slope	5.06600 %
Normal Depth	0.61 m
Diameter	2.00 m
Discharge	4.44 m ³ /s

Cross Section Image

 V: 1
H: 1

ODT 101+850
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.020
Channel Slope	5.06600 %
Diameter	2.00 m
Discharge	4.44 m ³ /s

Results

Normal Depth	0.61 m
Flow Area	0.80 m ²
Wetted Perimeter	2.33 m
Hydraulic Radius	0.34 m
Top Width	1.84 m
Critical Depth	1.01 m
Percent Full	30.3 %
Critical Slope	0.00780 m/m
Velocity	5.53 m/s
Velocity Head	1.56 m
Specific Energy	2.16 m
Froude Number	2.67
Maximum Discharge	23.96 m ³ /s
Discharge Full	22.27 m ³ /s
Slope Full	0.00201 m/m
Flow Type	SuperCritical

GVF Input Data

Downstream Depth	0.00 m
Length	0.00 m
Number Of Steps	0

GVF Output Data

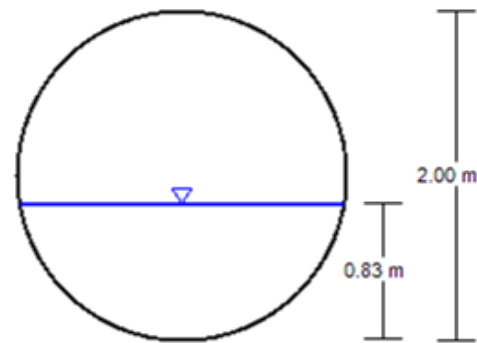
Upstream Depth	0.00 m
Profile Description	
Profile Headloss	0.00 m
Average End Depth Over Rise	0.00 %
Normal Depth Over Rise	30.28 %
Downstream Velocity	Infinito m/s
Upstream Velocity	Infinito m/s
Normal Depth	0.61 m
Critical Depth	1.01 m
Channel Slope	5.06600 %

ODT 102+205
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.020
Channel Slope	0.99400 %
Normal Depth	0.83 m
Diameter	2.00 m
Discharge	3.56 m ³ /s

Cross Section Image

 v: 1
 H: 1

ODT 102+205
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.020
Channel Slope	0.99400 %
Diameter	2.00 m
Discharge	3.56 m ³ /s

Results

Normal Depth	0.83 m
Flow Area	1.23 m ²
Wetted Perimeter	2.80 m
Hydraulic Radius	0.44 m
Top Width	1.97 m
Critical Depth	0.90 m
Percent Full	41.5 %
Critical Slope	0.00748 m/m
Velocity	2.89 m/s
Velocity Head	0.42 m
Specific Energy	1.26 m
Froude Number	1.16
Maximum Discharge	10.61 m ³ /s
Discharge Full	9.87 m ³ /s
Slope Full	0.00129 m/m
Flow Type	SuperCritical

GVF Input Data

Downstream Depth	0.00 m
Length	0.00 m
Number Of Steps	0

GVF Output Data

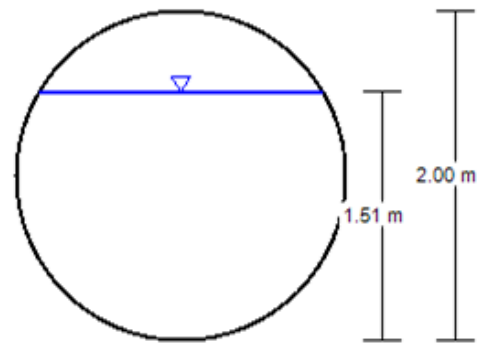
Upstream Depth	0.00 m
Profile Description	
Profile Headloss	0.00 m
Average End Depth Over Rise	0.00 %
Normal Depth Over Rise	41.53 %
Downstream Velocity	Infinito m/s
Upstream Velocity	Infinito m/s
Normal Depth	0.83 m
Critical Depth	0.90 m
Channel Slope	0.99400 %

ODT 102+630 T1
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.020
Channel Slope	0.51000 %
Normal Depth	1.51 m
Diameter	2.00 m
Discharge	6.49 m ³ /s

Cross Section Image

 V: 1
 H: 1

ODT 102+630 T1
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.020
Channel Slope	0.51000 %
Diameter	2.00 m
Discharge	6.49 m ³ /s

Results

Normal Depth	1.51 m
Flow Area	2.54 m ²
Wetted Perimeter	4.21 m
Hydraulic Radius	0.60 m
Top Width	1.72 m
Critical Depth	1.23 m
Percent Full	75.5 %
Critical Slope	0.00881 m/m
Velocity	2.55 m/s
Velocity Head	0.33 m
Specific Energy	1.84 m
Froude Number	0.67
Maximum Discharge	7.60 m ³ /s
Discharge Full	7.07 m ³ /s
Slope Full	0.00430 m/m
Flow Type	SubCritical

GVF Input Data

Downstream Depth	0.00 m
Length	0.00 m
Number Of Steps	0

GVF Output Data

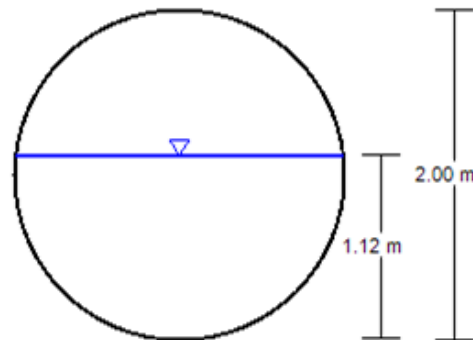
Upstream Depth	0.00 m
Profile Description	
Profile Headloss	0.00 m
Average End Depth Over Rise	0.00 %
Normal Depth Over Rise	75.46 %
Downstream Velocity	Infinito m/s
Upstream Velocity	Infinito m/s
Normal Depth	1.51 m
Critical Depth	1.23 m
Channel Slope	0.51000 %

ODT 102+630 T2
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.020
Channel Slope	1.18800 %
Normal Depth	1.12 m
Diameter	2.00 m
Discharge	6.49 m ³ /s

Cross Section Image

 V: 1
 H: 1

ODT 102+630 T2
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.020
Channel Slope	1.18800 %
Diameter	2.00 m
Discharge	6.49 m ³ /s

Results

Normal Depth	1.12 m
Flow Area	1.81 m ²
Wetted Perimeter	3.38 m
Hydraulic Radius	0.53 m
Top Width	1.99 m
Critical Depth	1.23 m
Percent Full	55.9 %
Critical Slope	0.00881 m/m
Velocity	3.59 m/s
Velocity Head	0.66 m
Specific Energy	1.78 m
Froude Number	1.20
Maximum Discharge	11.60 m ³ /s
Discharge Full	10.79 m ³ /s
Slope Full	0.00430 m/m
Flow Type	SuperCritical

GVF Input Data

Downstream Depth	0.00 m
Length	0.00 m
Number Of Steps	0

GVF Output Data

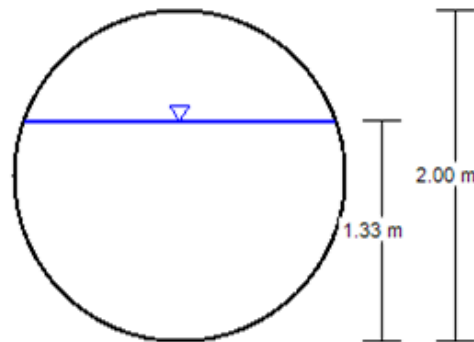
Upstream Depth	0.00 m
Profile Description	
Profile Headloss	0.00 m
Average End Depth Over Rise	0.00 %
Normal Depth Over Rise	55.93 %
Downstream Velocity	Infinito m/s
Upstream Velocity	Infinito m/s
Normal Depth	1.12 m
Critical Depth	1.23 m
Channel Slope	1.18800 %

ODT 102+630 T3
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.020
Channel Slope	0.70600 %
Normal Depth	1.33 m
Diameter	2.00 m
Discharge	6.49 m ³ /s

Cross Section Image

 V: 1
 H: 1

ODT 102+630 T3
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.020
Channel Slope	0.70600 %
Diameter	2.00 m
Discharge	6.49 m ³ /s

Results

Normal Depth	1.33 m
Flow Area	2.22 m ²
Wetted Perimeter	3.81 m
Hydraulic Radius	0.58 m
Top Width	1.89 m
Critical Depth	1.23 m
Percent Full	66.5 %
Critical Slope	0.00881 m/m
Velocity	2.93 m/s
Velocity Head	0.44 m
Specific Energy	1.77 m
Froude Number	0.86
Maximum Discharge	8.94 m ³ /s
Discharge Full	8.31 m ³ /s
Slope Full	0.00430 m/m
Flow Type	SubCritical

GVF Input Data

Downstream Depth	0.00 m
Length	0.00 m
Number Of Steps	0

GVF Output Data

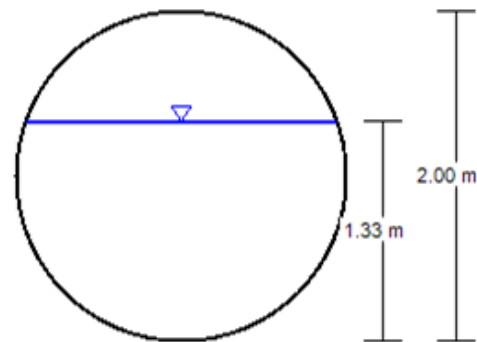
Upstream Depth	0.00 m
Profile Description	
Profile Headloss	0.00 m
Average End Depth Over Rise	0.00 %
Normal Depth Over Rise	66.46 %
Downstream Velocity	Infinito m/s
Upstream Velocity	Infinito m/s
Normal Depth	1.33 m
Critical Depth	1.23 m
Channel Slope	0.70600 %

ODT 102+630 T4
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.020
Channel Slope	0.70400 %
Normal Depth	1.33 m
Diameter	2.00 m
Discharge	6.49 m ³ /s

Cross Section Image

 V: 1
 H: 1

ODT 102+630 T4
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.020
Channel Slope	0.70400 %
Diameter	2.00 m
Discharge	6.49 m ³ /s

Results

Normal Depth	1.33 m
Flow Area	2.22 m ²
Wetted Perimeter	3.82 m
Hydraulic Radius	0.58 m
Top Width	1.89 m
Critical Depth	1.23 m
Percent Full	66.5 %
Critical Slope	0.00881 m/m
Velocity	2.92 m/s
Velocity Head	0.44 m
Specific Energy	1.77 m
Froude Number	0.86
Maximum Discharge	8.93 m ³ /s
Discharge Full	8.30 m ³ /s
Slope Full	0.00430 m/m
Flow Type	SubCritical

GVF Input Data

Downstream Depth	0.00 m
Length	0.00 m
Number Of Steps	0

GVF Output Data

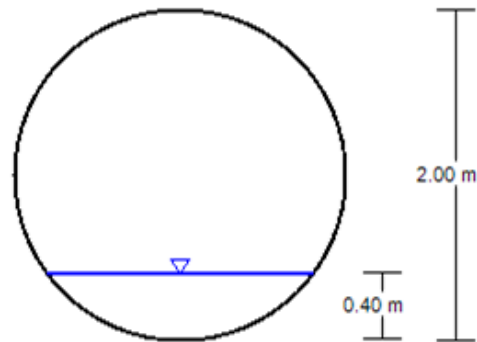
Upstream Depth	0.00 m
Profile Description	
Profile Headloss	0.00 m
Average End Depth Over Rise	0.00 %
Normal Depth Over Rise	66.53 %
Downstream Velocity	Infinito m/s
Upstream Velocity	Infinito m/s
Normal Depth	1.33 m
Critical Depth	1.23 m
Channel Slope	0.70400 %

ODT 103+680
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.020
Channel Slope	0.90100 %
Normal Depth	0.40 m
Diameter	2.00 m
Discharge	0.84 m ³ /s

Cross Section Image

 V: 1
H: 1

ODT 103+680
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.020
Channel Slope	0.90100 %
Diameter	2.00 m
Discharge	0.84 m ³ /s

Results

Normal Depth	0.40 m
Flow Area	0.45 m ²
Wetted Perimeter	1.87 m
Hydraulic Radius	0.24 m
Top Width	1.61 m
Critical Depth	0.43 m
Percent Full	20.2 %
Critical Slope	0.00725 m/m
Velocity	1.85 m/s
Velocity Head	0.17 m
Specific Energy	0.58 m
Froude Number	1.11
Maximum Discharge	10.10 m ³ /s
Discharge Full	9.39 m ³ /s
Slope Full	0.00007 m/m
Flow Type	SuperCritical

GVF Input Data

Downstream Depth	0.00 m
Length	0.00 m
Number Of Steps	0

GVF Output Data

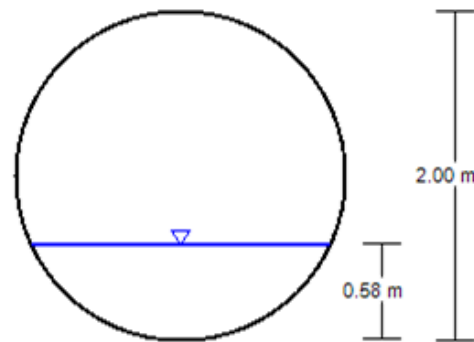
Upstream Depth	0.00 m
Profile Description	
Profile Headloss	0.00 m
Average End Depth Over Rise	0.00 %
Normal Depth Over Rise	20.21 %
Downstream Velocity	Infinito m/s
Upstream Velocity	Infinito m/s
Normal Depth	0.40 m
Critical Depth	0.43 m
Channel Slope	0.90100 %

ODT 103+865
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.020
Channel Slope	0.90100 %
Normal Depth	0.58 m
Diameter	2.00 m
Discharge	1.73 m ³ /s

Cross Section Image

 V: 1
 H: 1

ODT 103+865
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.020
Channel Slope	0.90100 %
Diameter	2.00 m
Discharge	1.73 m ³ /s

Results

Normal Depth	0.58 m
Flow Area	0.76 m ²
Wetted Perimeter	2.28 m
Hydraulic Radius	0.33 m
Top Width	1.82 m
Critical Depth	0.62 m
Percent Full	29.1 %
Critical Slope	0.00710 m/m
Velocity	2.28 m/s
Velocity Head	0.27 m
Specific Energy	0.85 m
Froude Number	1.13
Maximum Discharge	10.10 m ³ /s
Discharge Full	9.39 m ³ /s
Slope Full	0.00031 m/m
Flow Type	SuperCritical

GVF Input Data

Downstream Depth	0.00 m
Length	0.00 m
Number Of Steps	0

GVF Output Data

Upstream Depth	0.00 m
Profile Description	
Profile Headloss	0.00 m
Average End Depth Over Rise	0.00 %
Normal Depth Over Rise	29.07 %
Downstream Velocity	Infinito m/s
Upstream Velocity	Infinito m/s
Normal Depth	0.58 m
Critical Depth	0.62 m
Channel Slope	0.90100 %

ODT 105+300

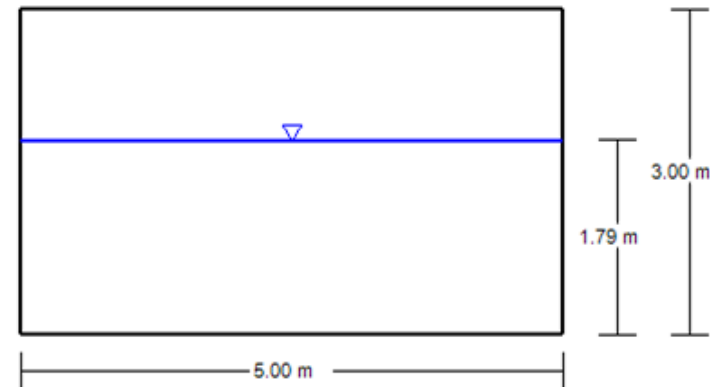
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.020
Channel Slope	0.20700 %
Normal Depth	1.79 m
Height	3.00 m
Bottom Width	5.00 m
Discharge	20.99 m ³ /s

Cross Section Image


 V: 1
H: 1

ODT 105+300

Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.020
Channel Slope	0.20700 %
Height	3.00 m
Bottom Width	5.00 m
Discharge	20.99 m ³ /s

Results

Normal Depth	1.79 m
Flow Area	8.97 m ²
Wetted Perimeter	8.59 m
Hydraulic Radius	1.04 m
Top Width	5.00 m
Critical Depth	1.22 m
Percent Full	59.8 %
Critical Slope	0.00623 m/m
Velocity	2.34 m/s
Velocity Head	0.28 m
Specific Energy	2.07 m
Froude Number	0.56
Discharge Full	32.69 m ³ /s
Slope Full	0.00502 m/m
Flow Type	Subcritical

GVF Input Data

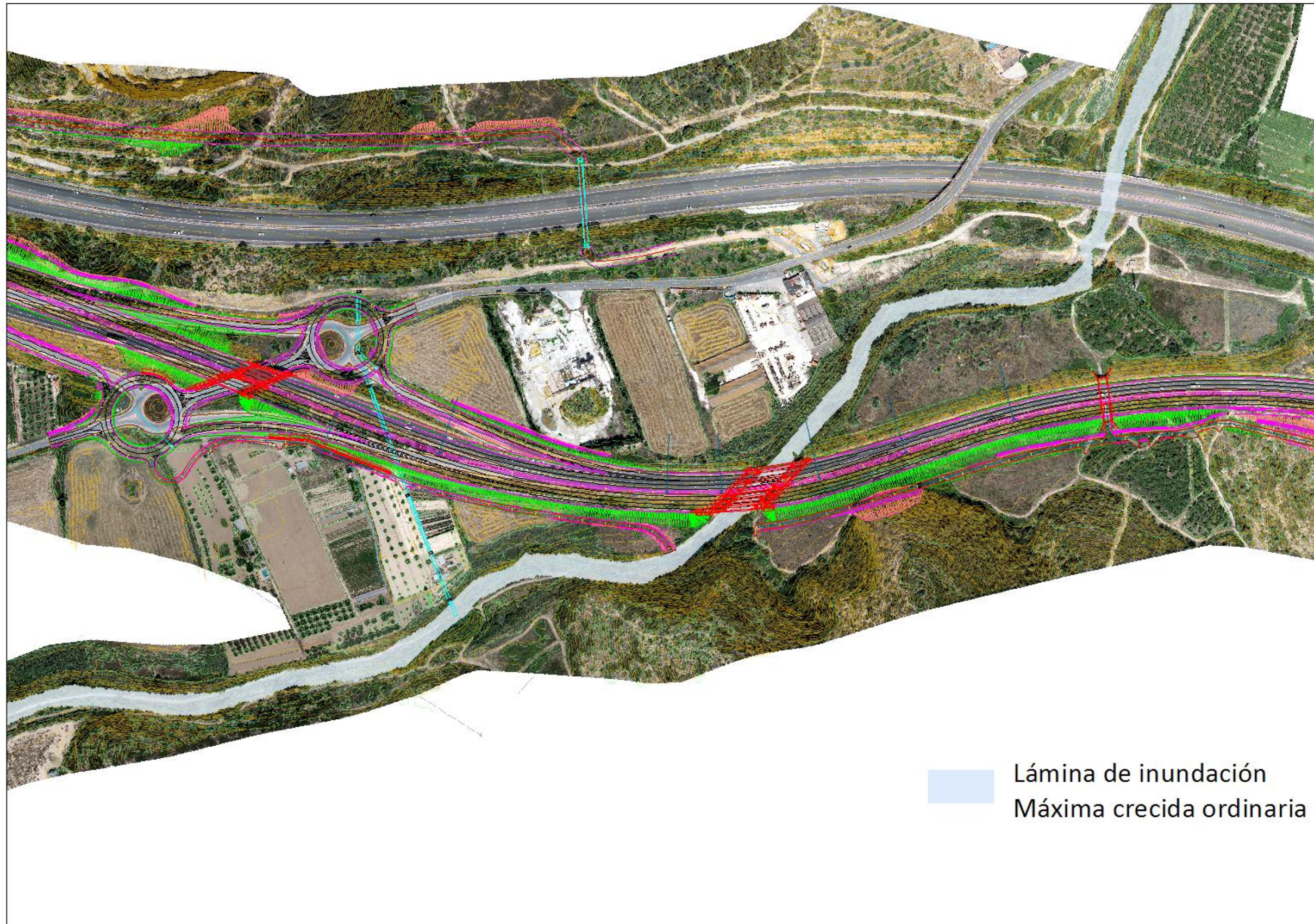
Downstream Depth	0.00 m
Length	0.00 m
Number Of Steps	0

GVF Output Data

Upstream Depth	0.00 m
Profile Description	
Profile Headloss	0.00 m
Average End Depth Over Rise	0.00 %
Normal Depth Over Rise	59.77 %
Downstream Velocity	Infinito m/s
Upstream Velocity	Infinito m/s
Normal Depth	1.79 m
Critical Depth	1.22 m
Channel Slope	0.20700 %

APÉNDICE Nº 4. LÁMINAS DE INUNDACIÓN (ZONAS INUNDABLES REGISTRADAS POR LA AGENCIA CATALANA DEL AGUA)





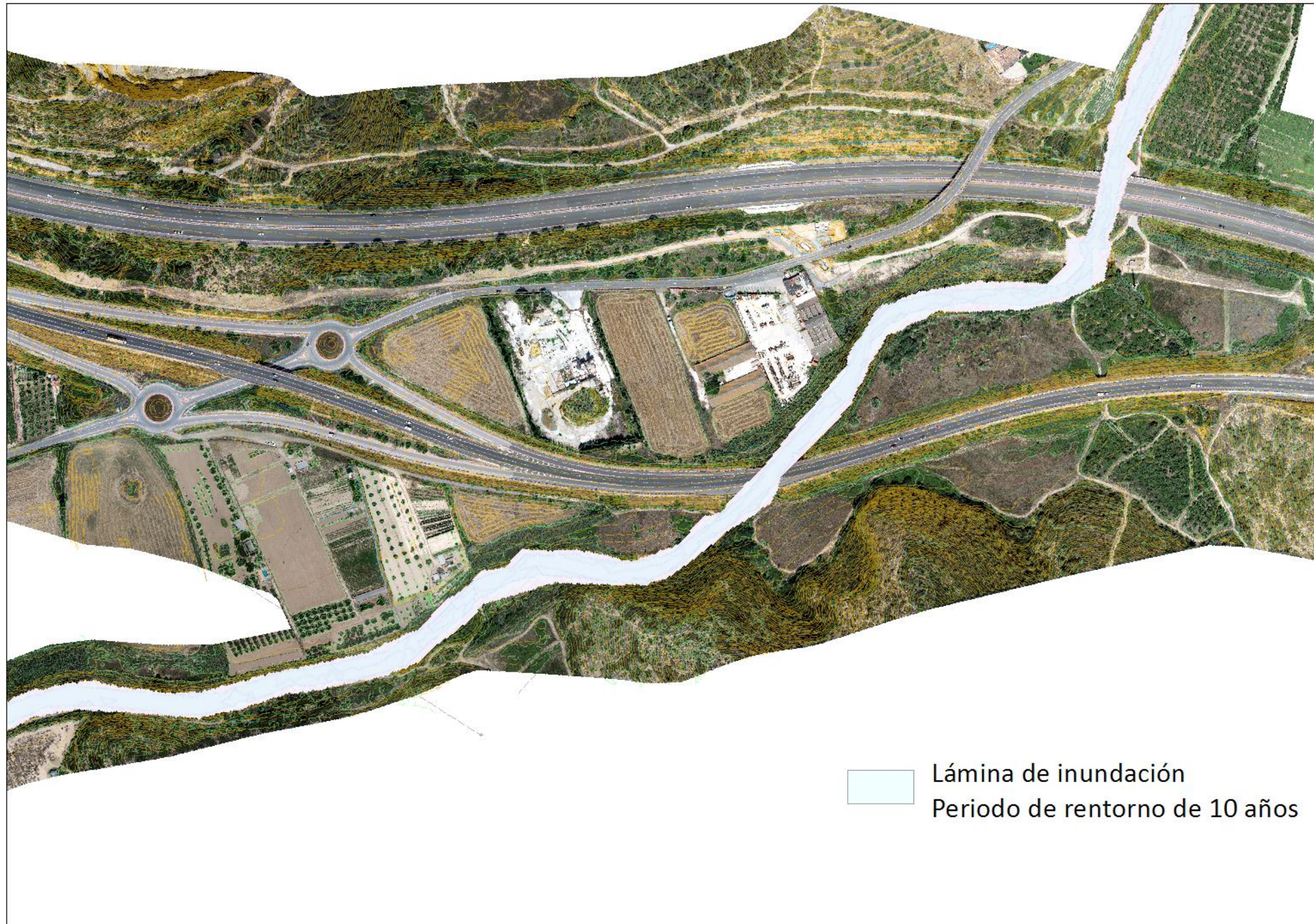
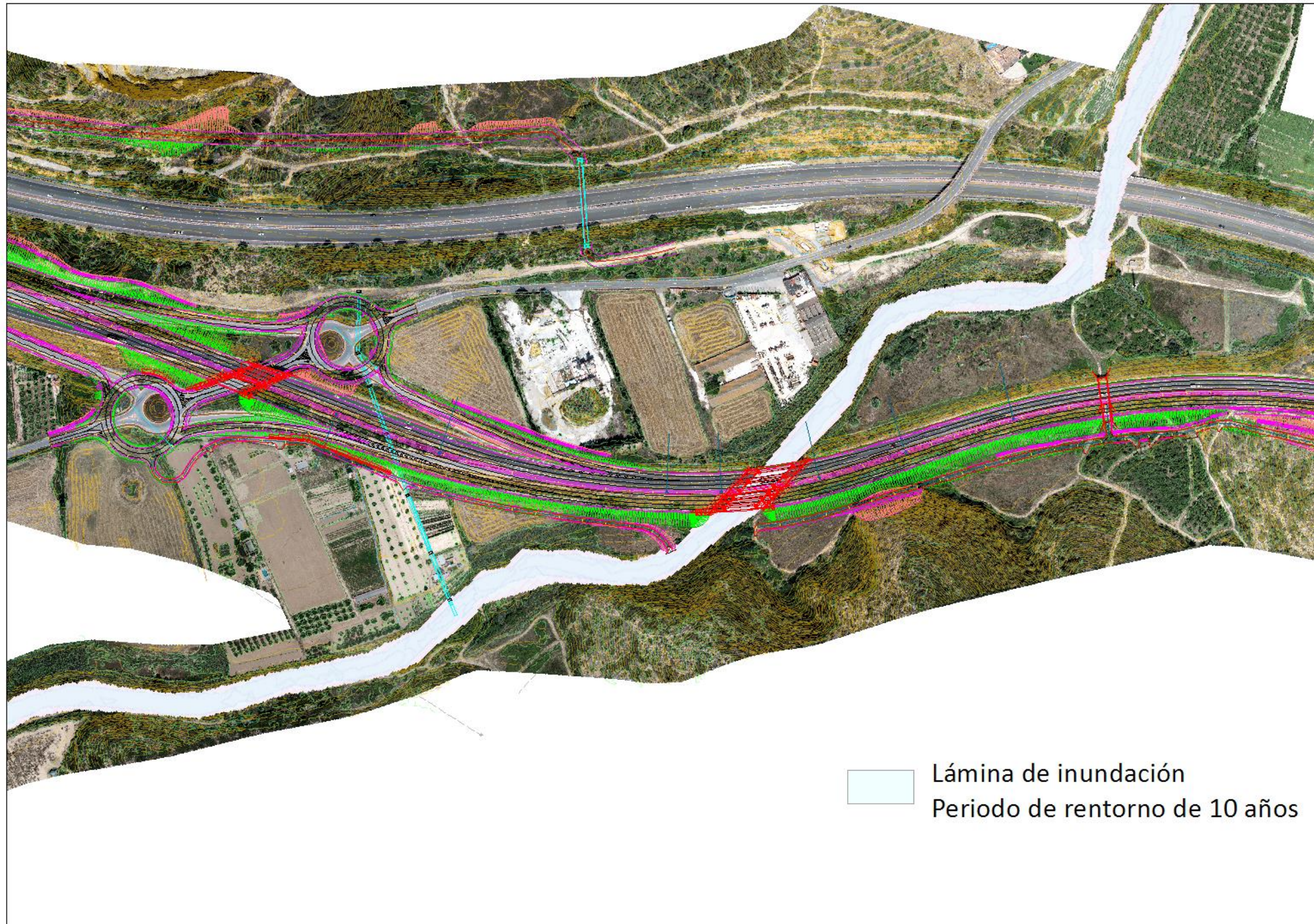
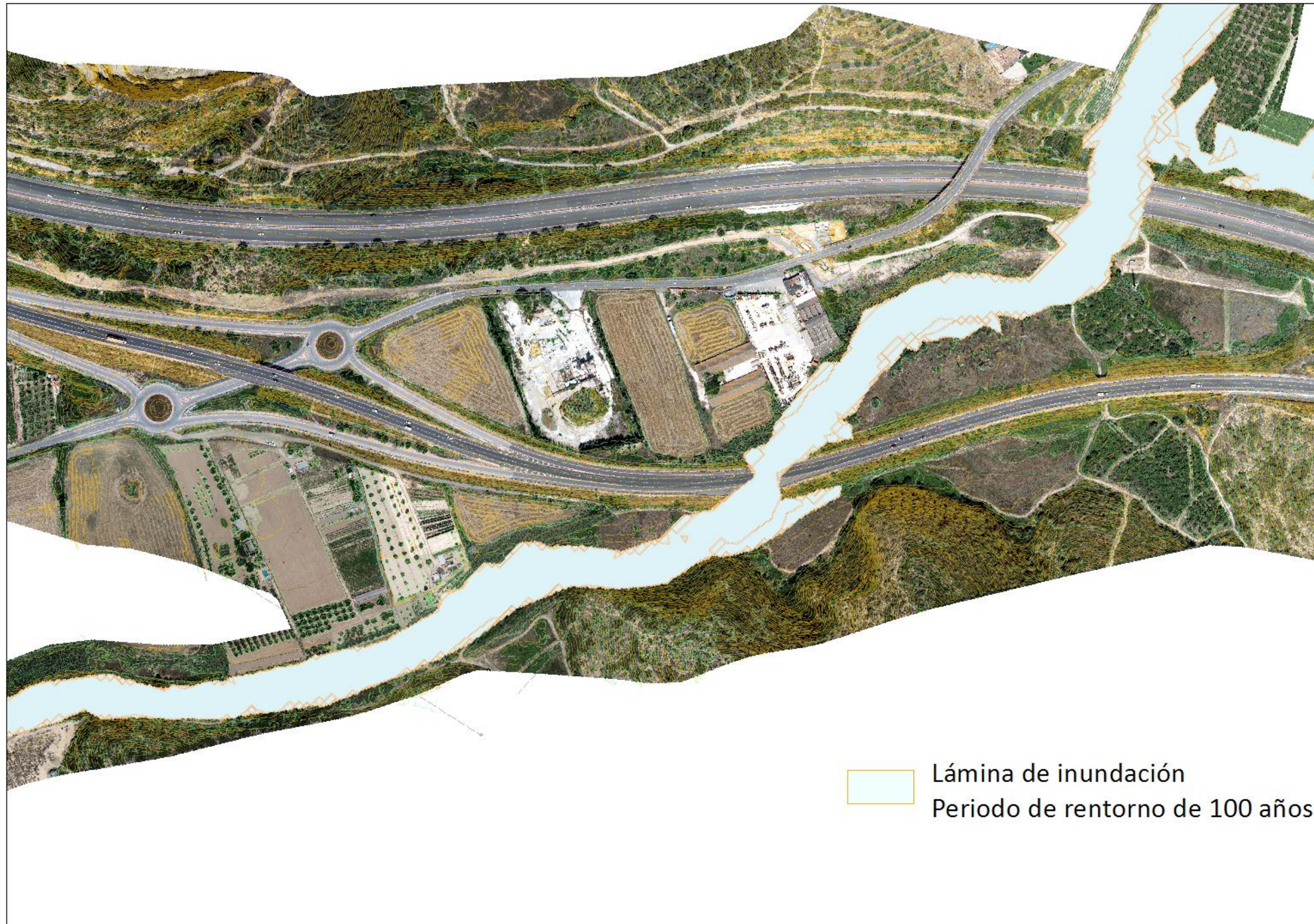
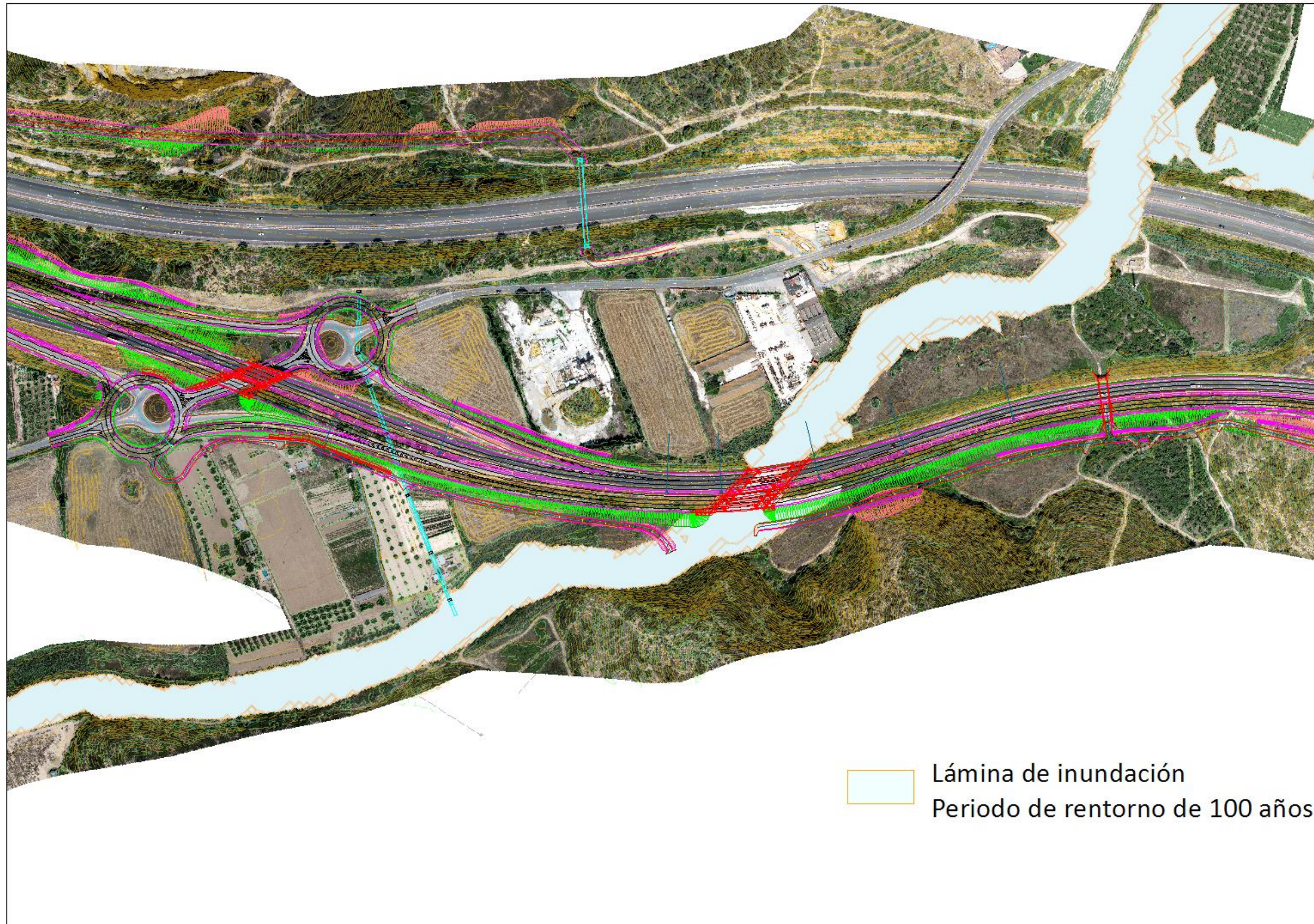
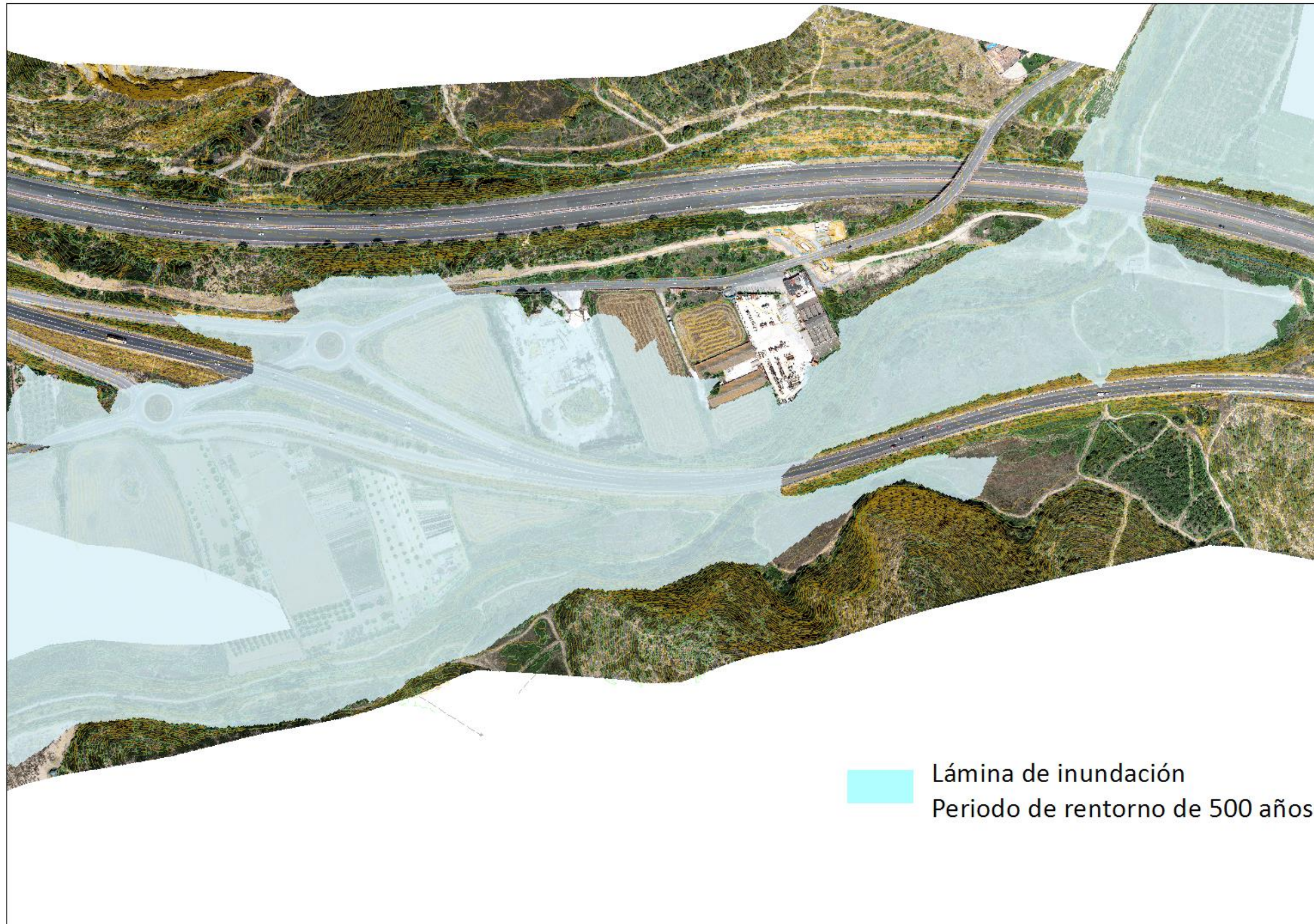


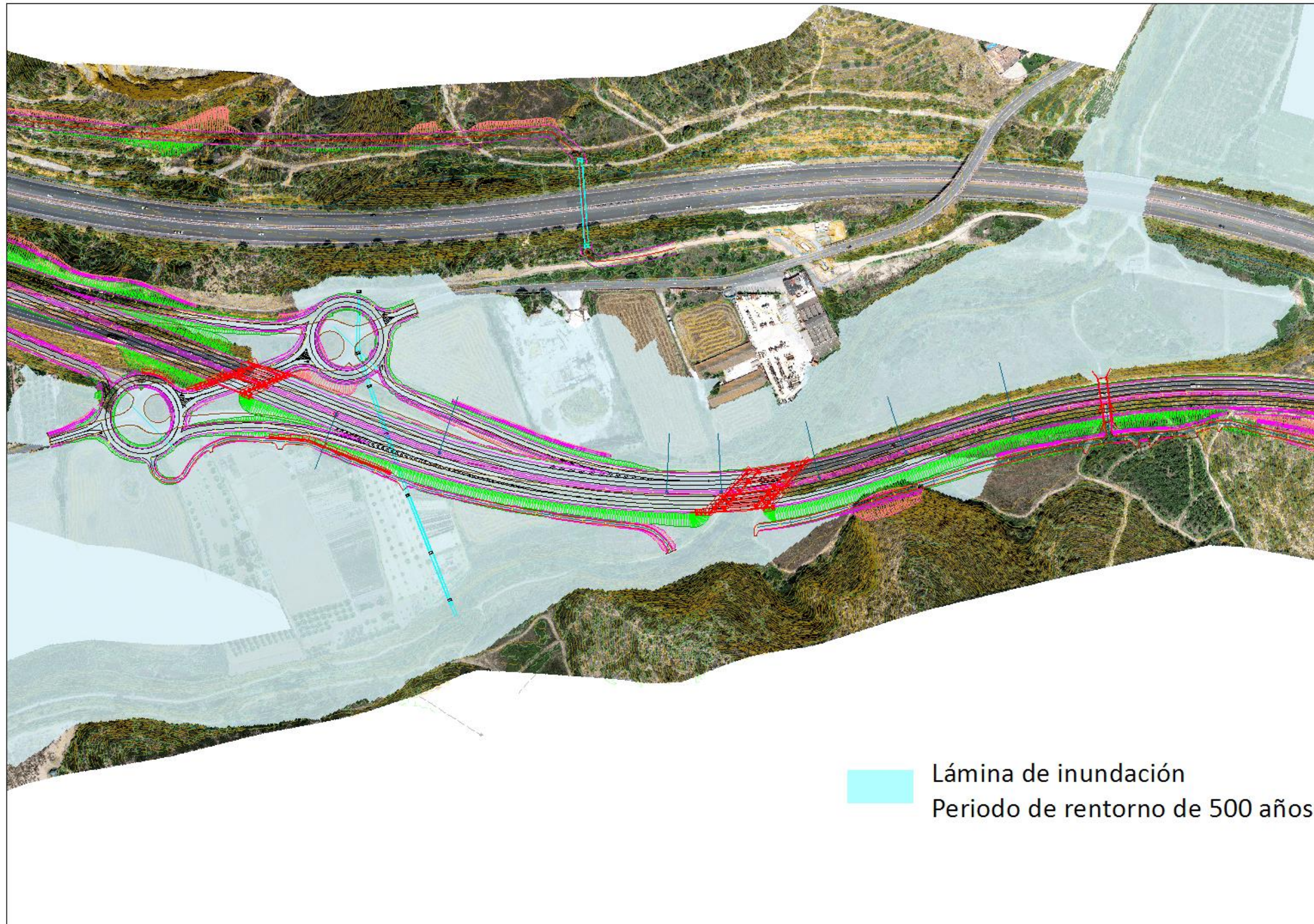
Lámina de inundación
Periodo de retorno de 10 años



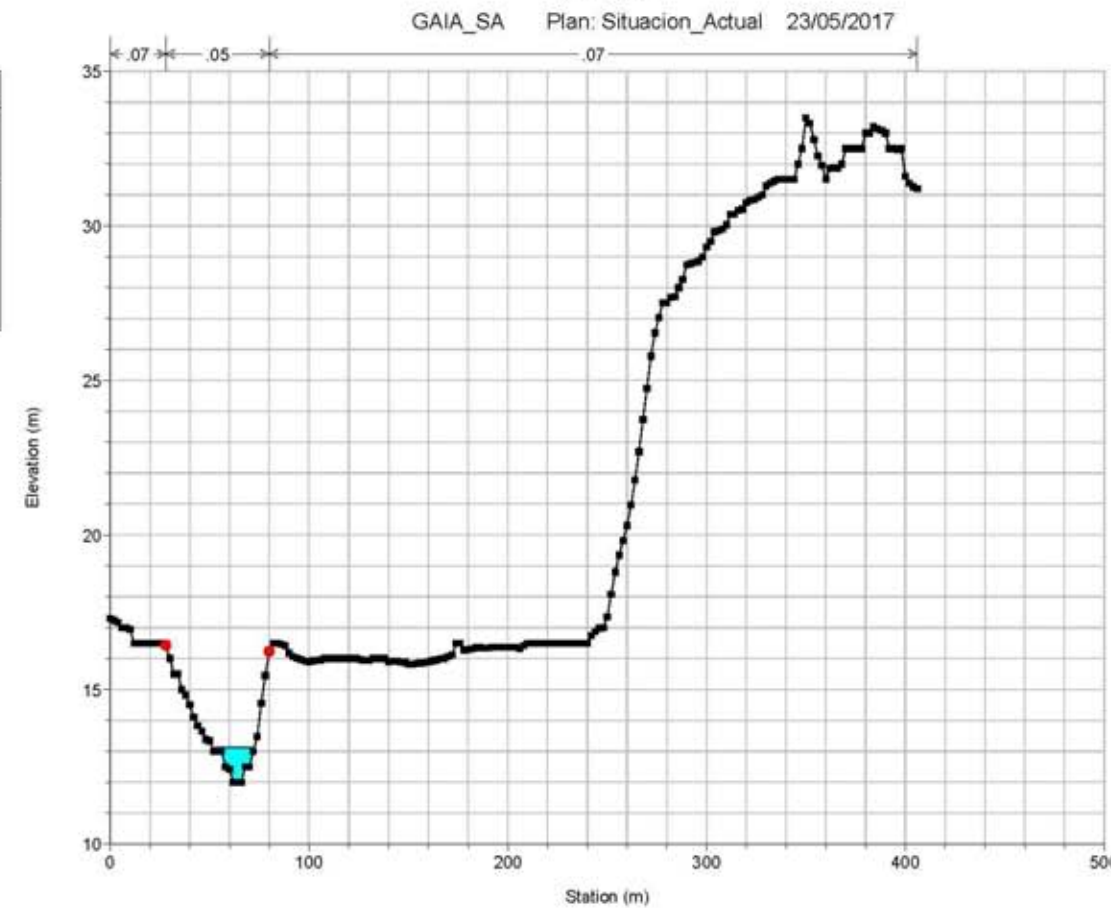
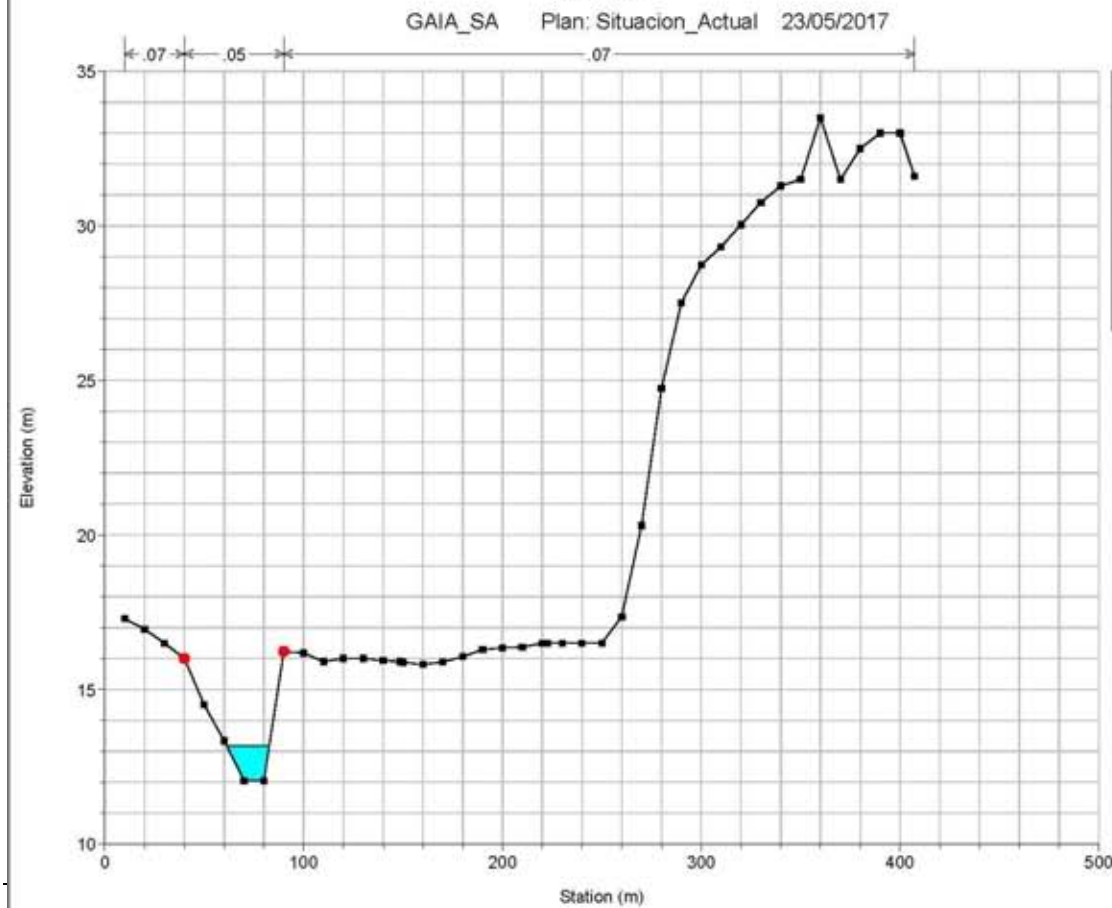
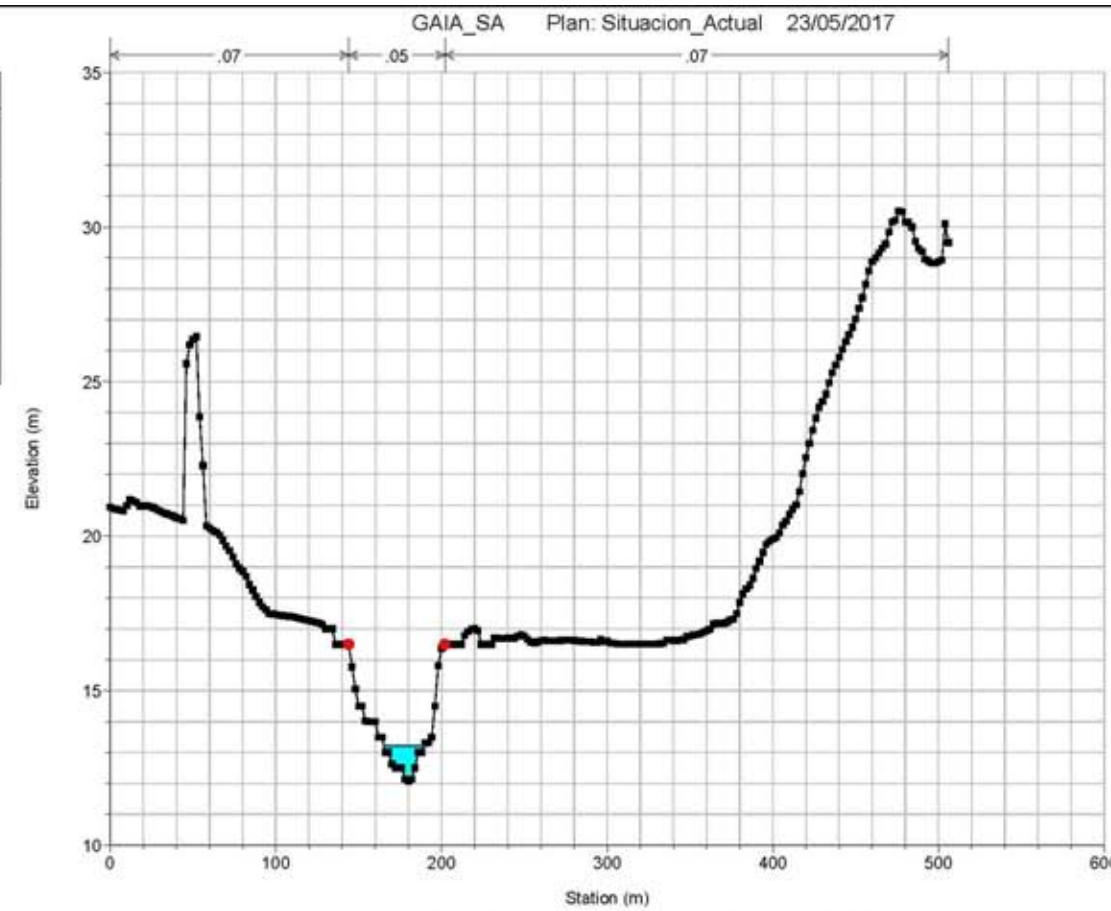
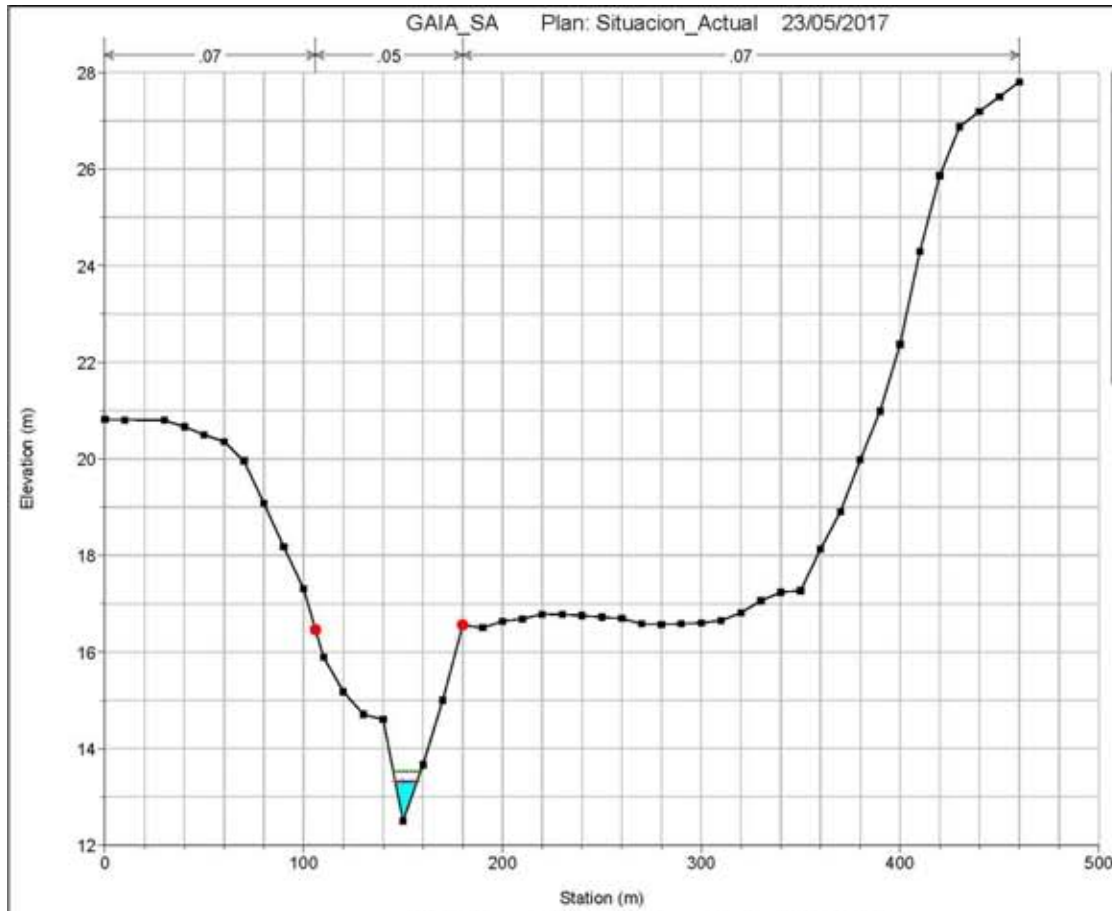


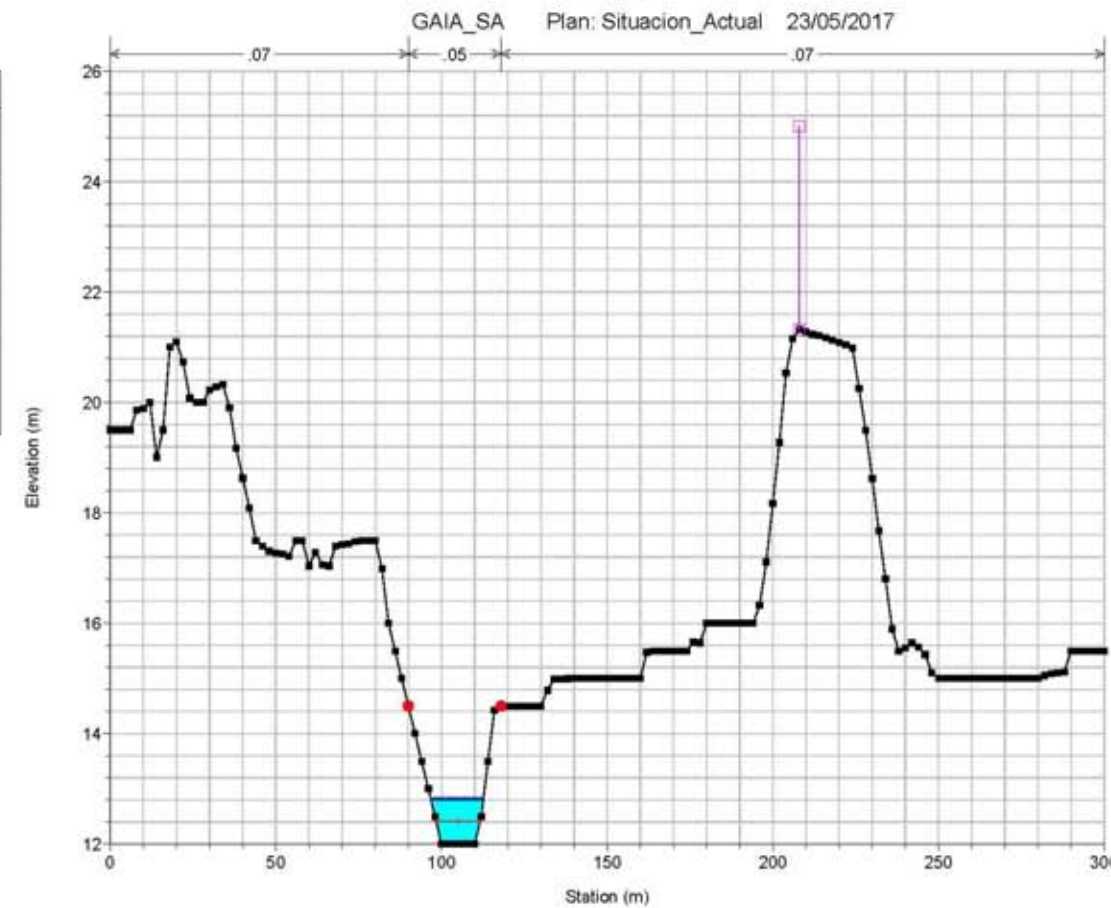
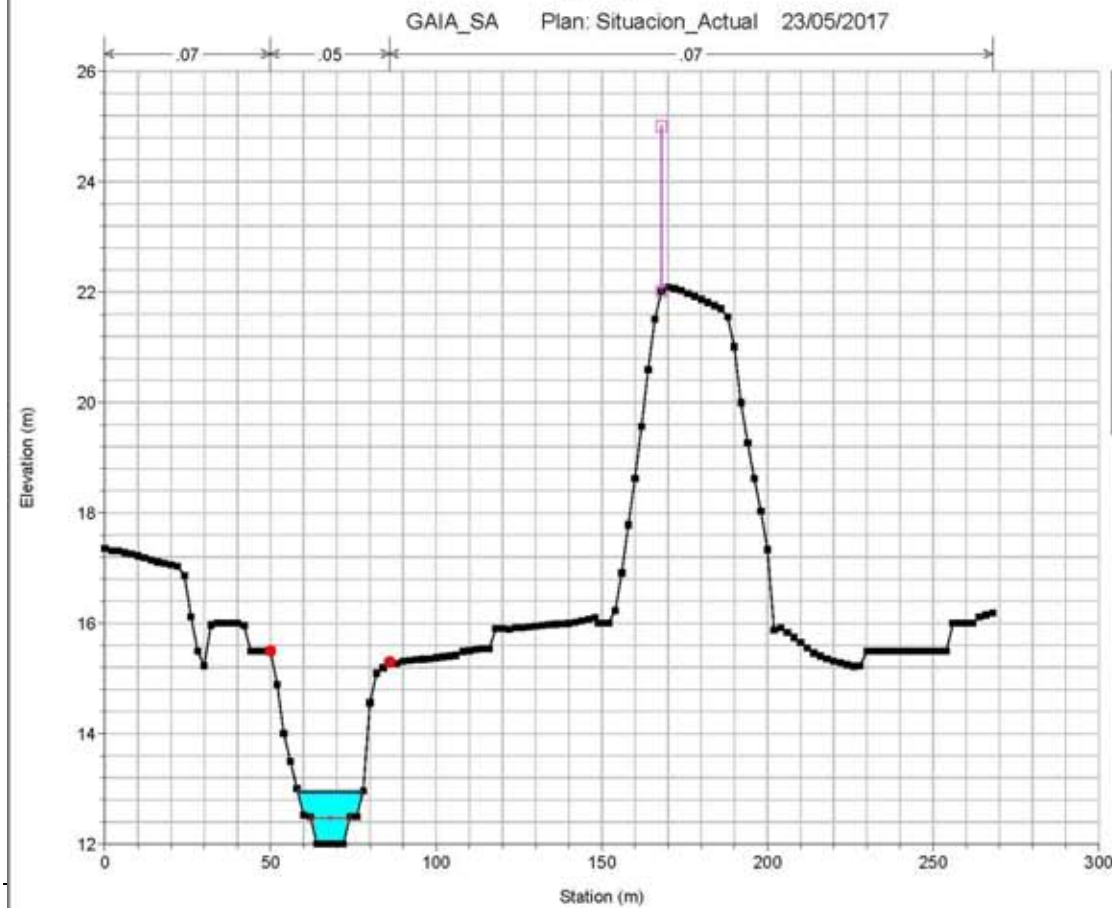
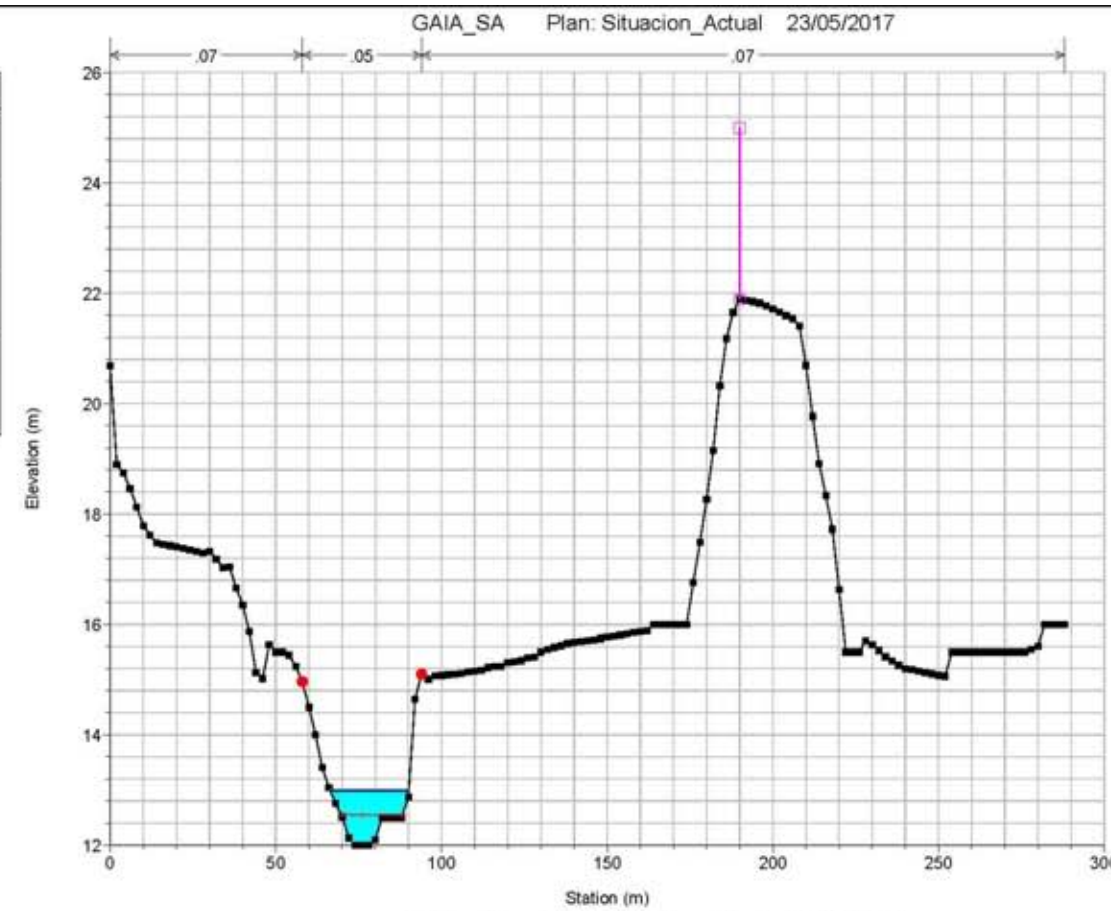
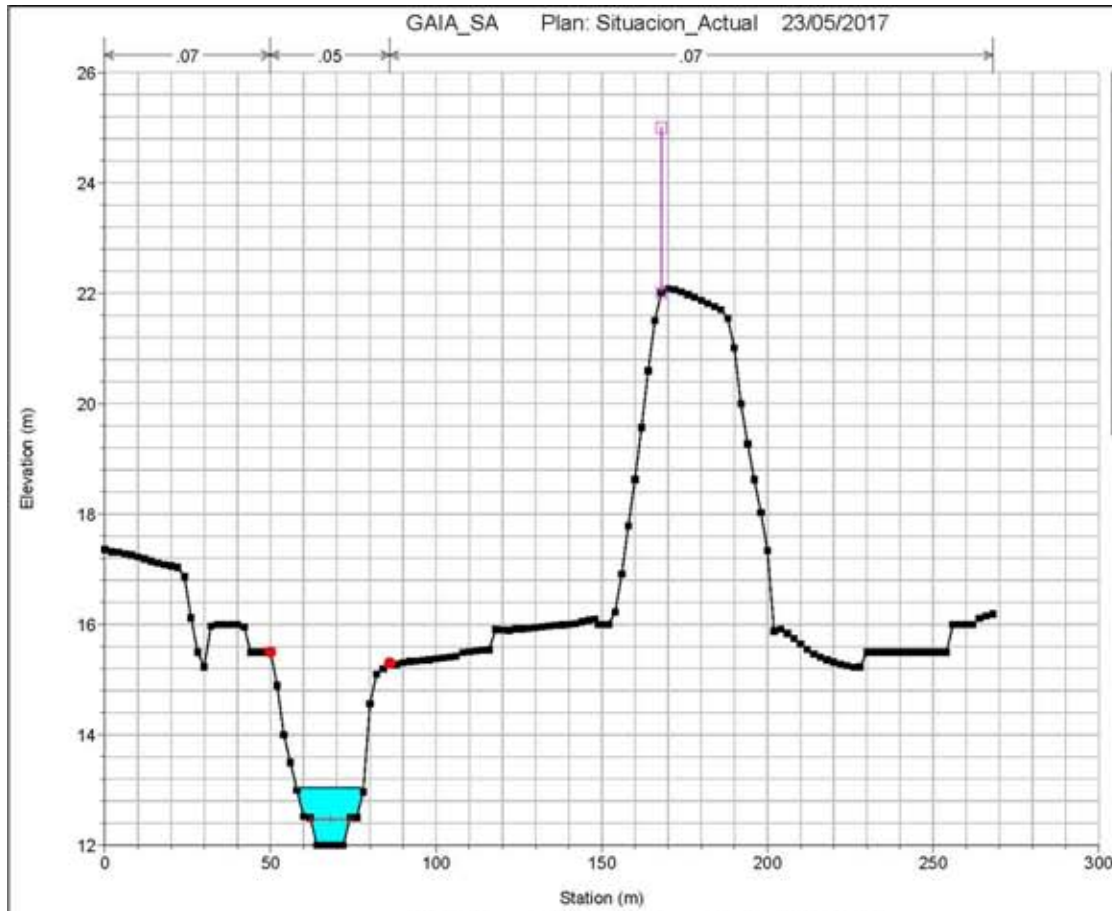


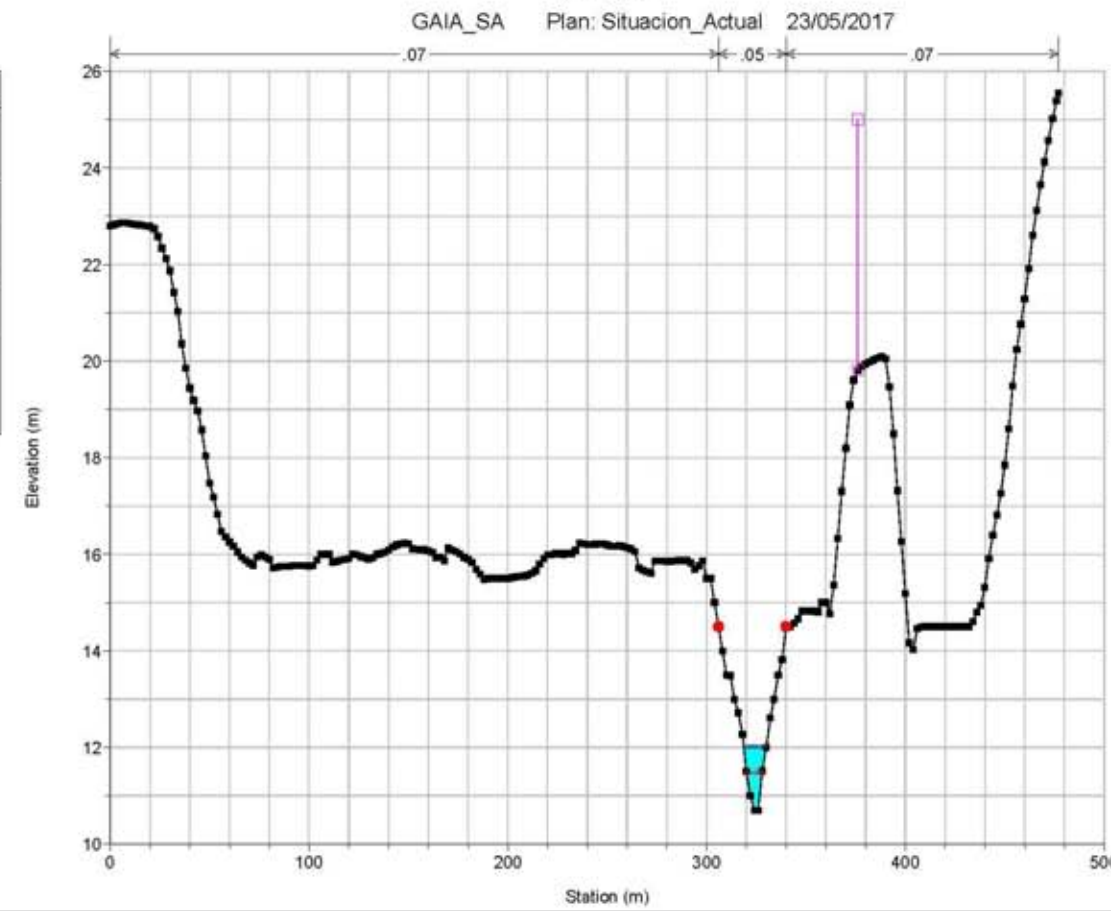
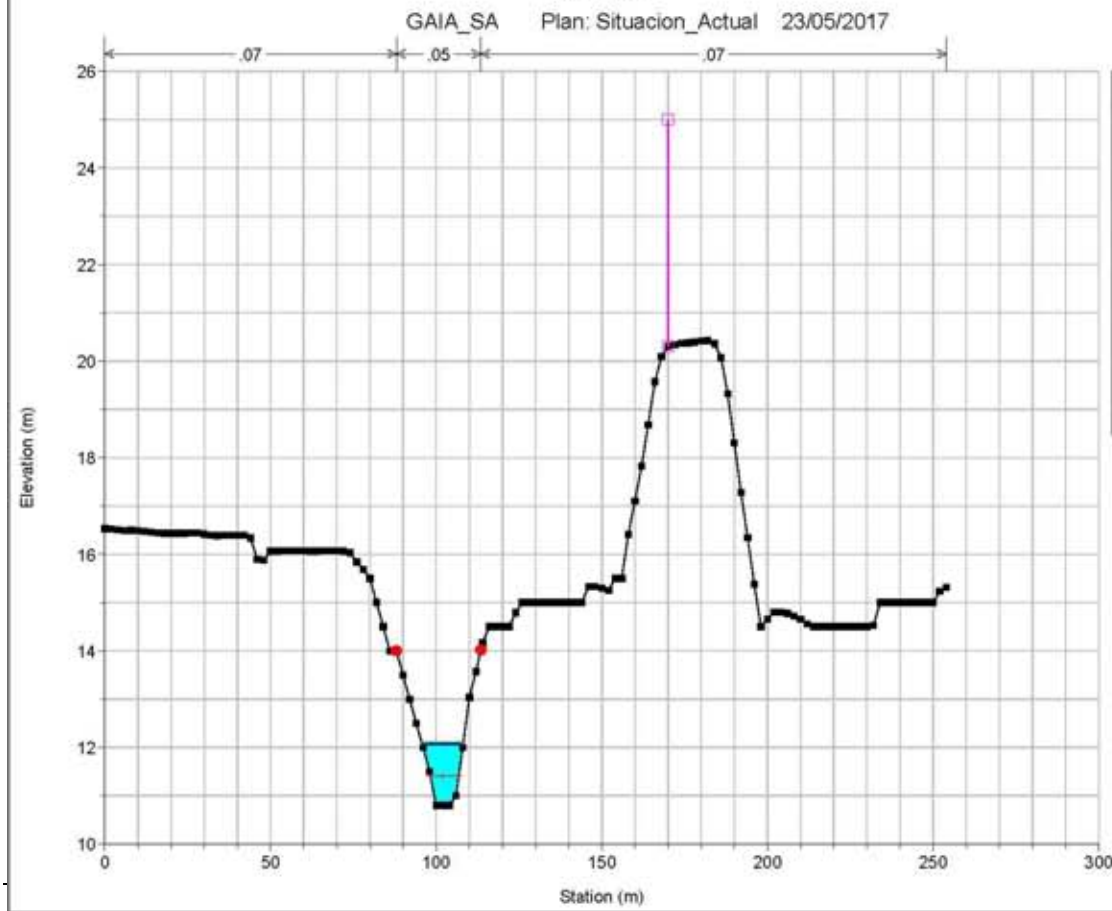
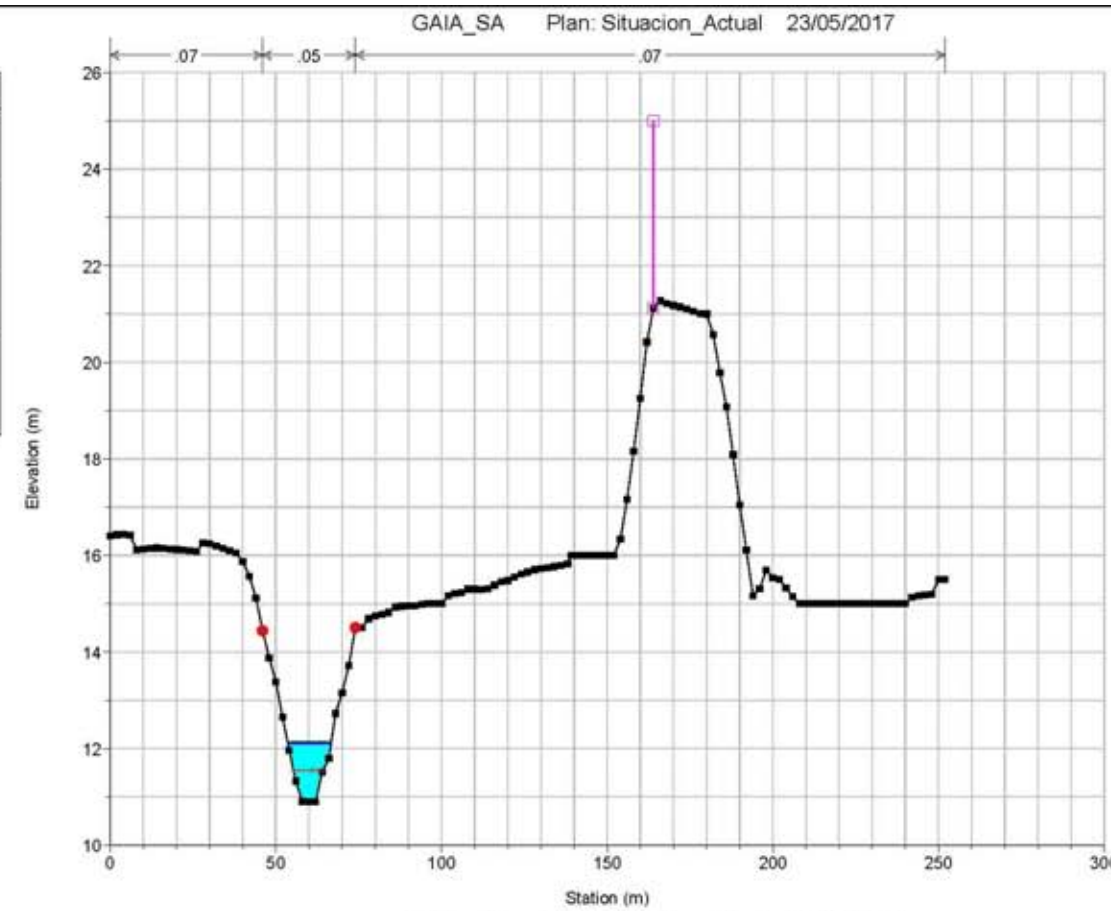
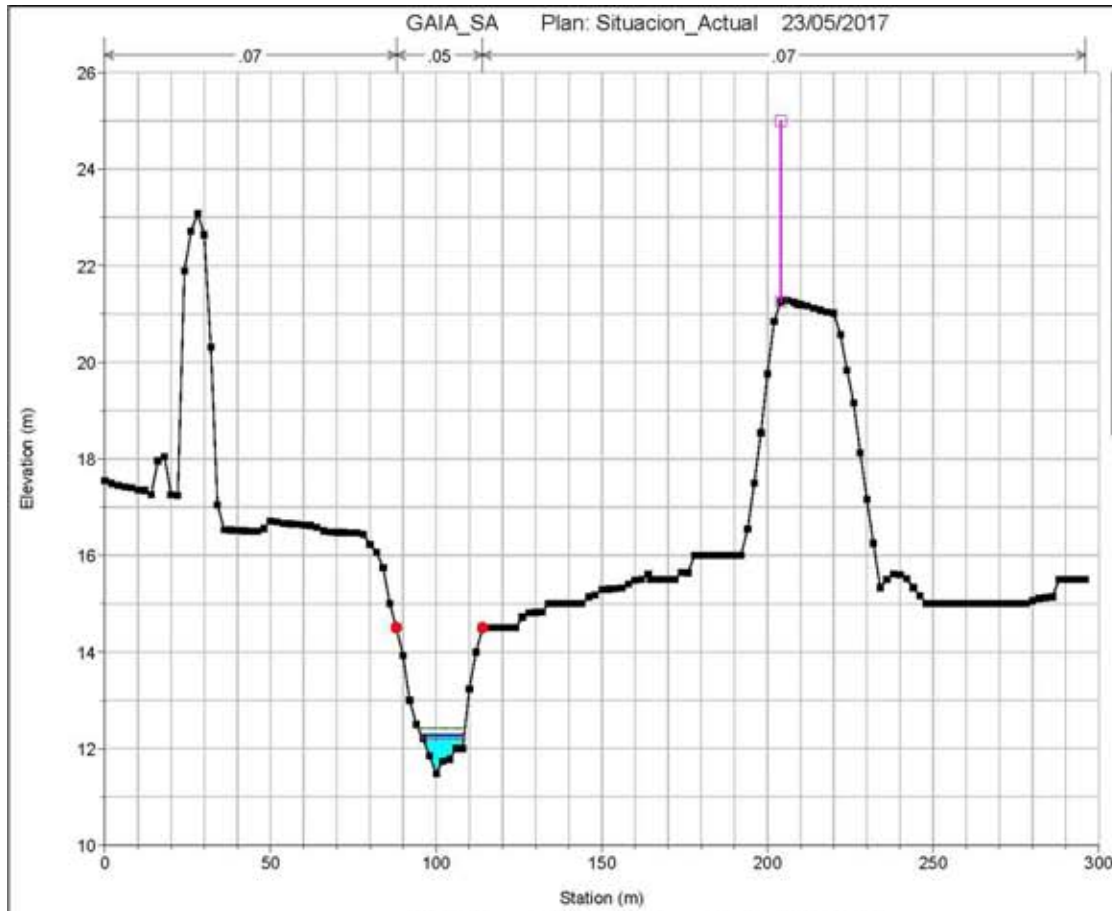


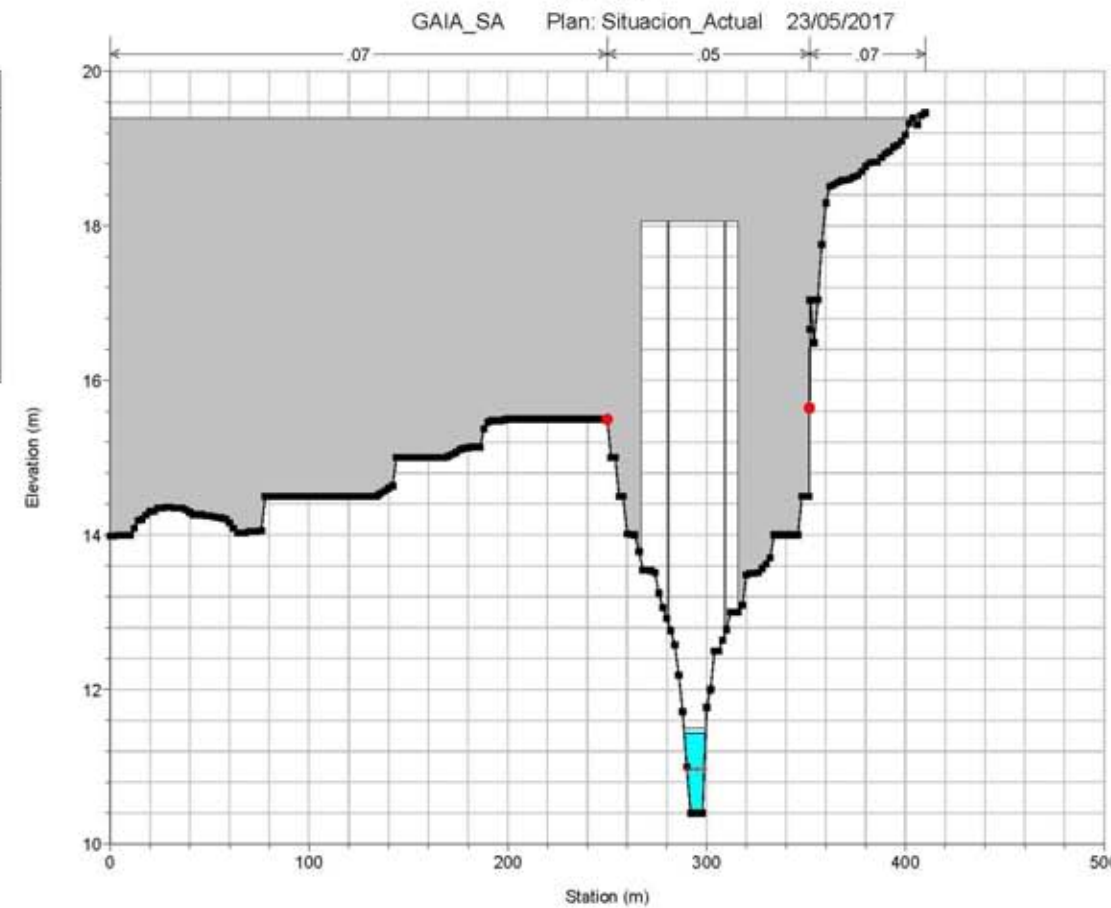
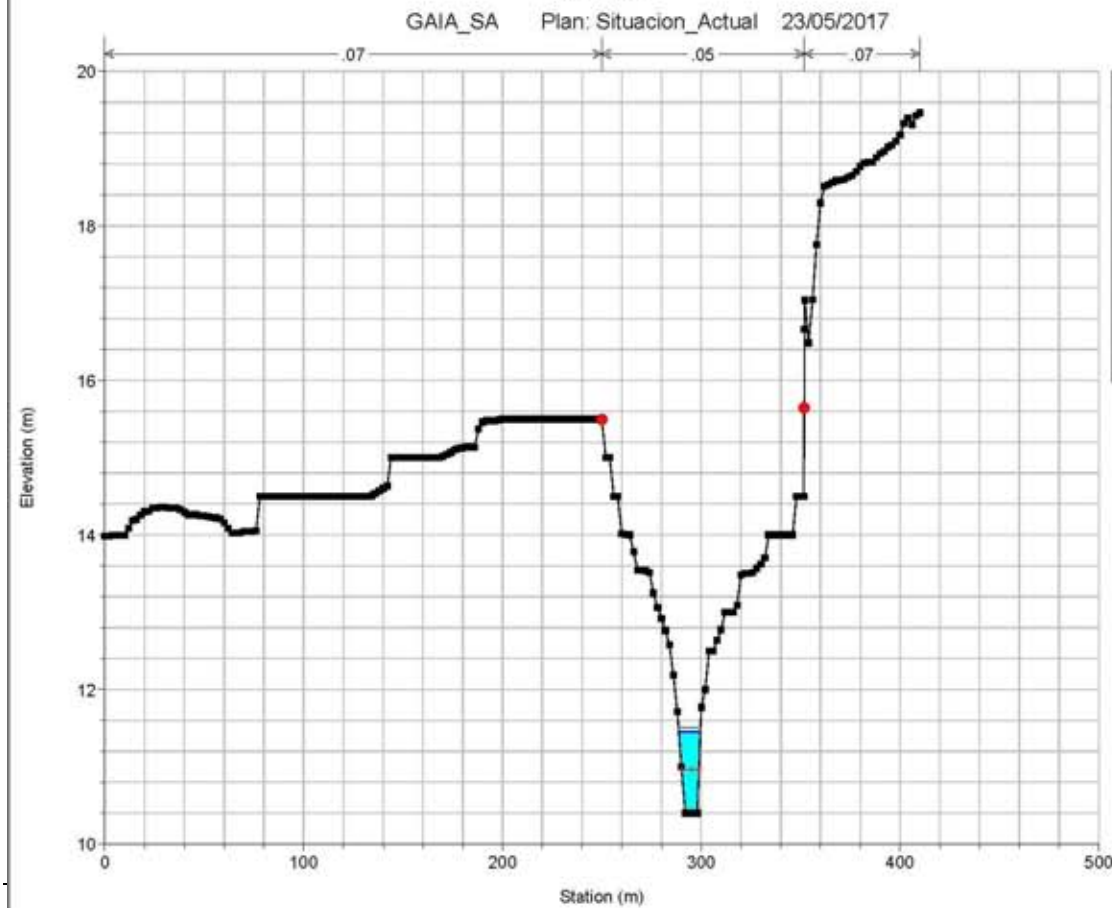
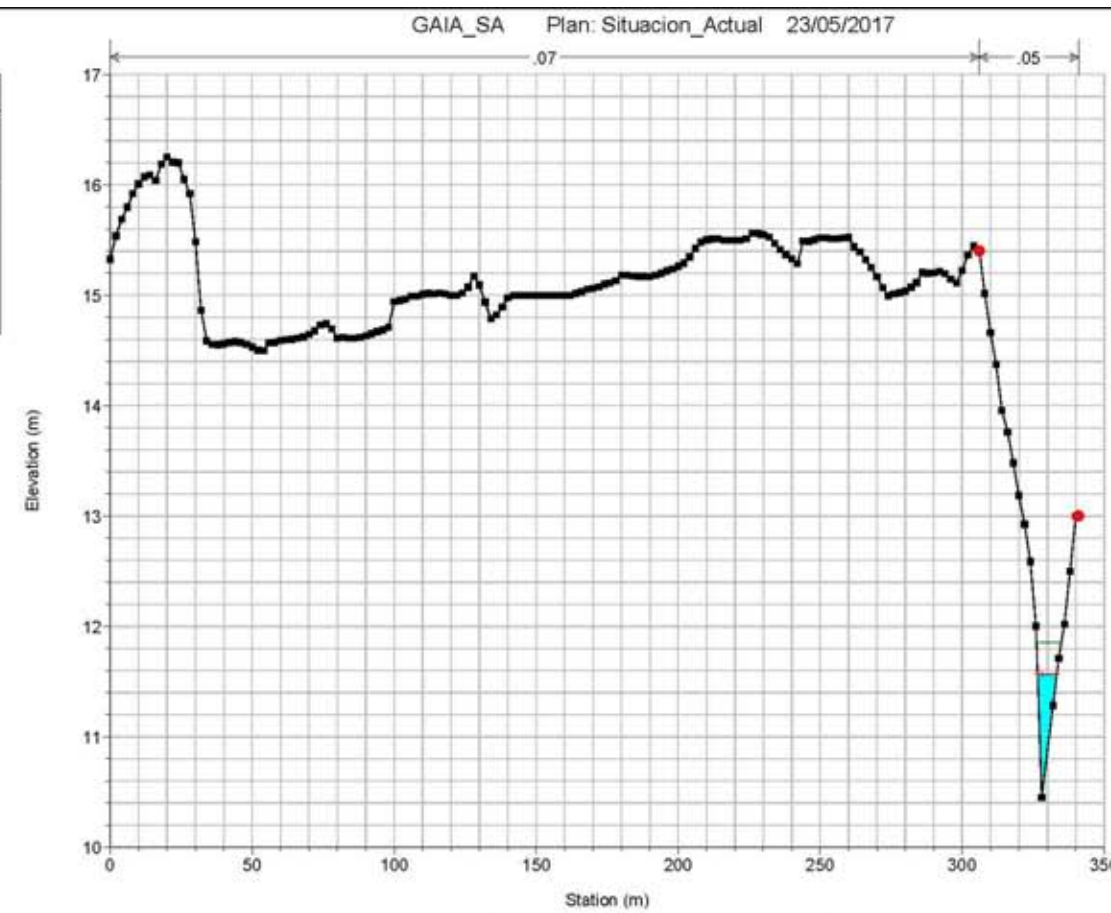
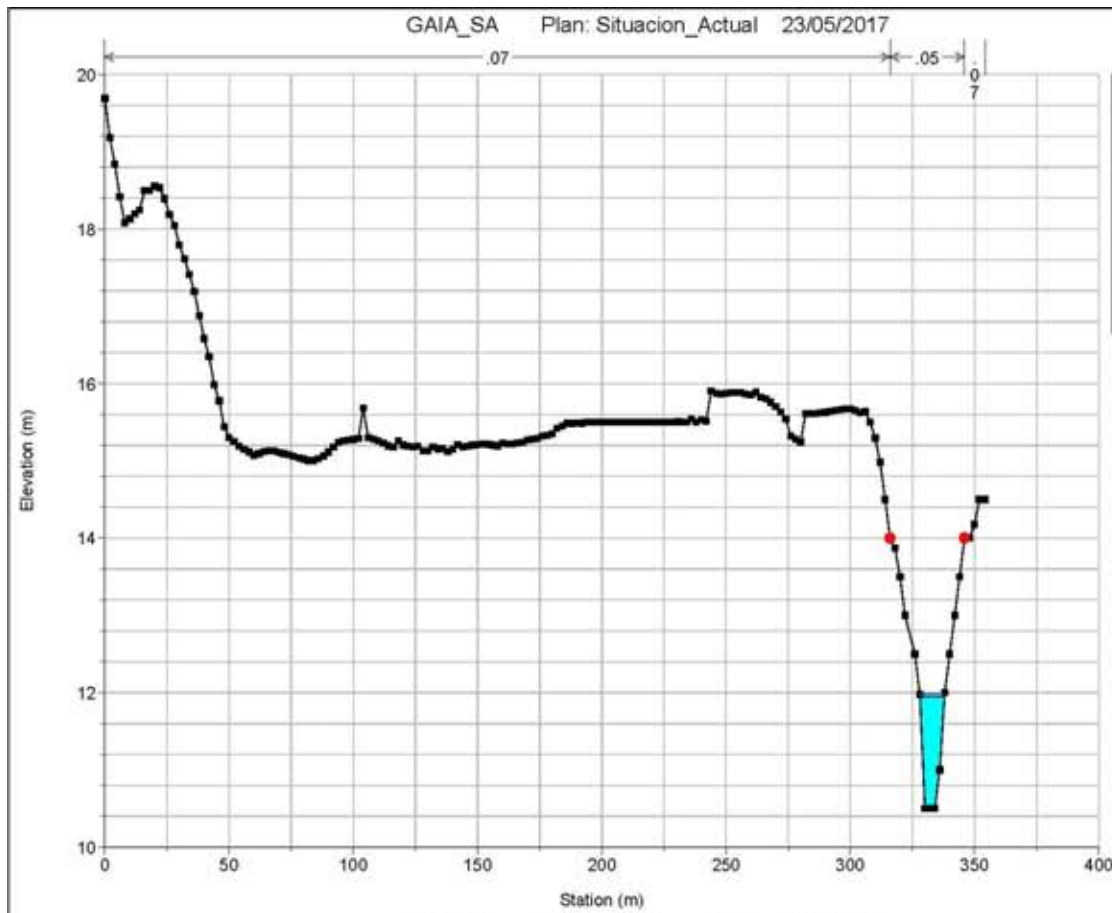


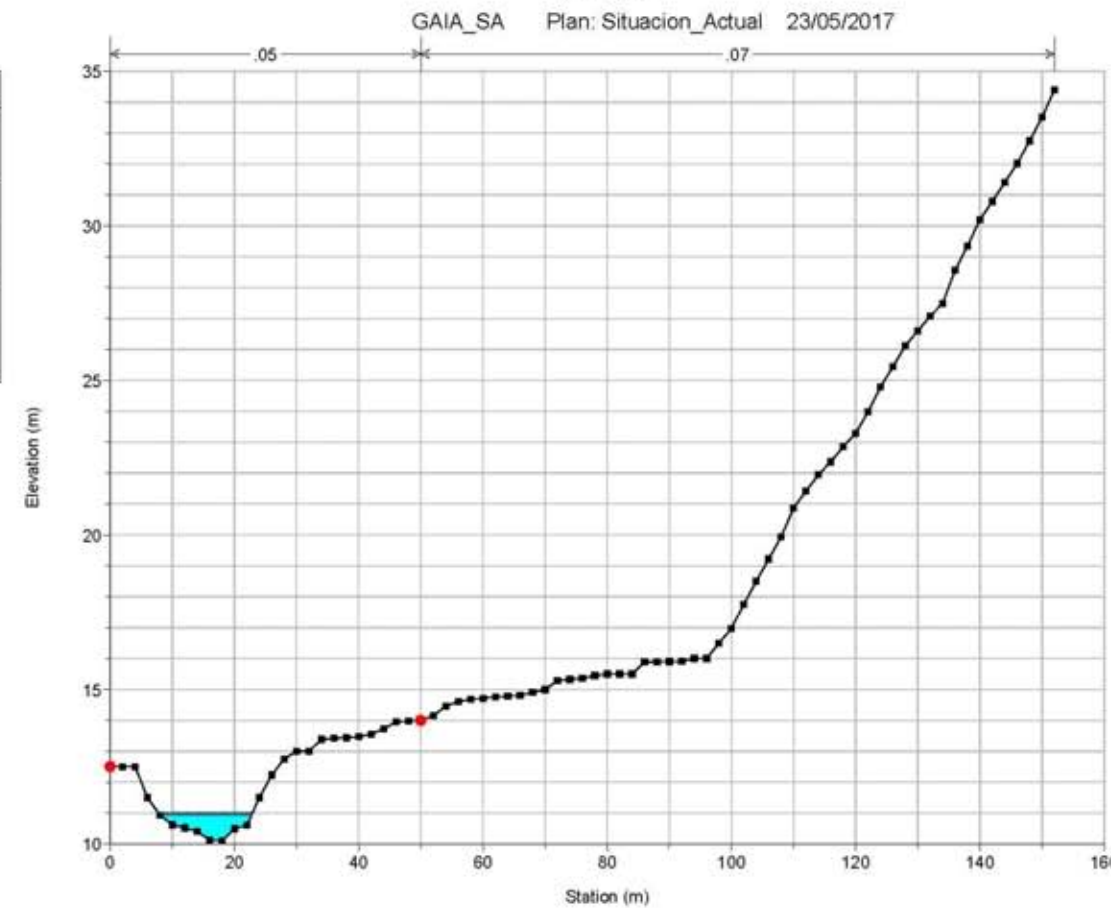
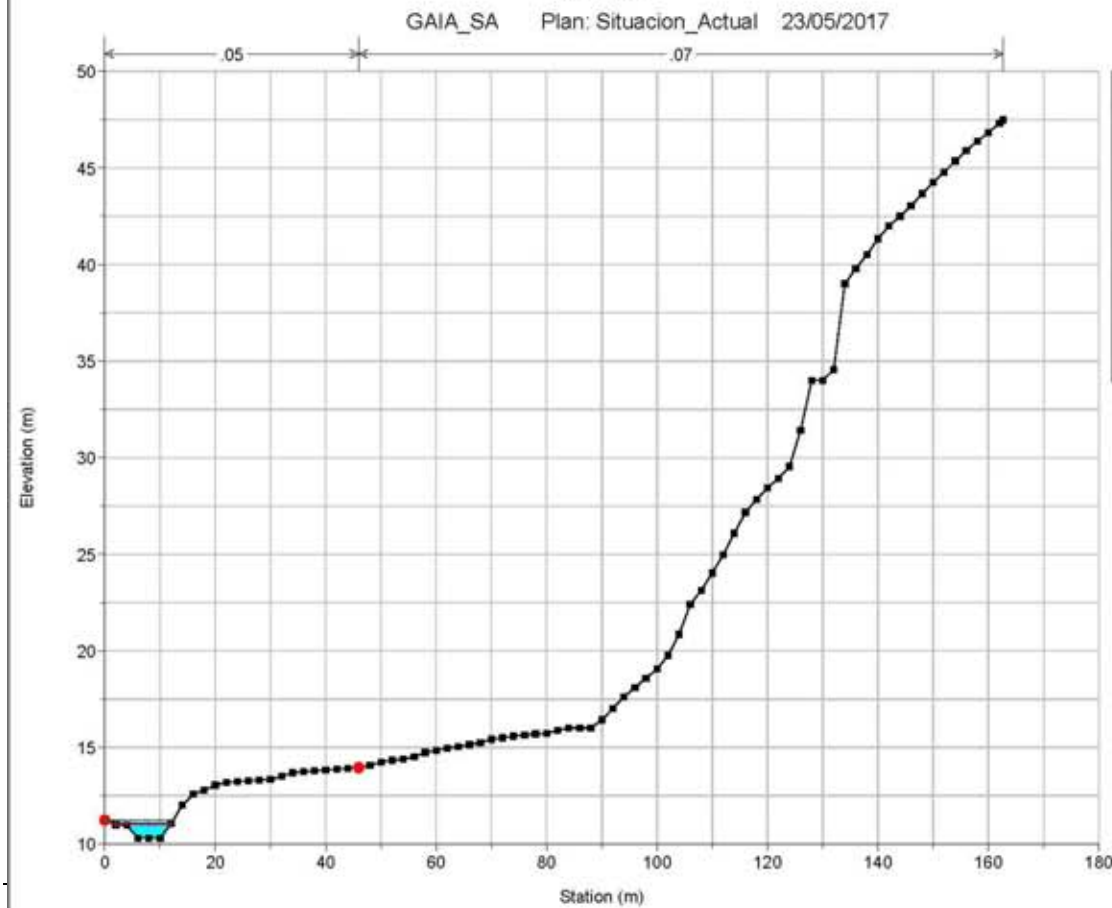
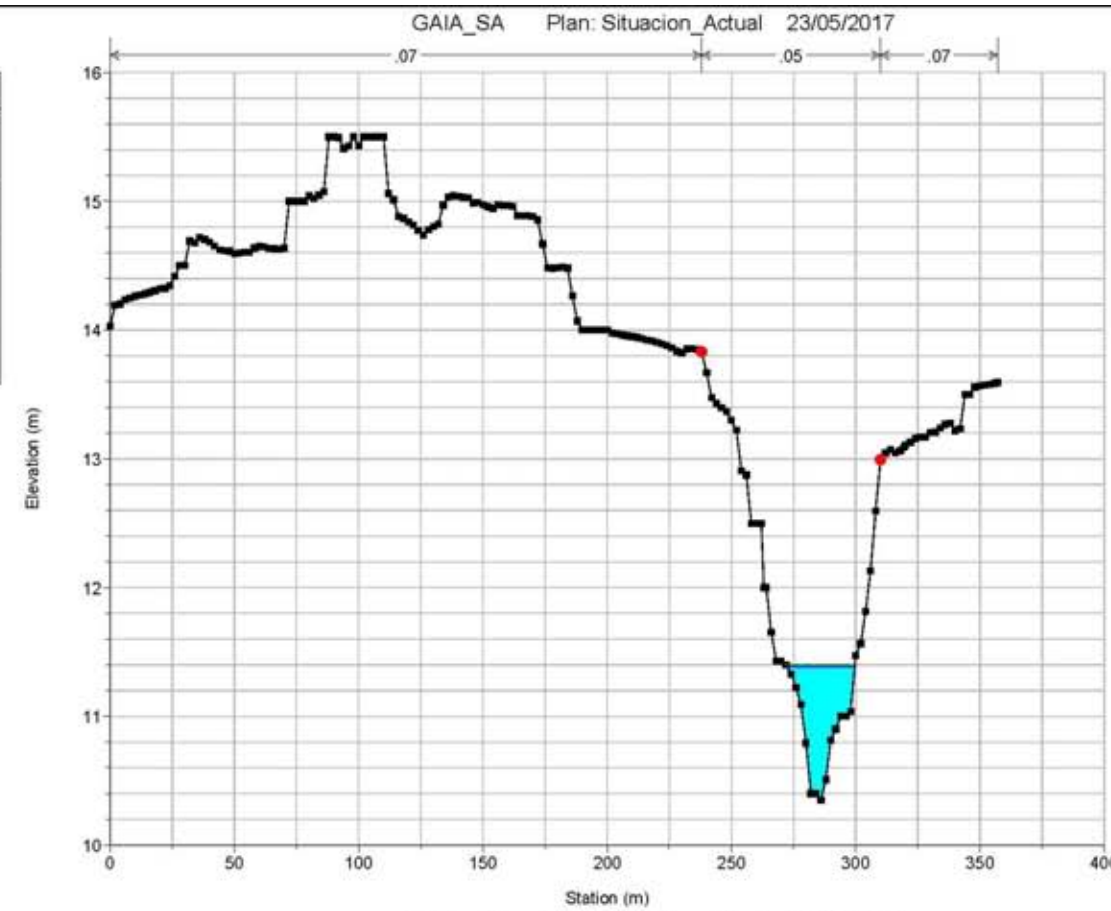
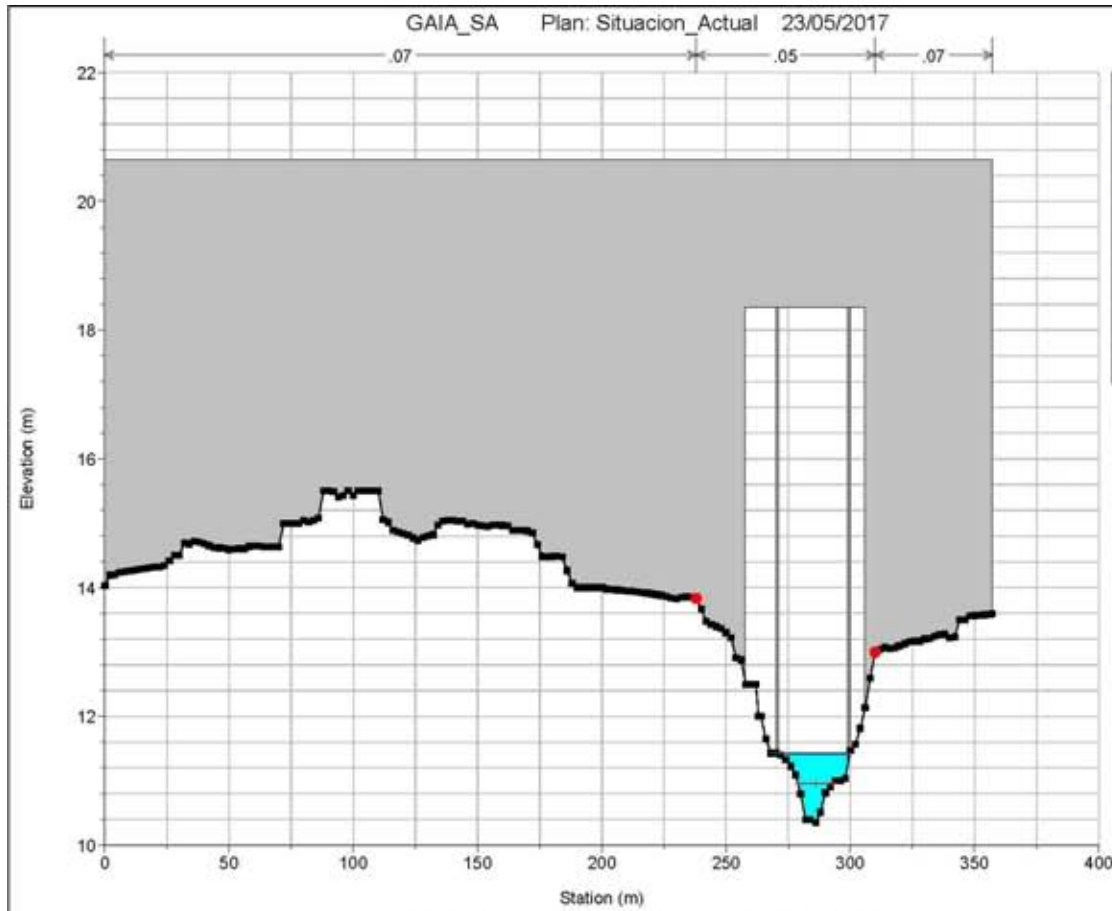
APÉNDICE Nº 5. PERFILES TRANSVERSALES: RIERA DEL GAIÀ. SITUACIÓN ACTUAL. MAXIMA CRECIDA ORDINARIA

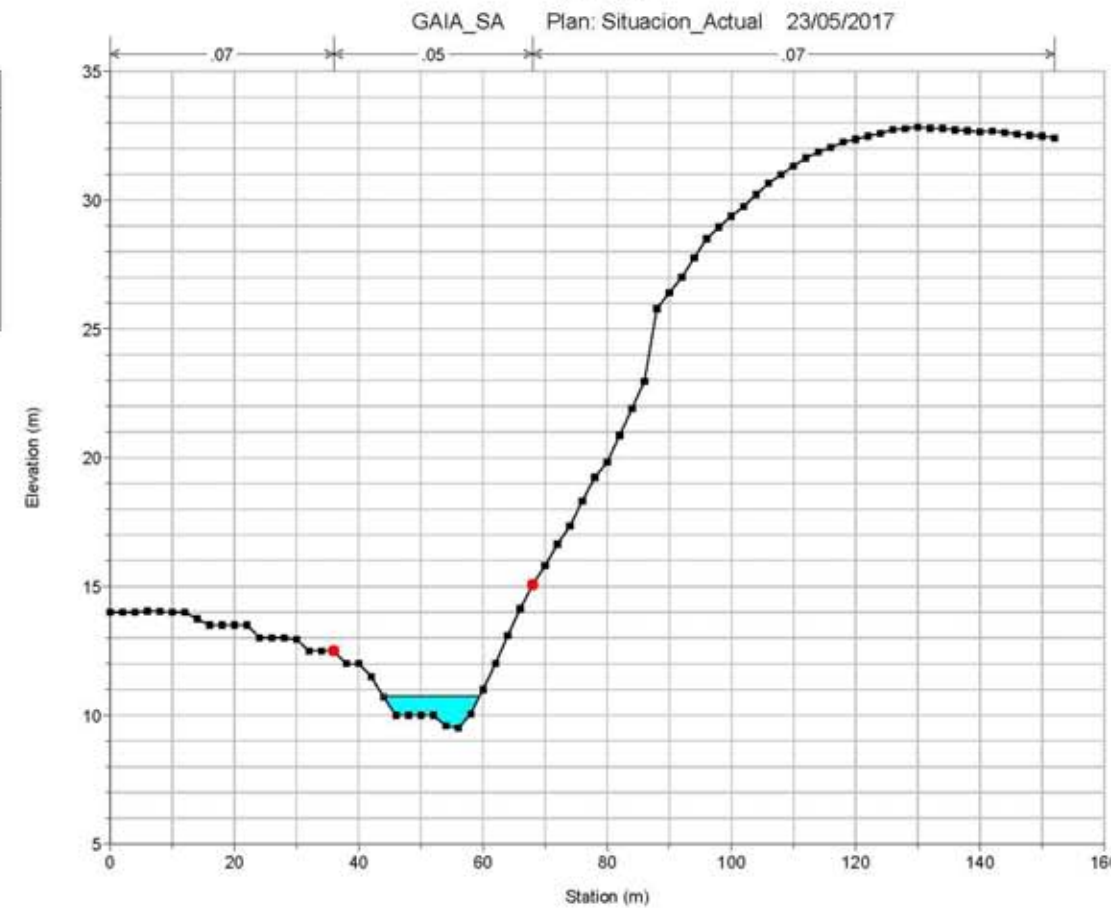
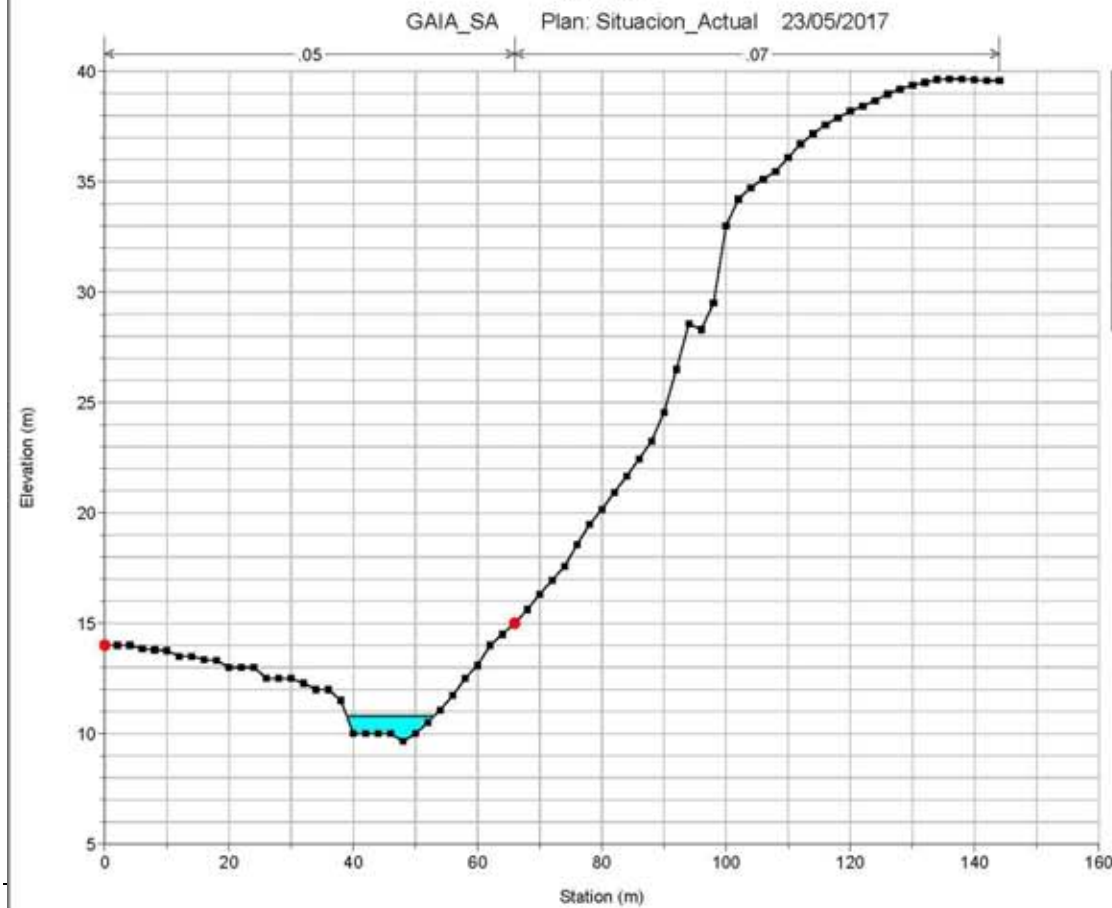
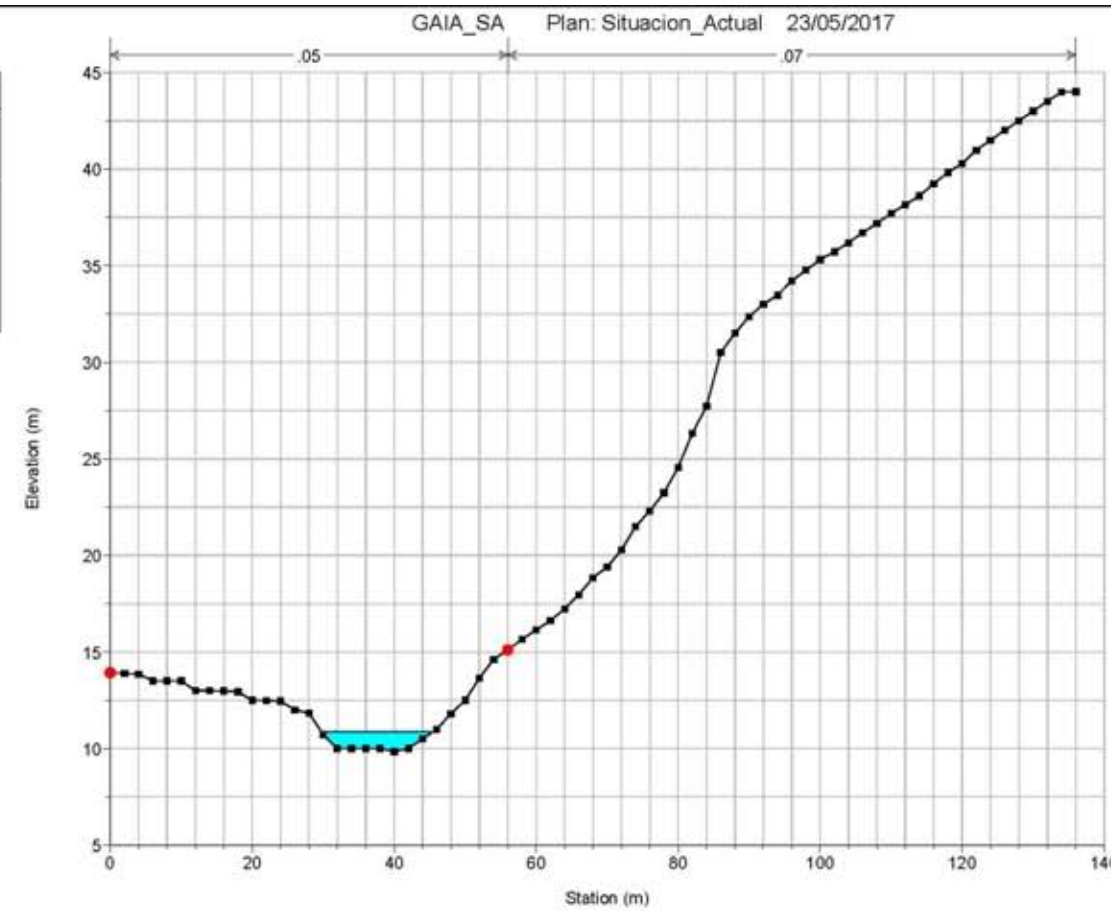
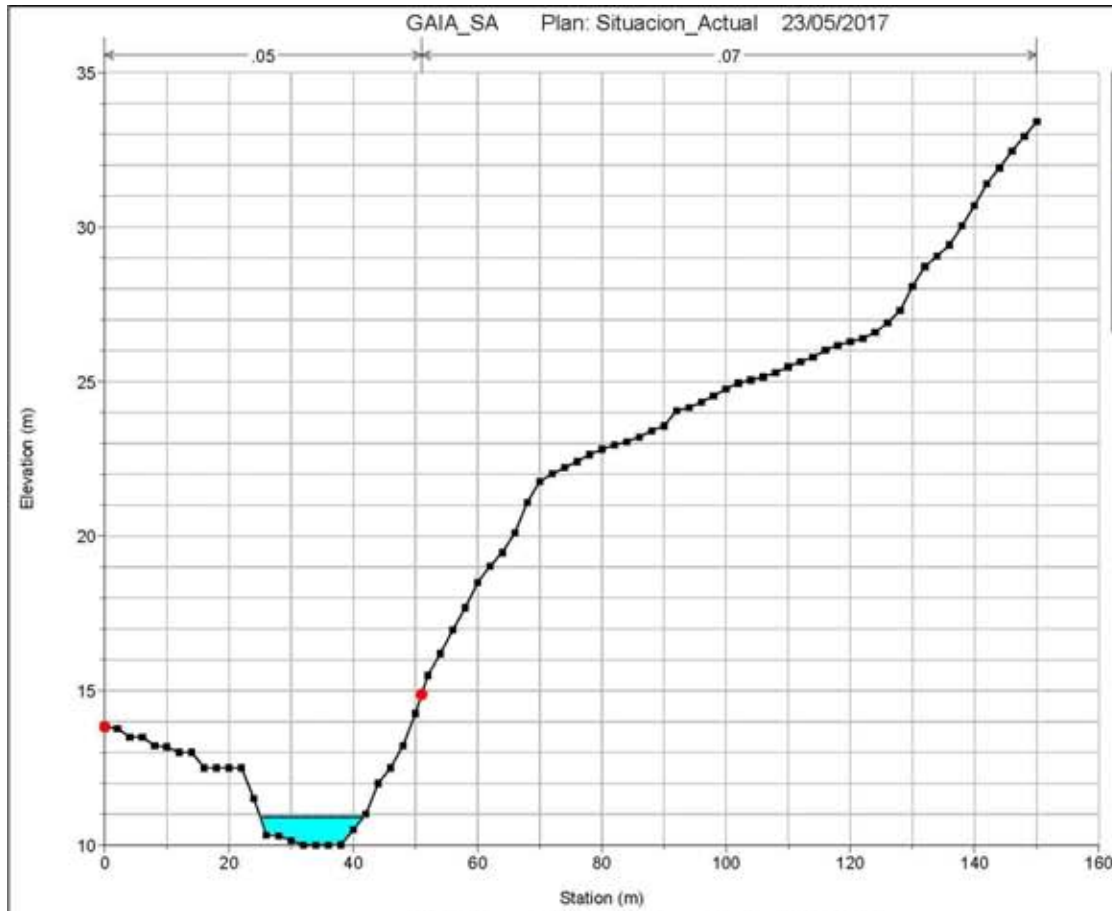


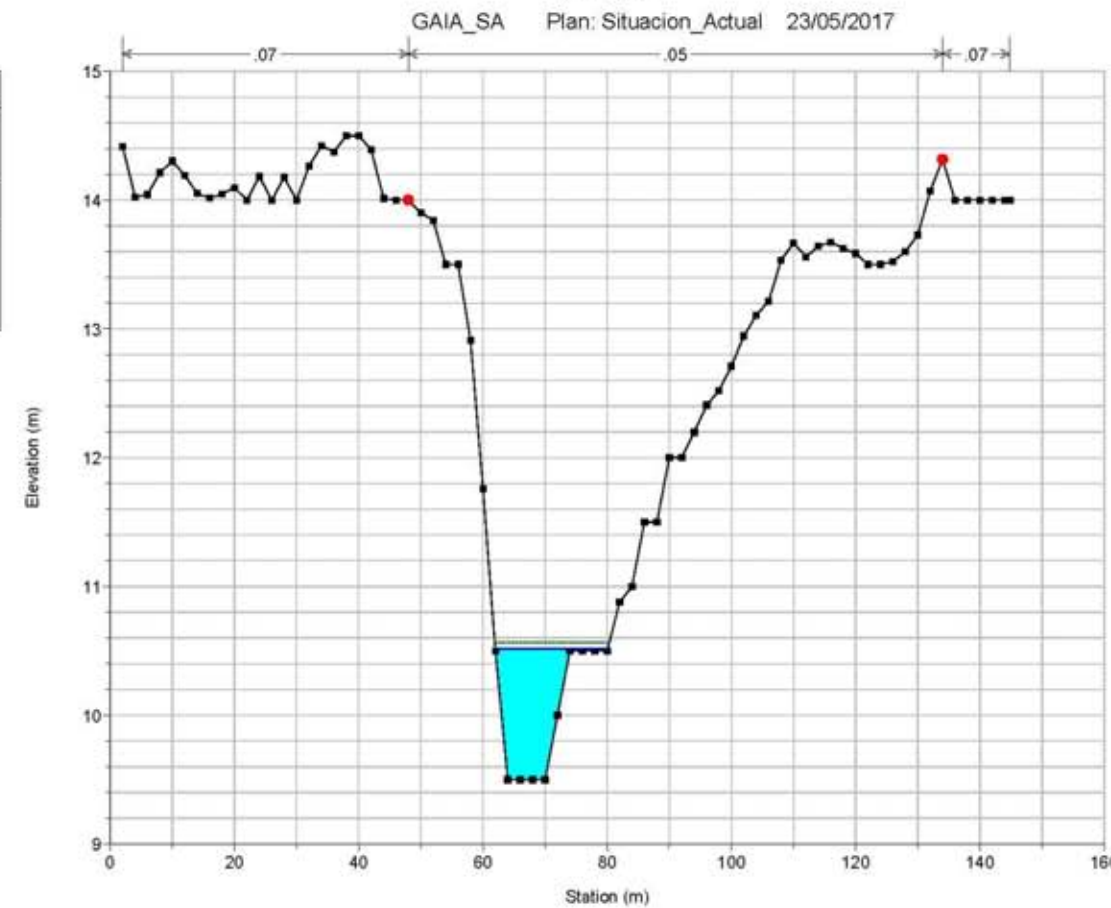
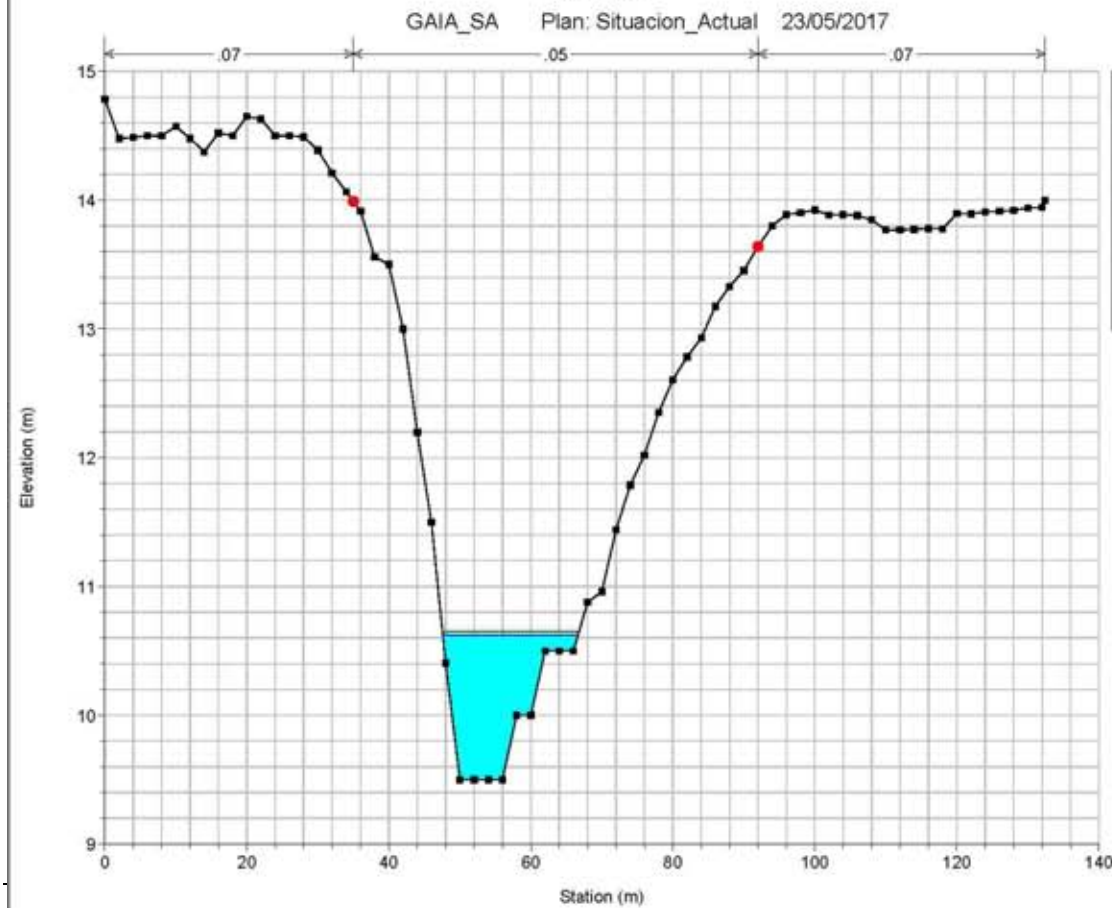
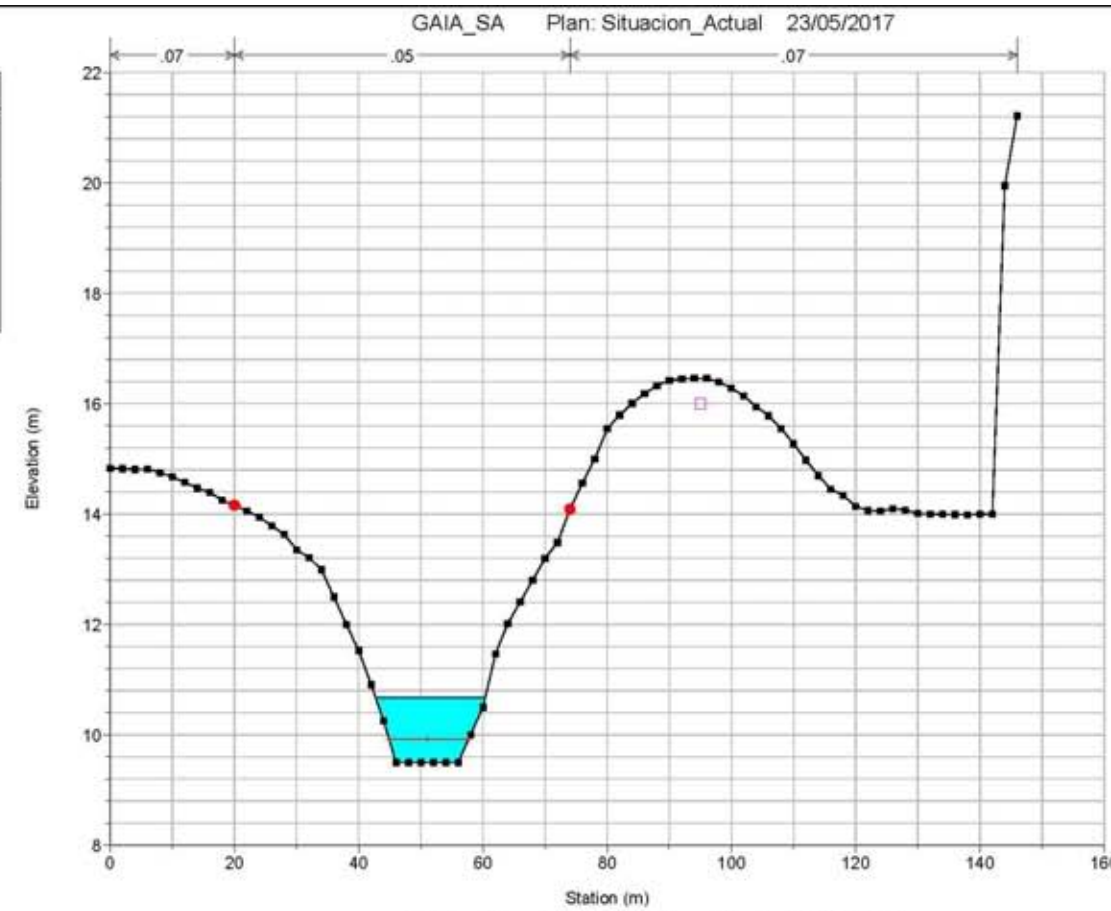
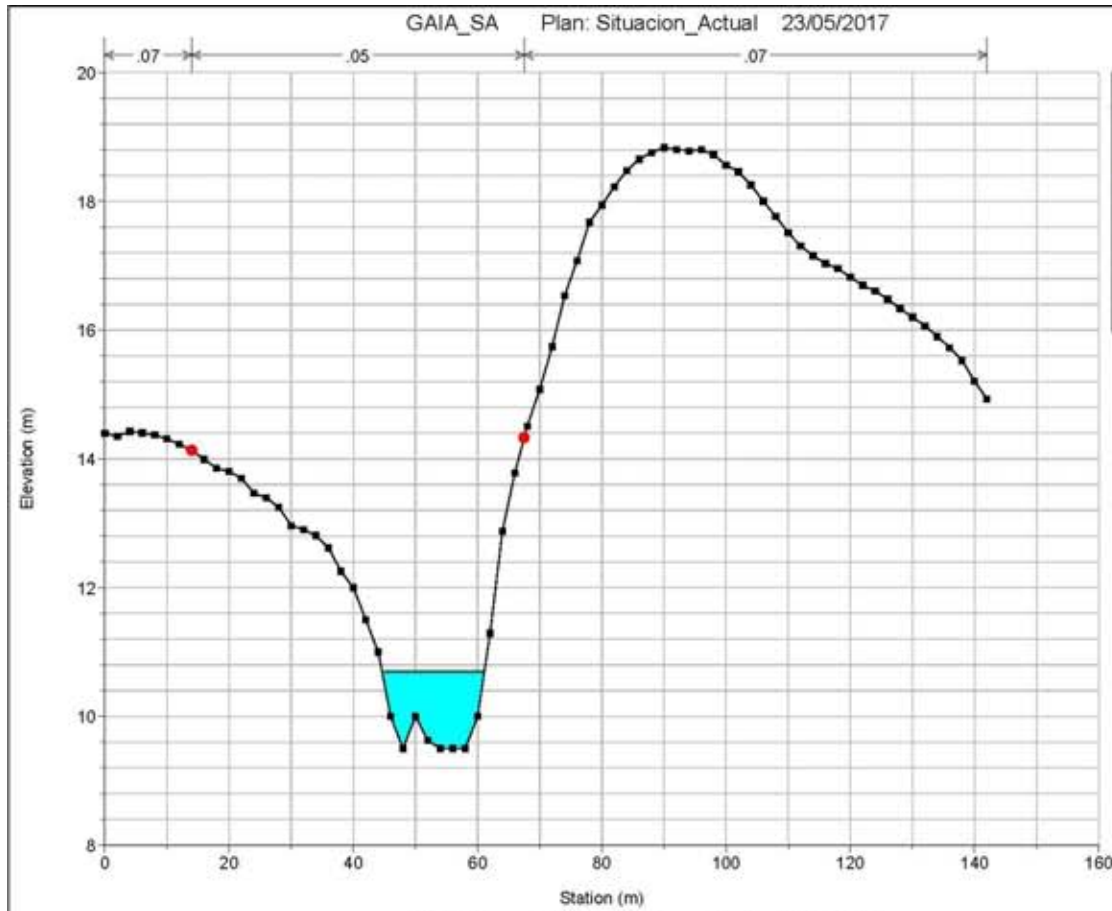


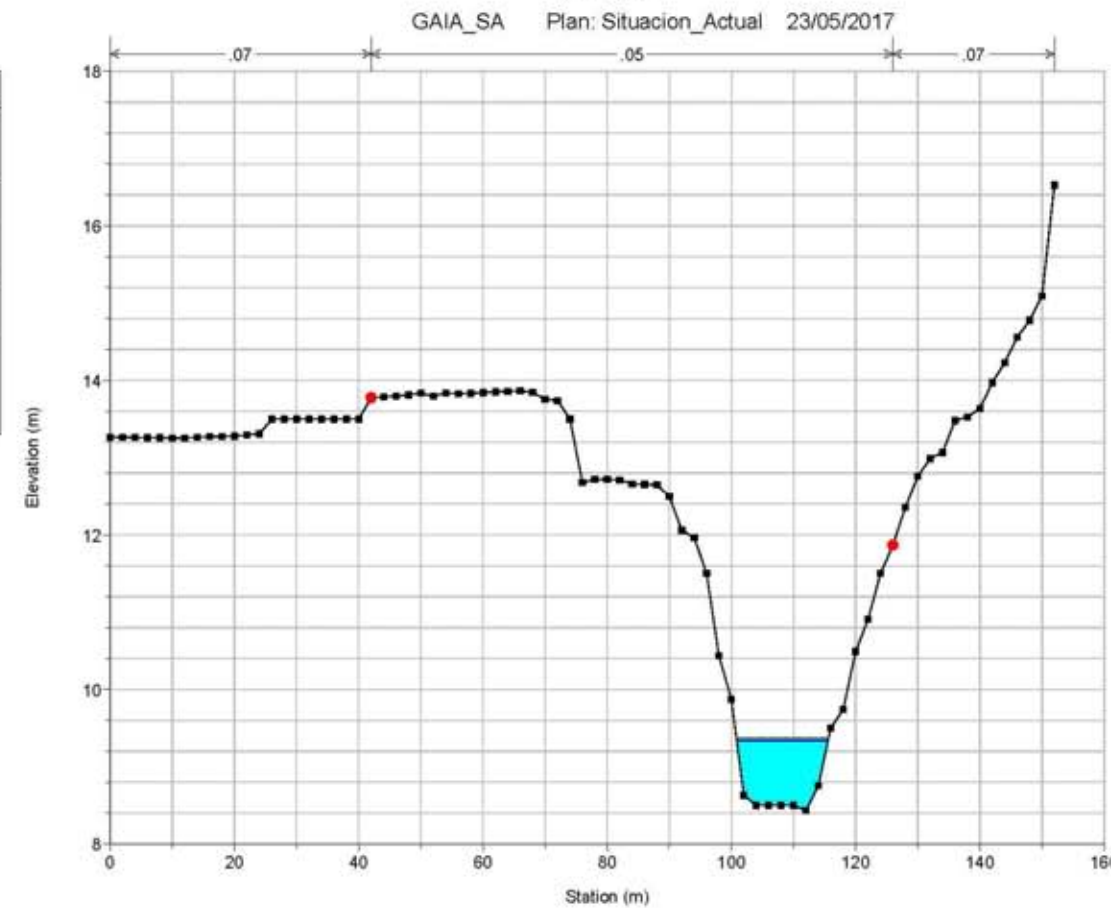
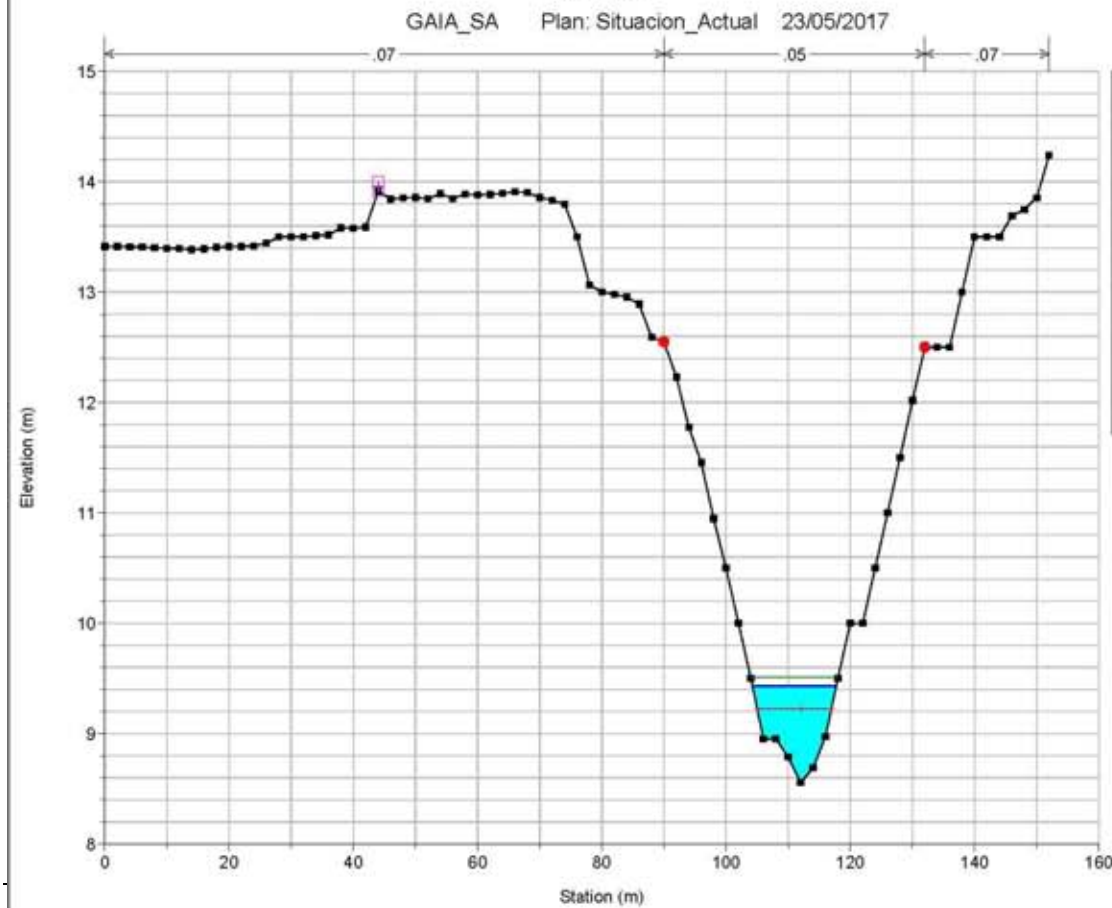
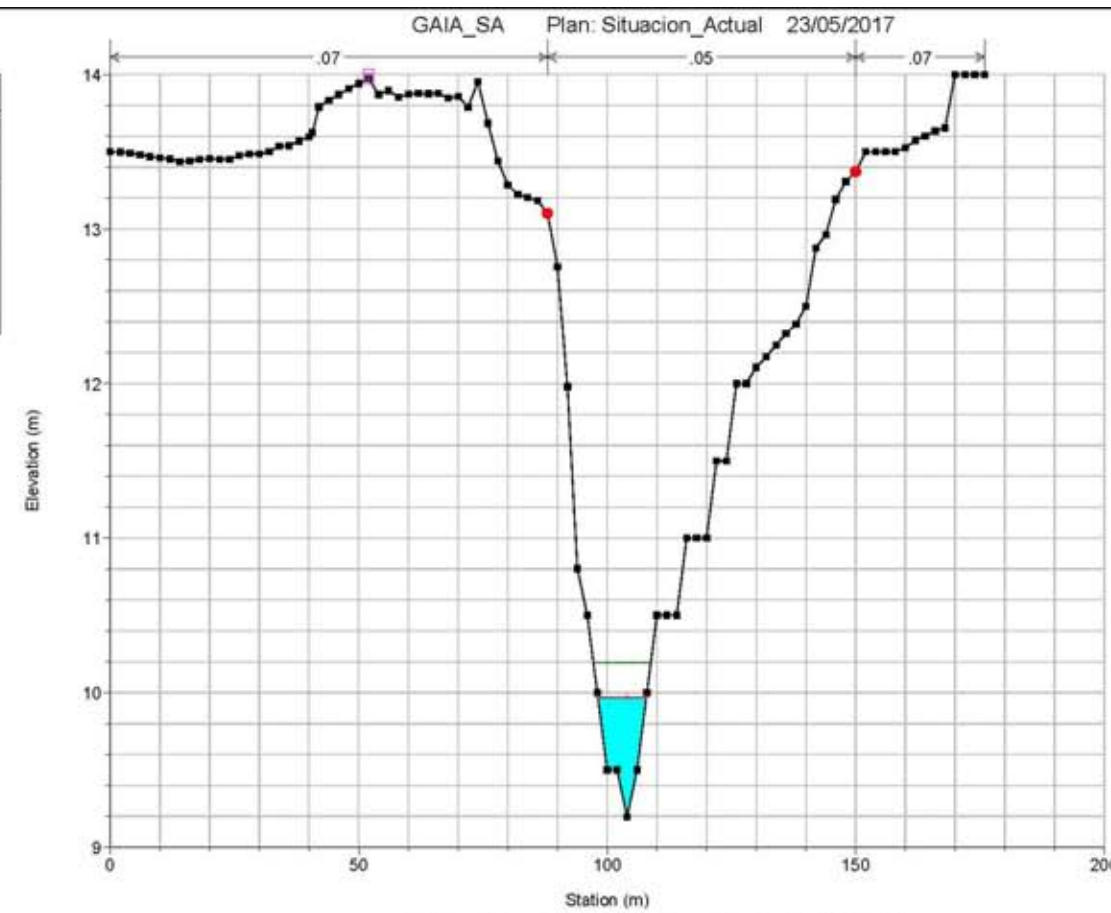
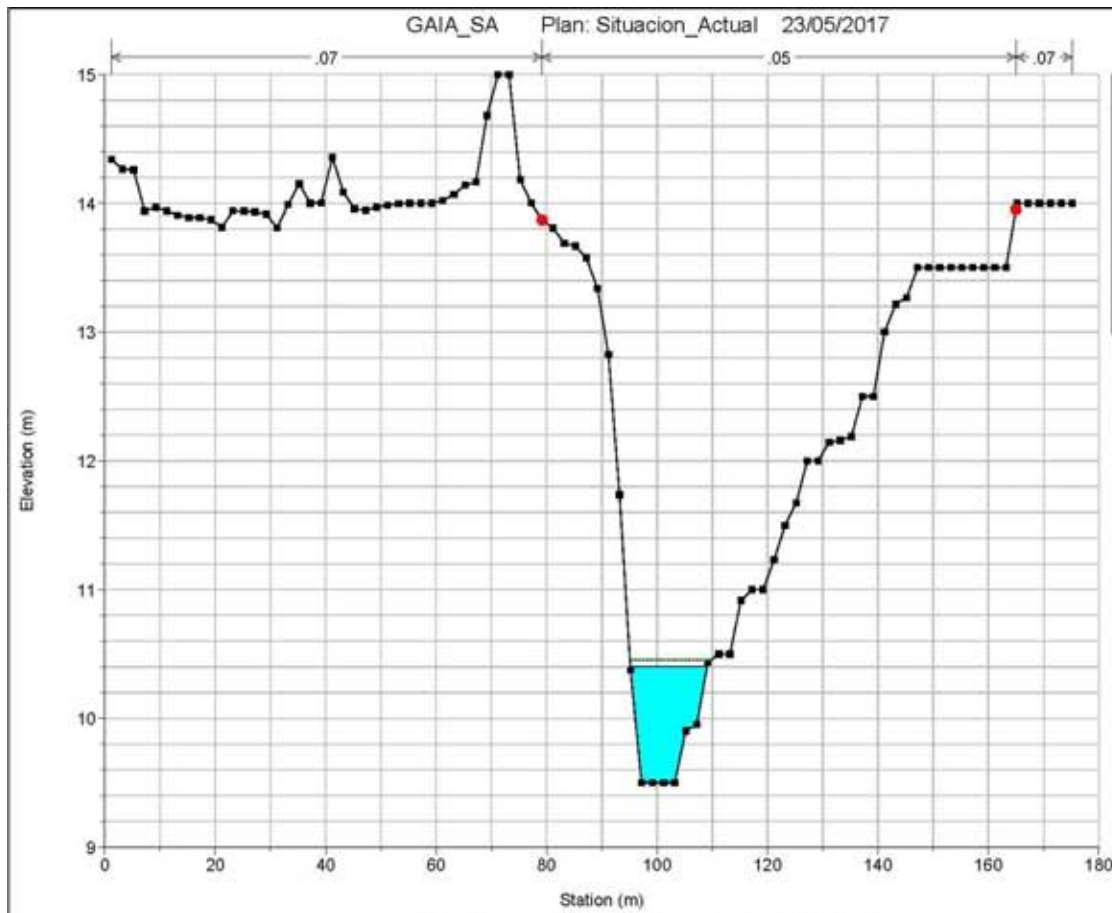


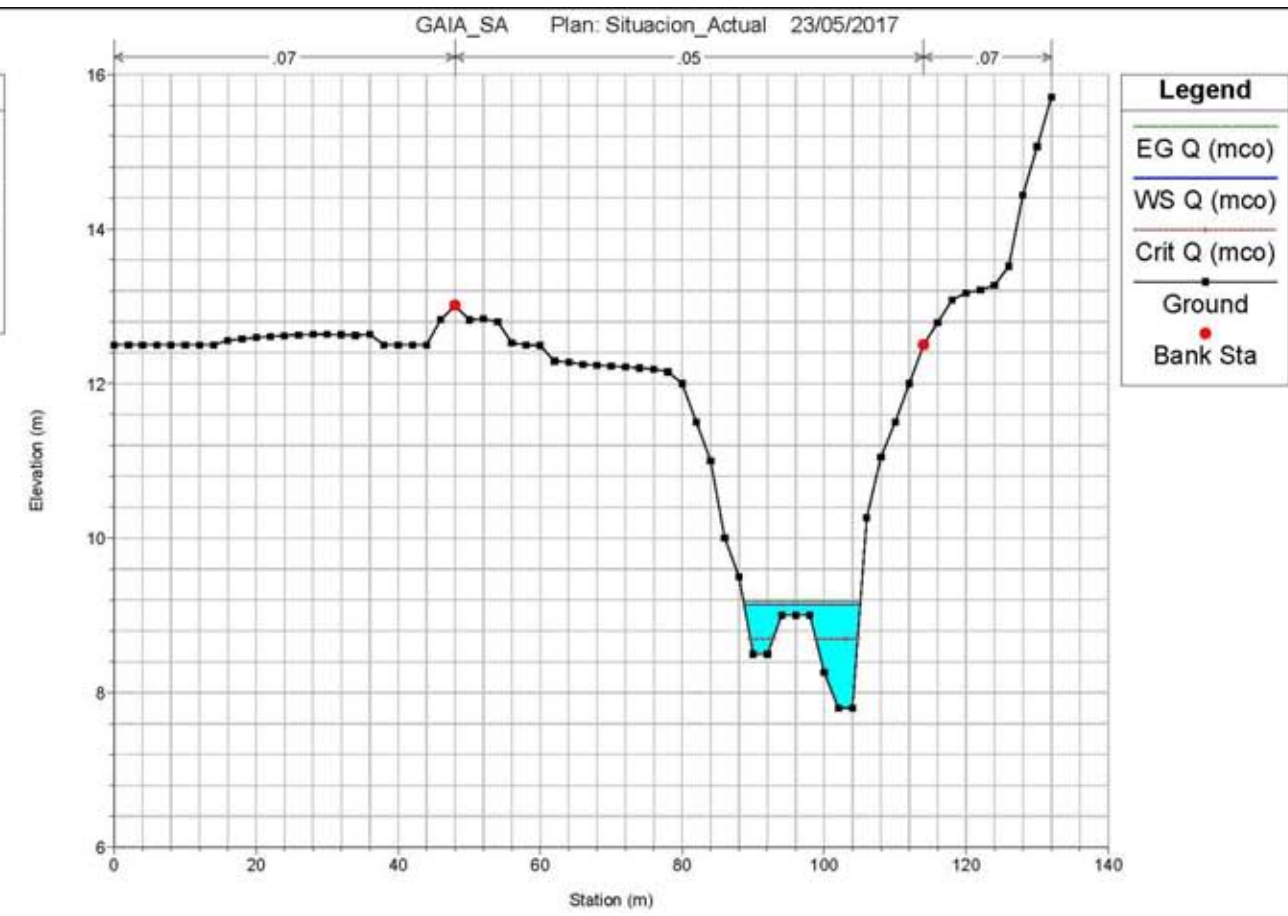
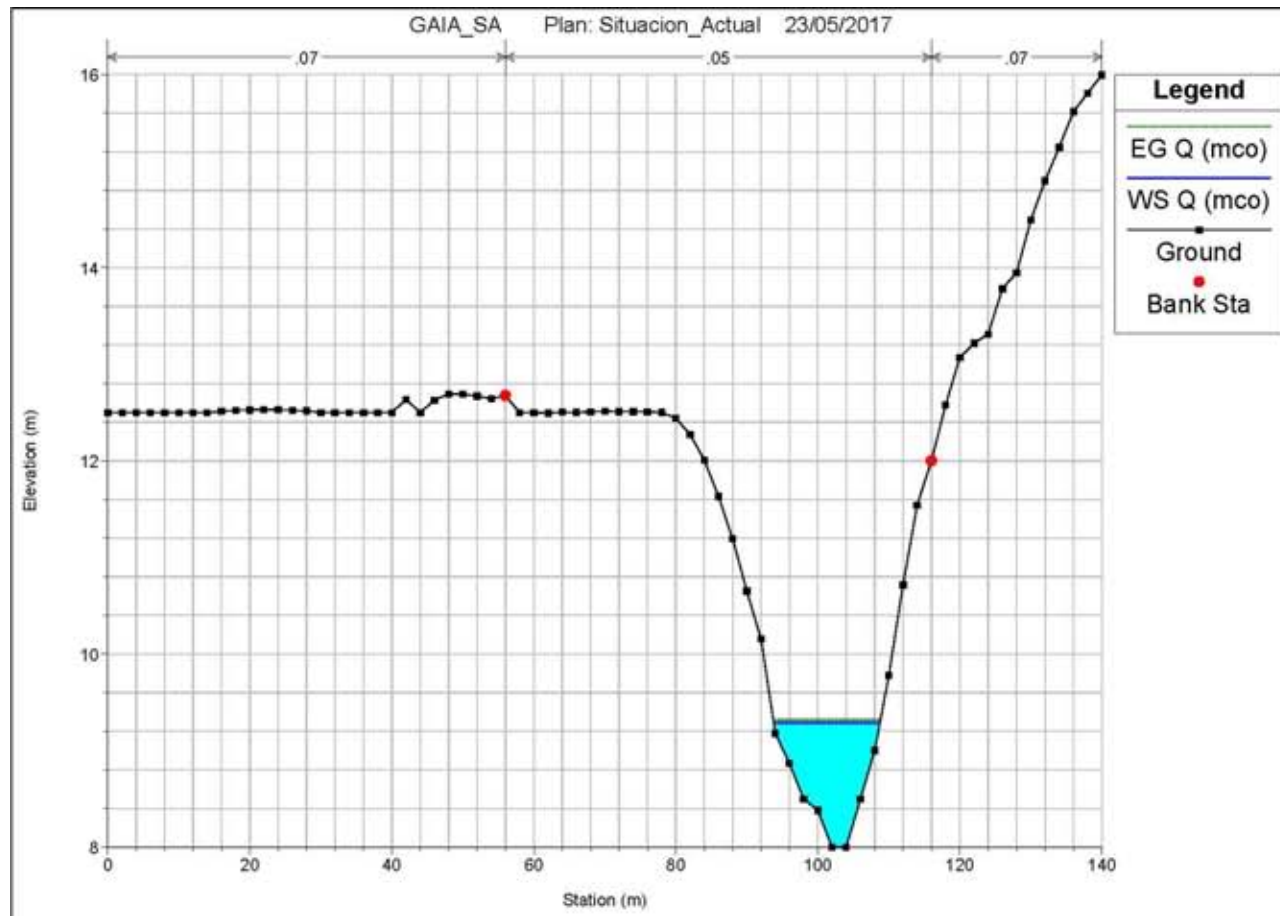




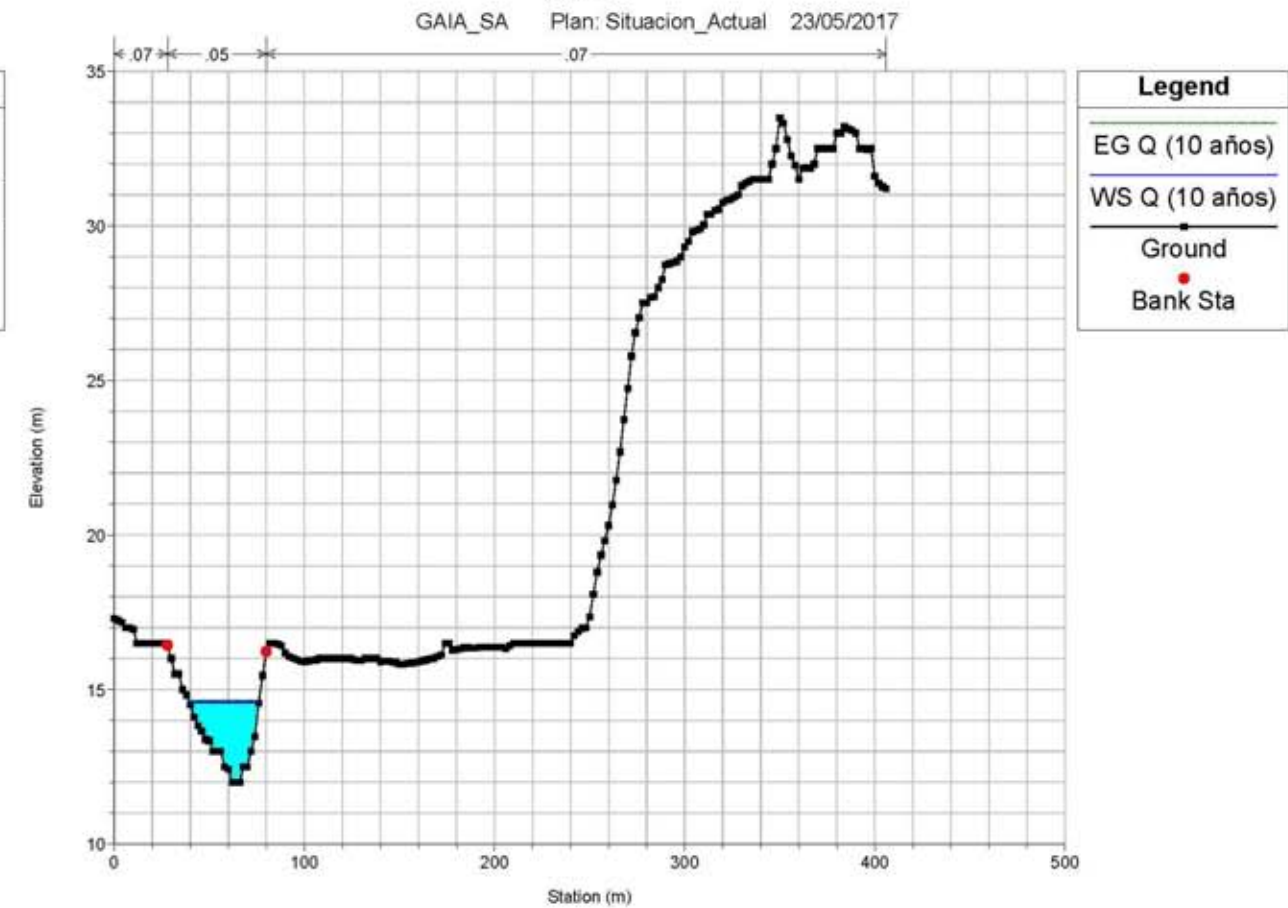
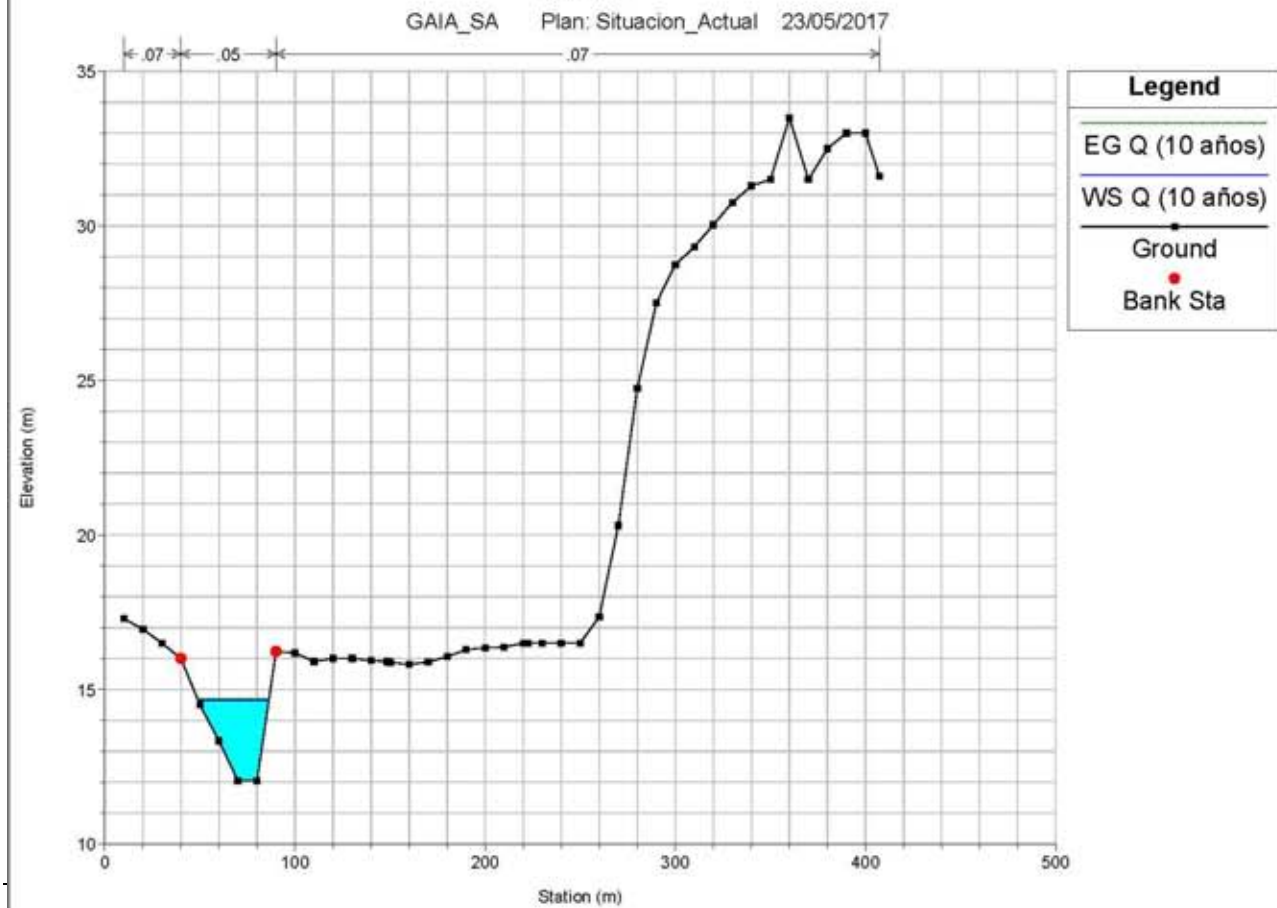
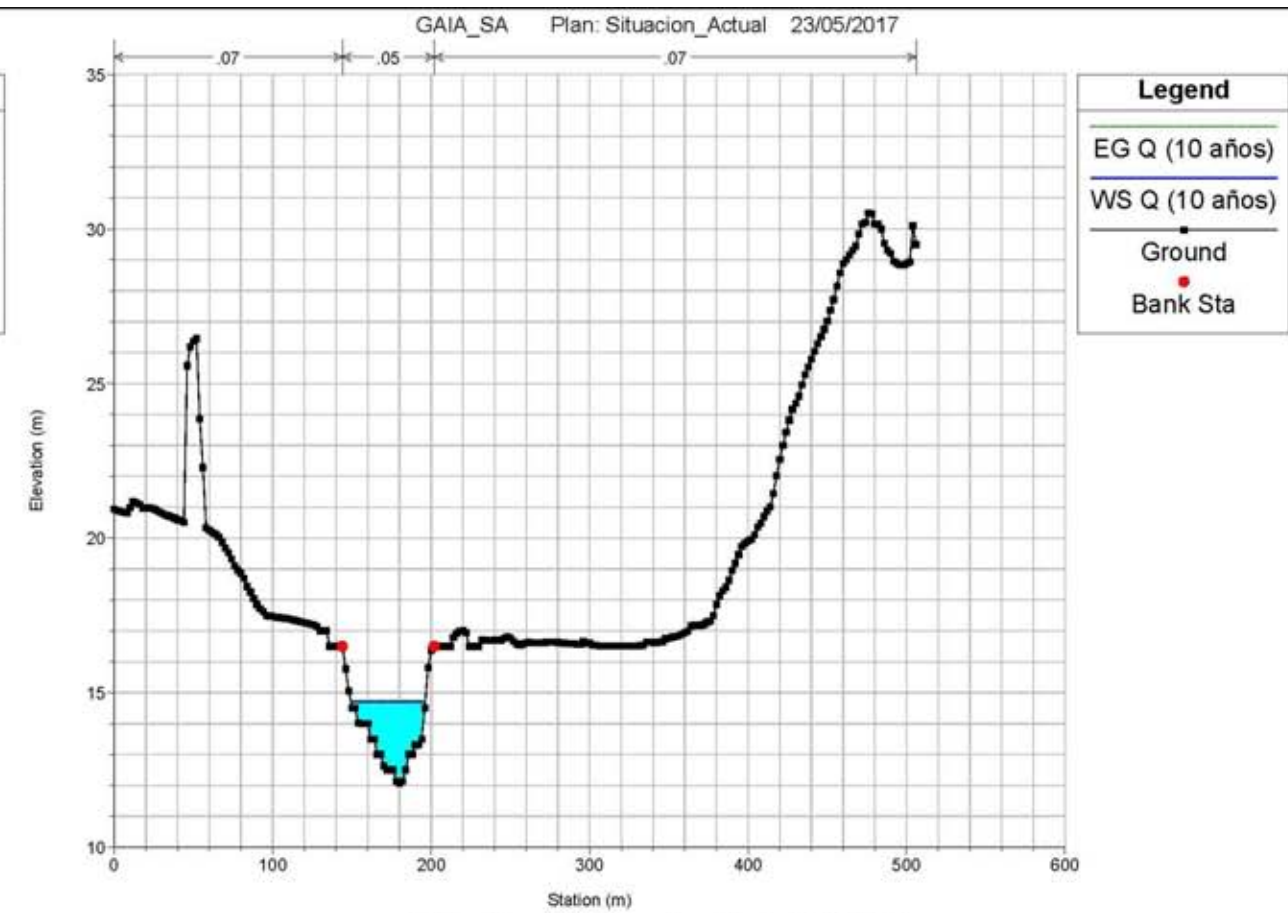
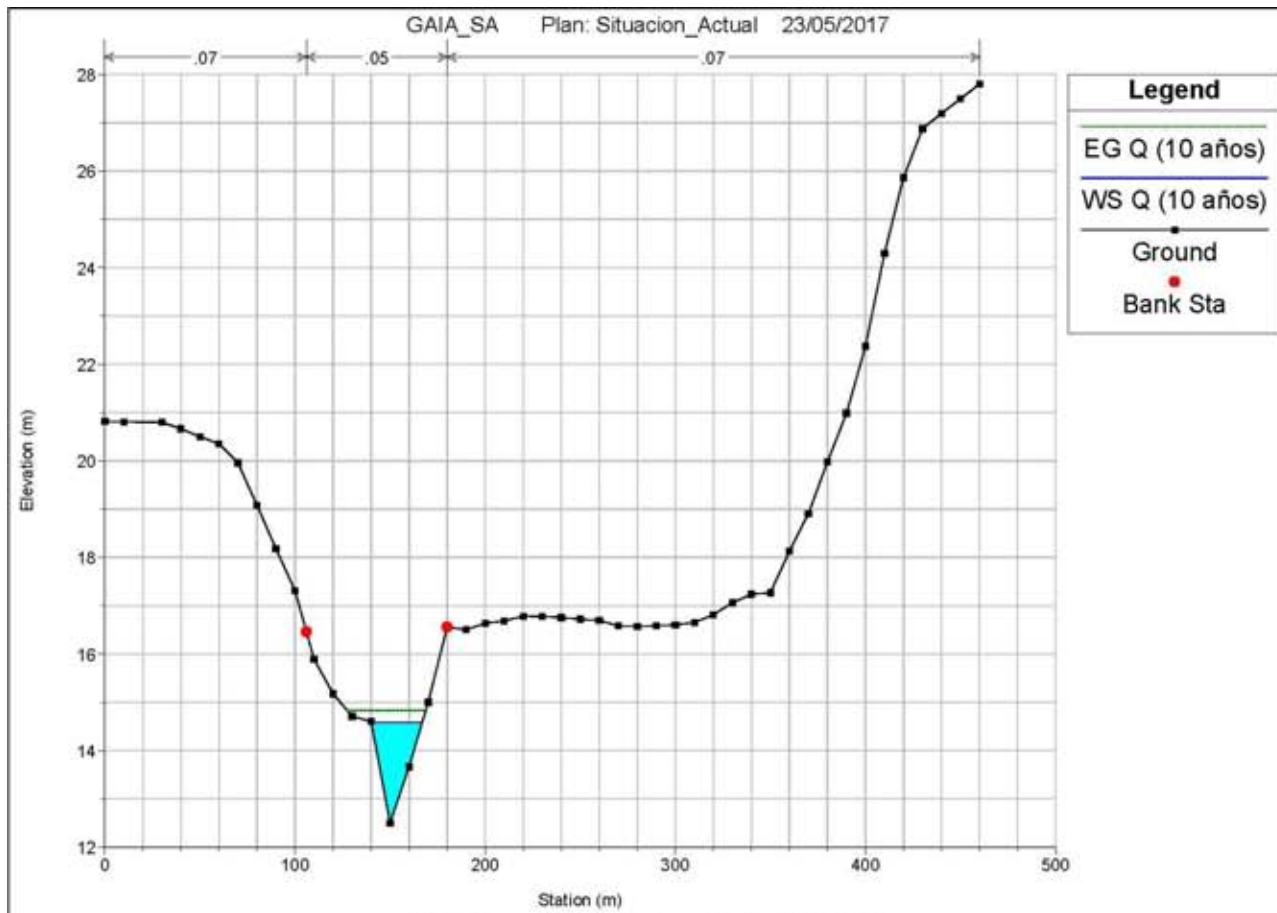


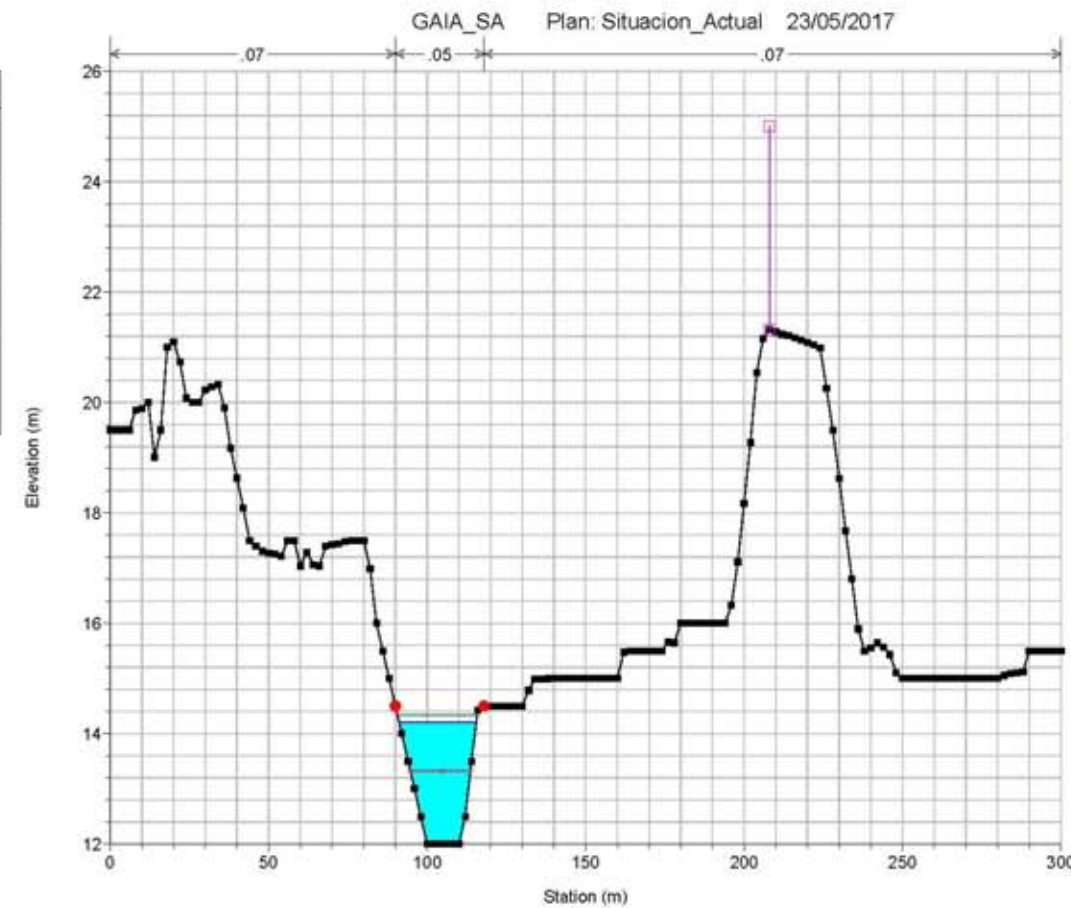
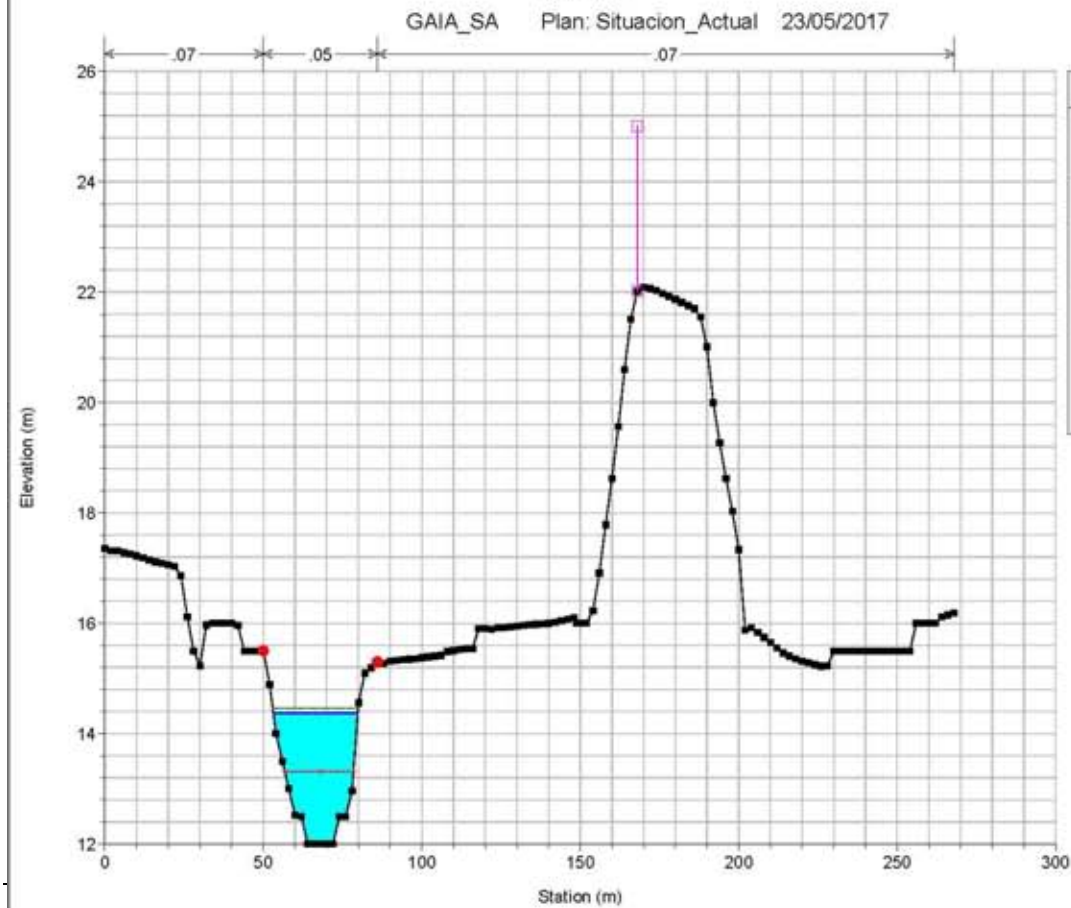
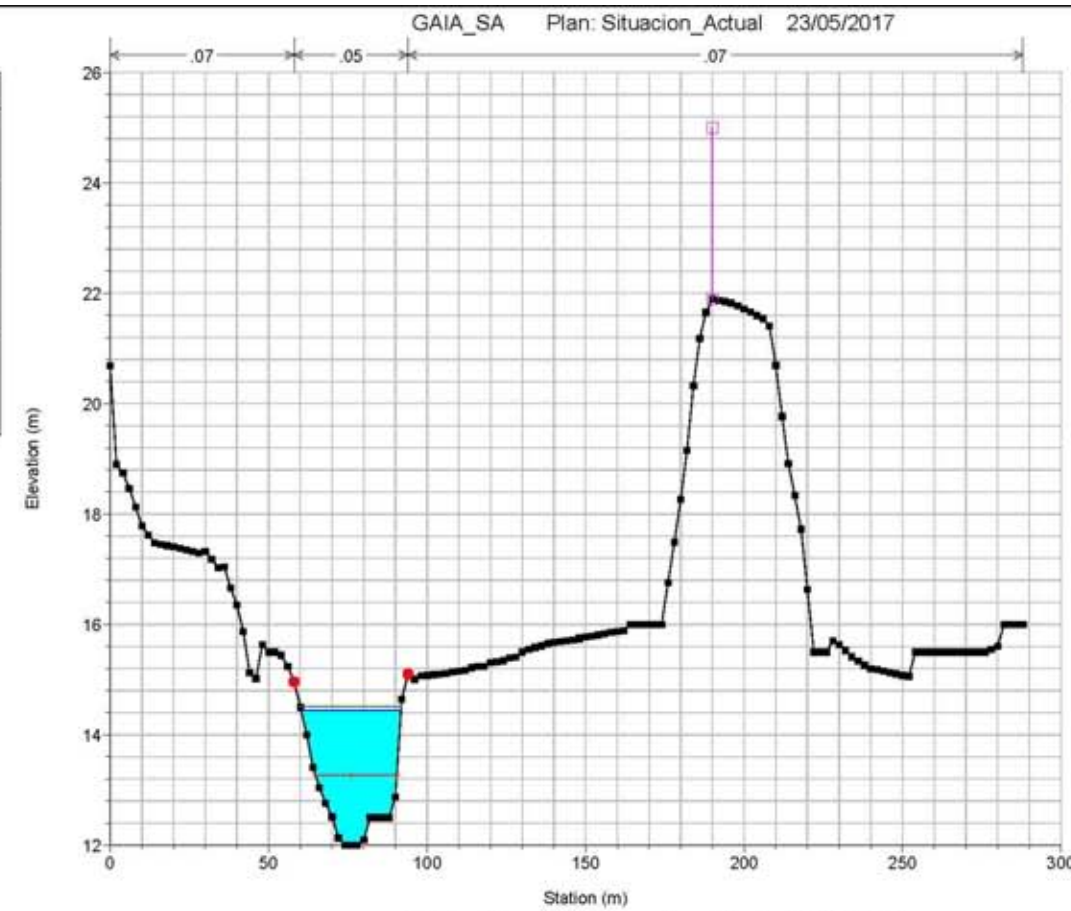
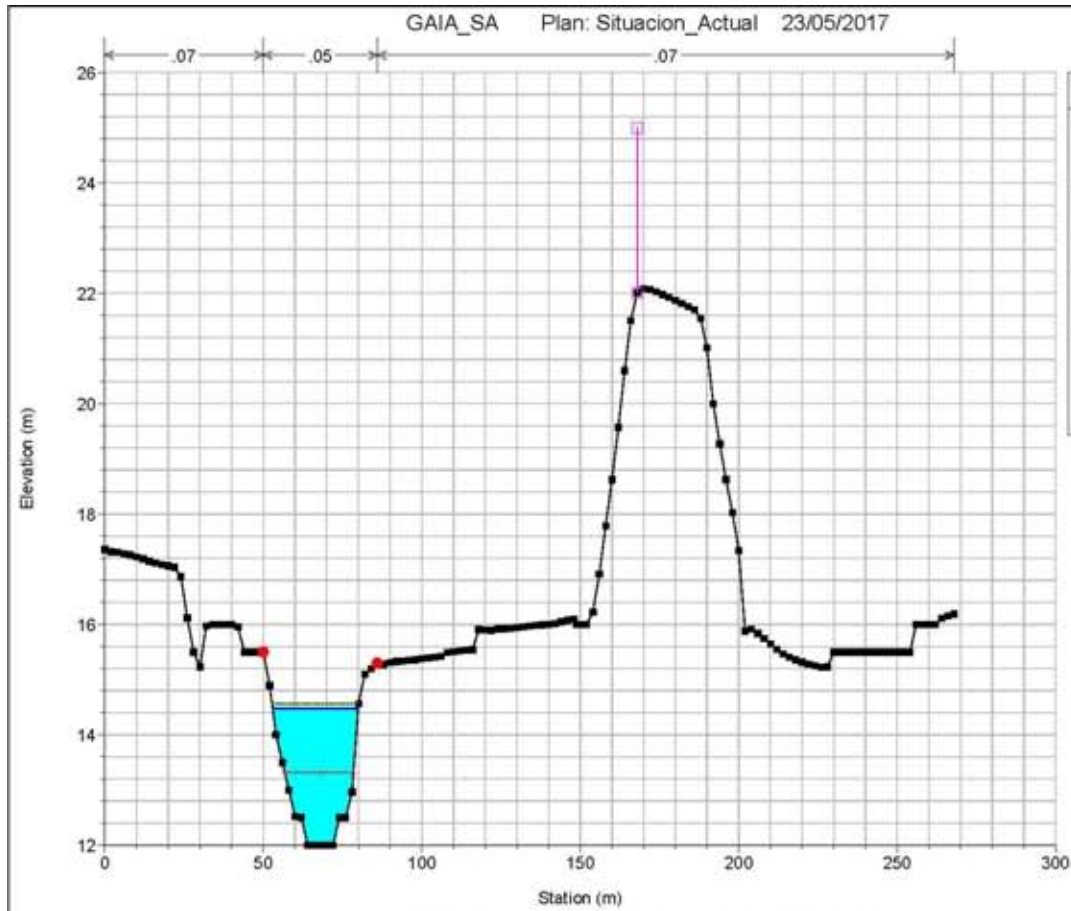


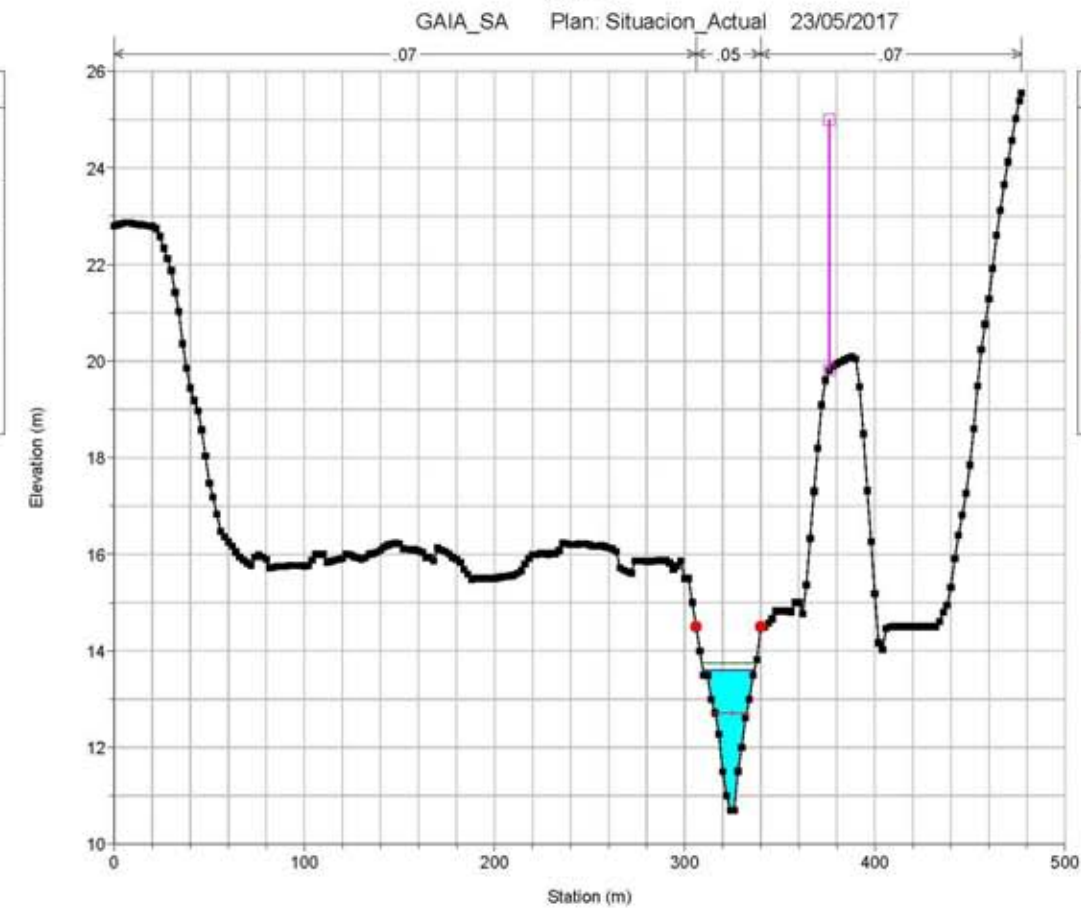
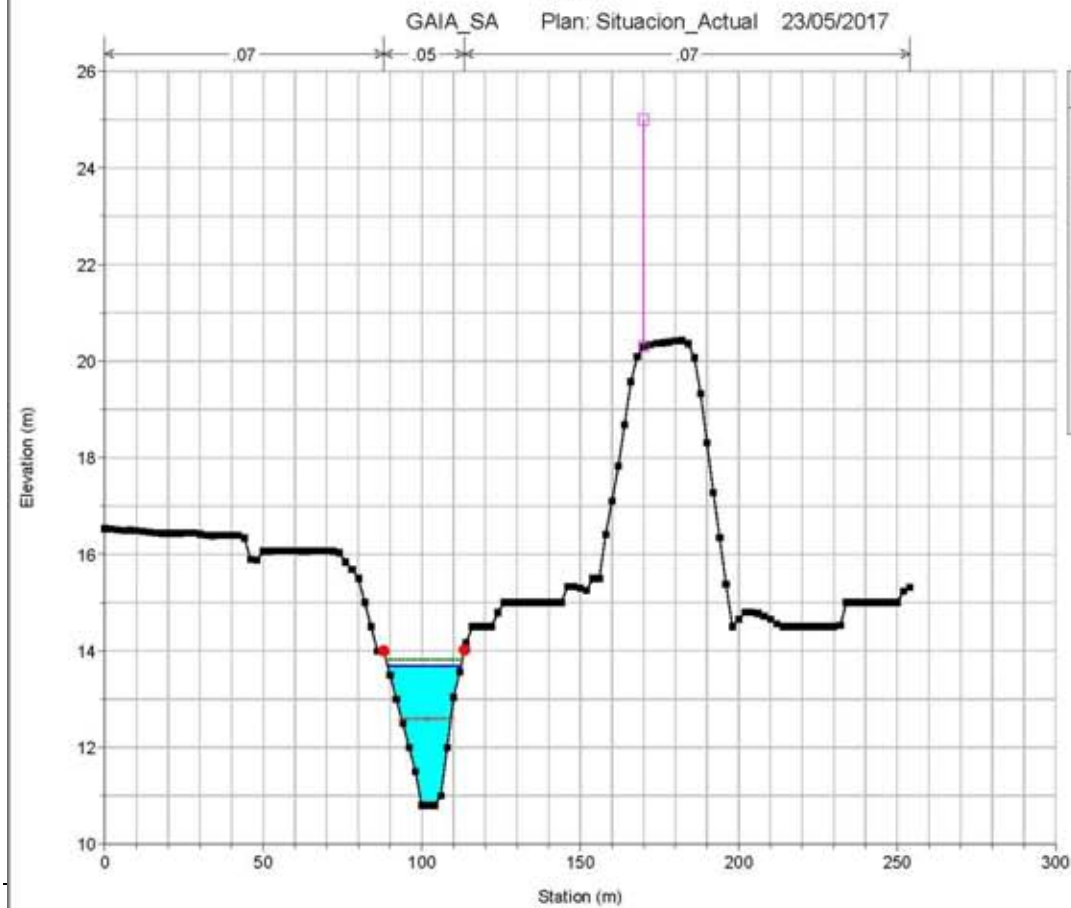
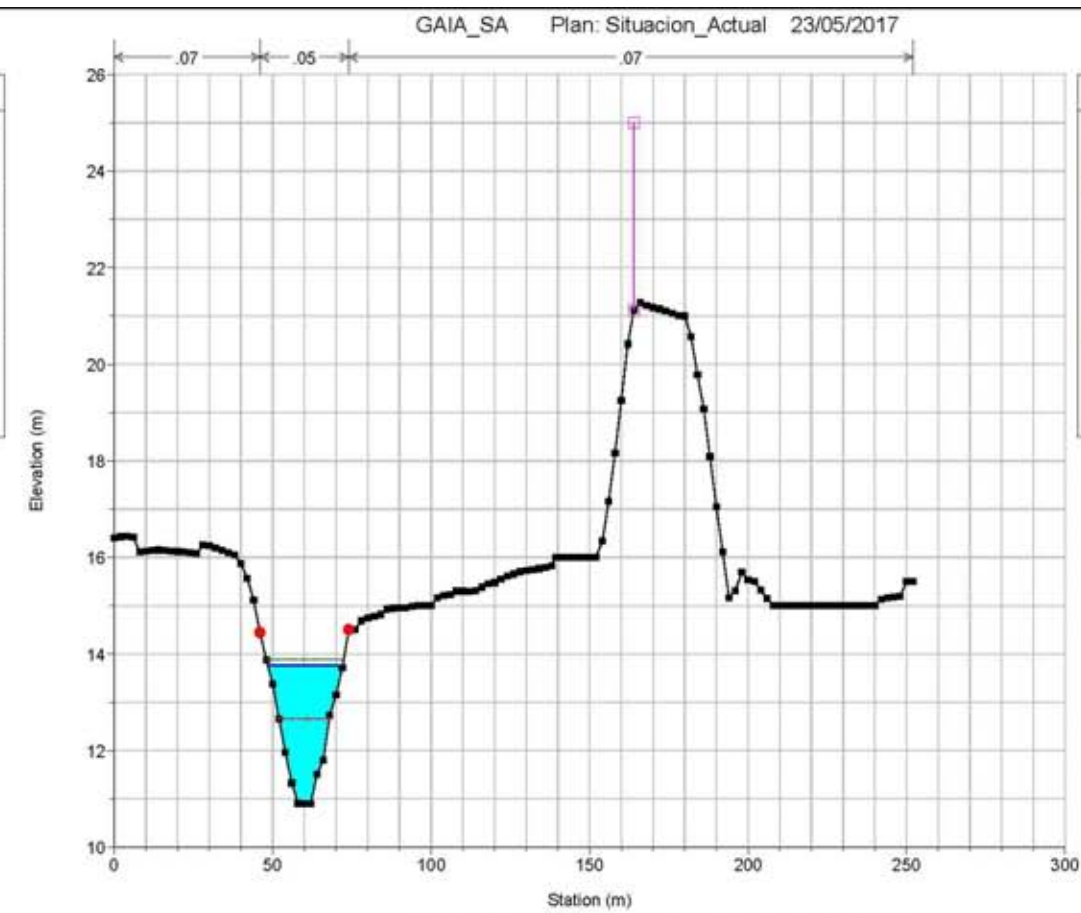
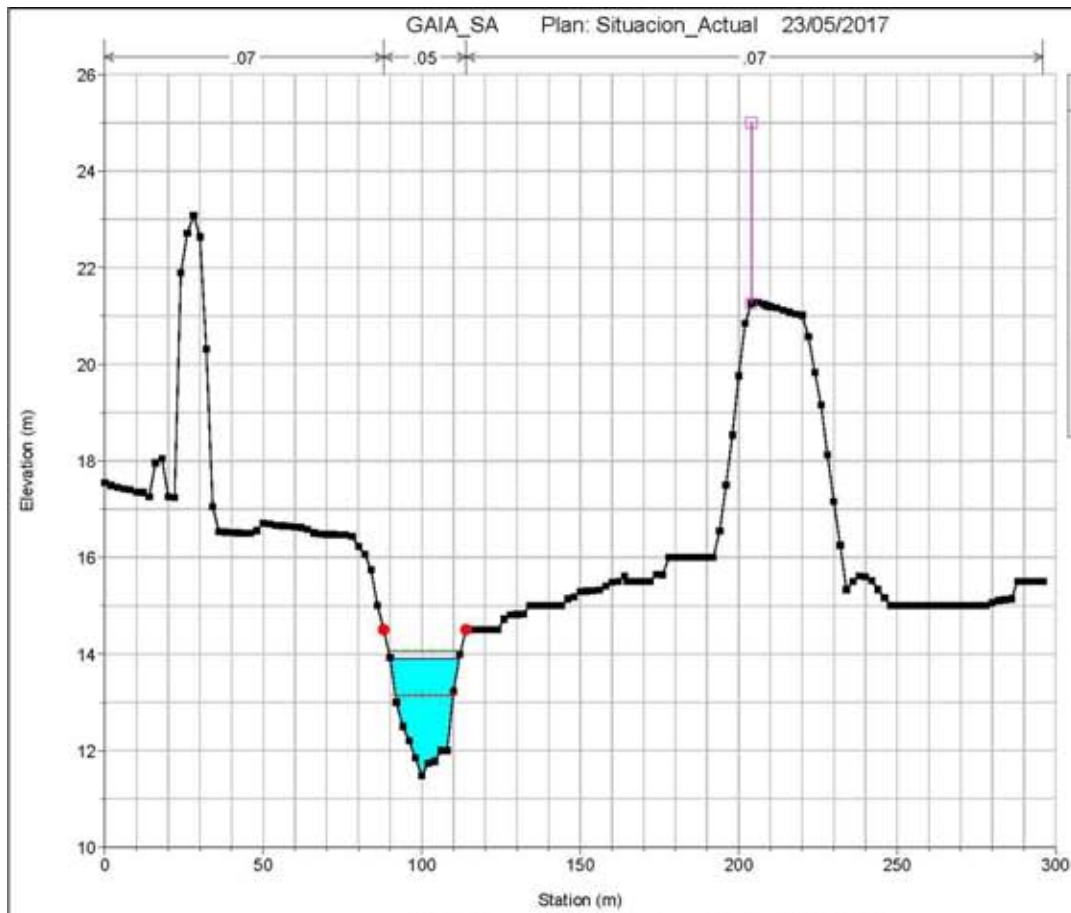


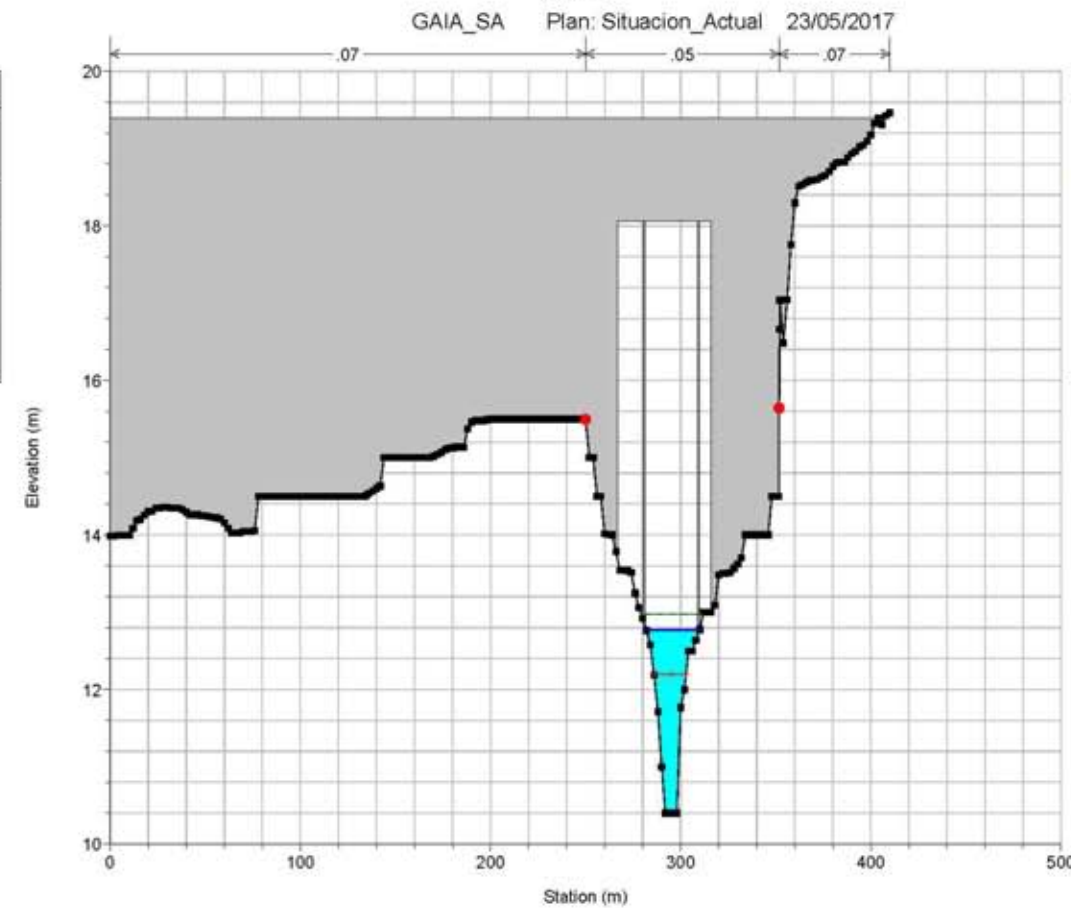
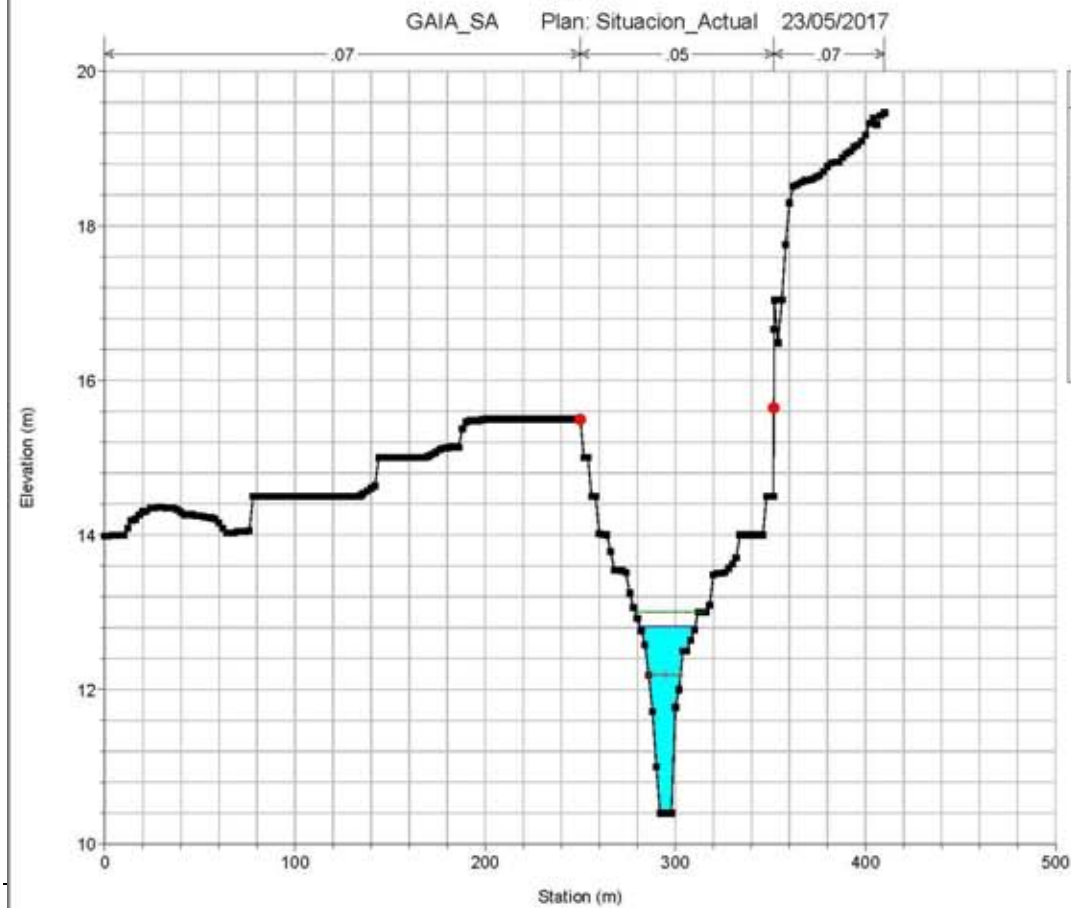
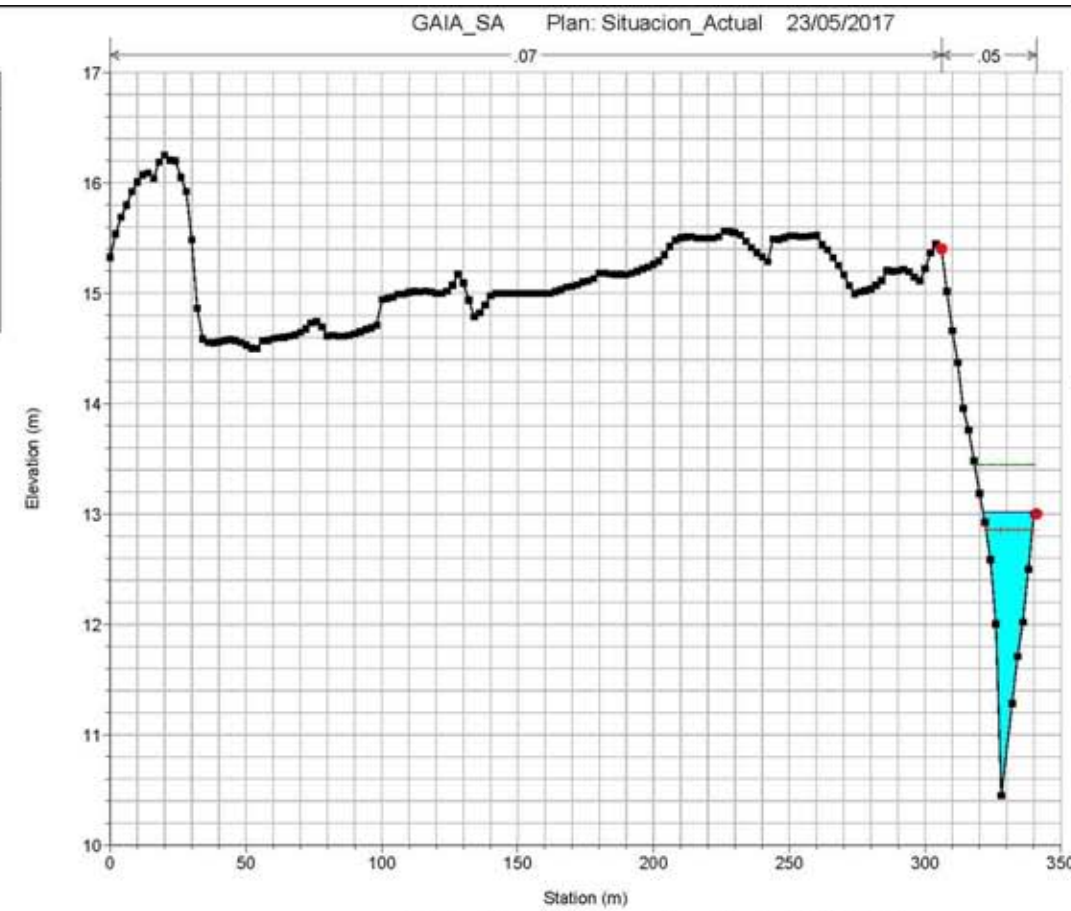
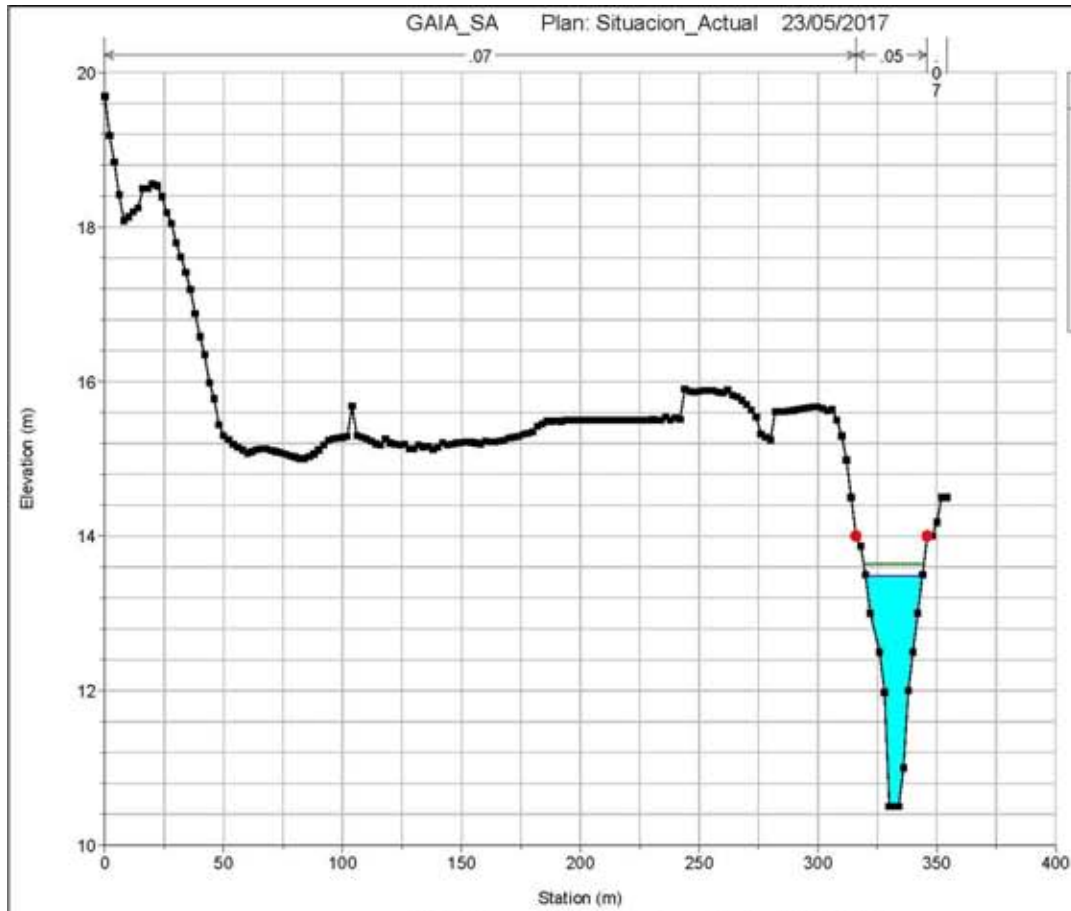


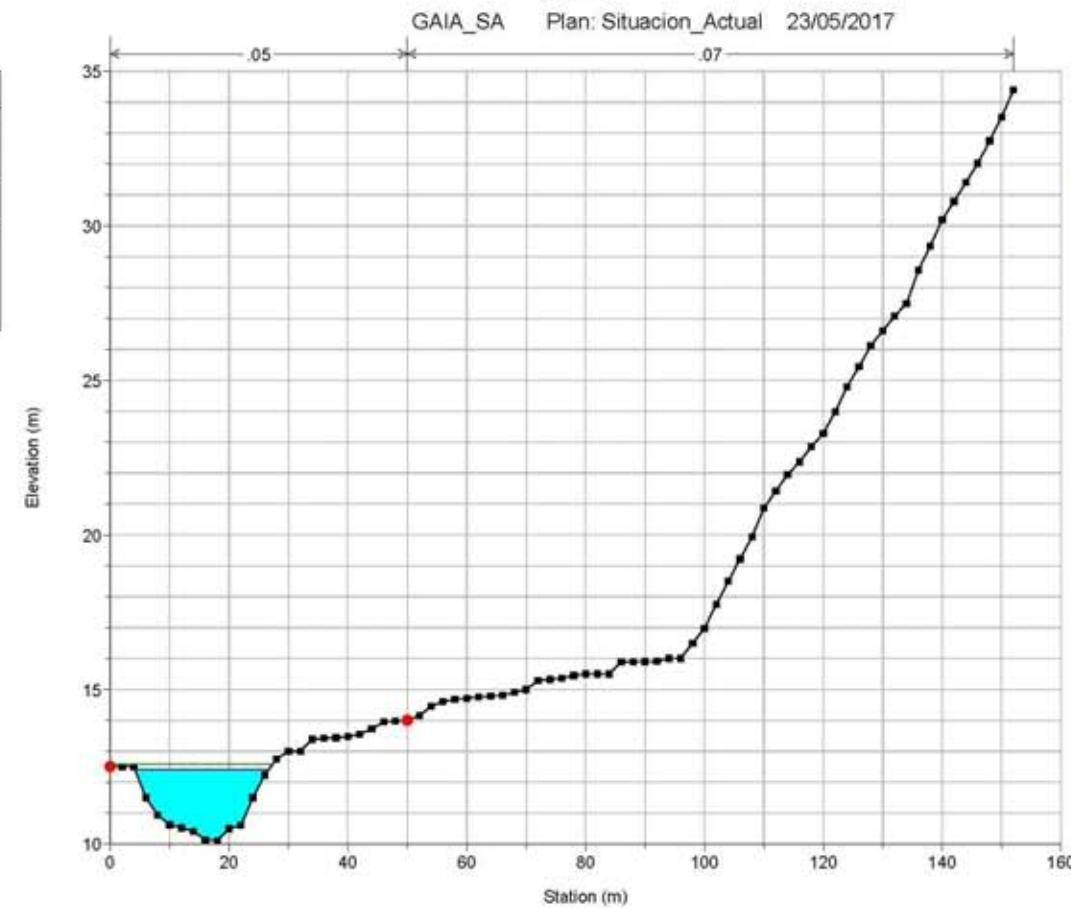
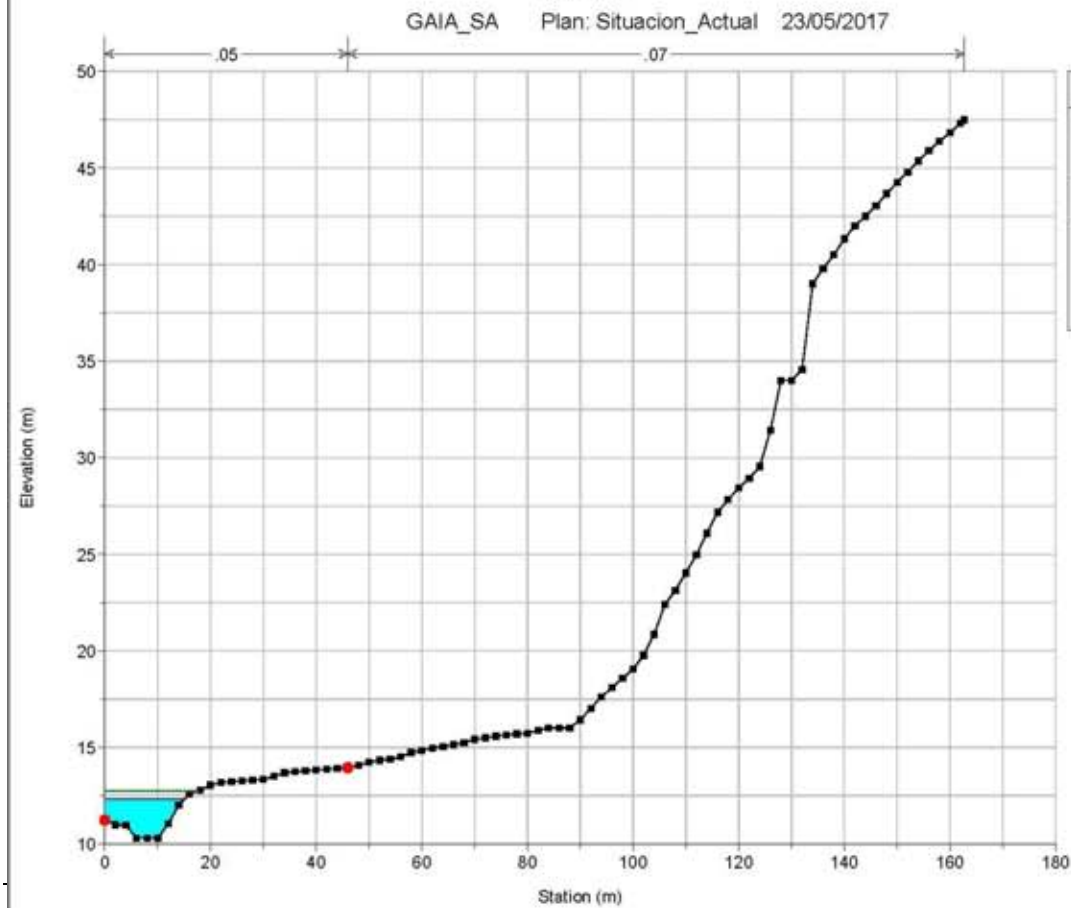
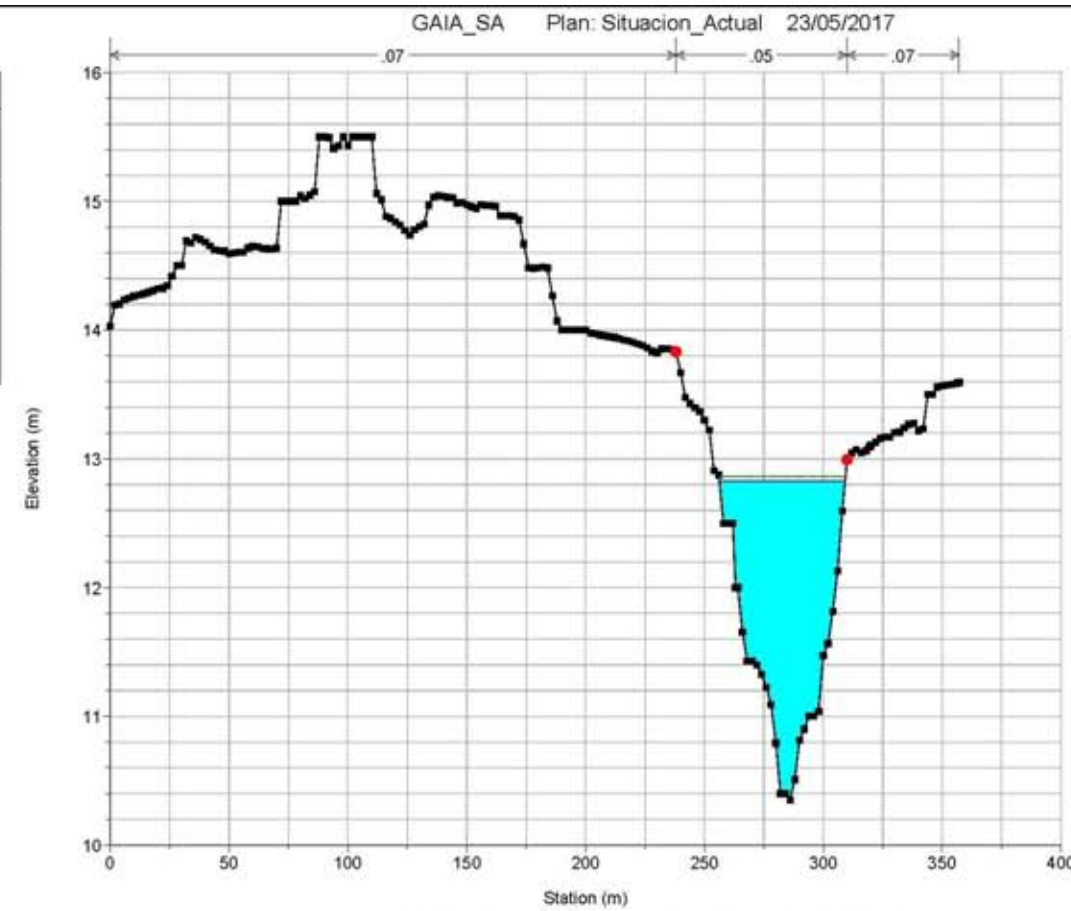
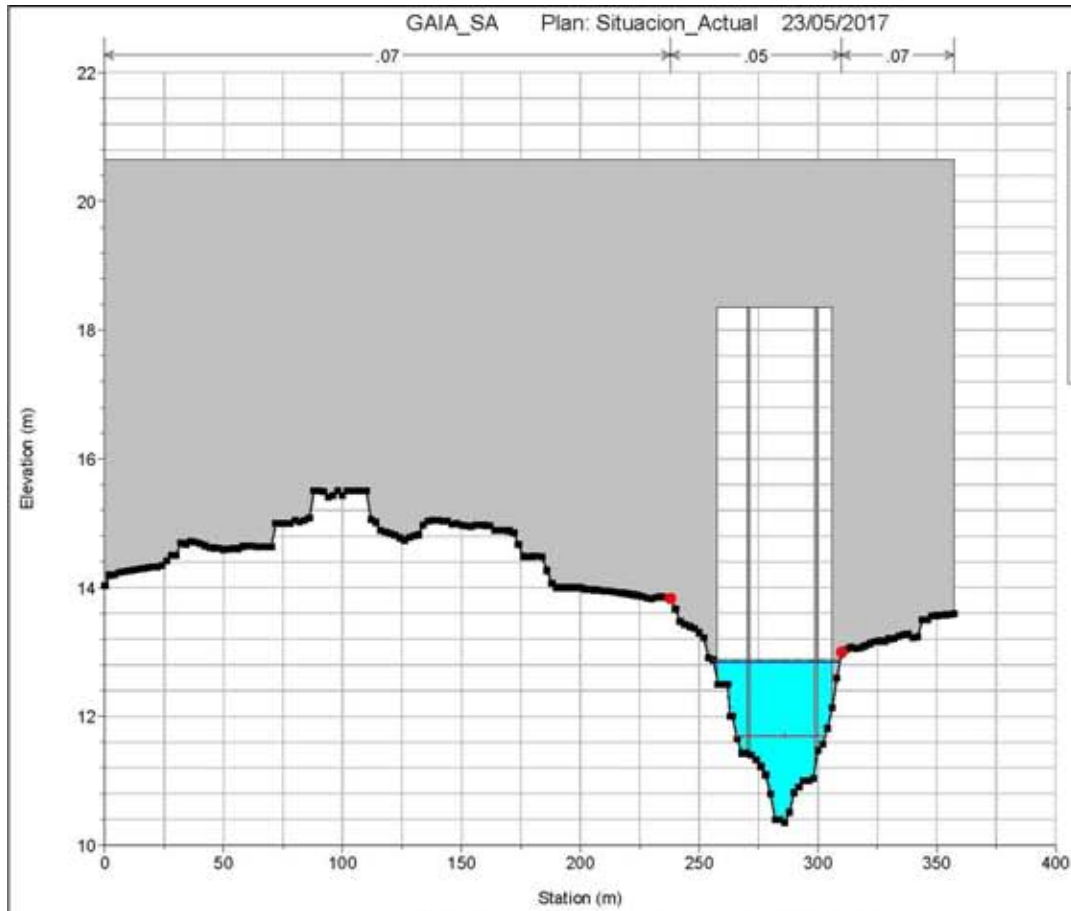
**APÉNDICE Nº 6. PERFILES TRANSVERSALES: RIERA DEL GAIÀ.
SITUACIÓN ACTUAL. PERIODO DE RETORNO: 10 AÑOS**

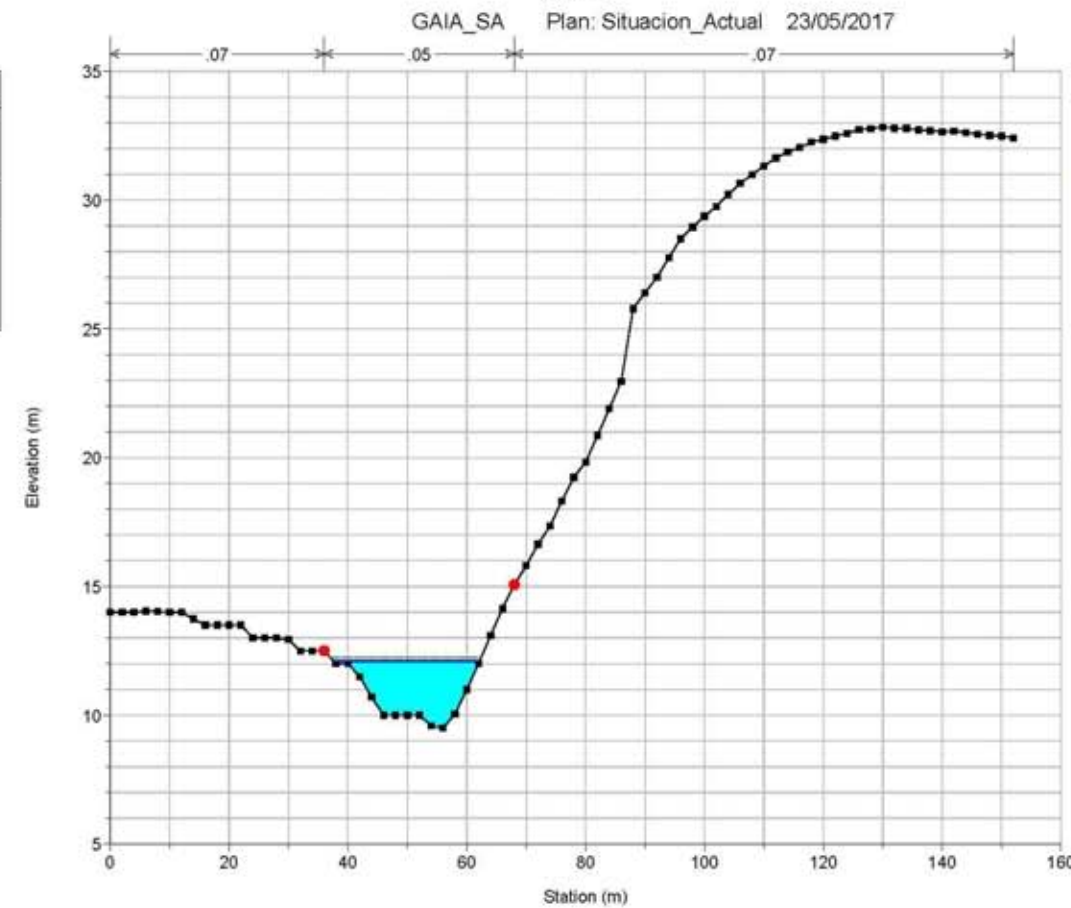
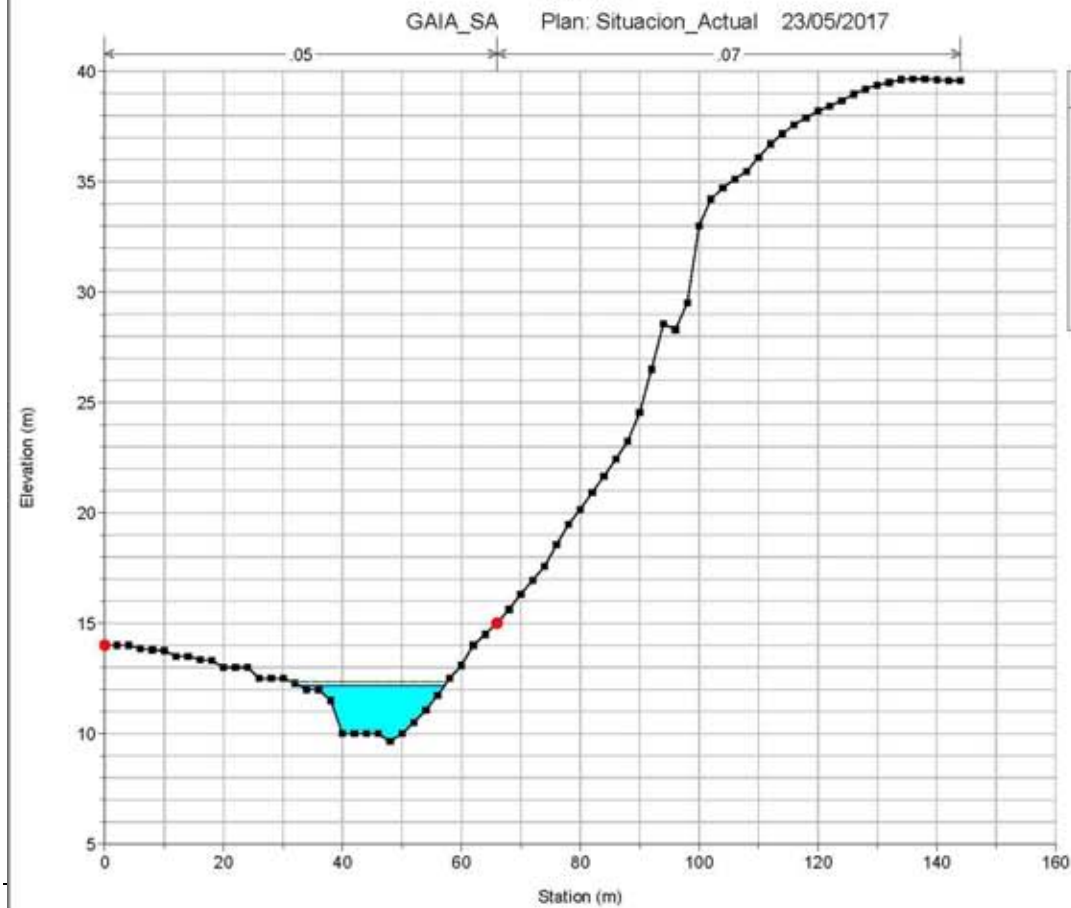
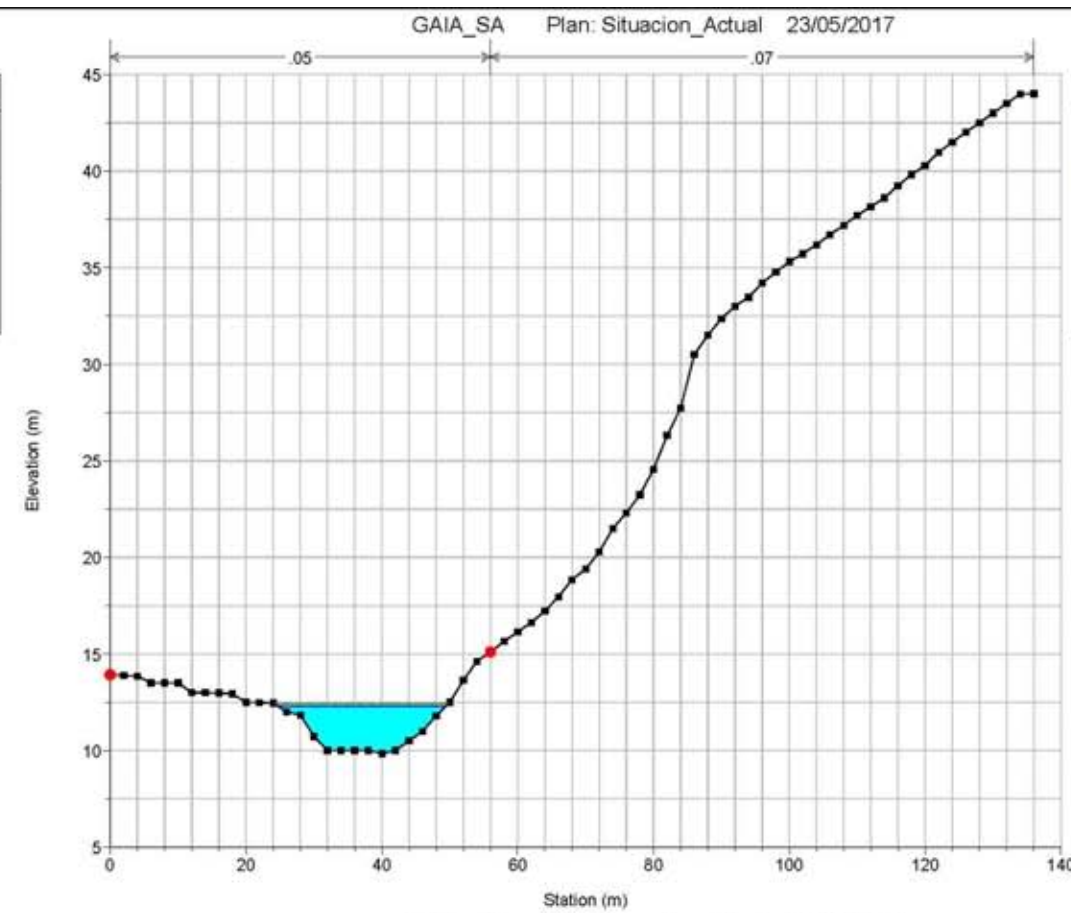
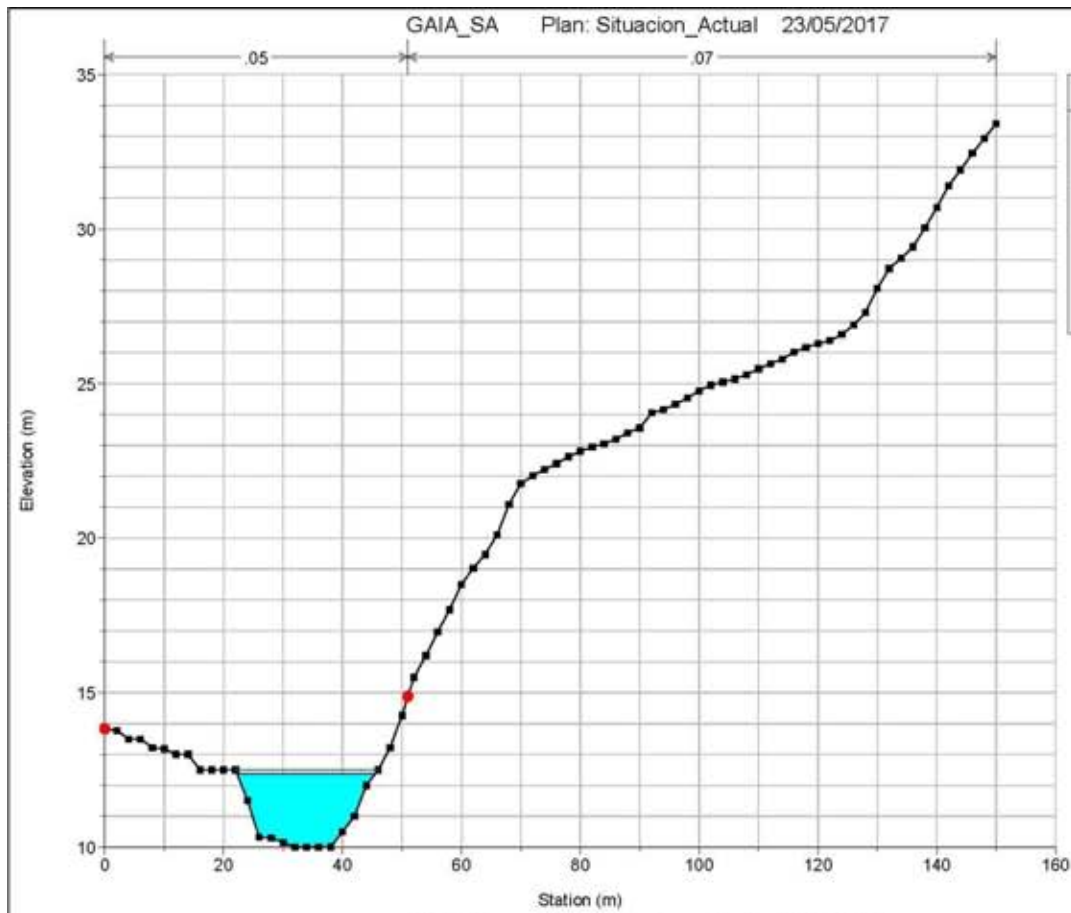


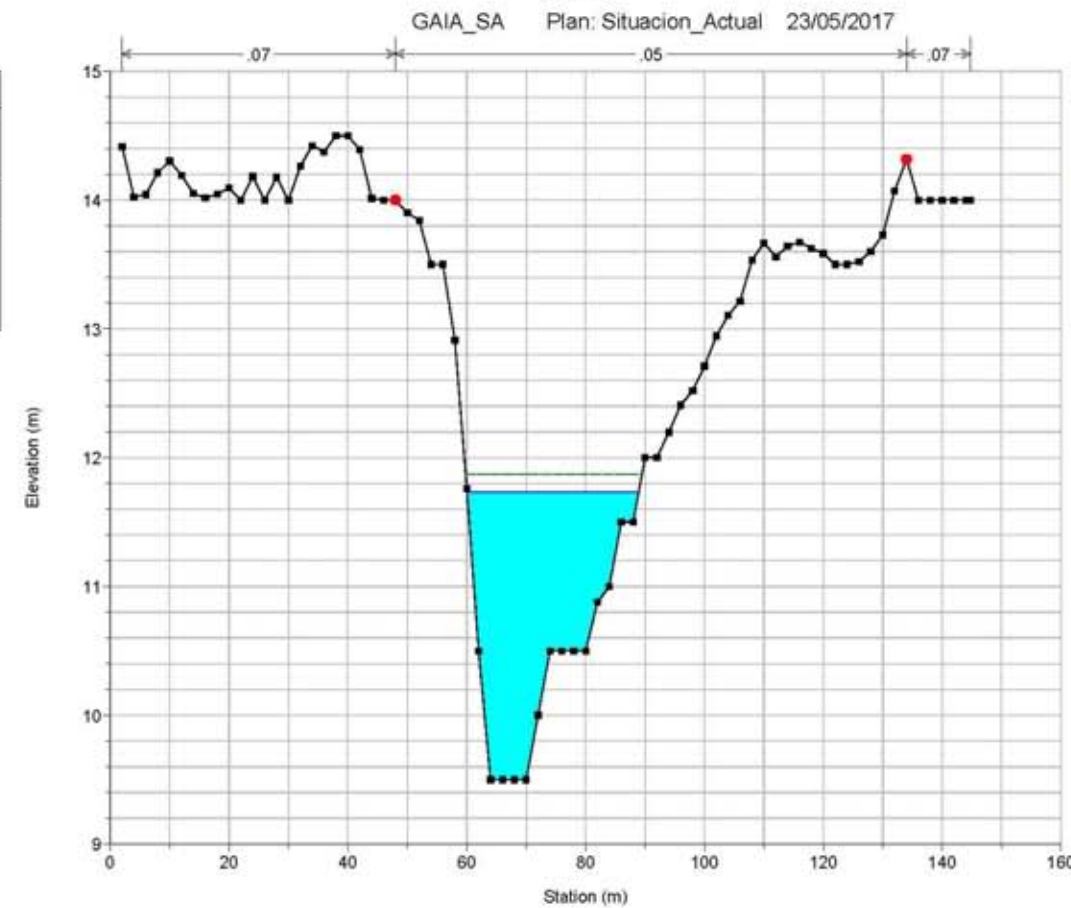
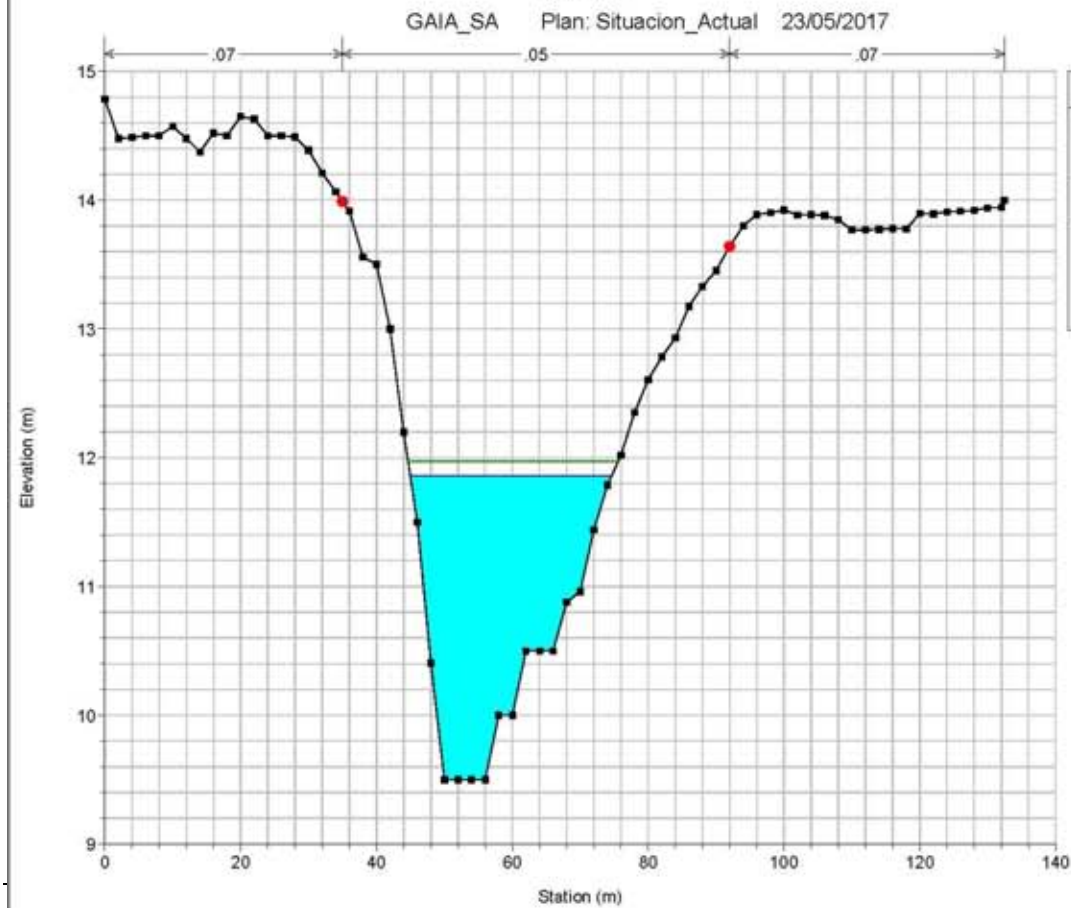
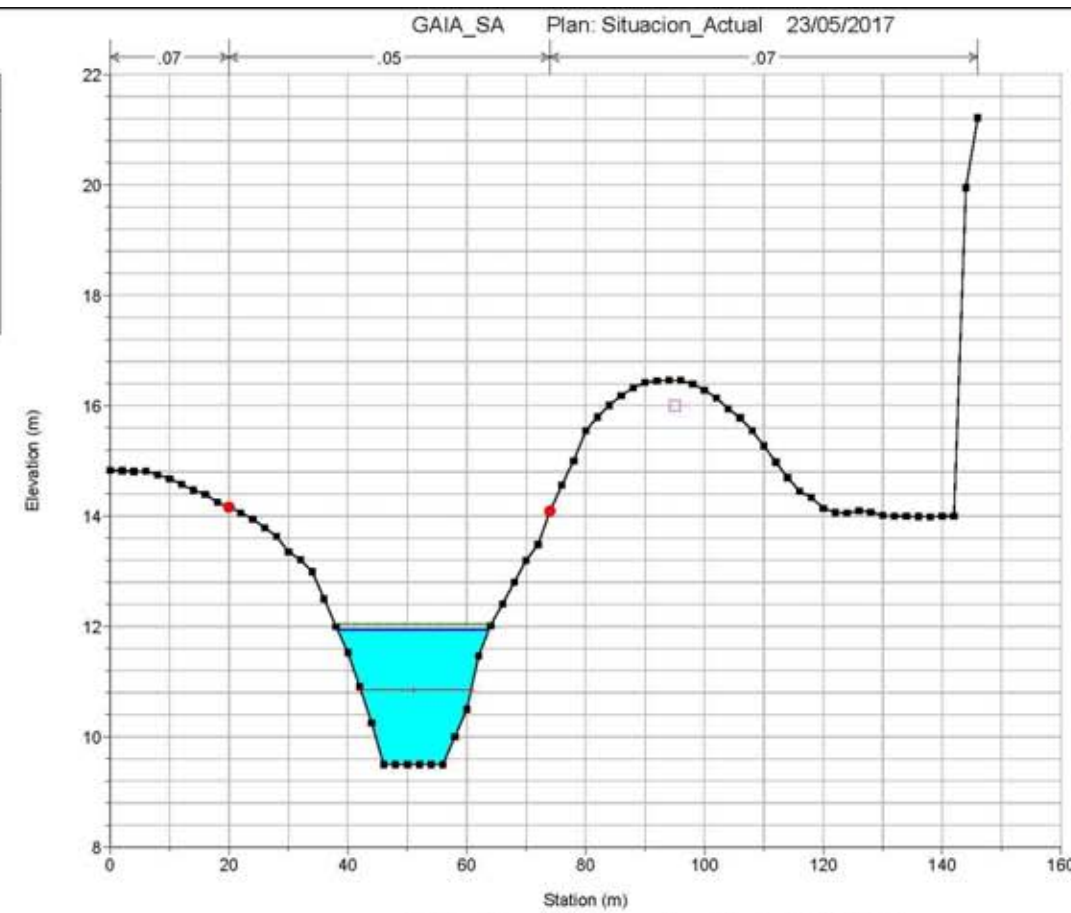
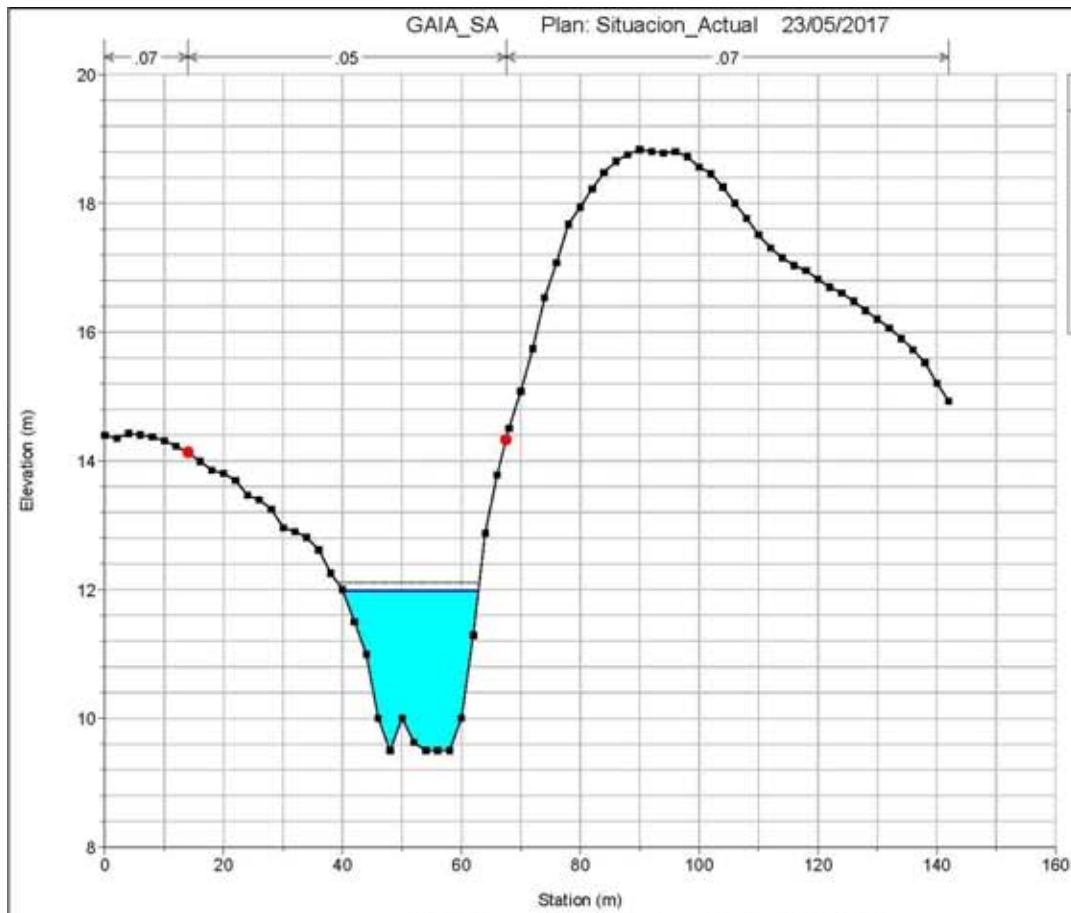


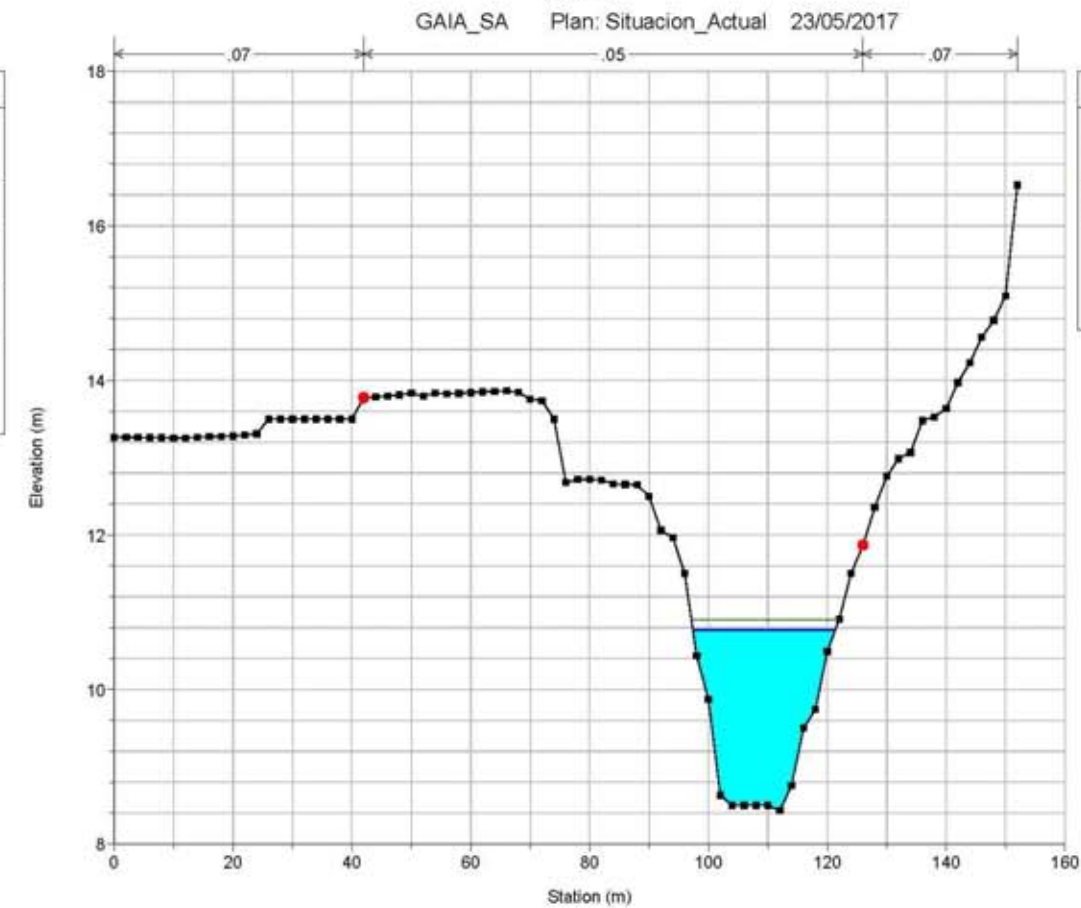
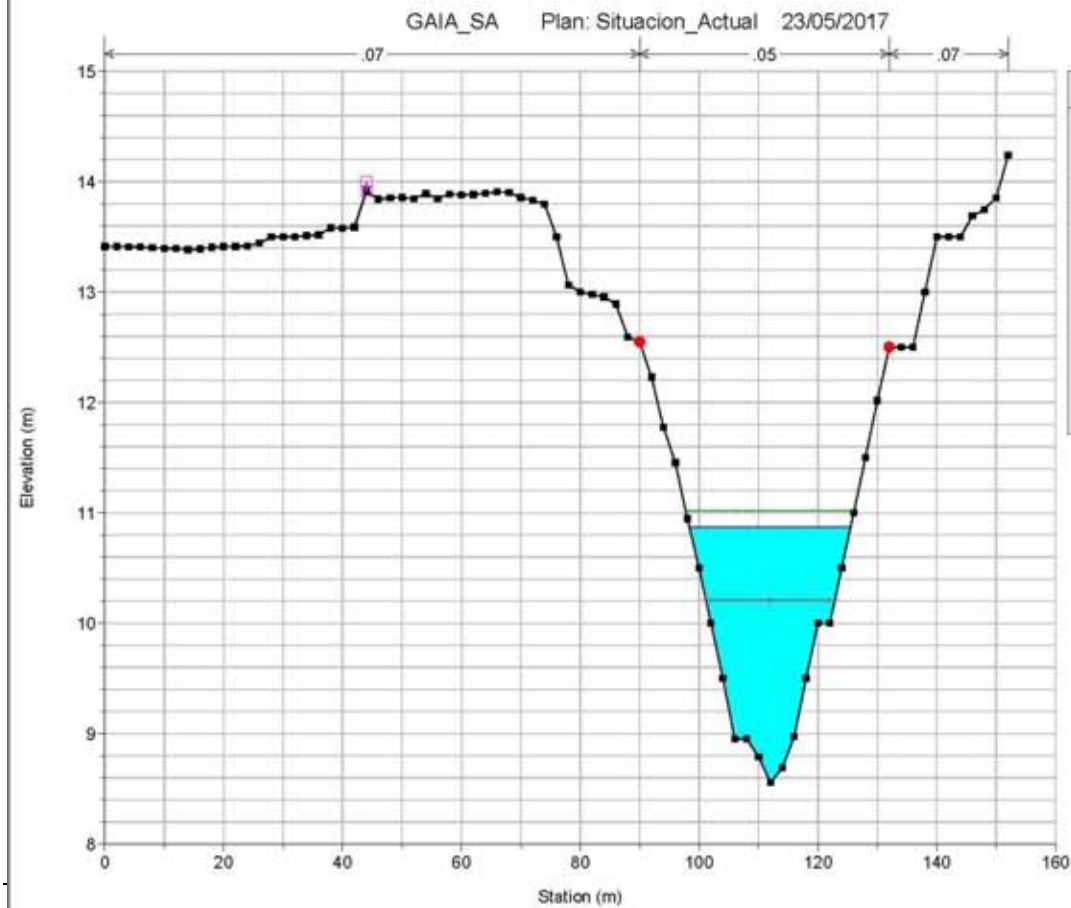
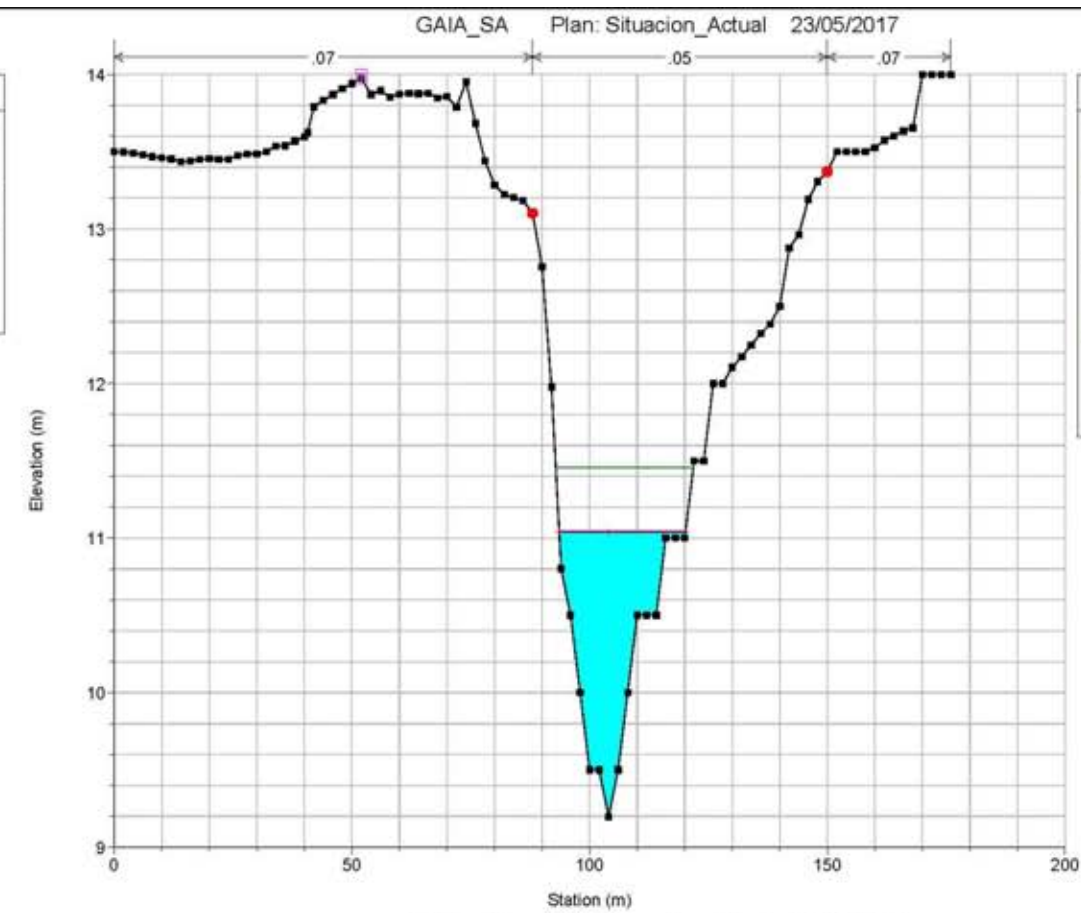
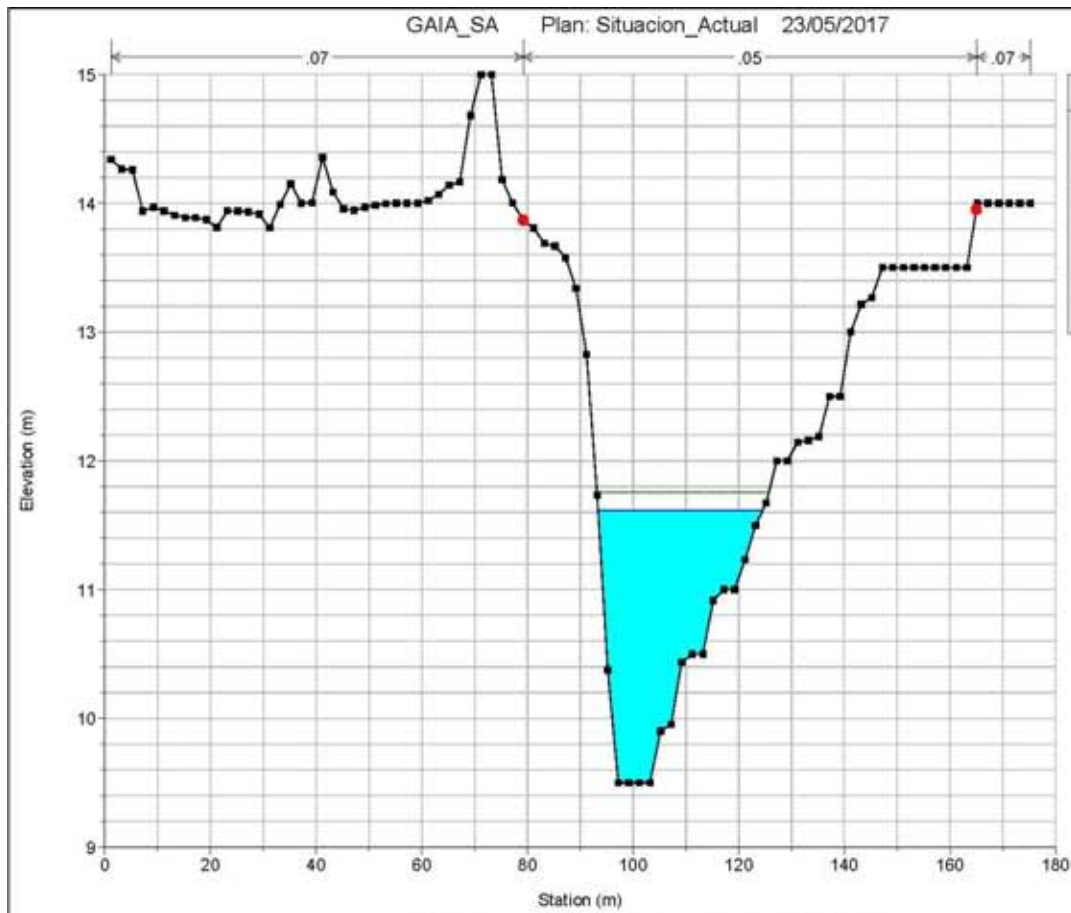


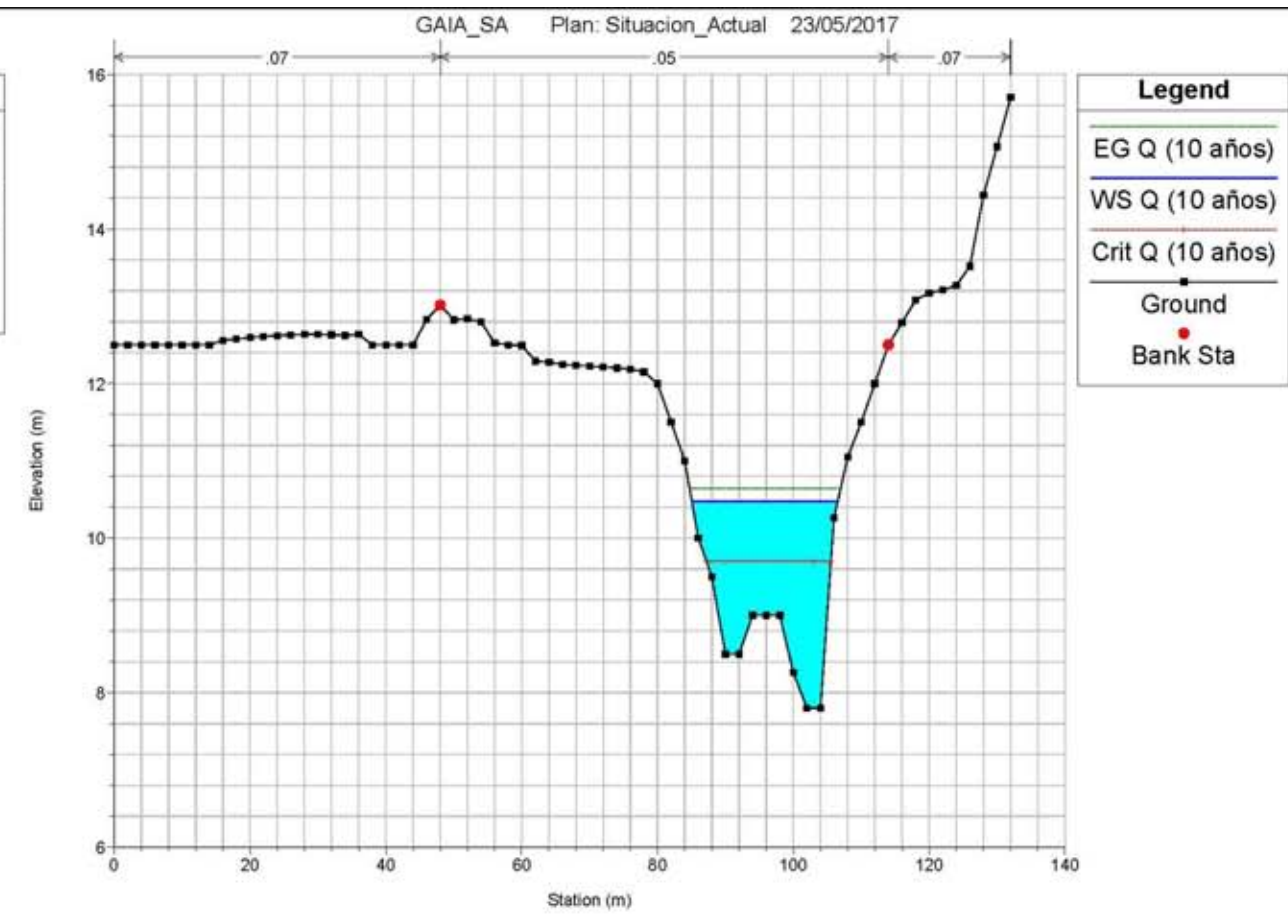
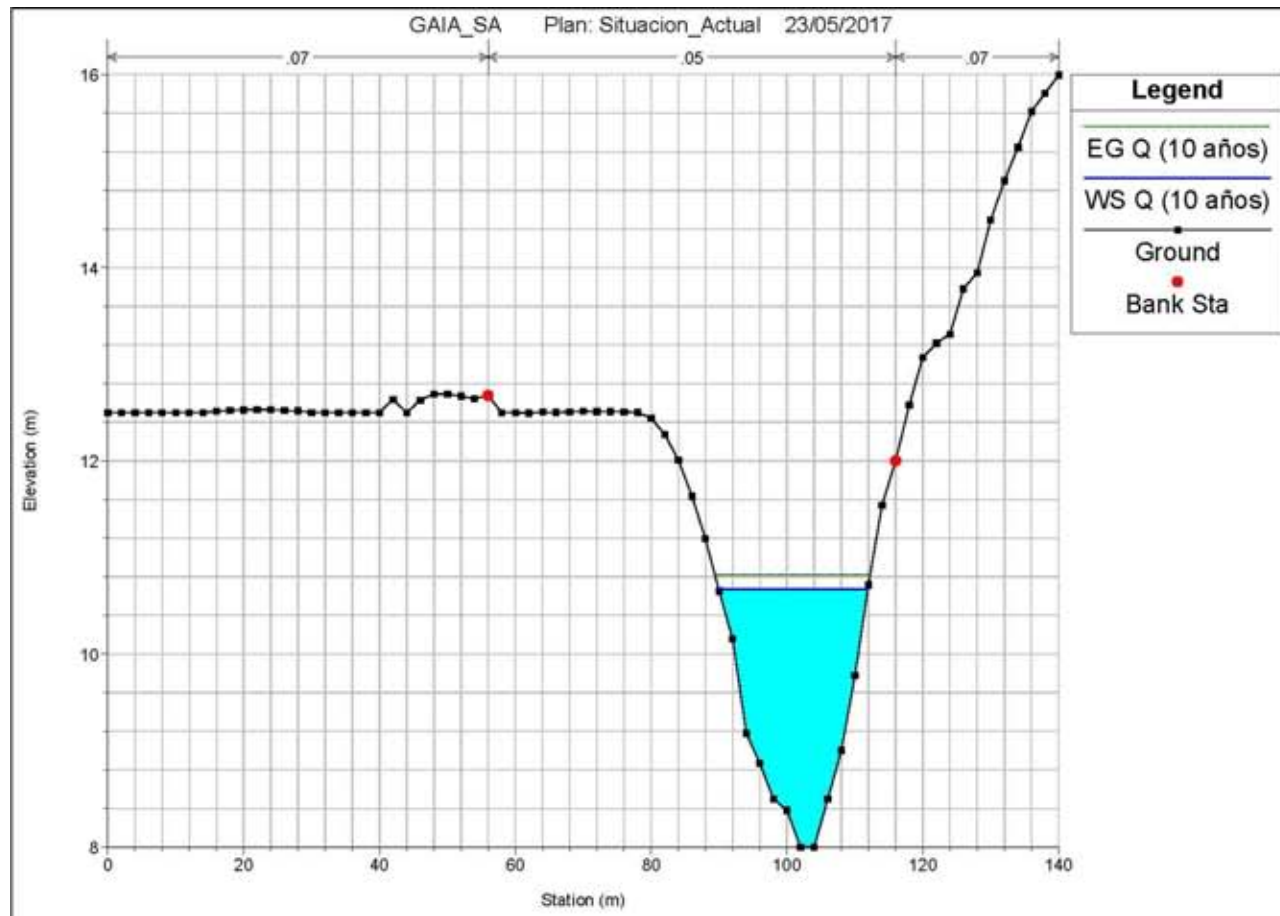




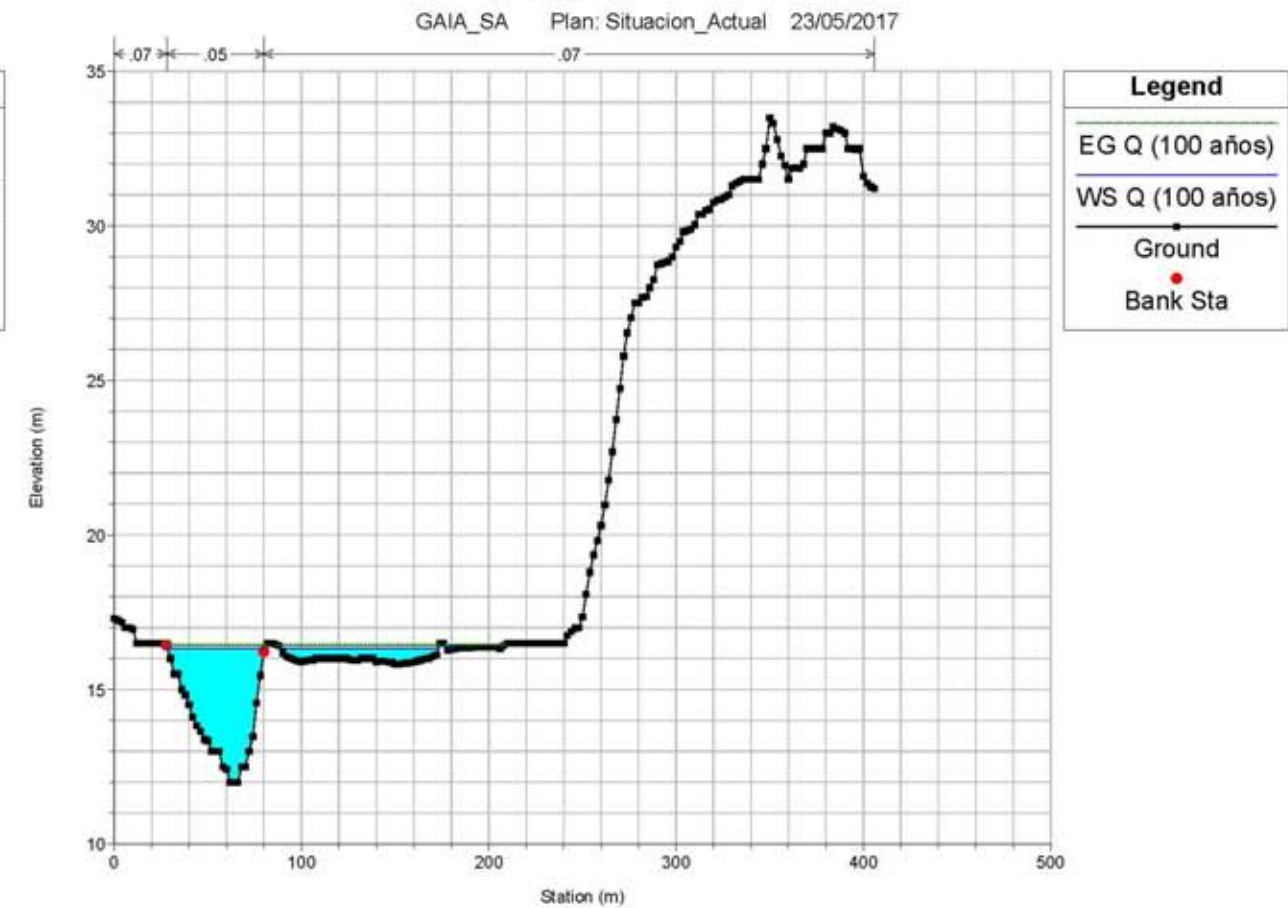
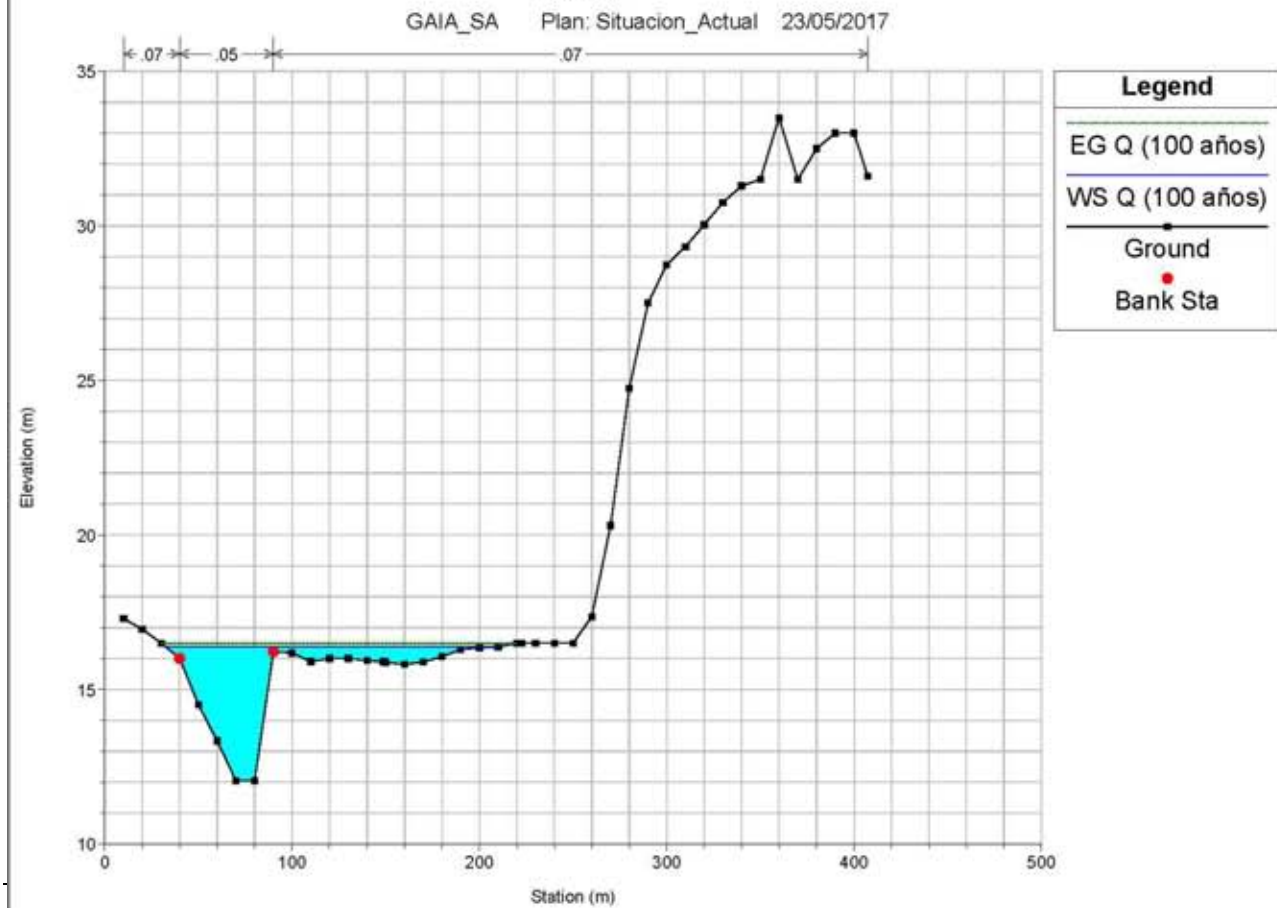
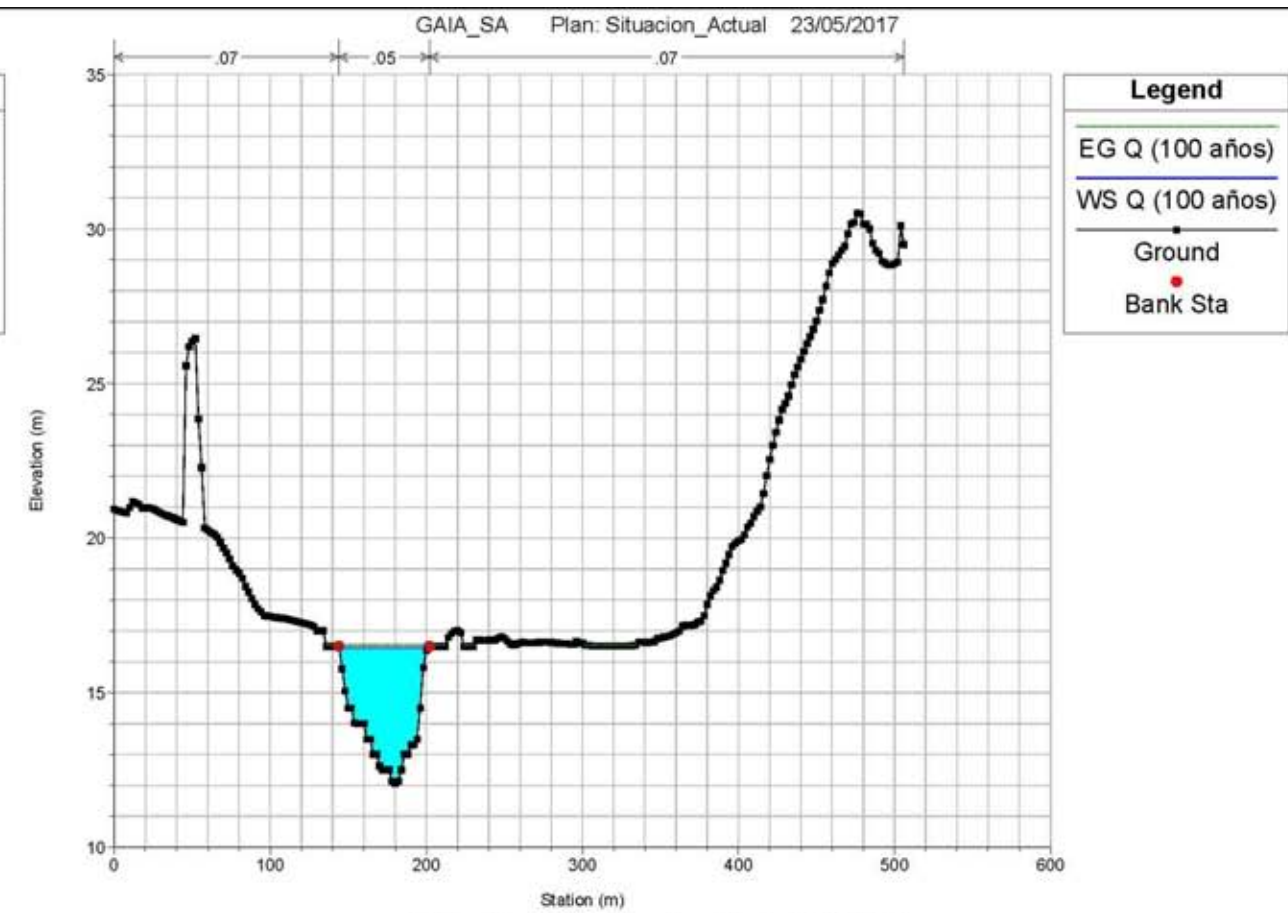
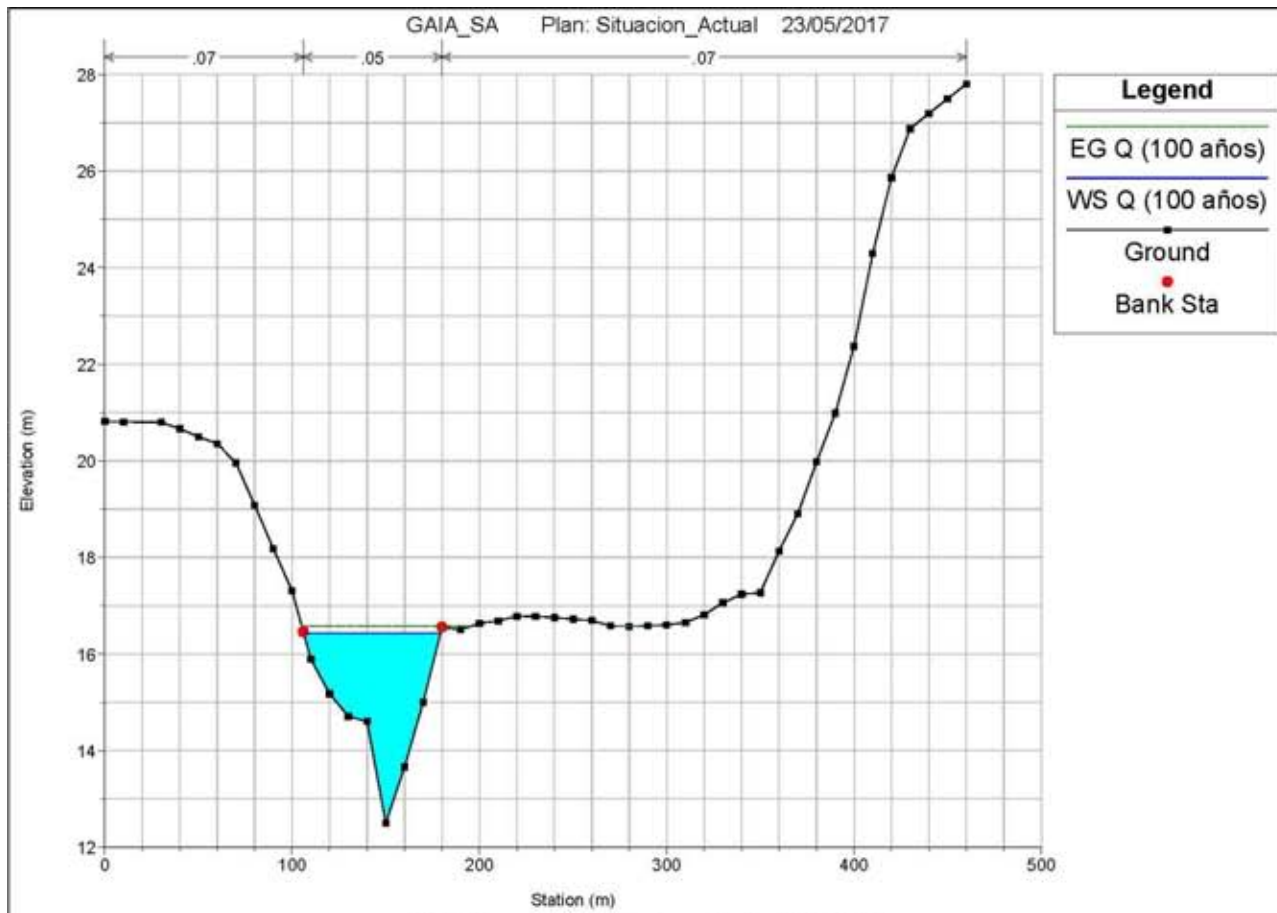


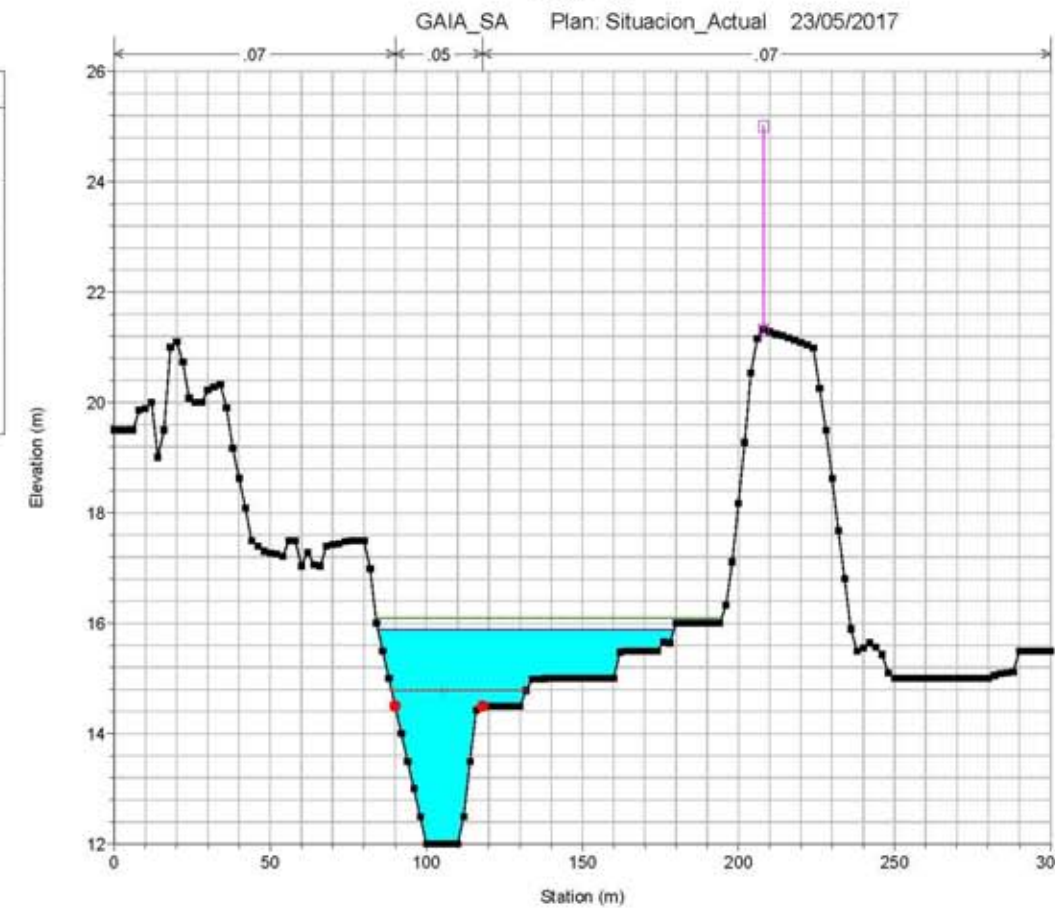
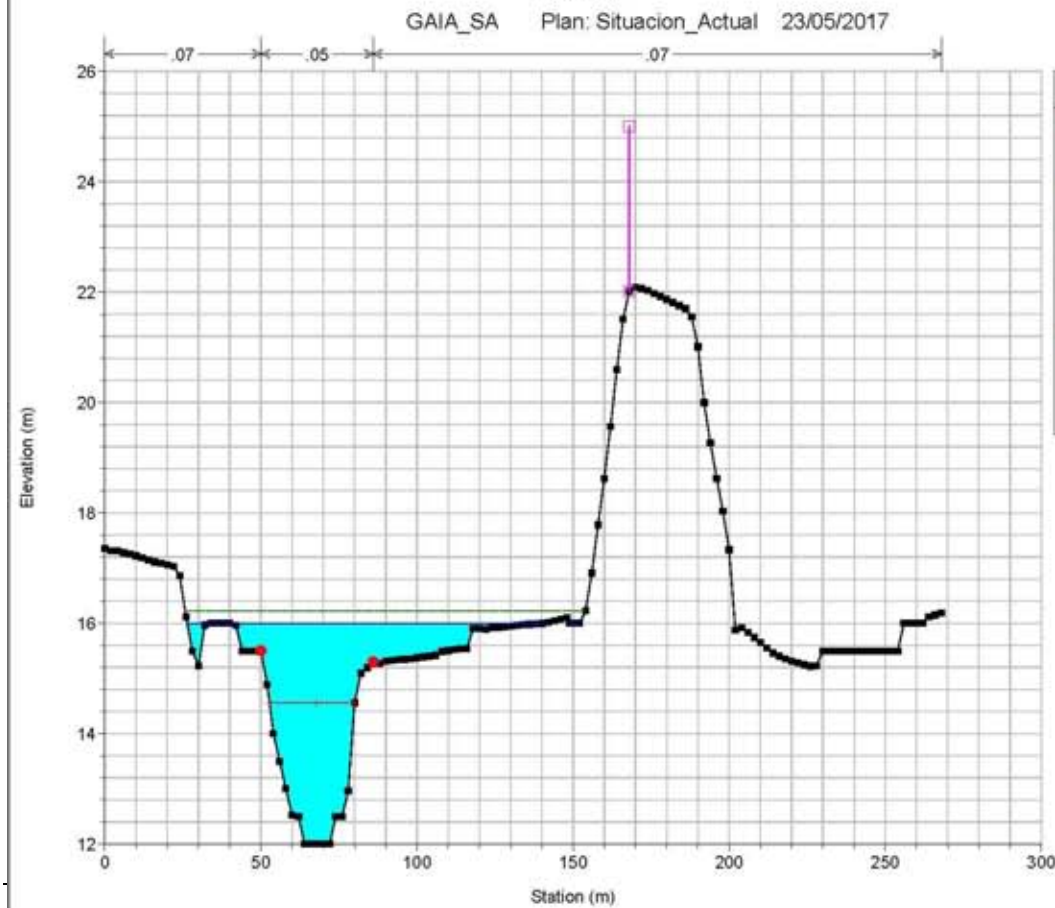
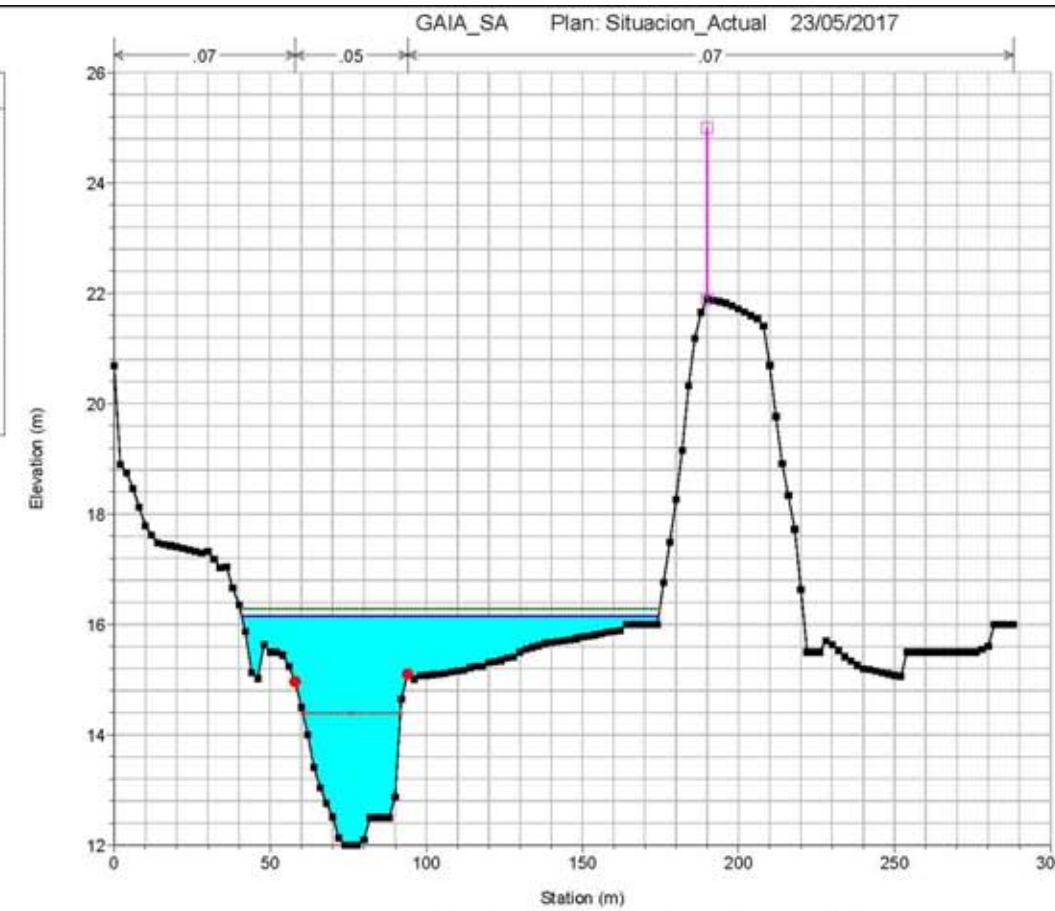
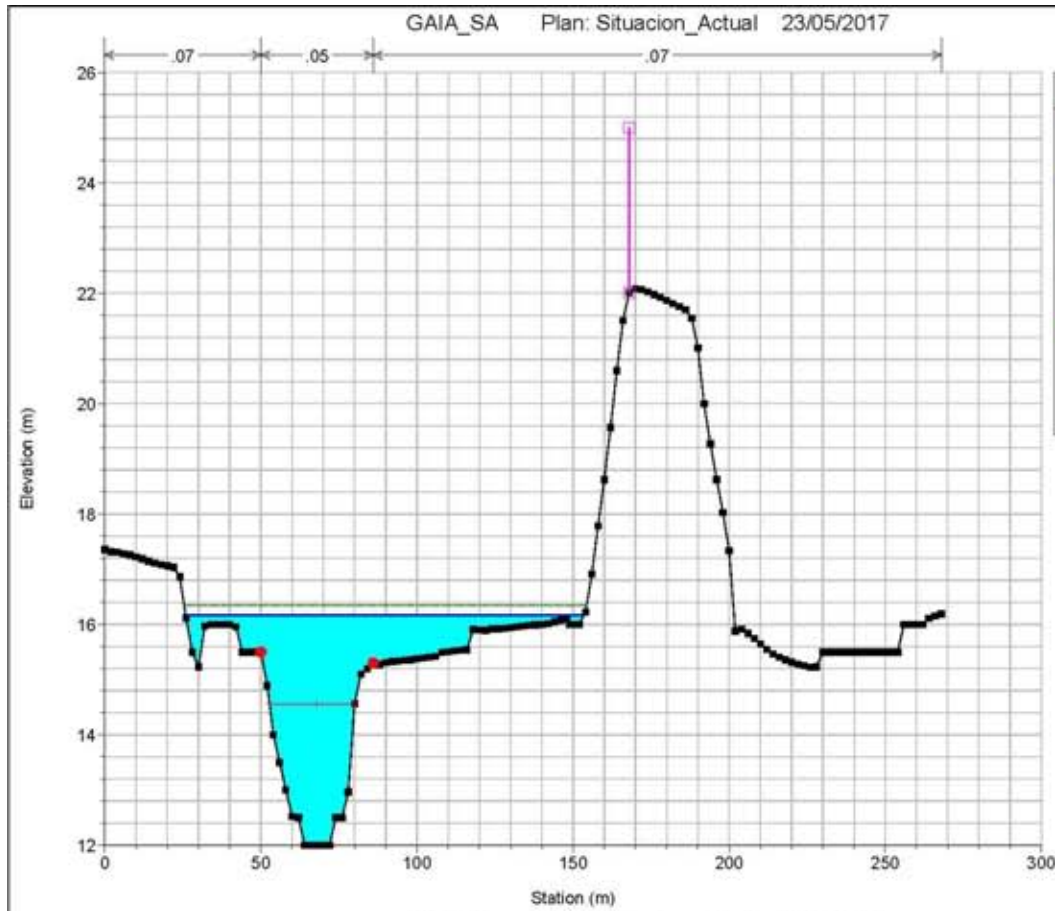


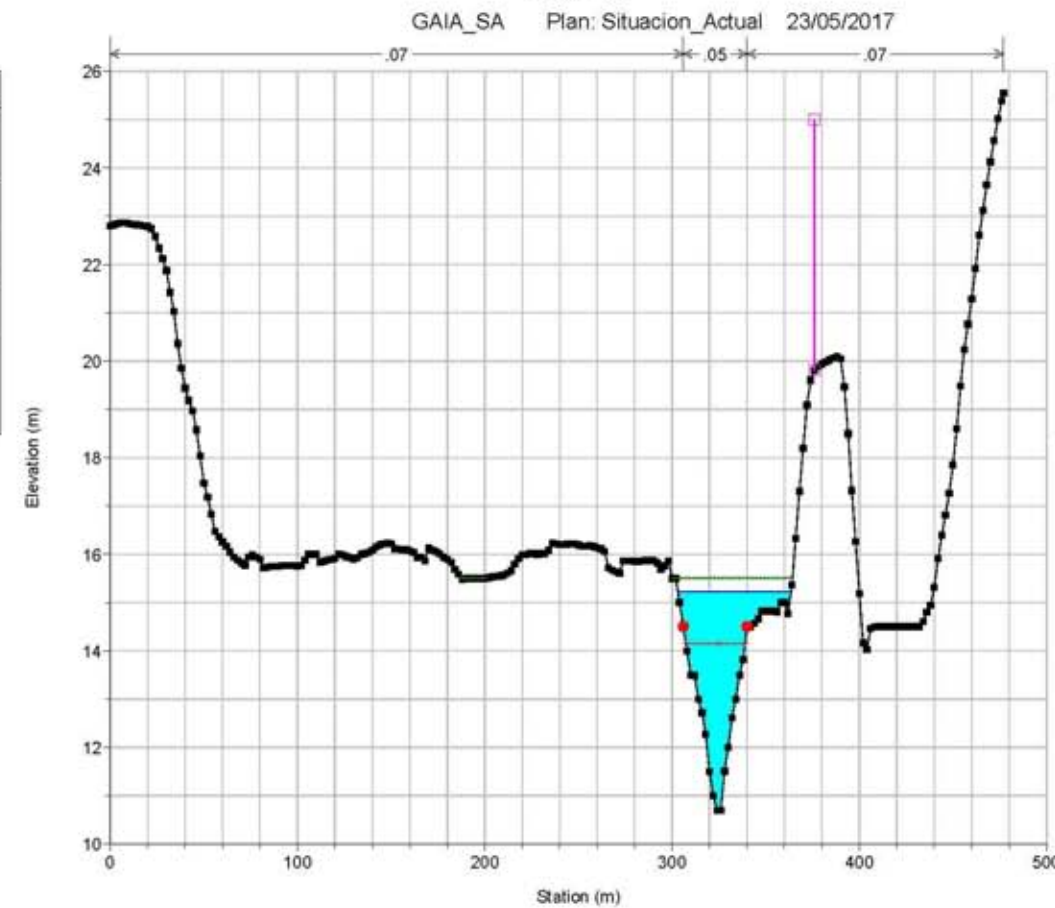
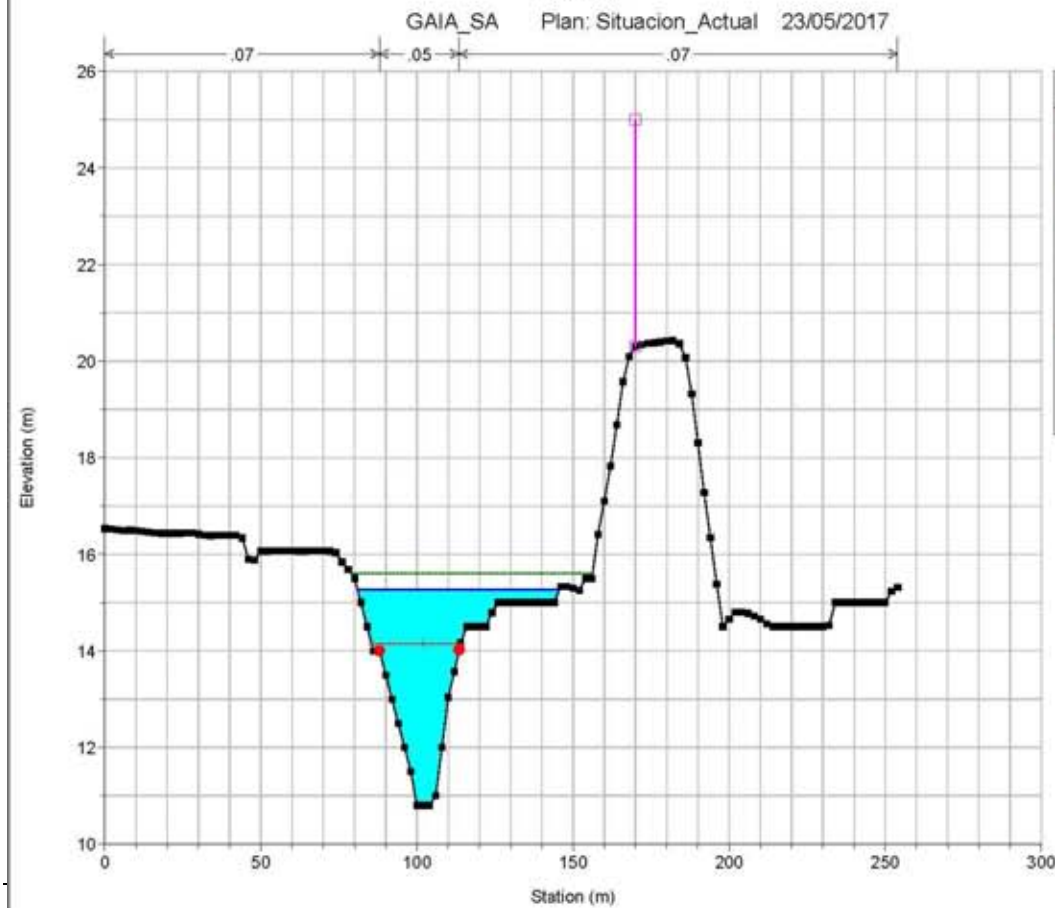
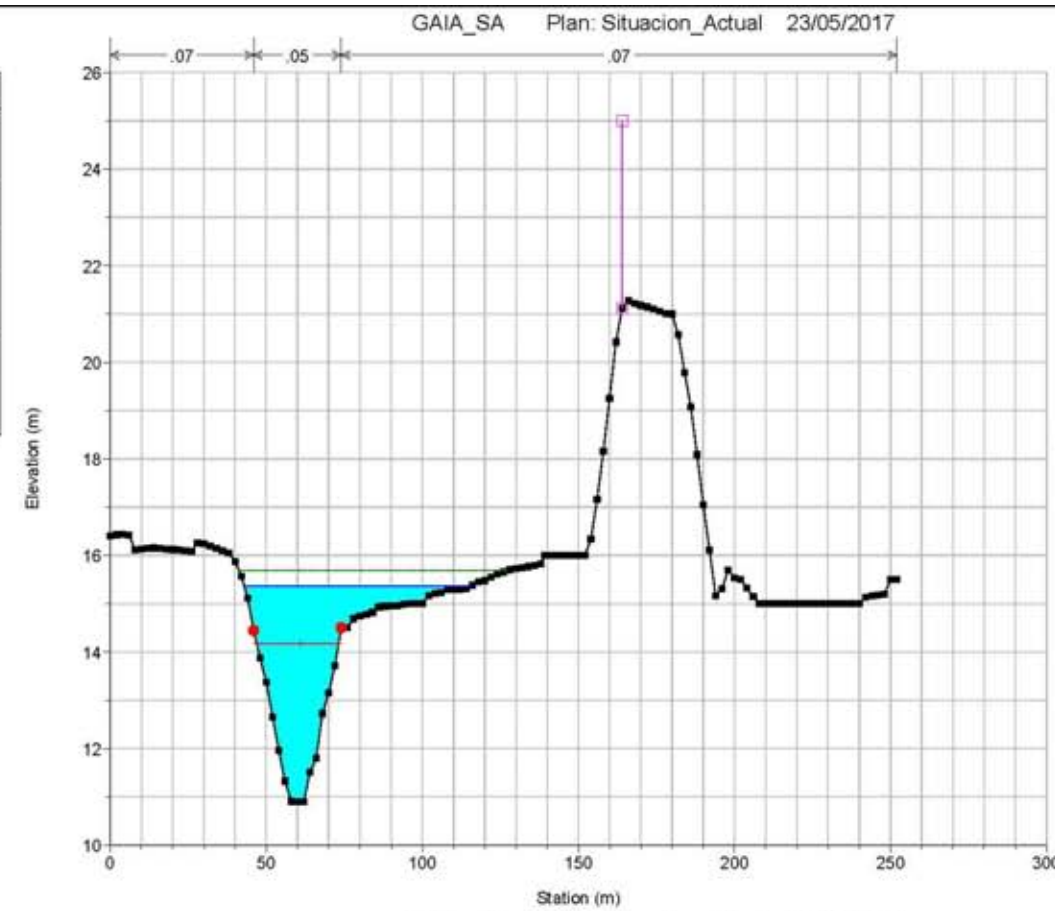
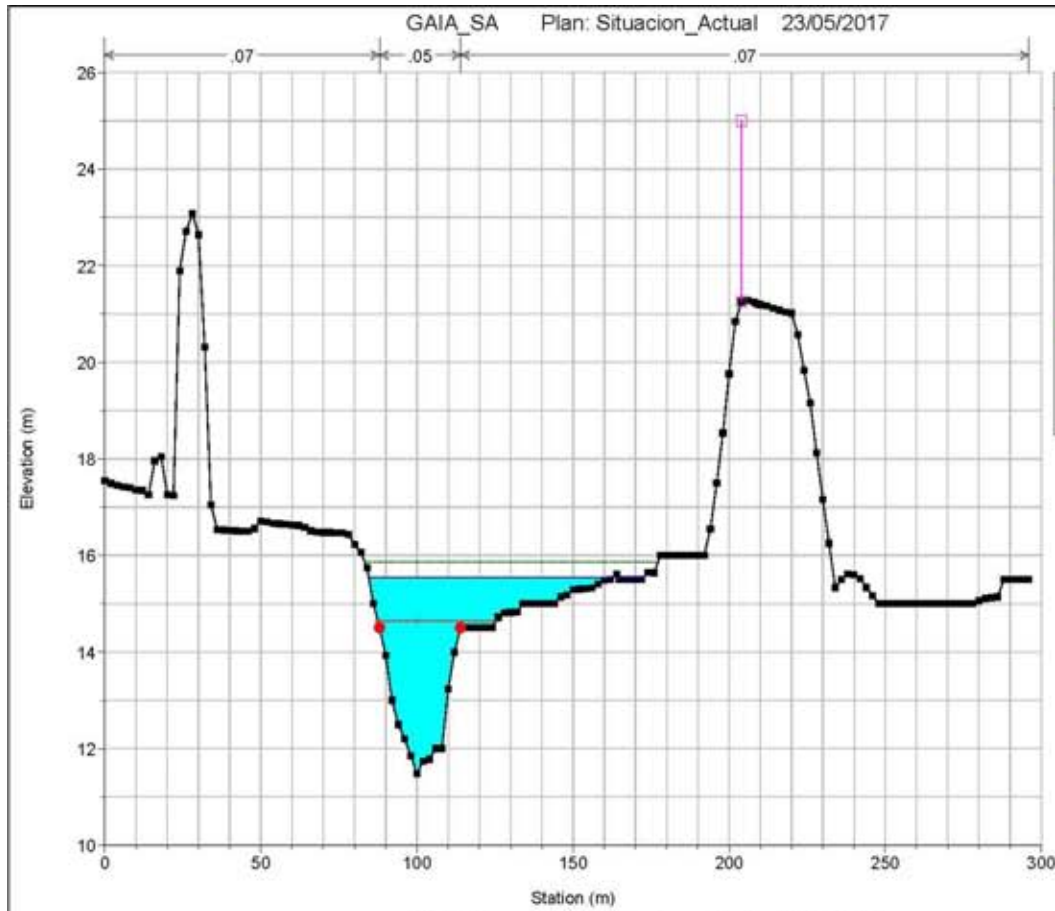


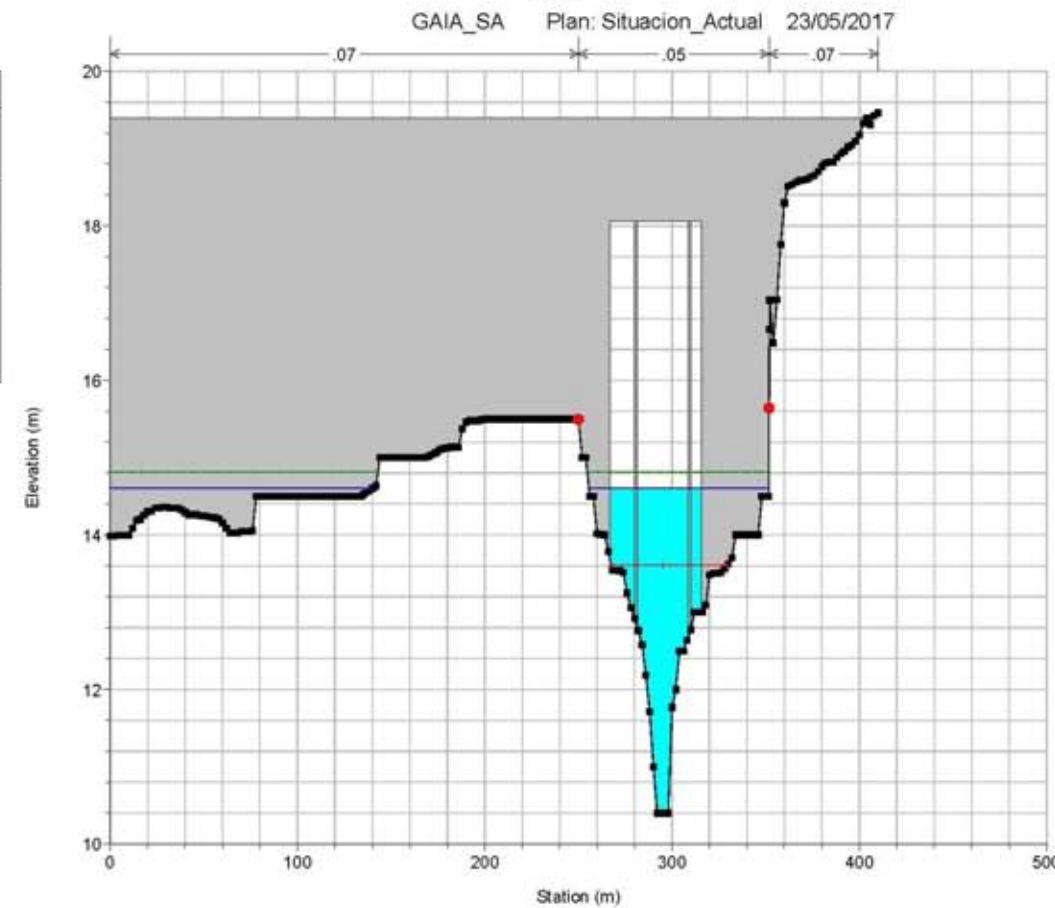
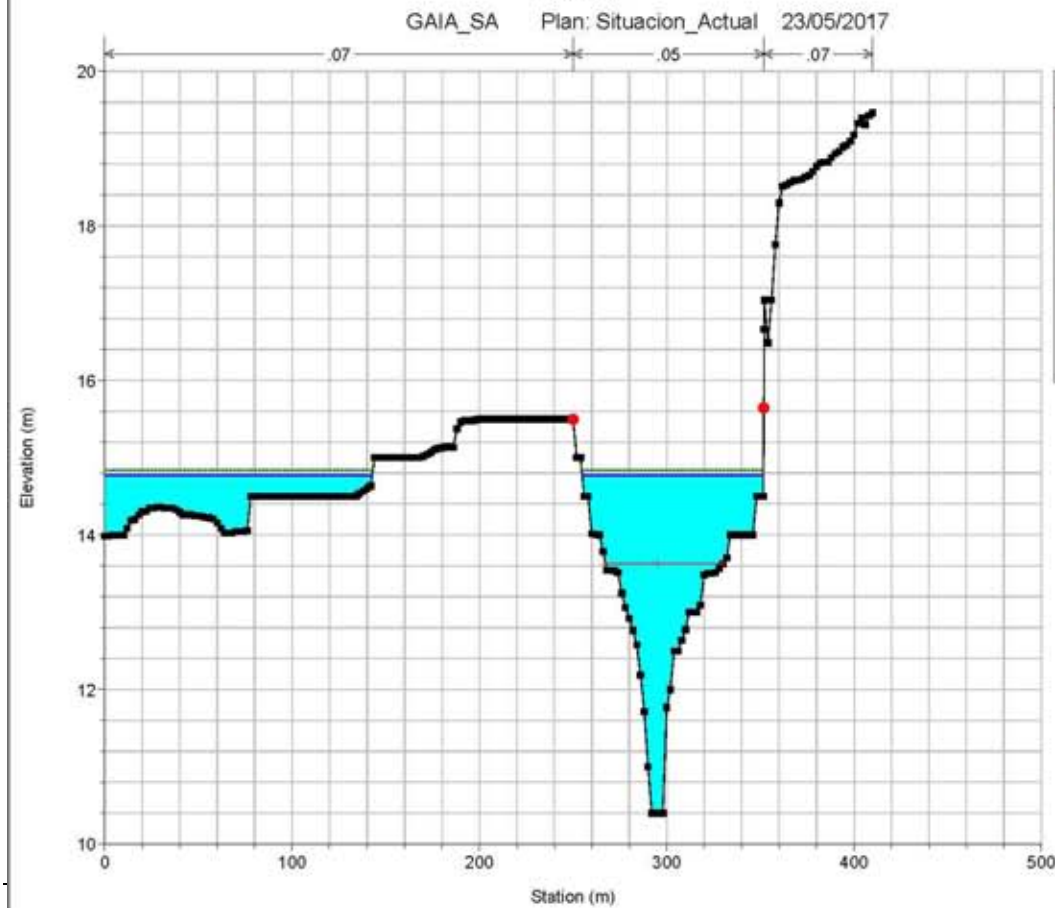
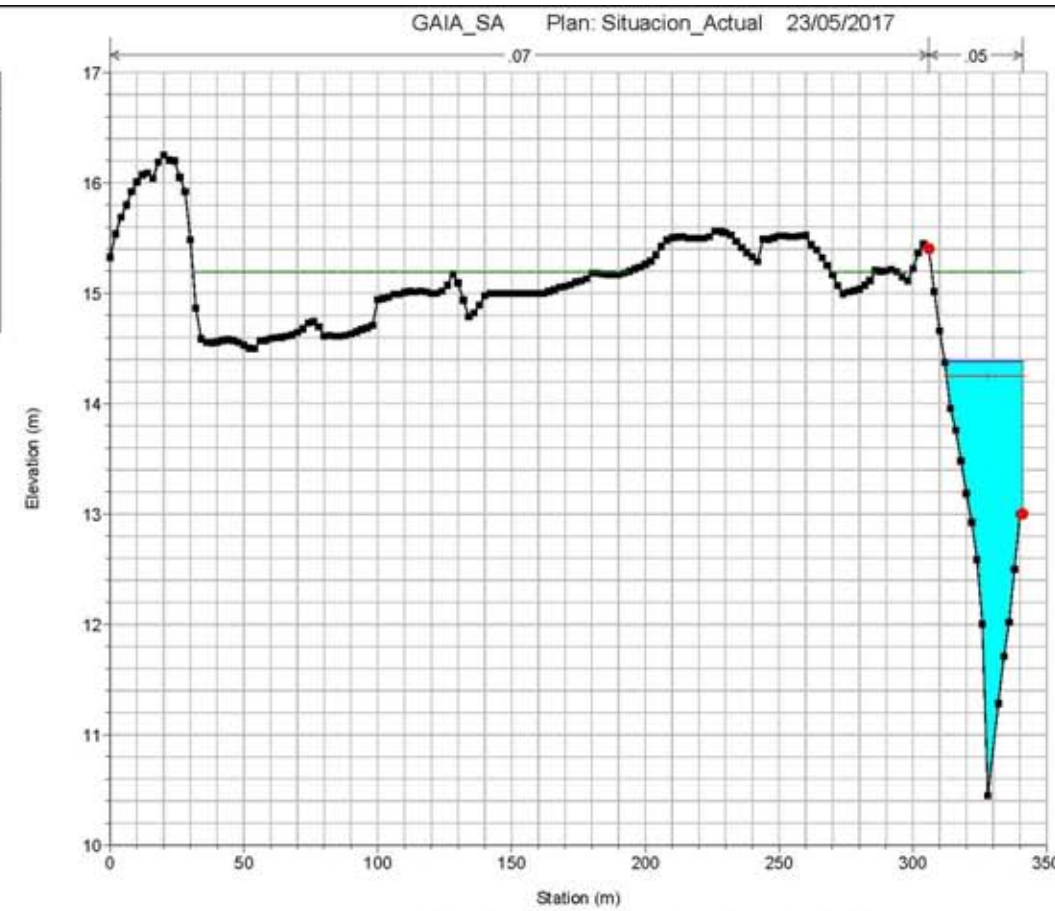
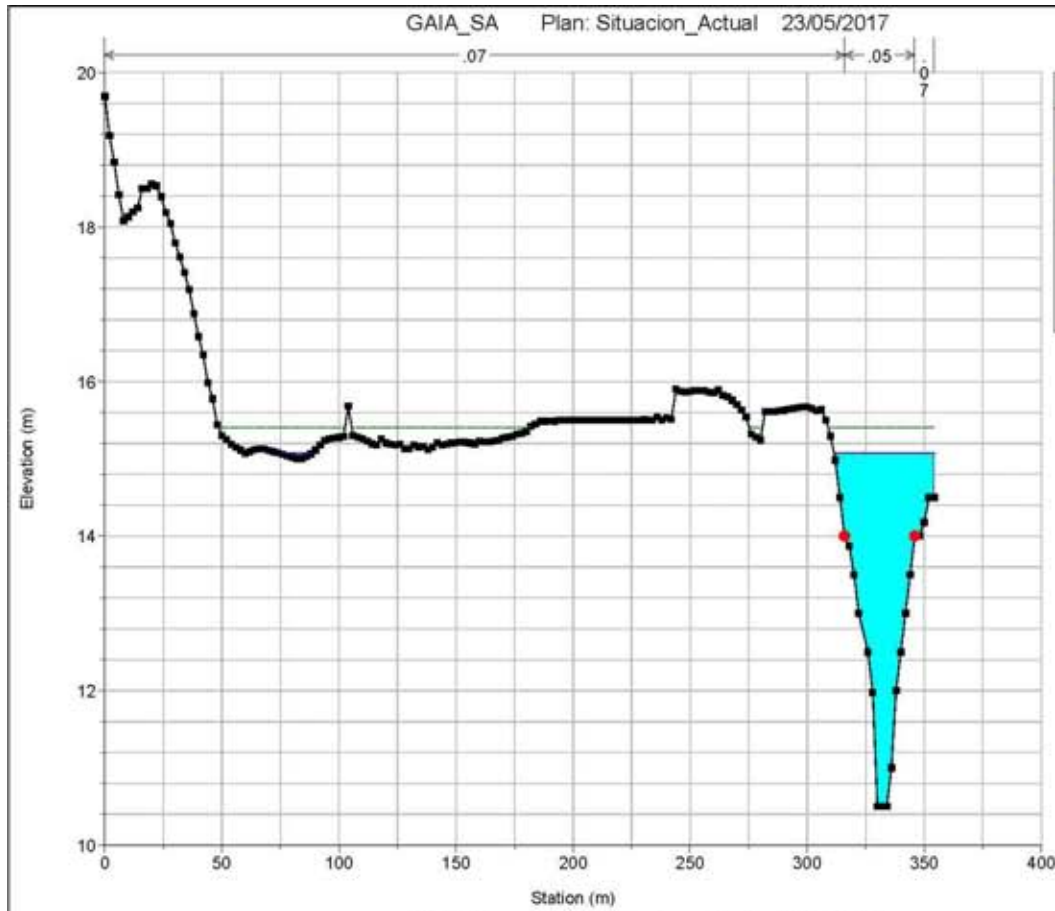


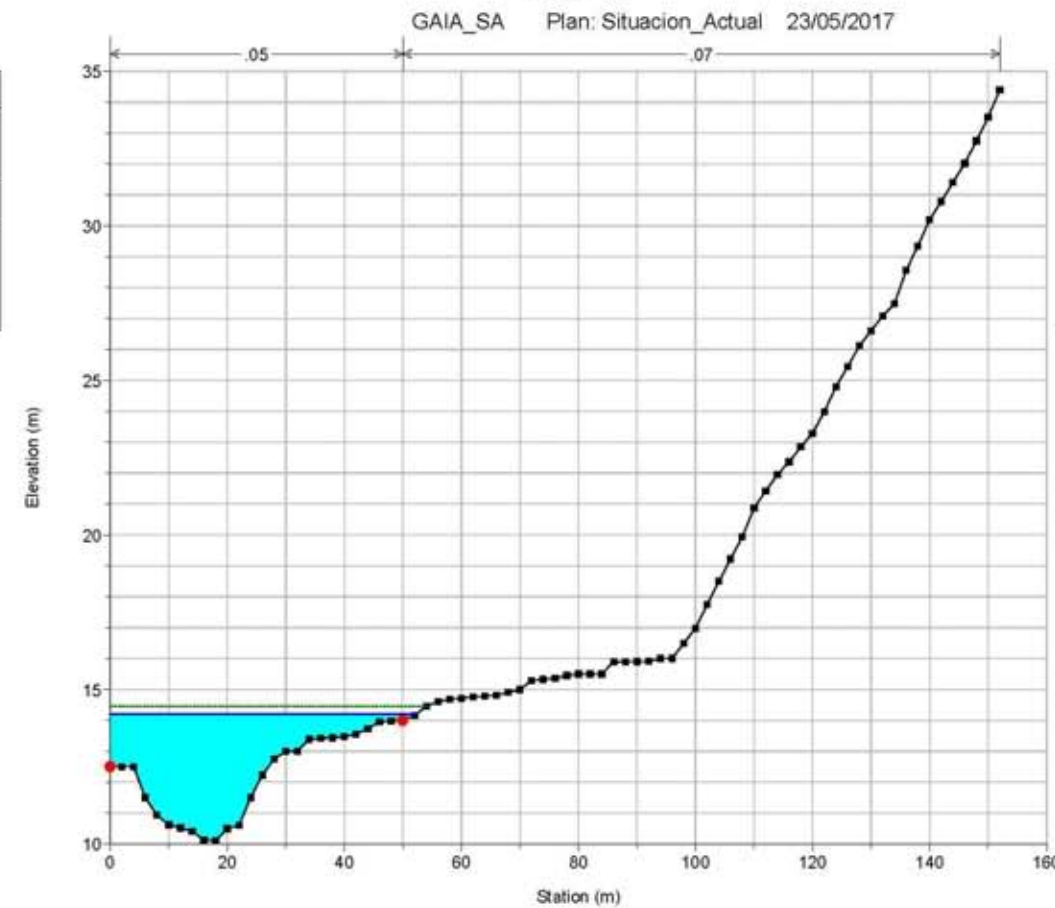
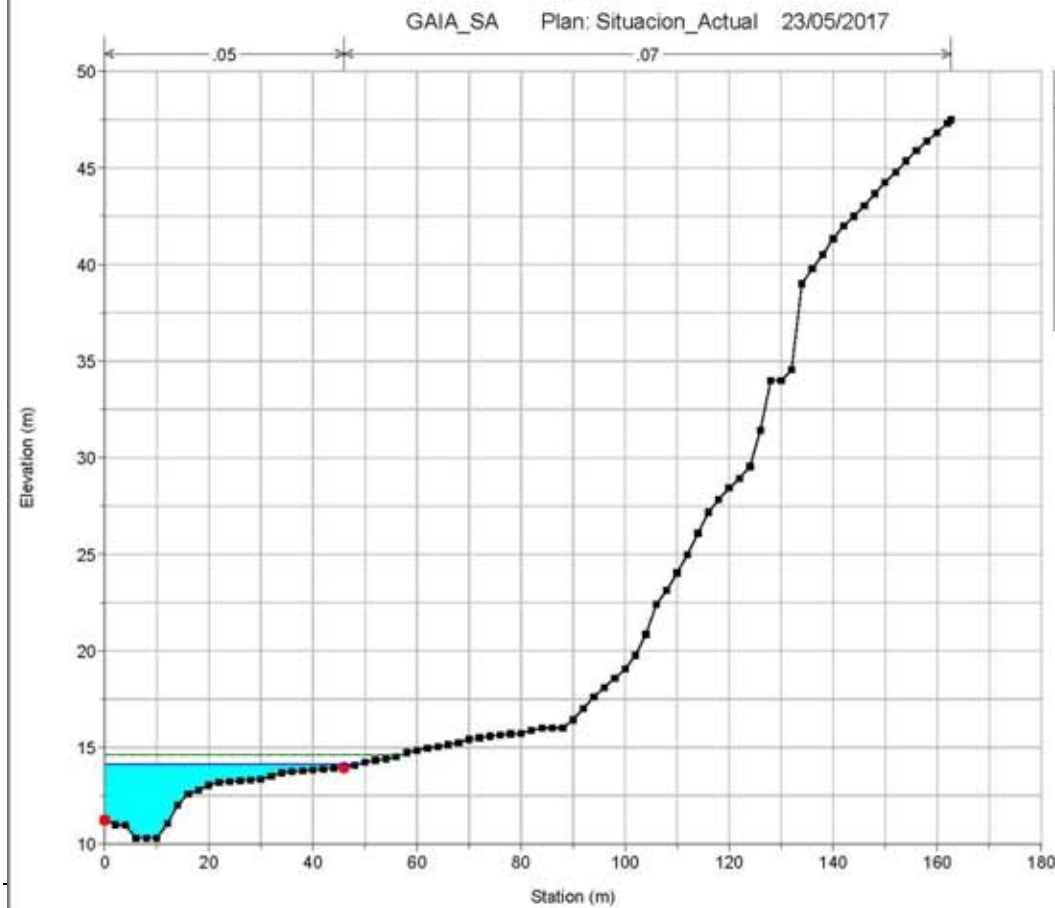
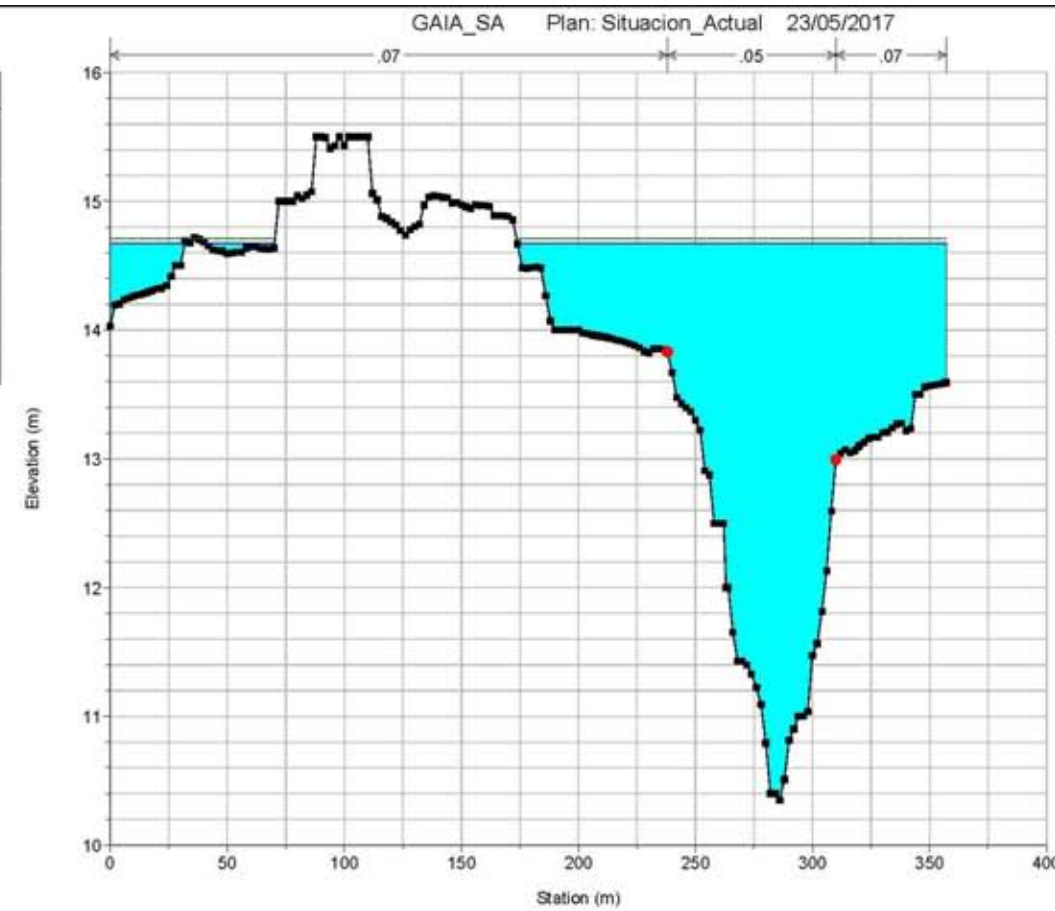
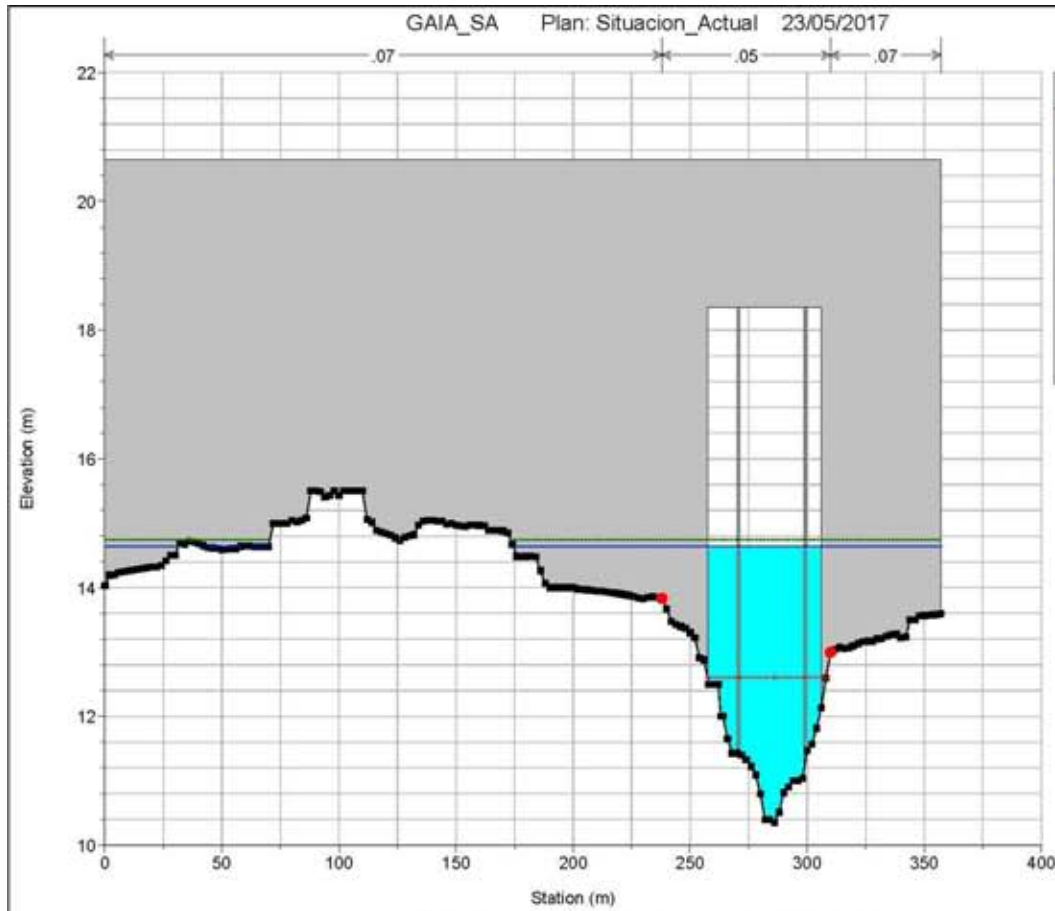
APÉNDICE Nº 7. PERFILES TRANSVERSALES: RIERA DEL GAIÀ. SITUACIÓN ACTUAL. PERIODO DE RETORNO: 100 AÑOS

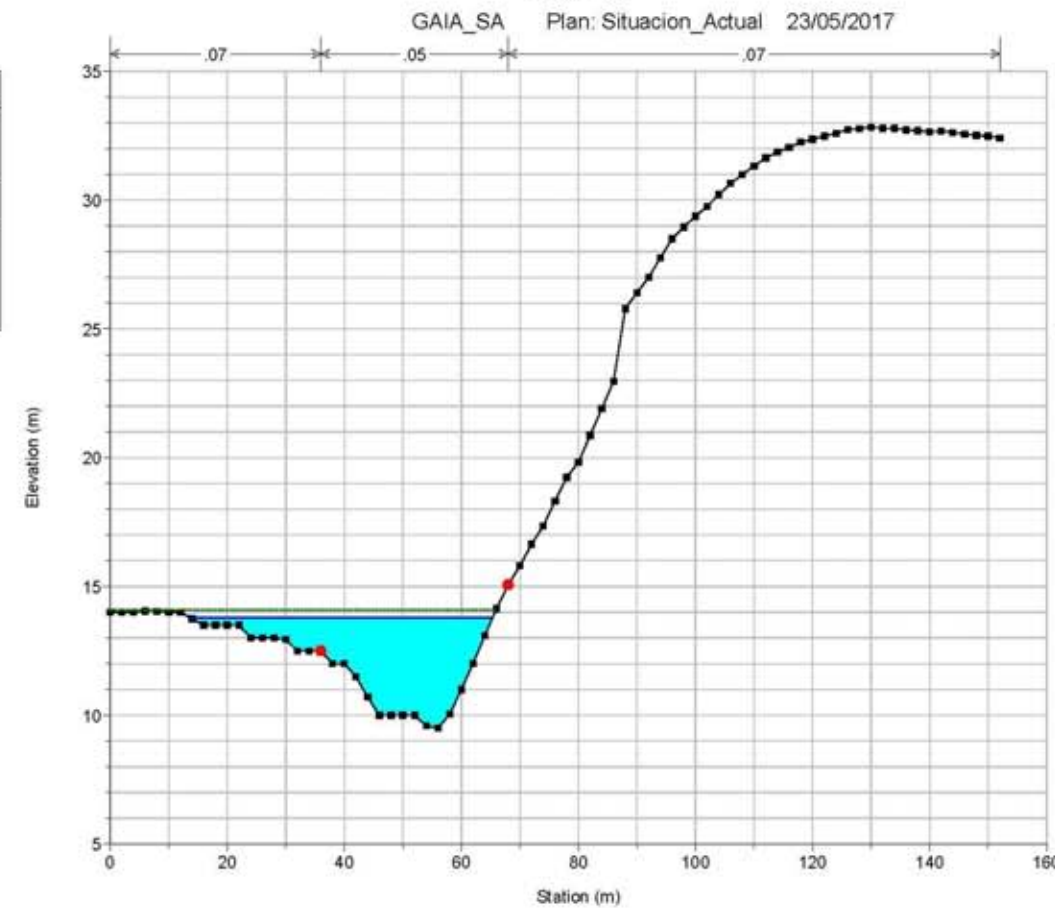
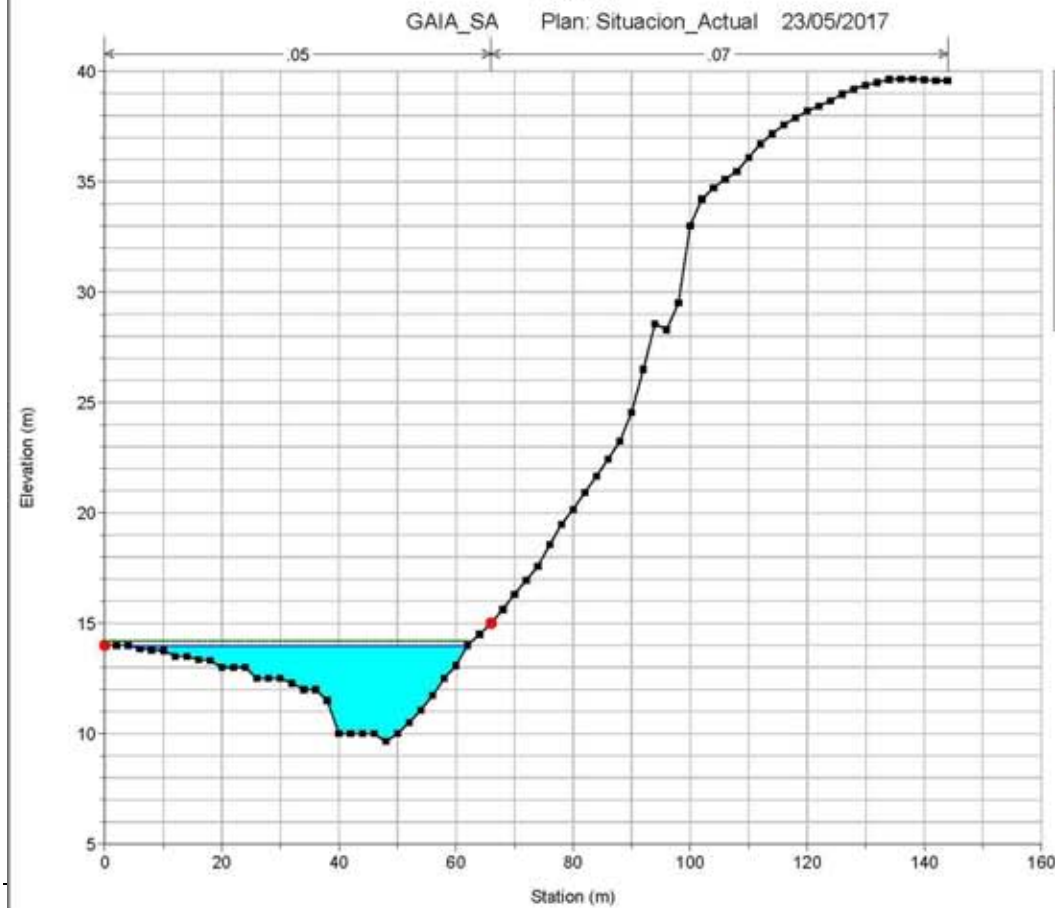
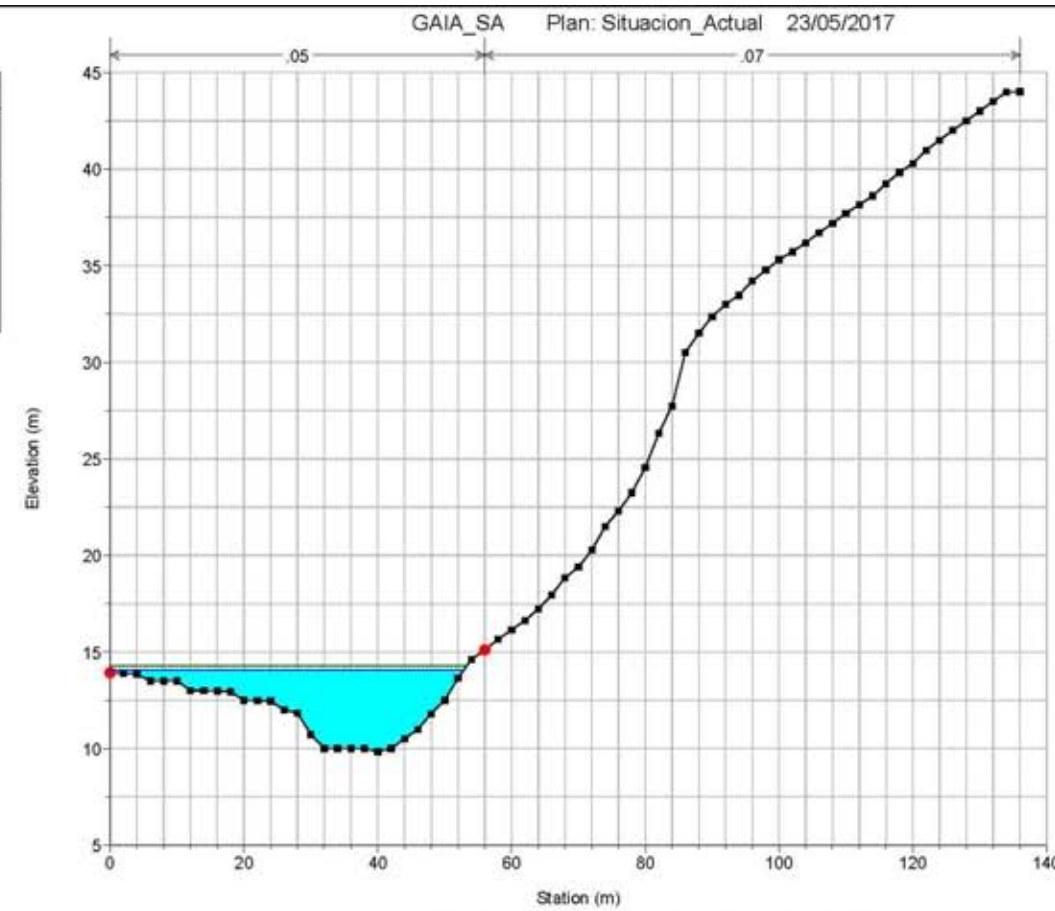
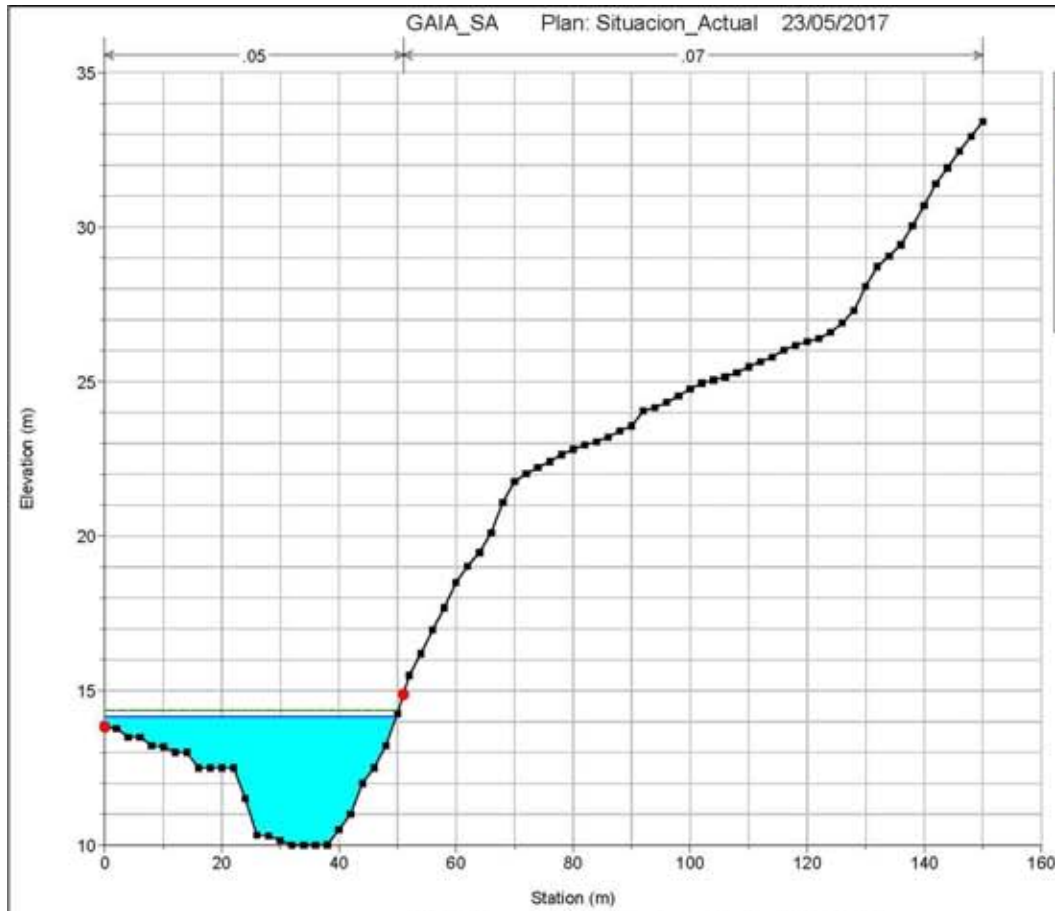


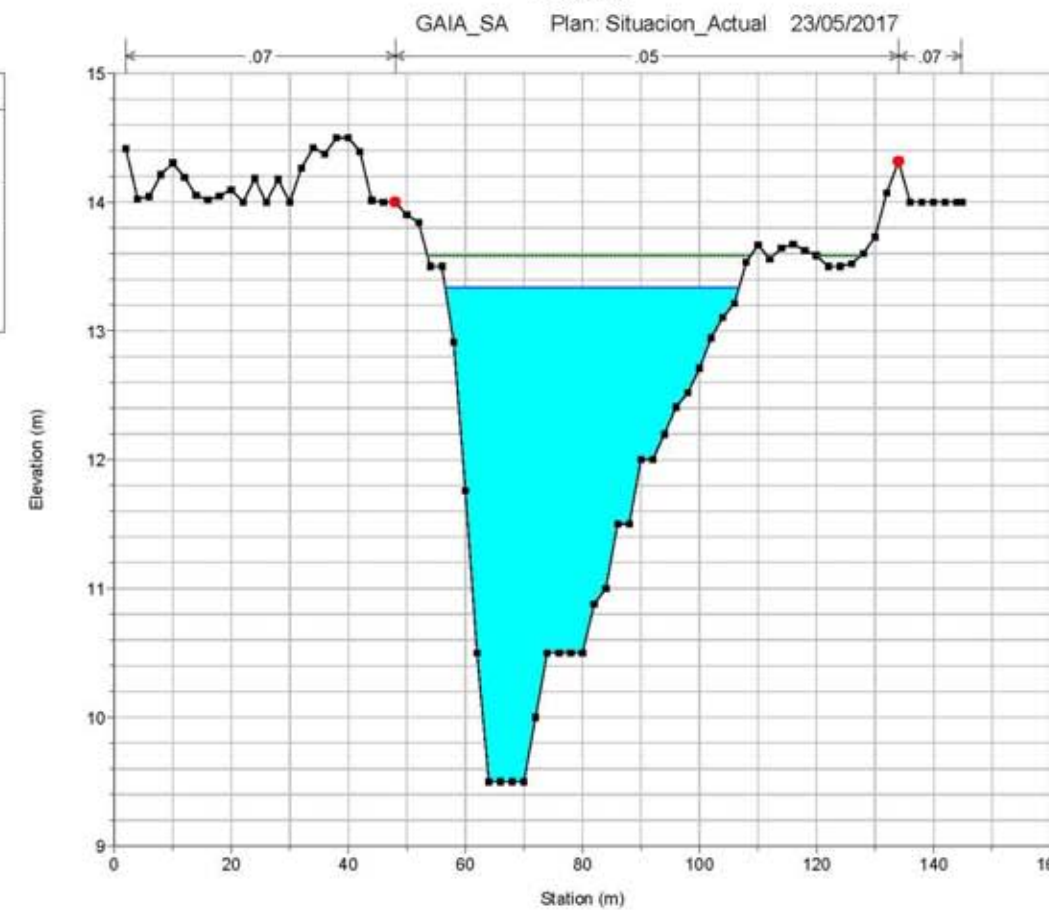
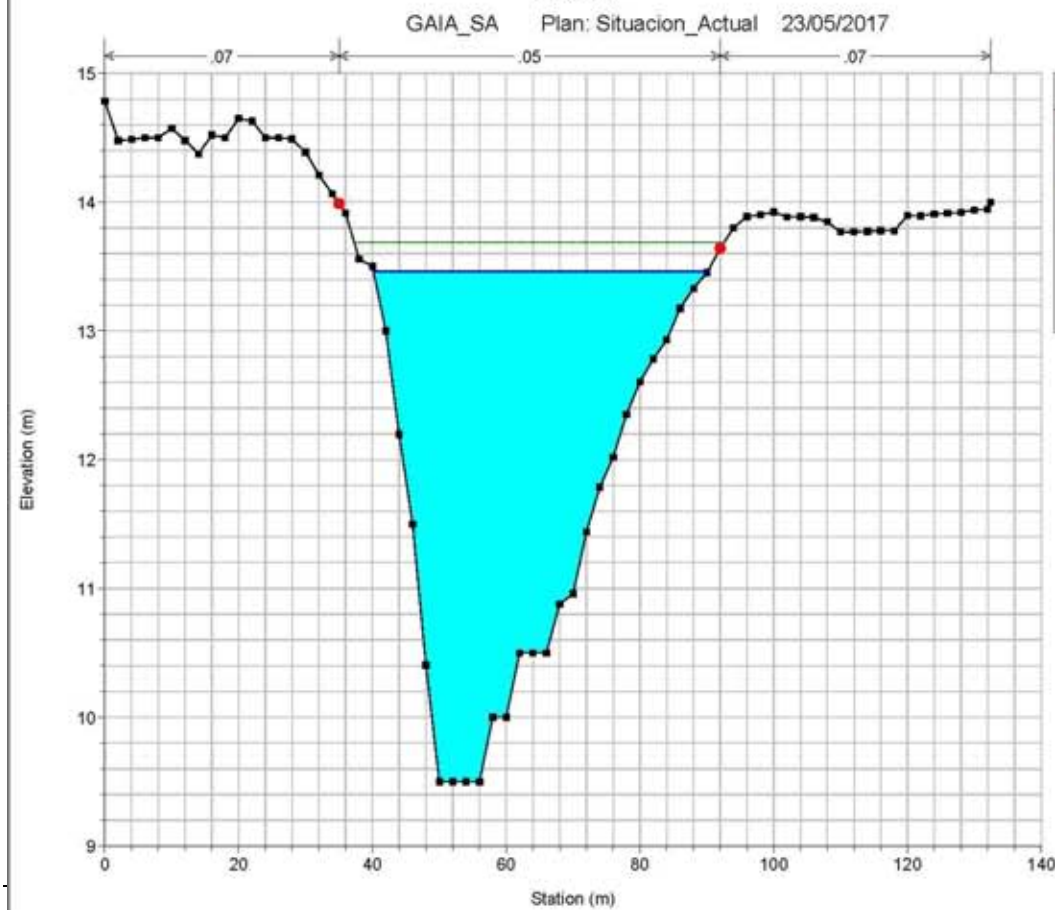
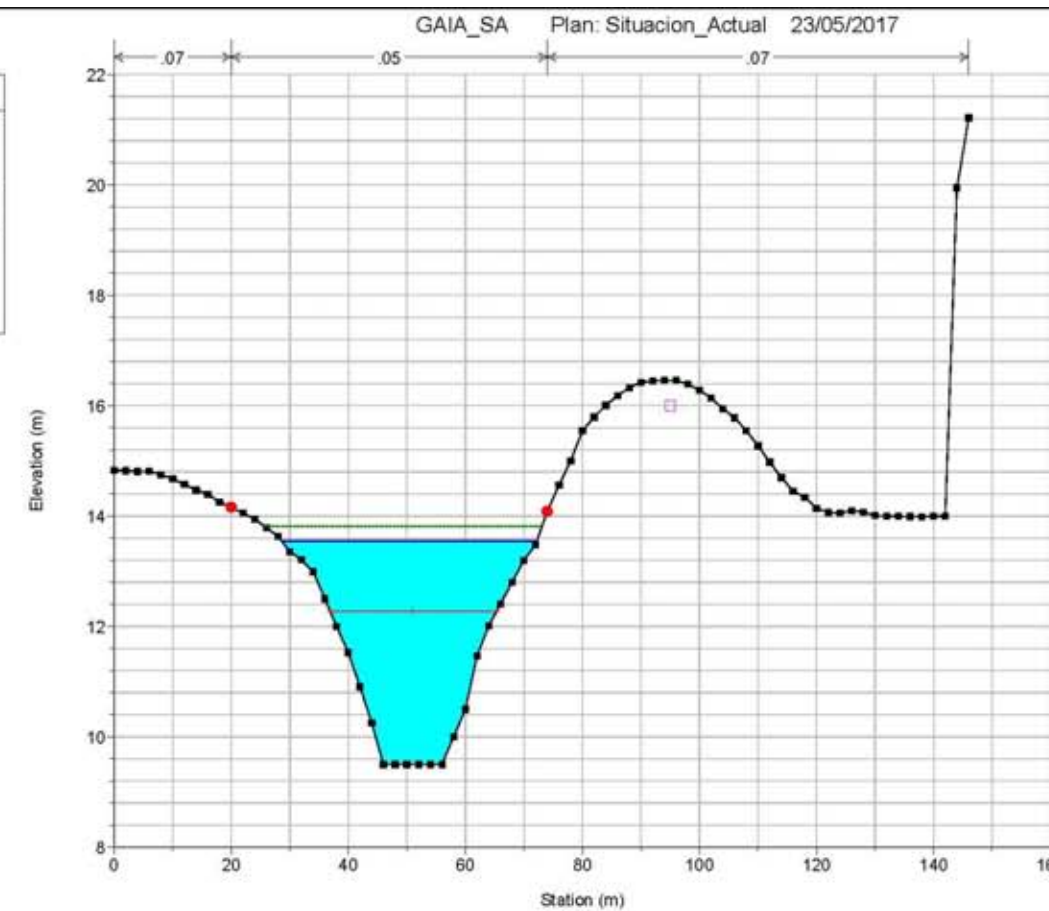
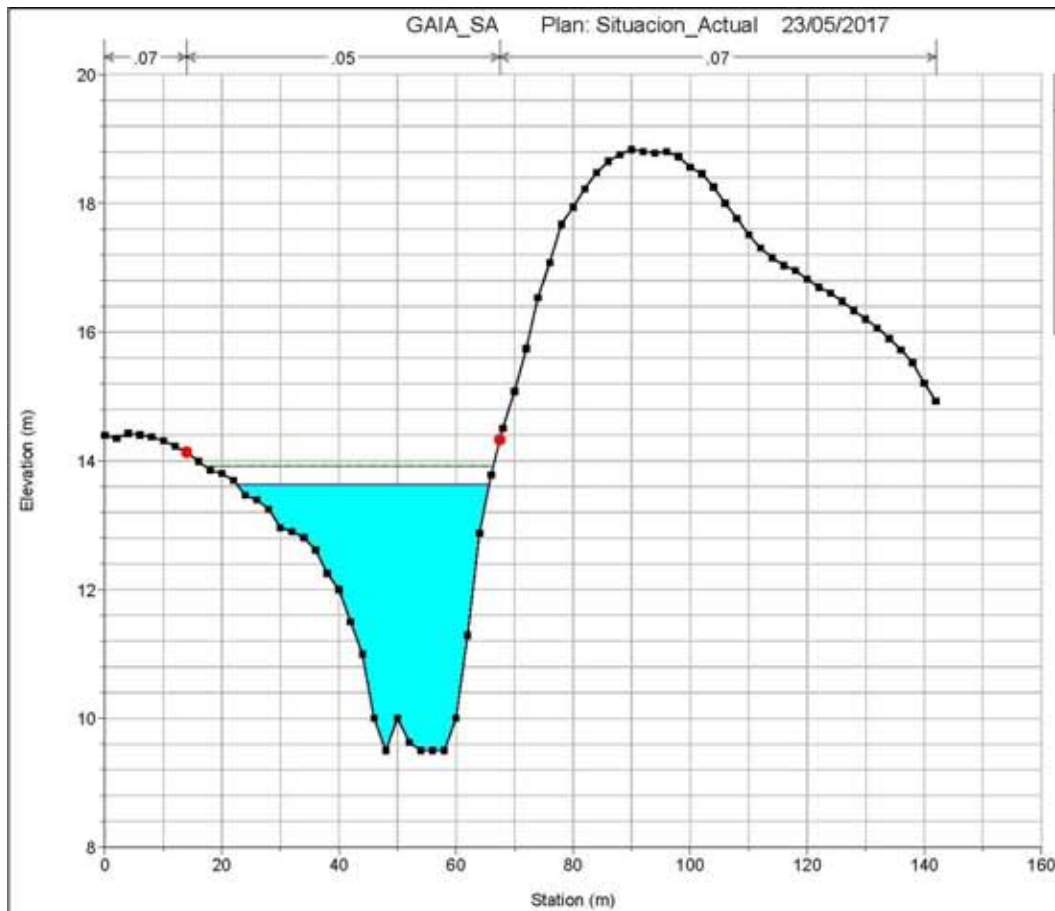


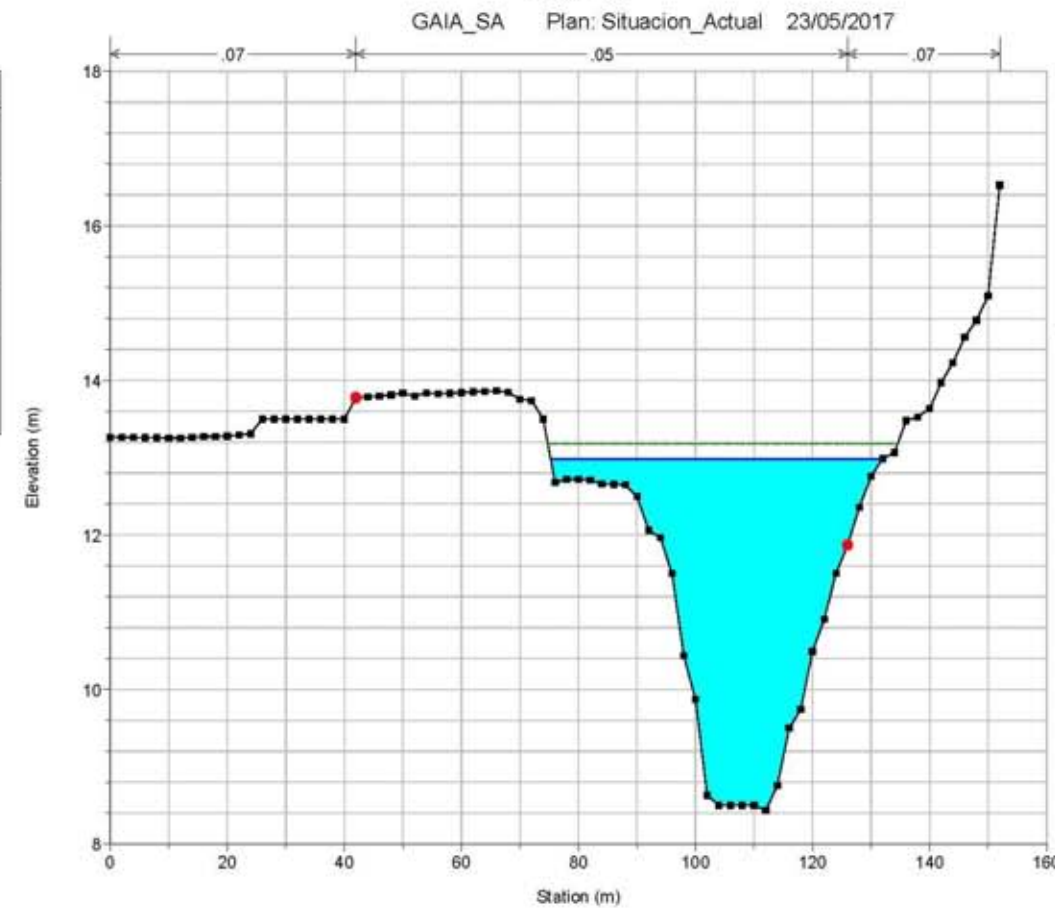
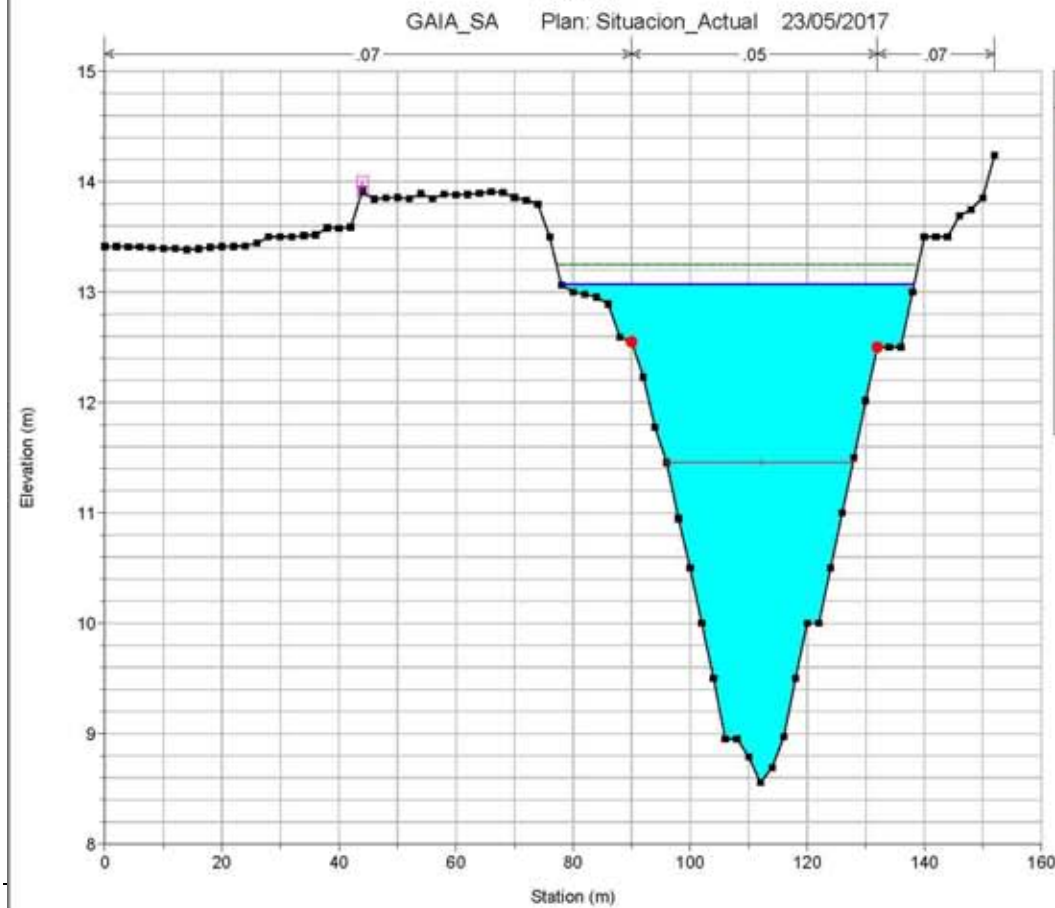
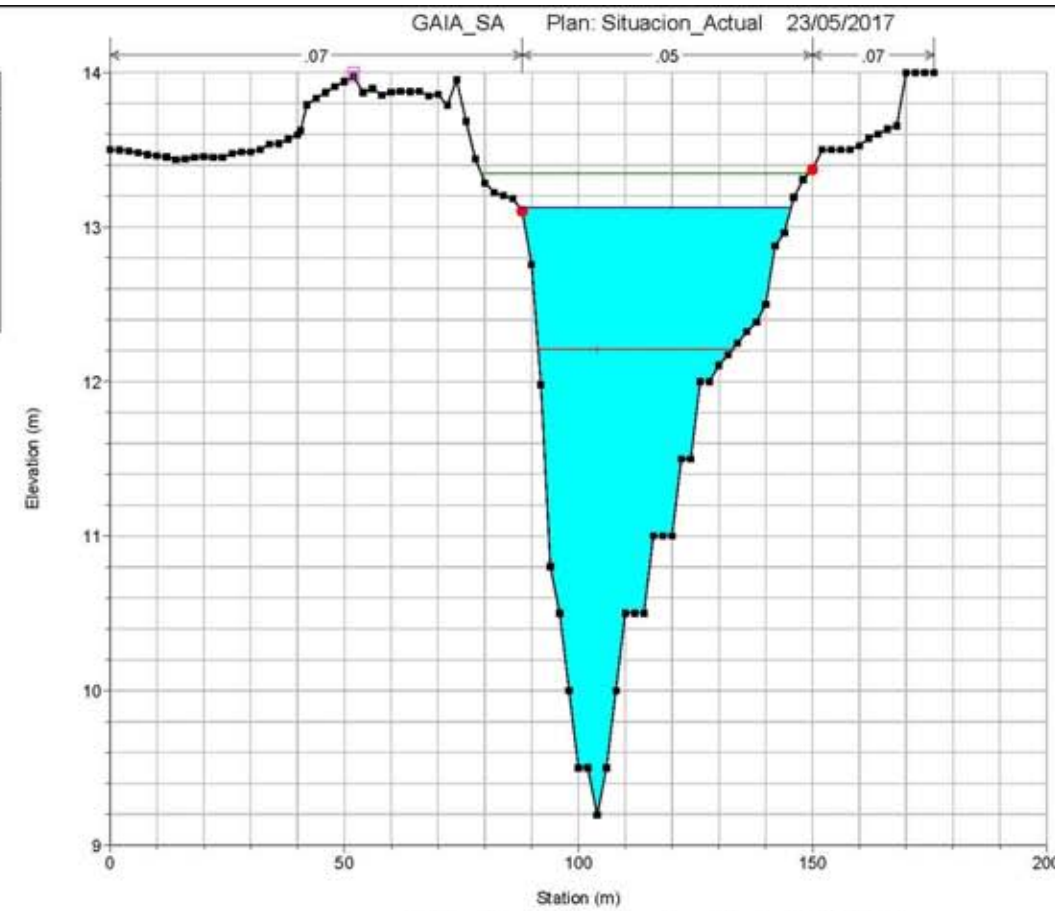
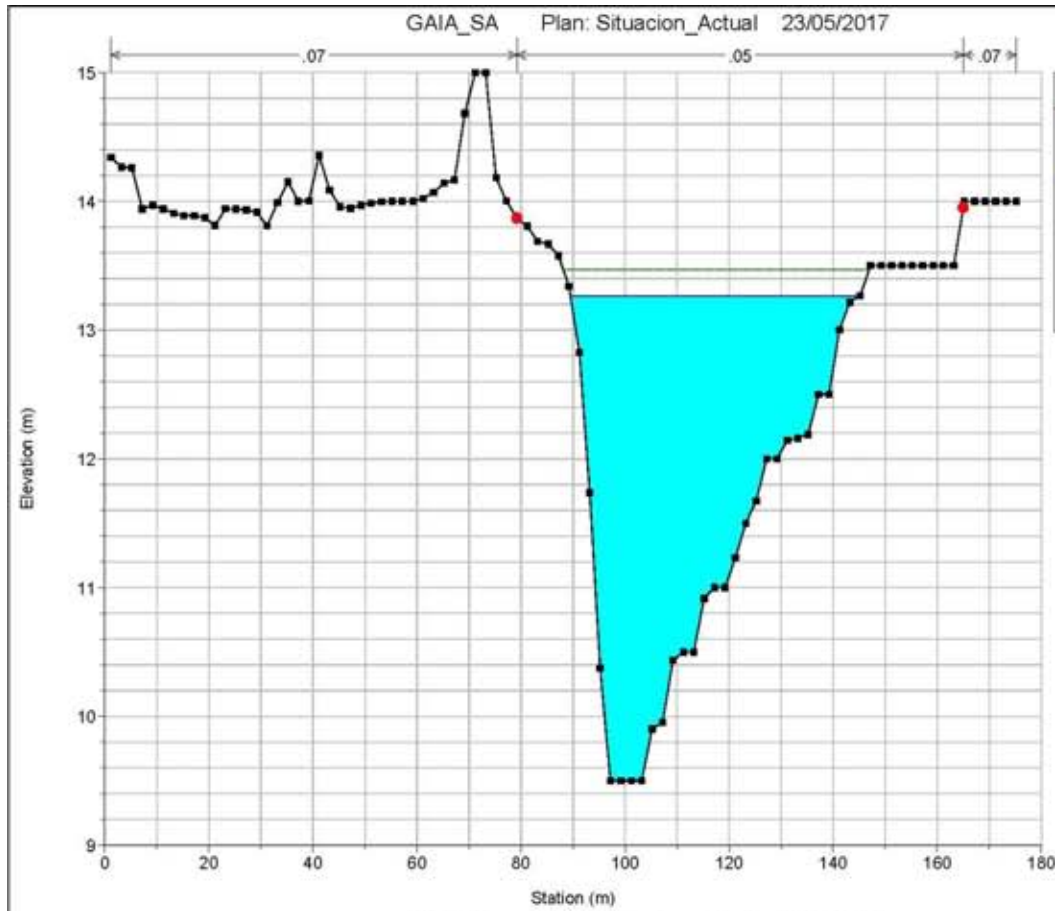


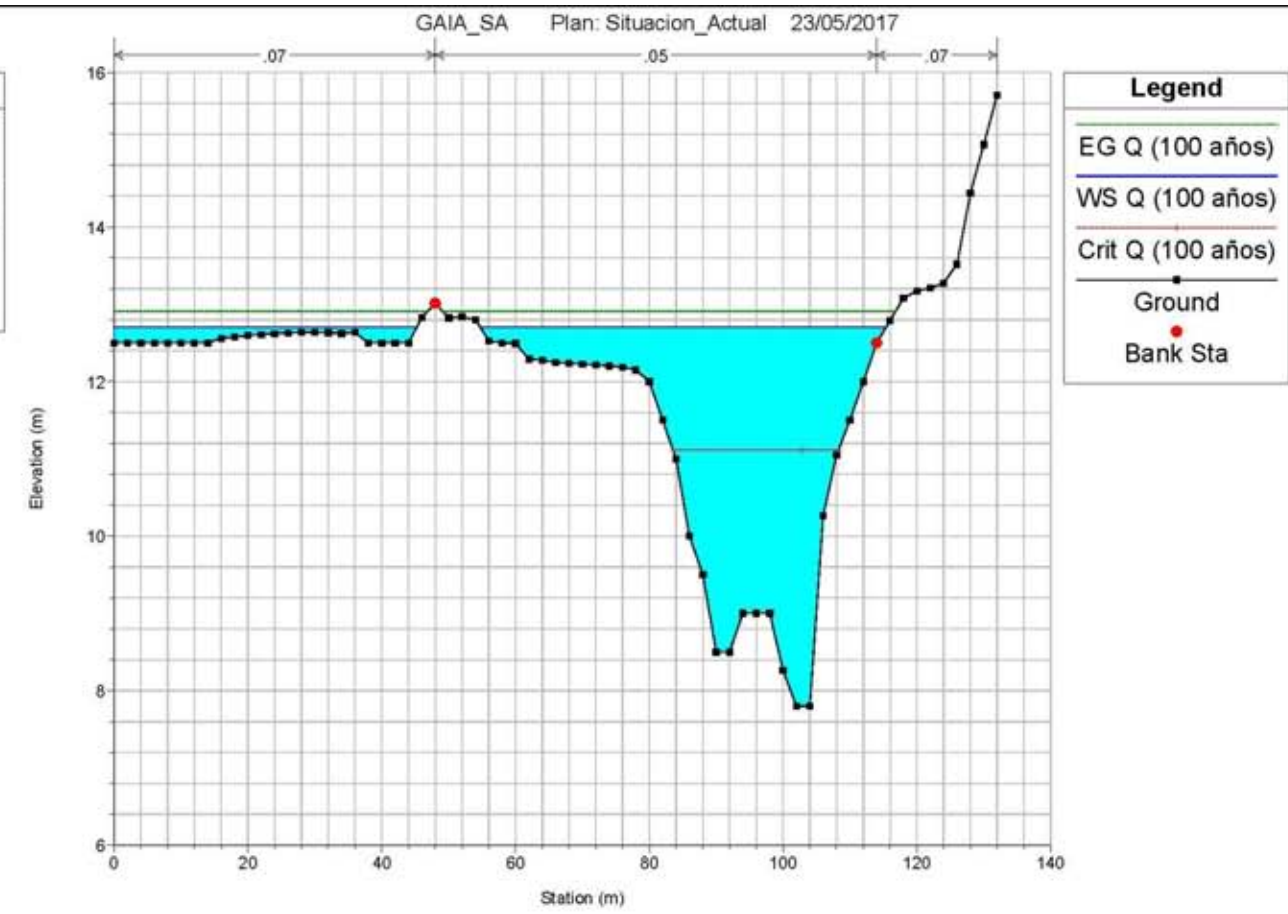
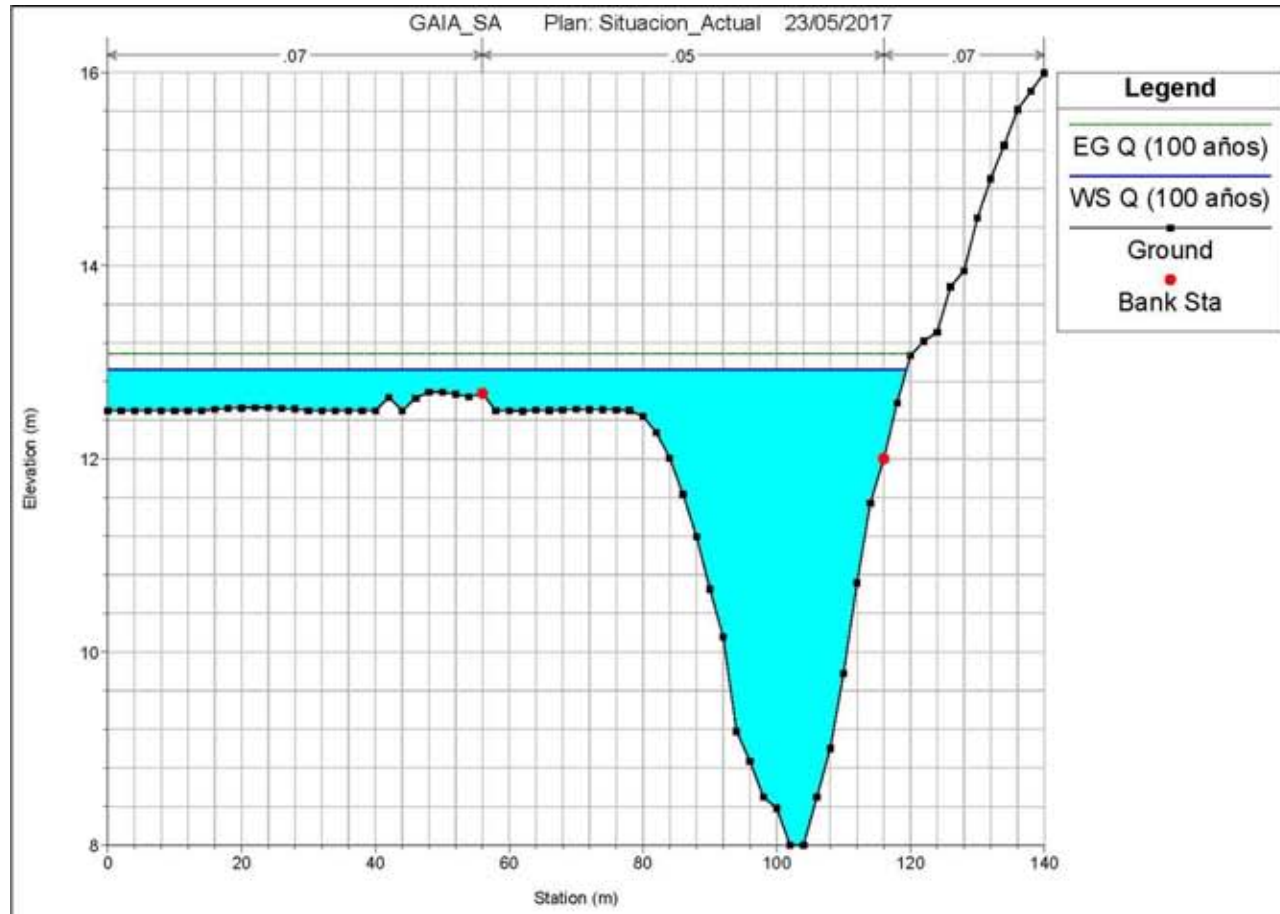




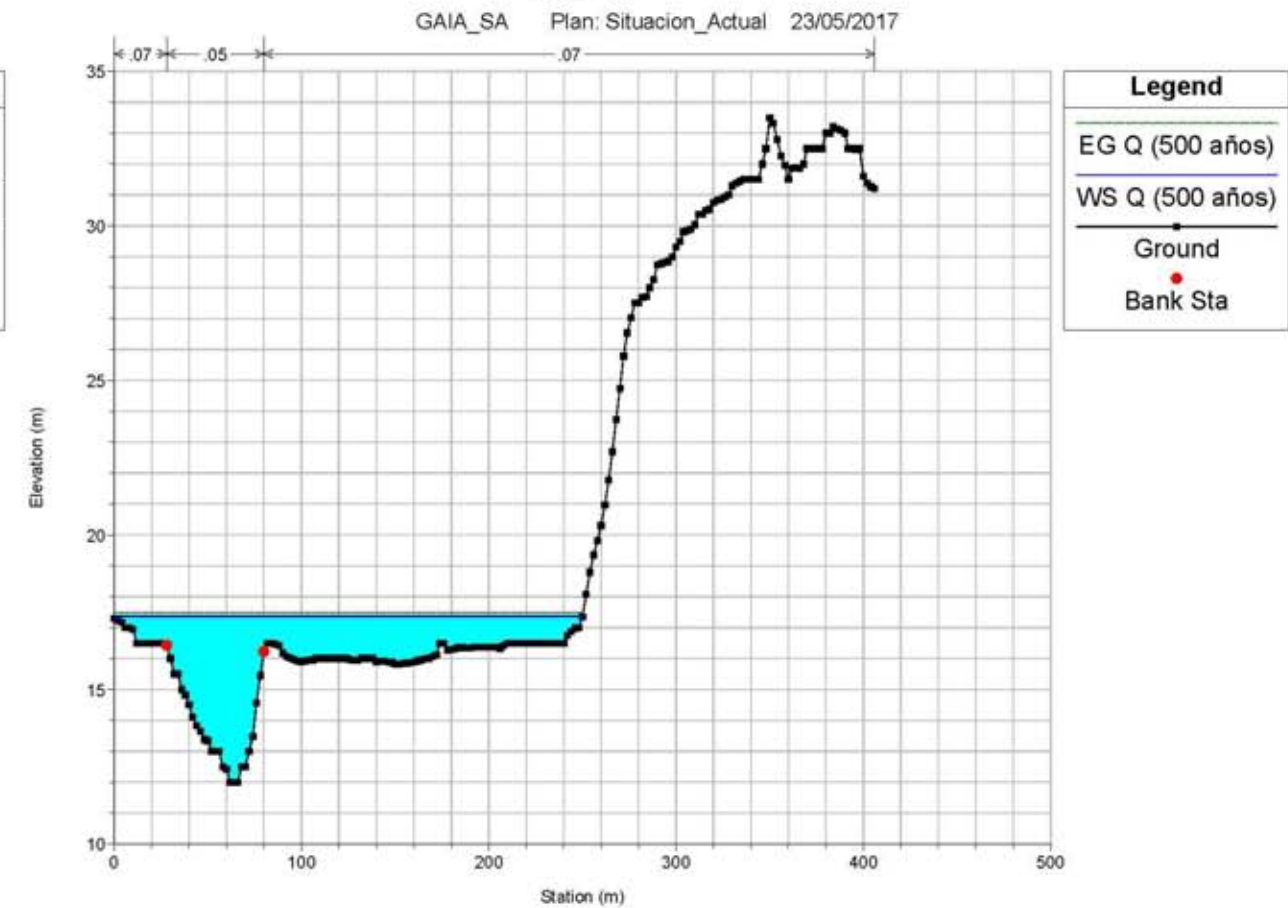
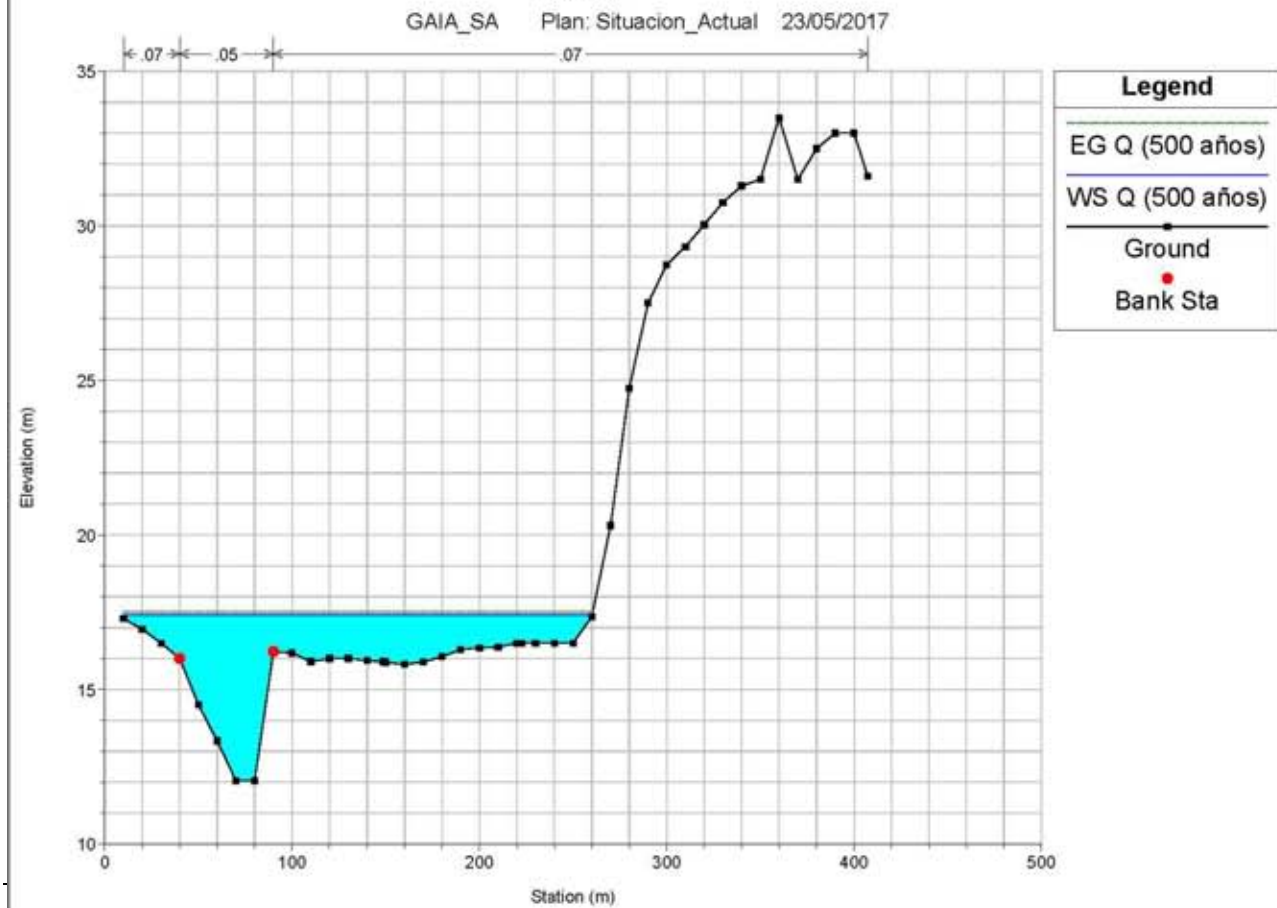
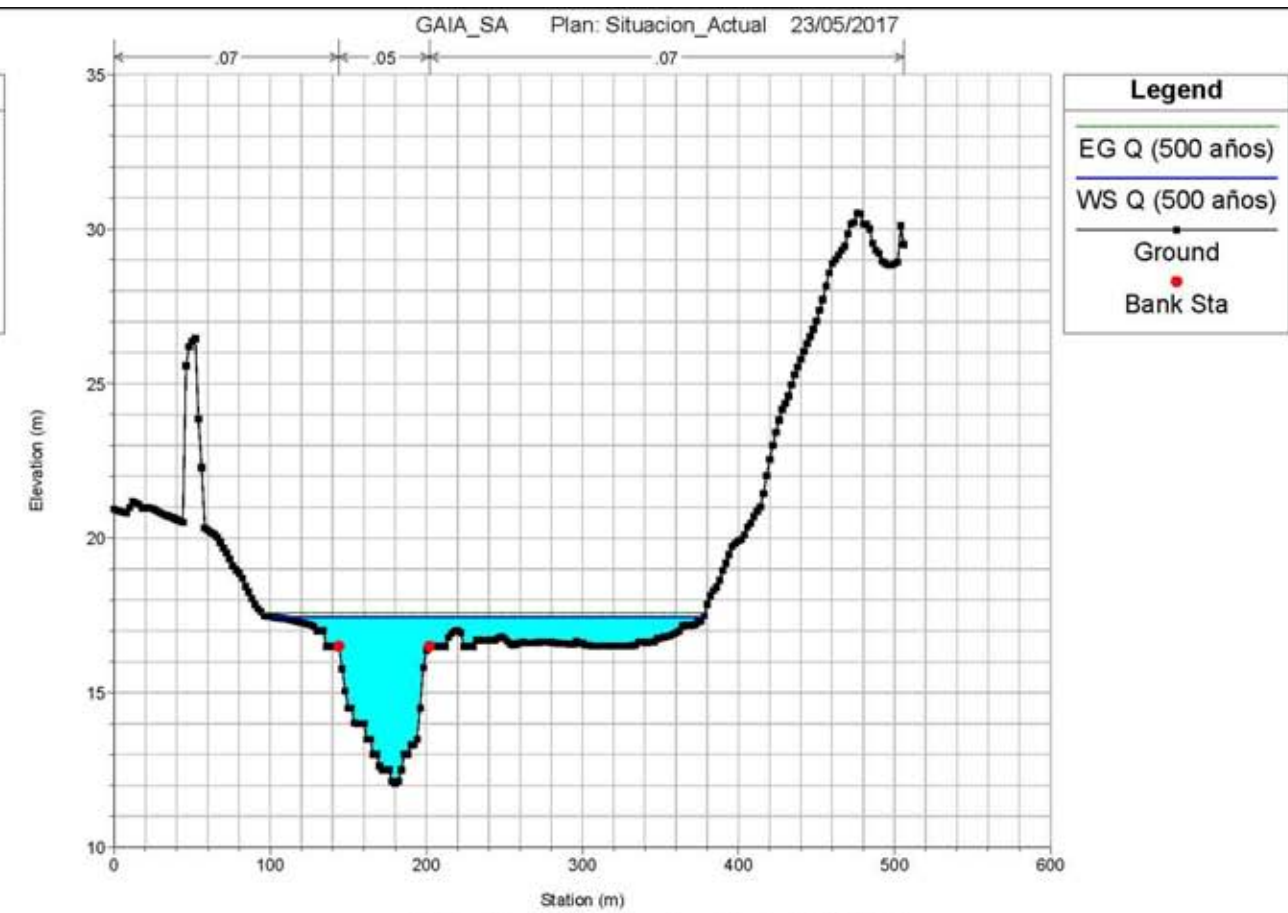
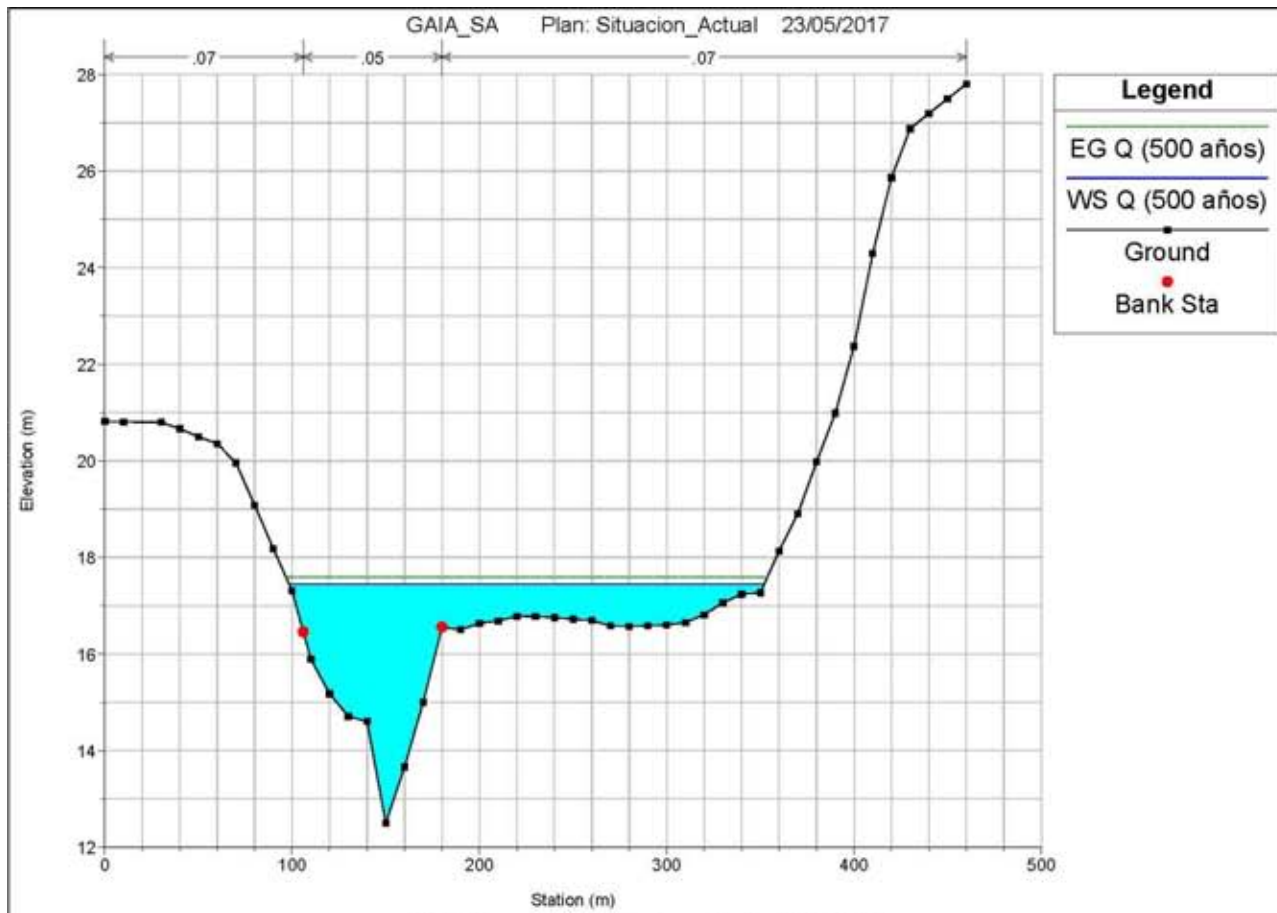


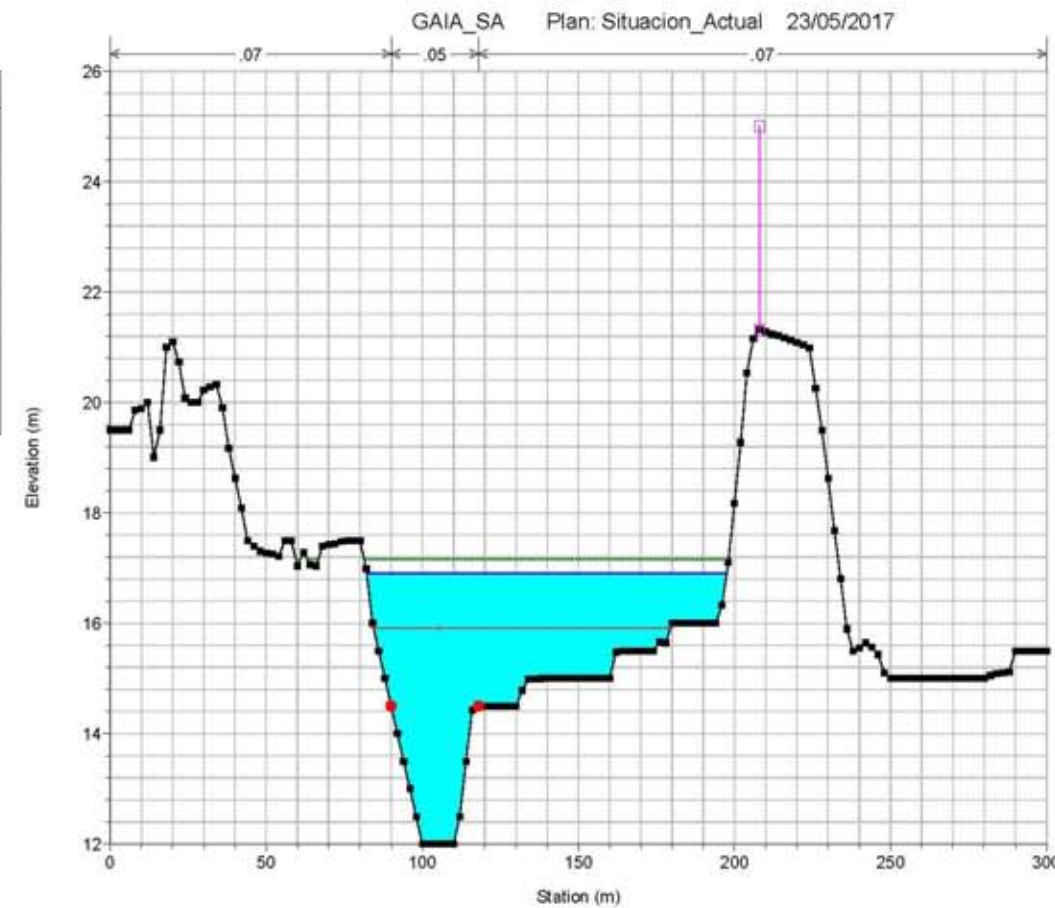
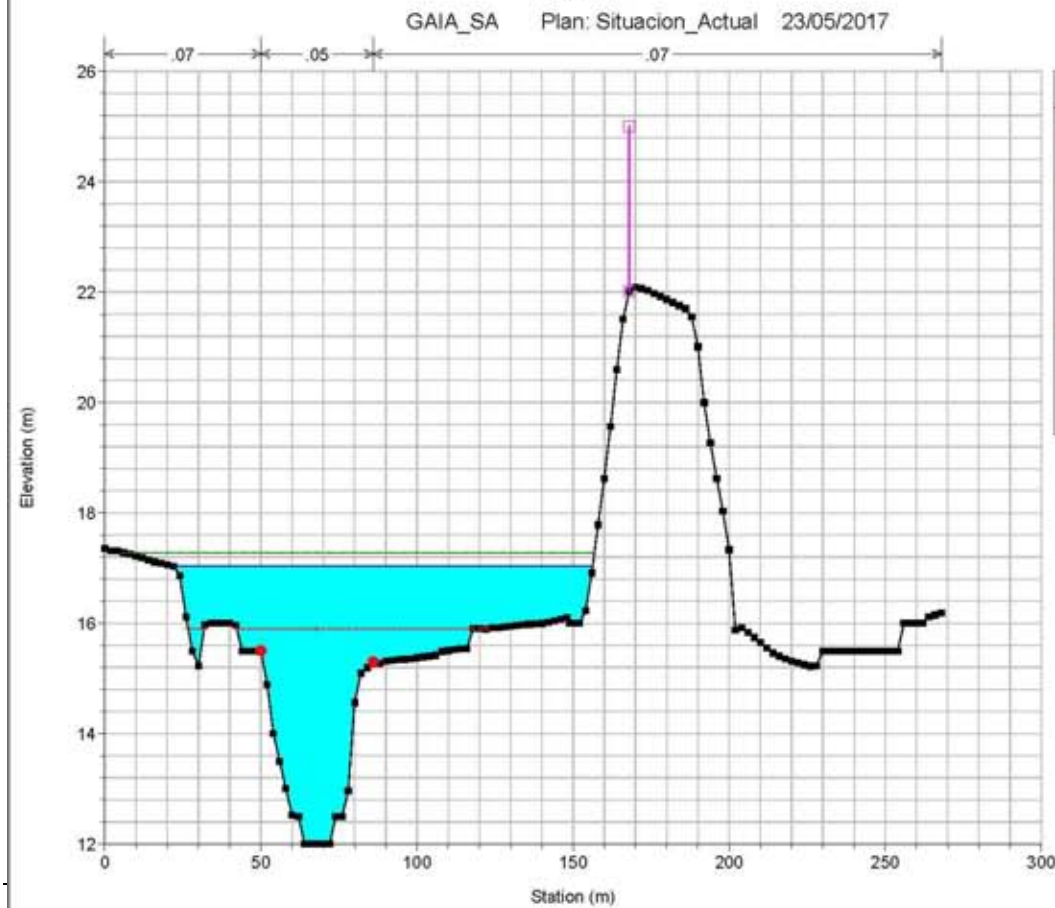
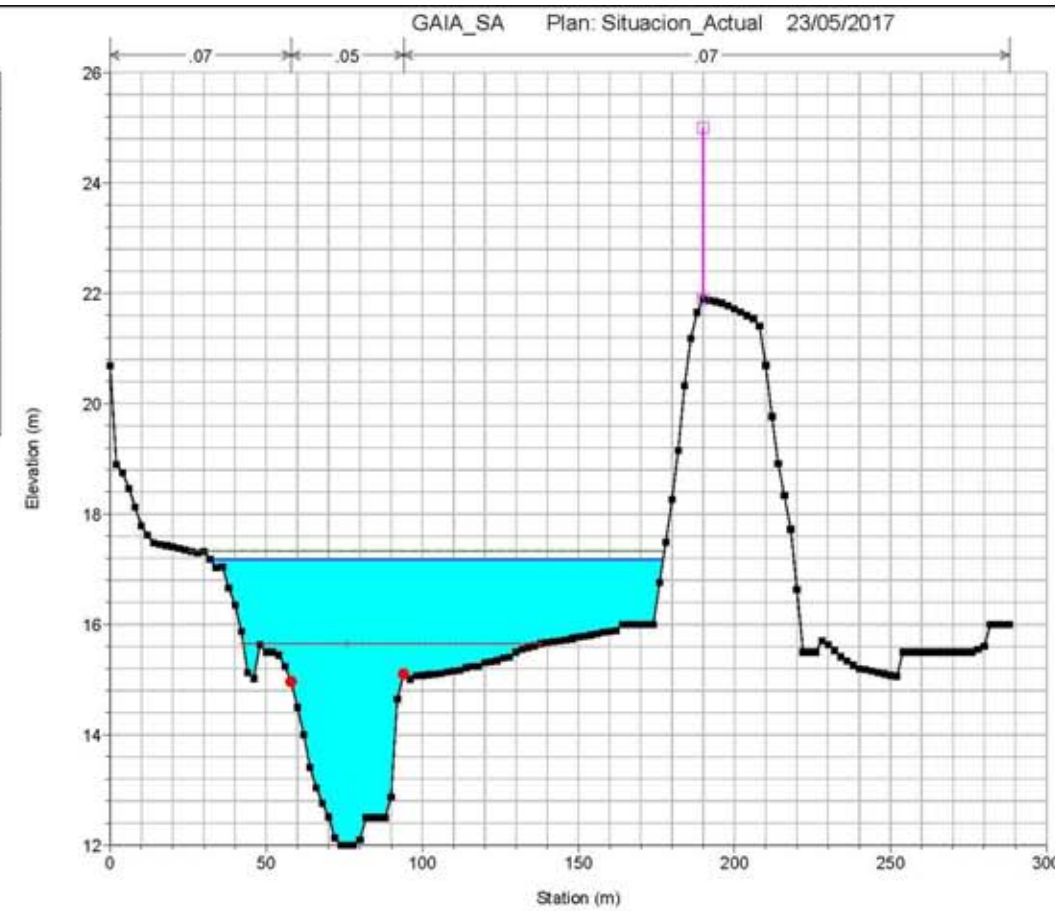
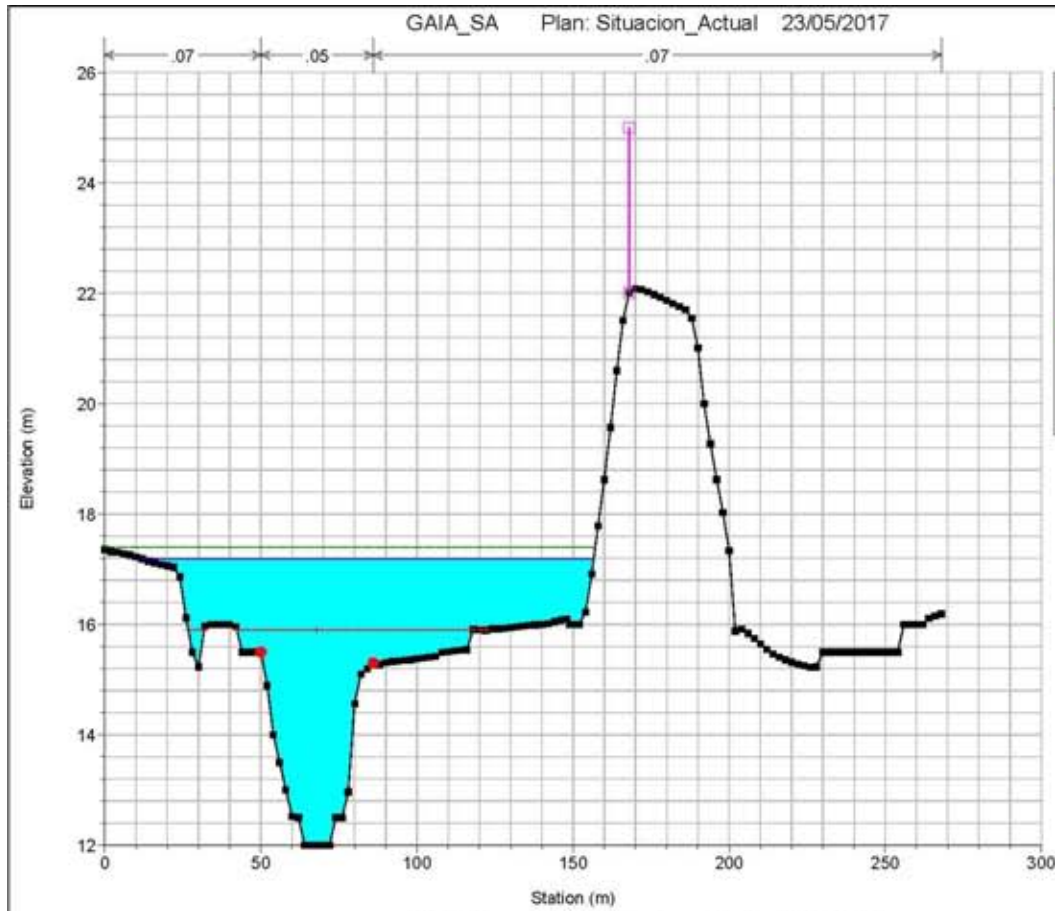


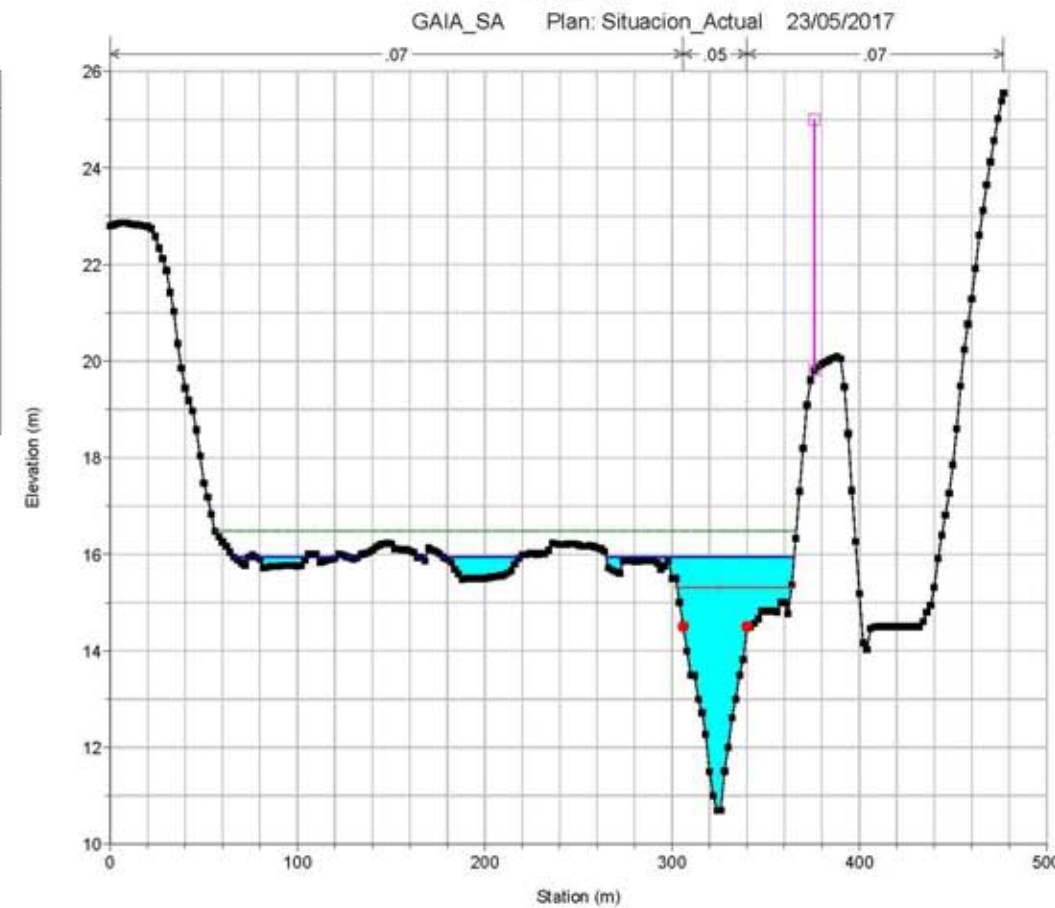
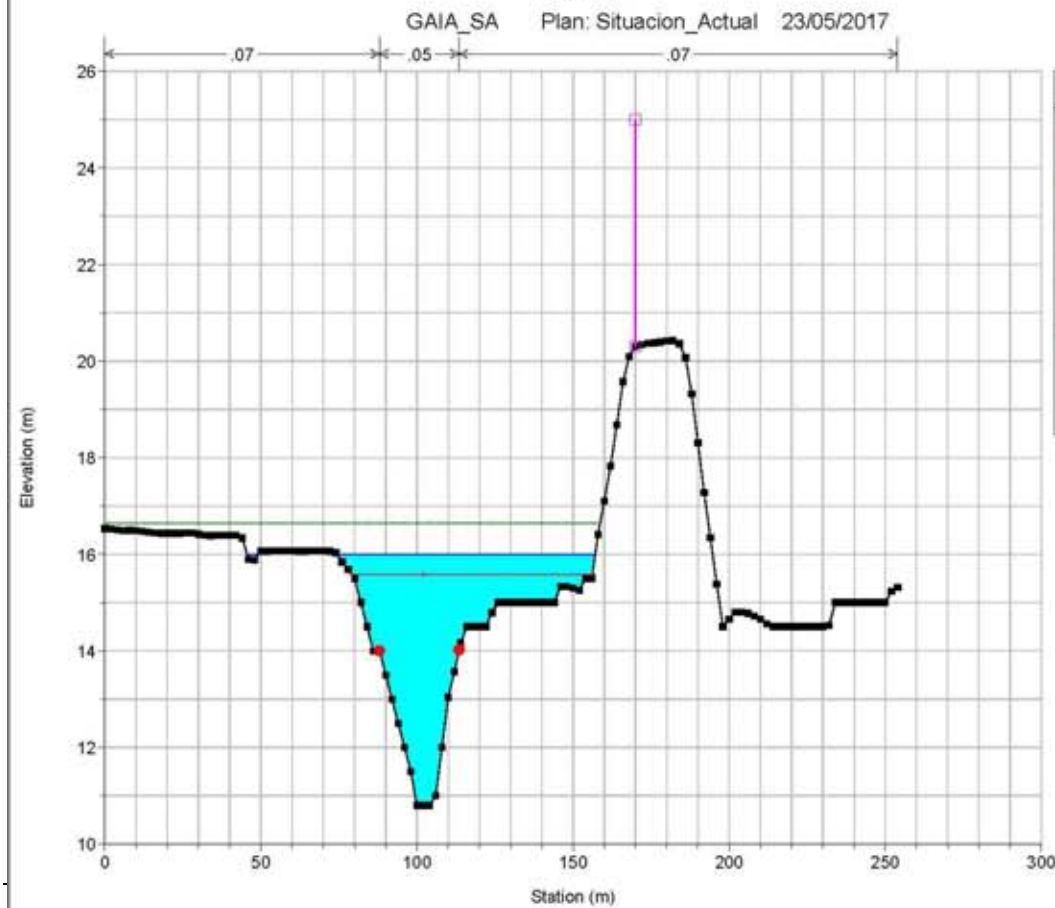
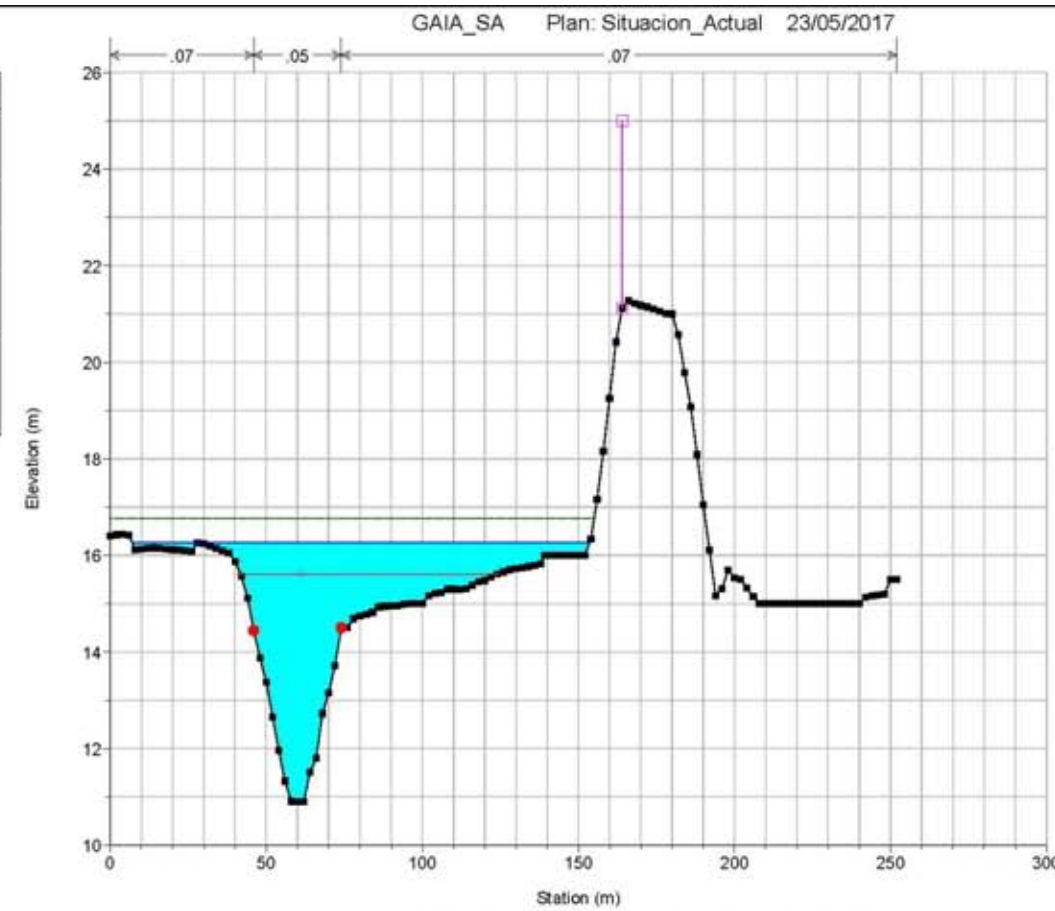
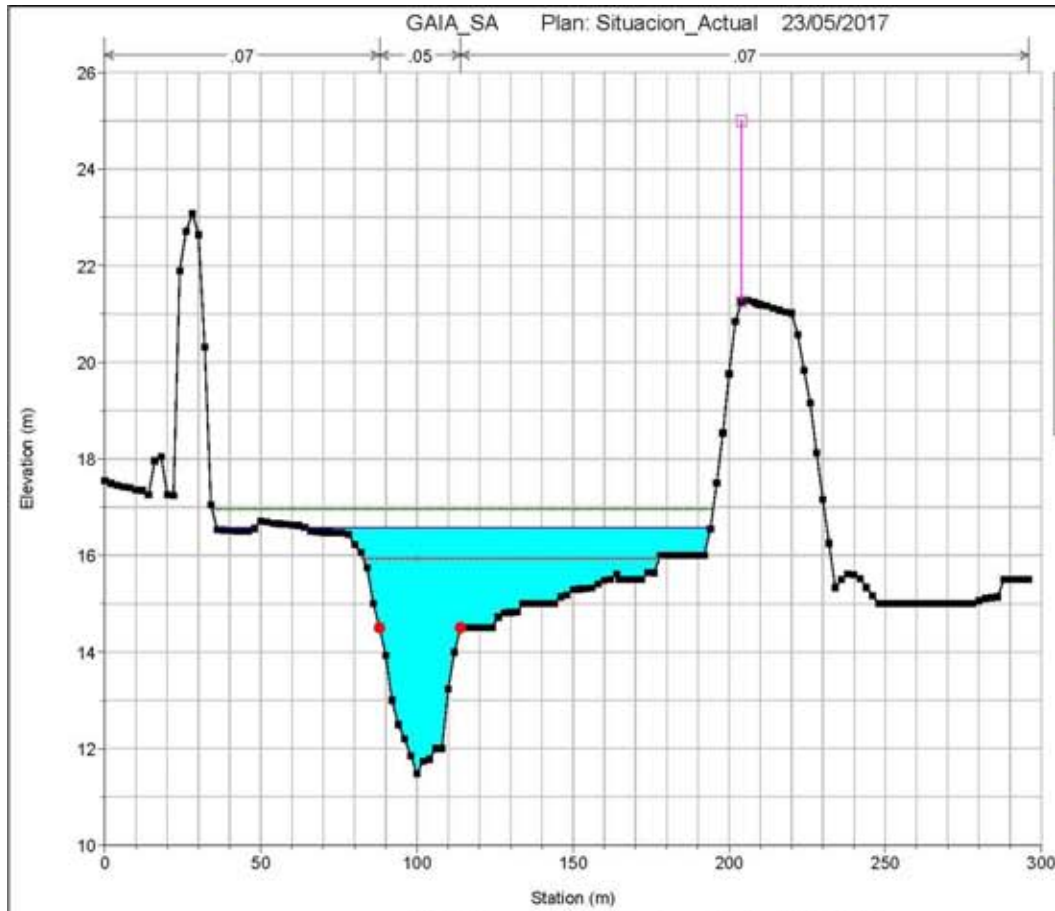


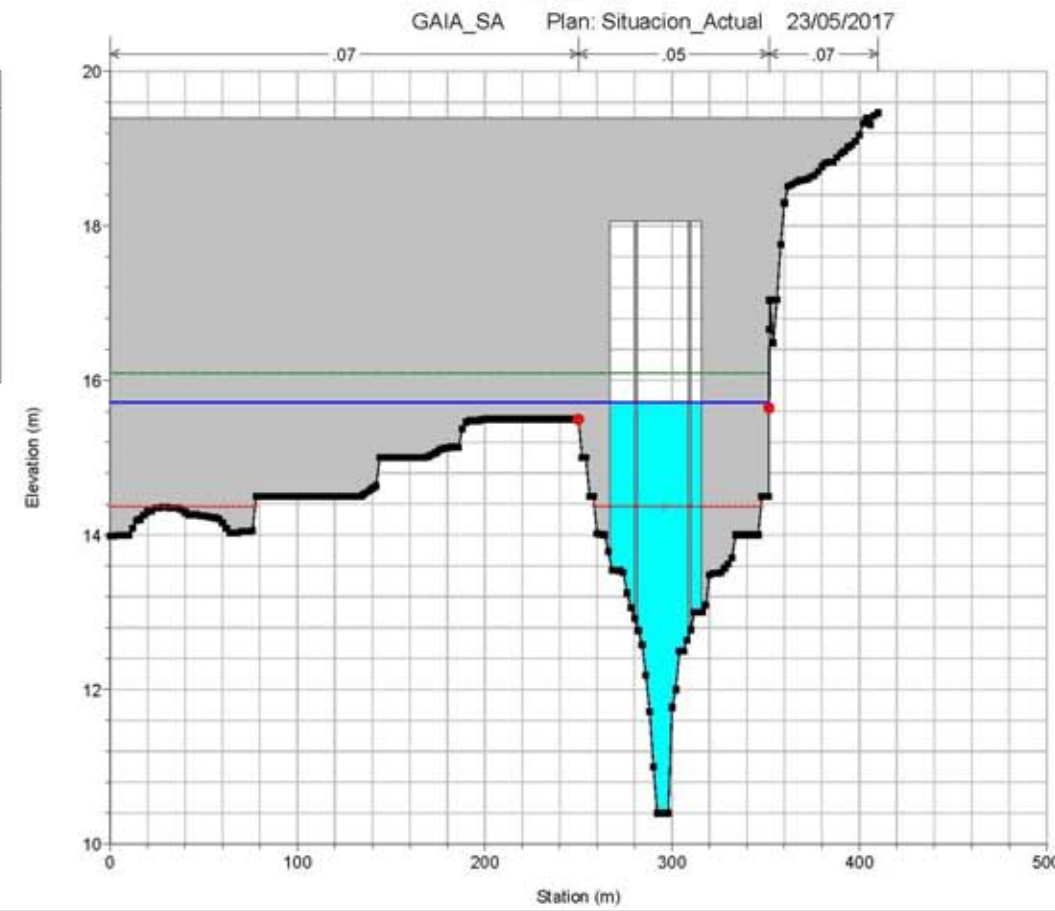
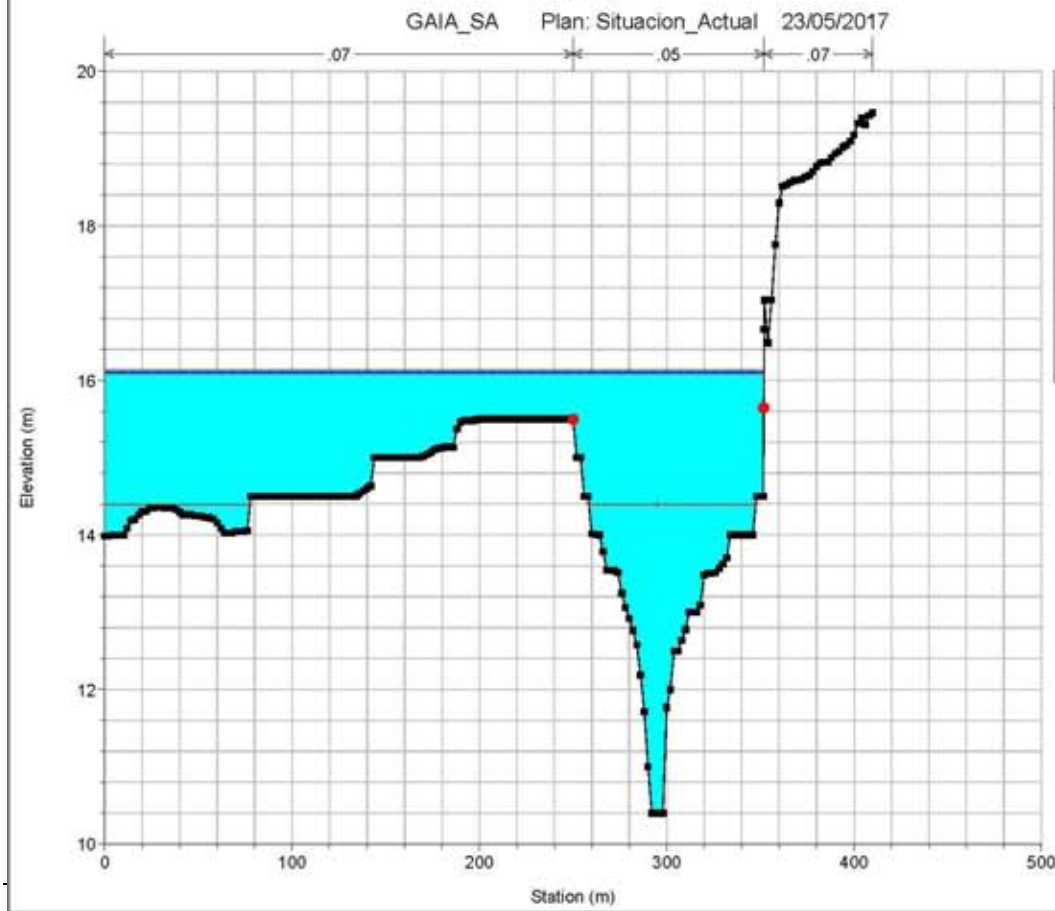
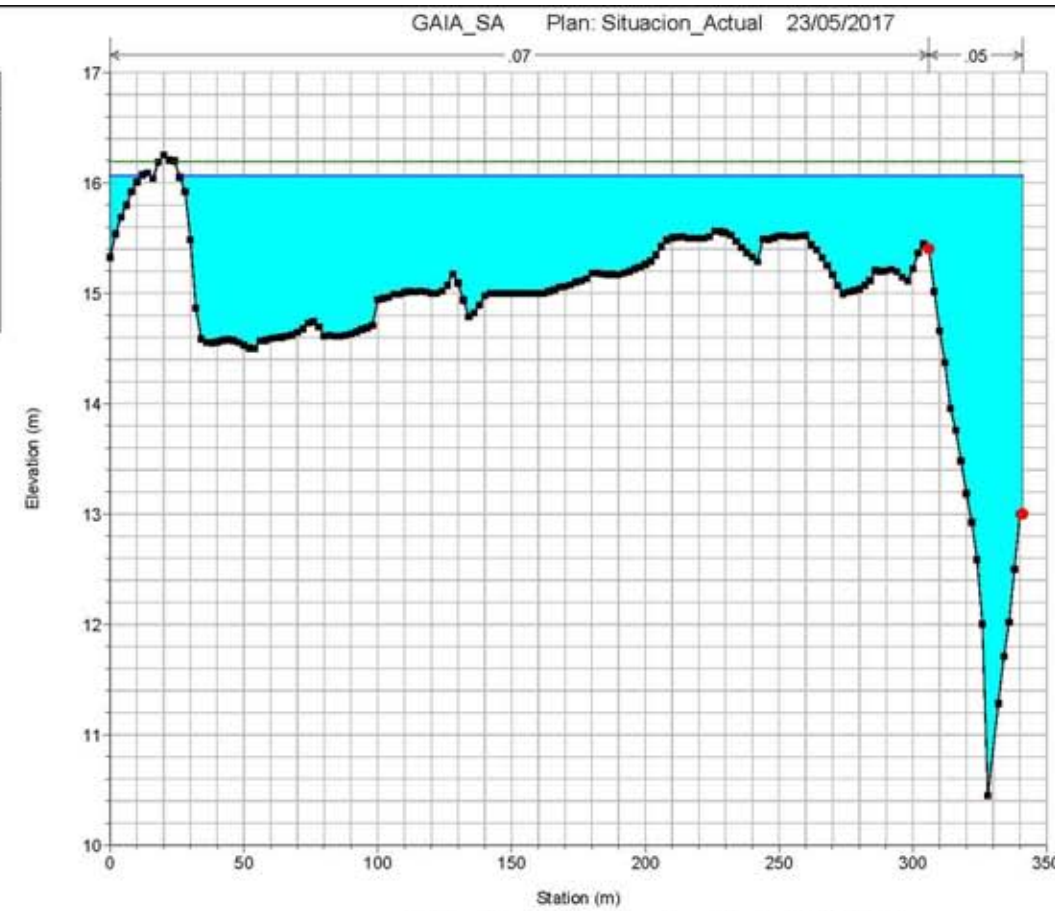
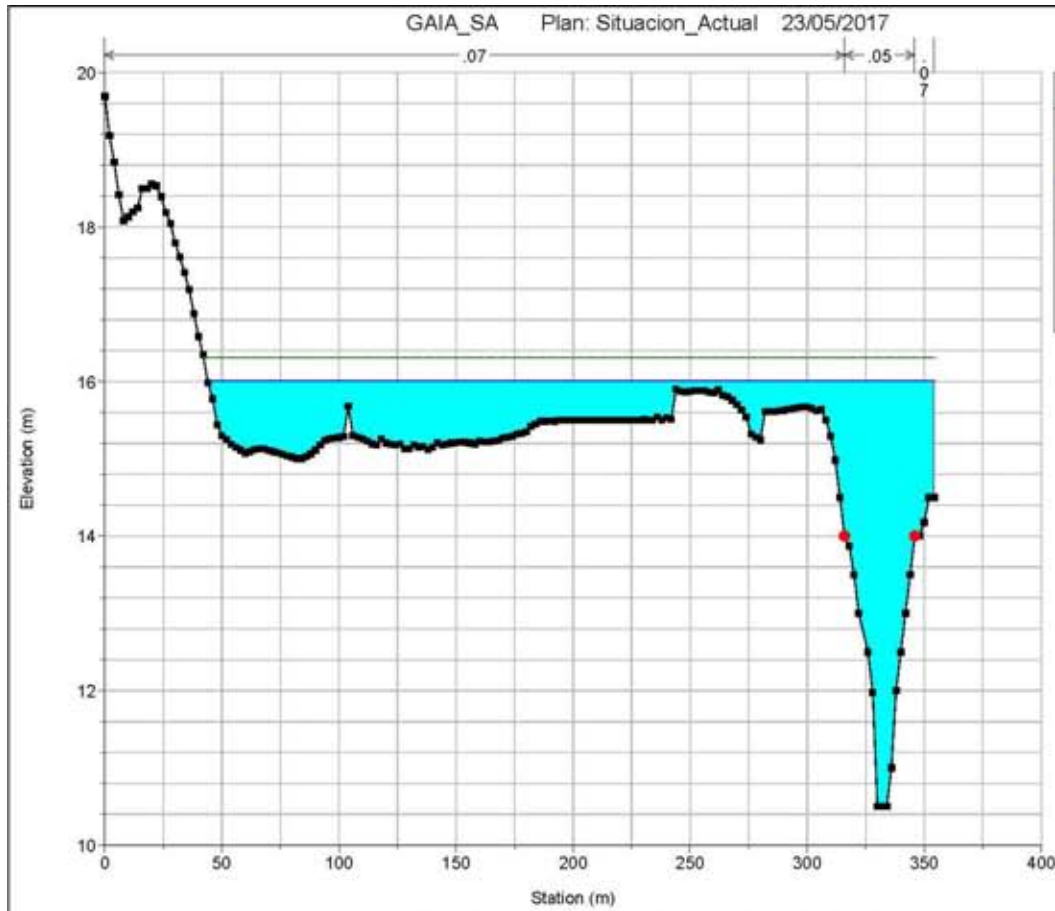


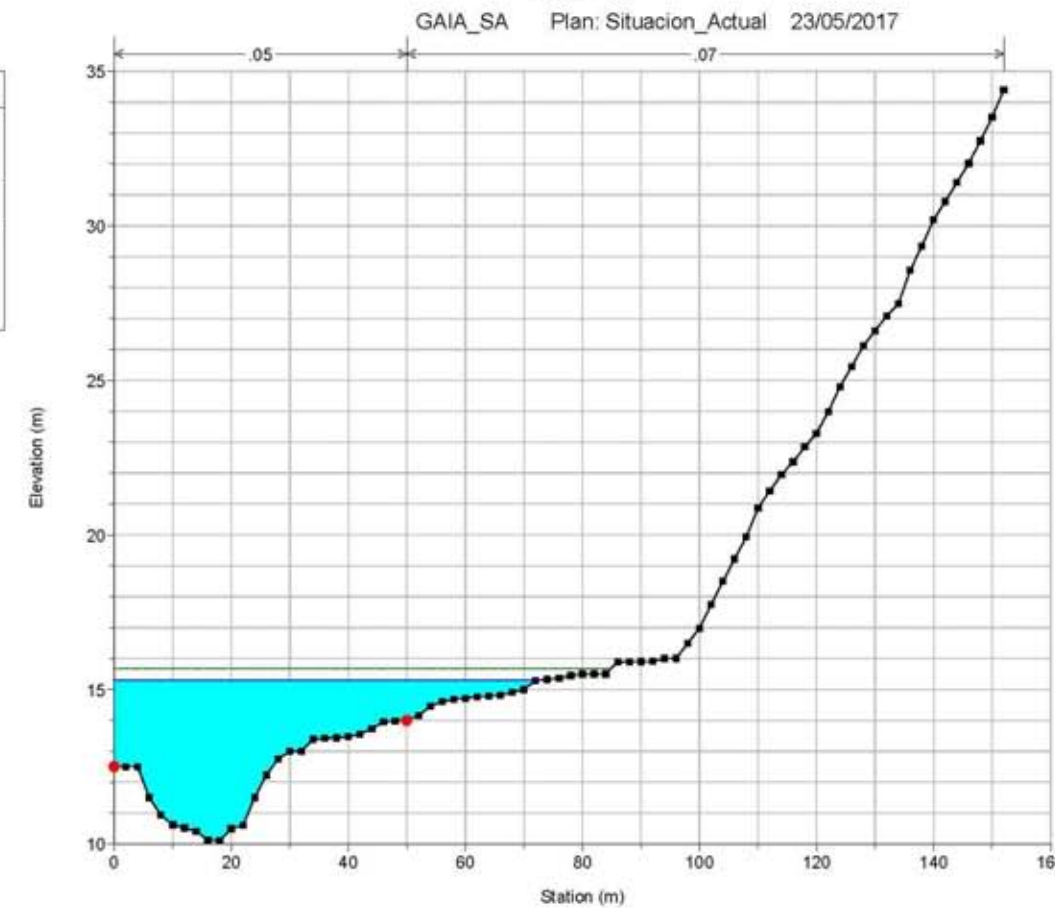
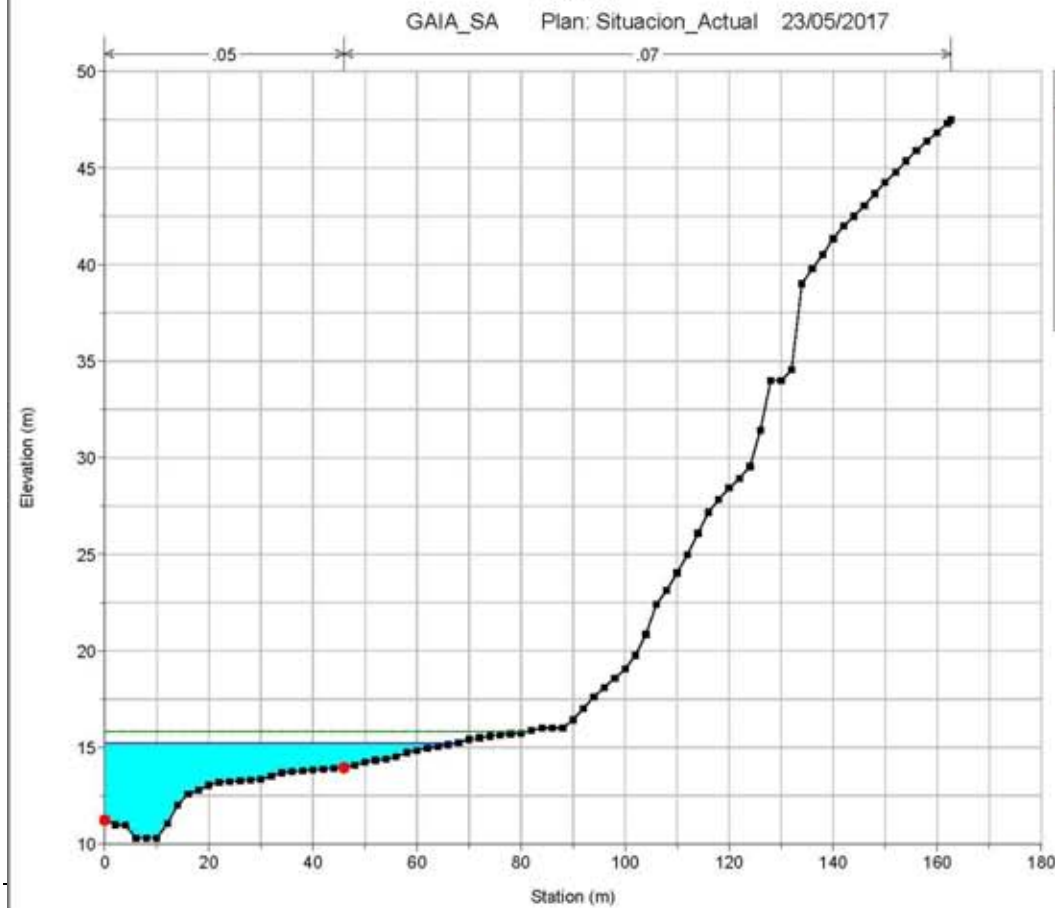
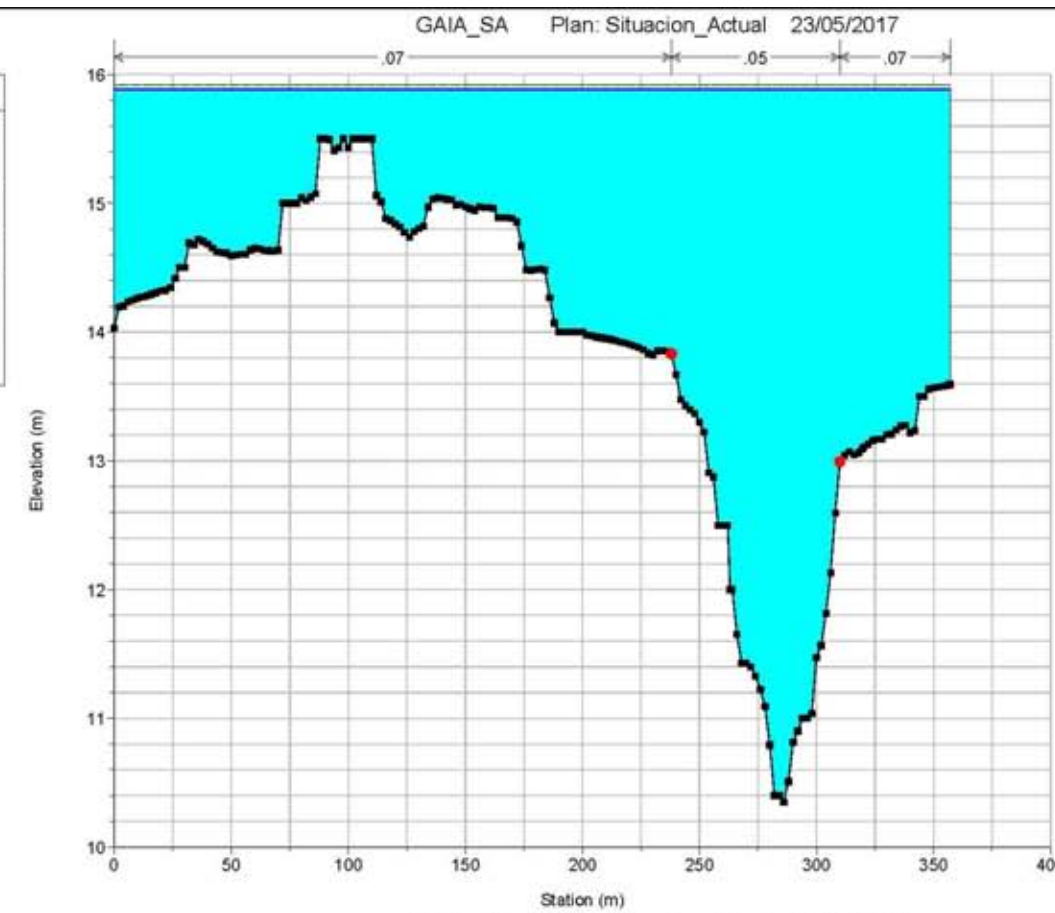
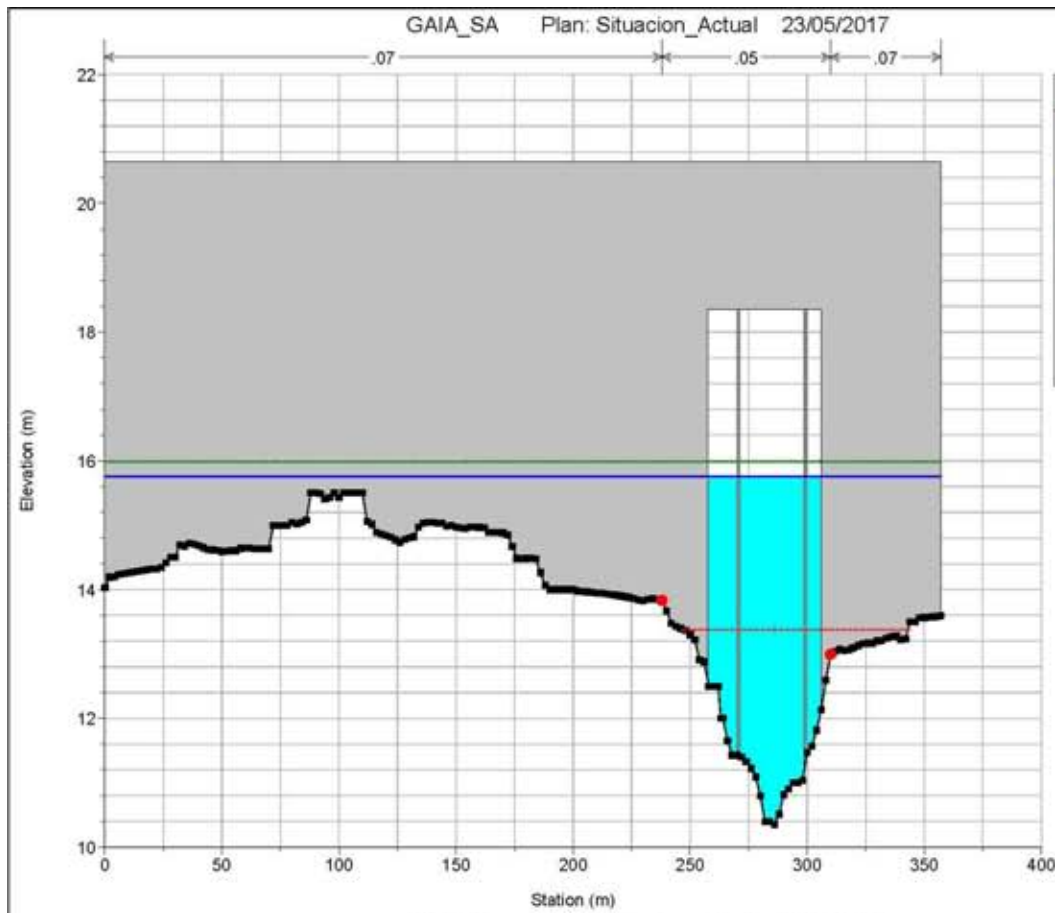
APÉNDICE Nº 8. PERFILES TRANSVERSALES: RIERA DEL GAIÀ. SITUACIÓN ACTUAL. PERIODO DE RETORNO: 500 AÑOS

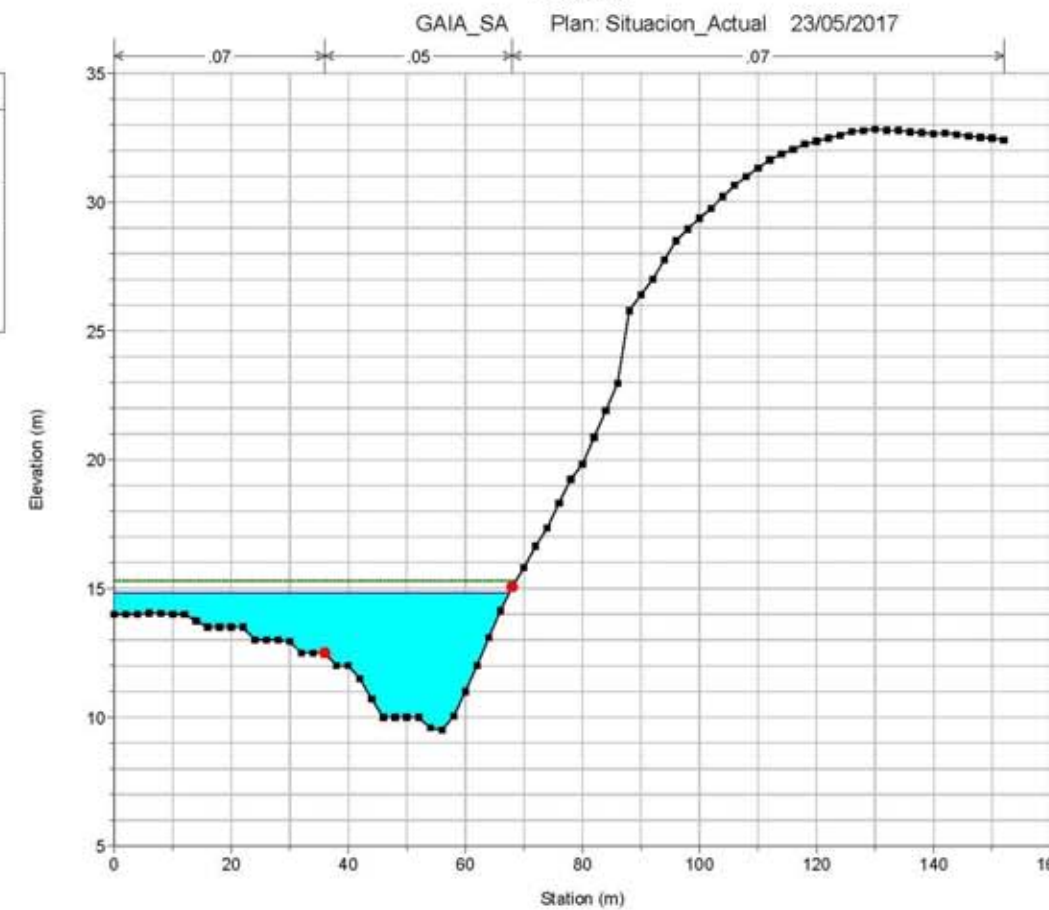
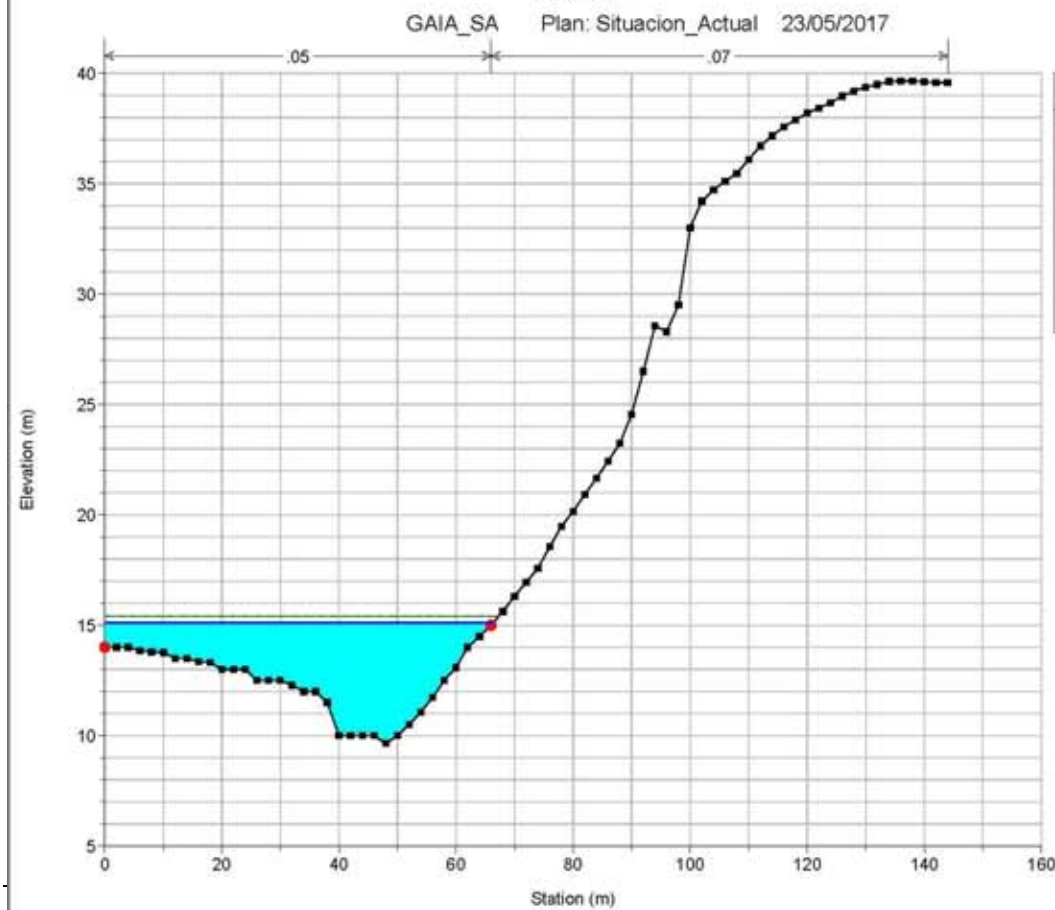
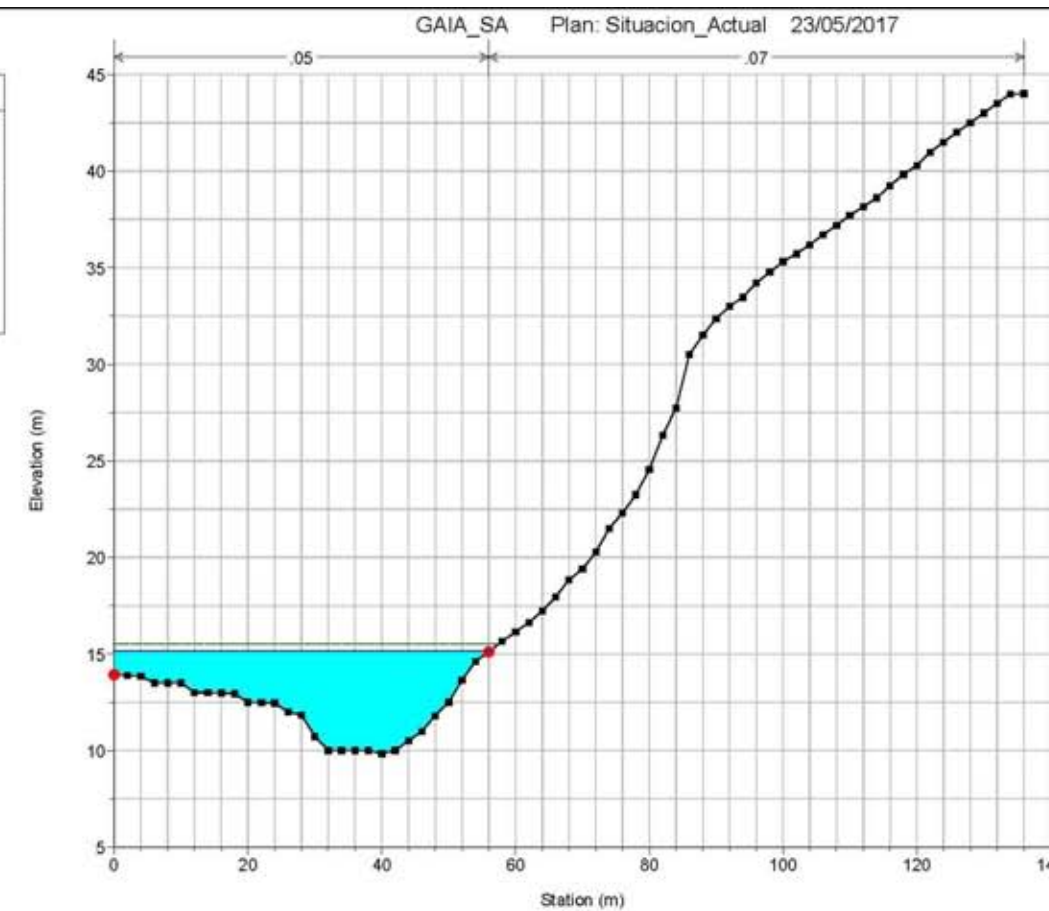
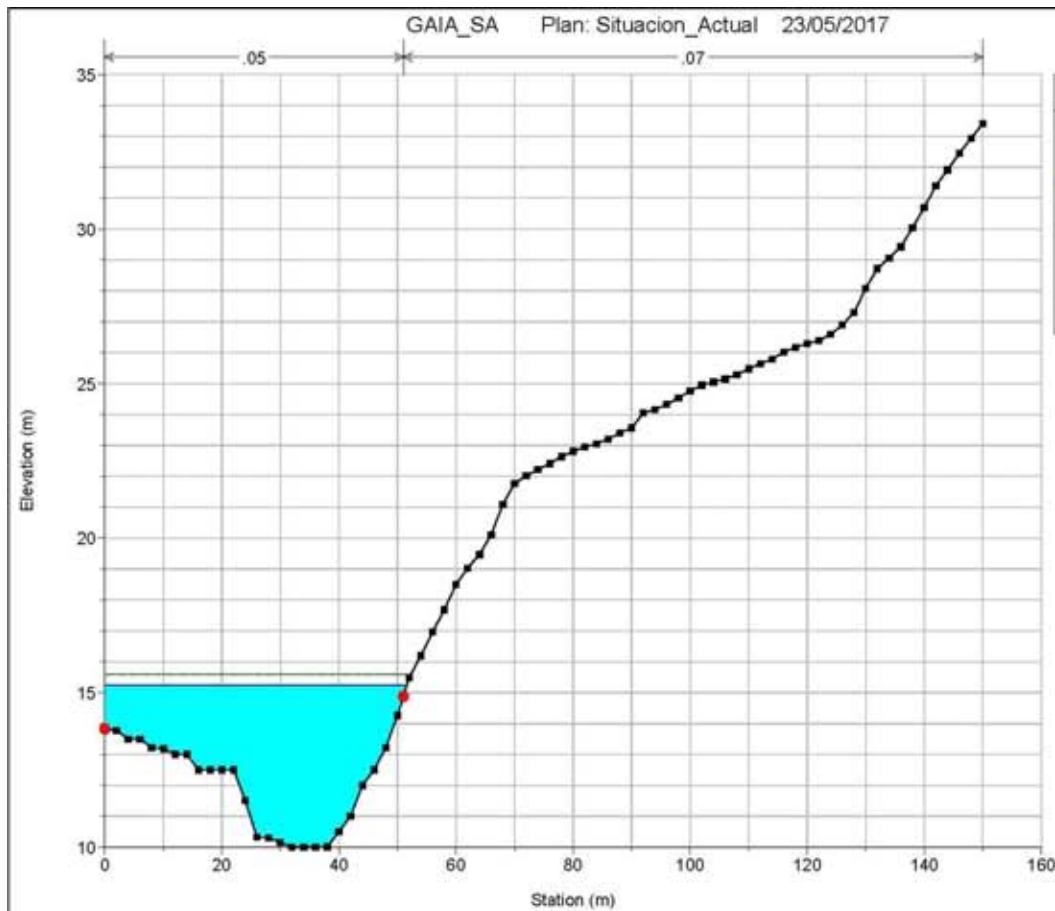


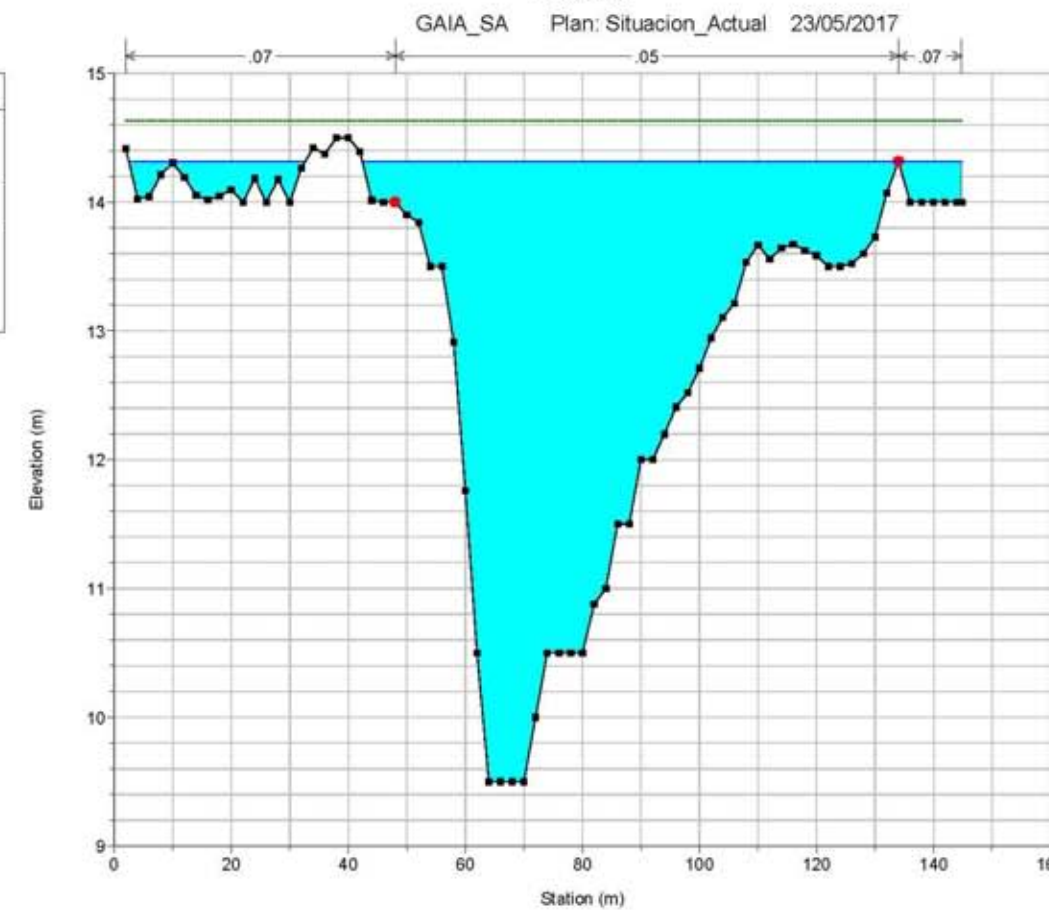
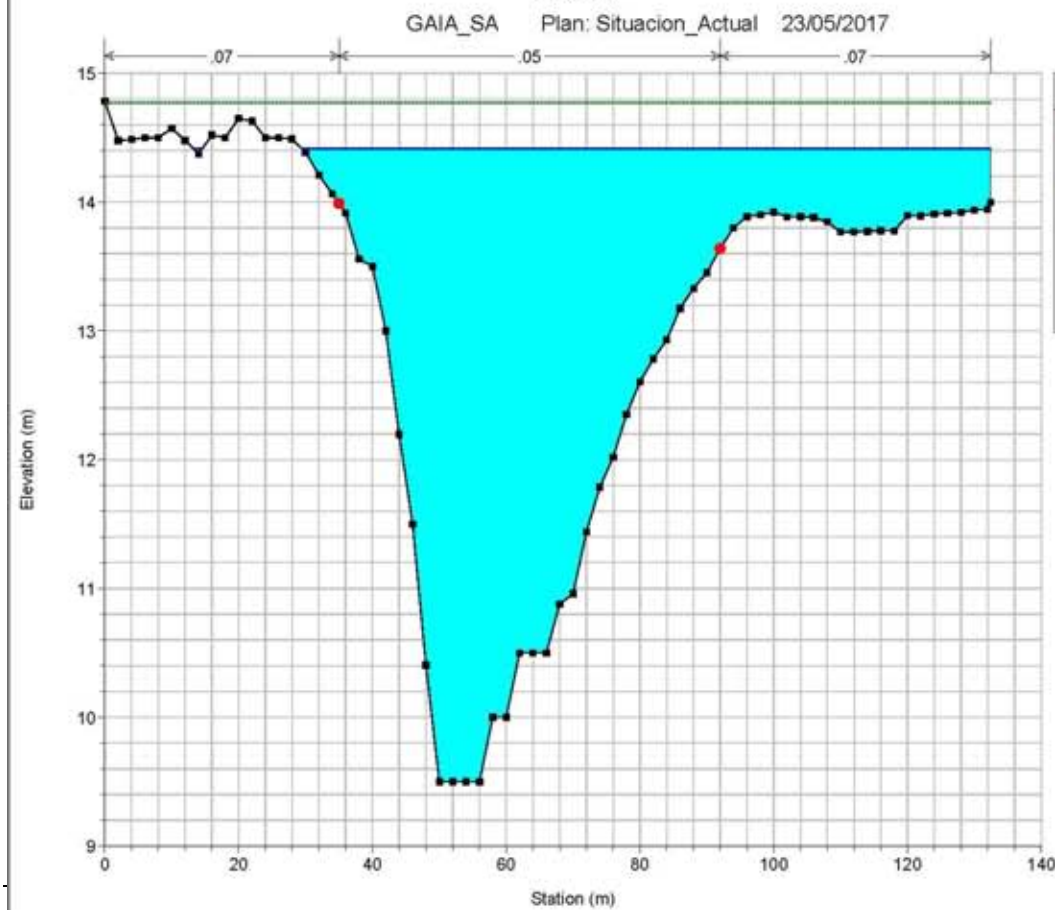
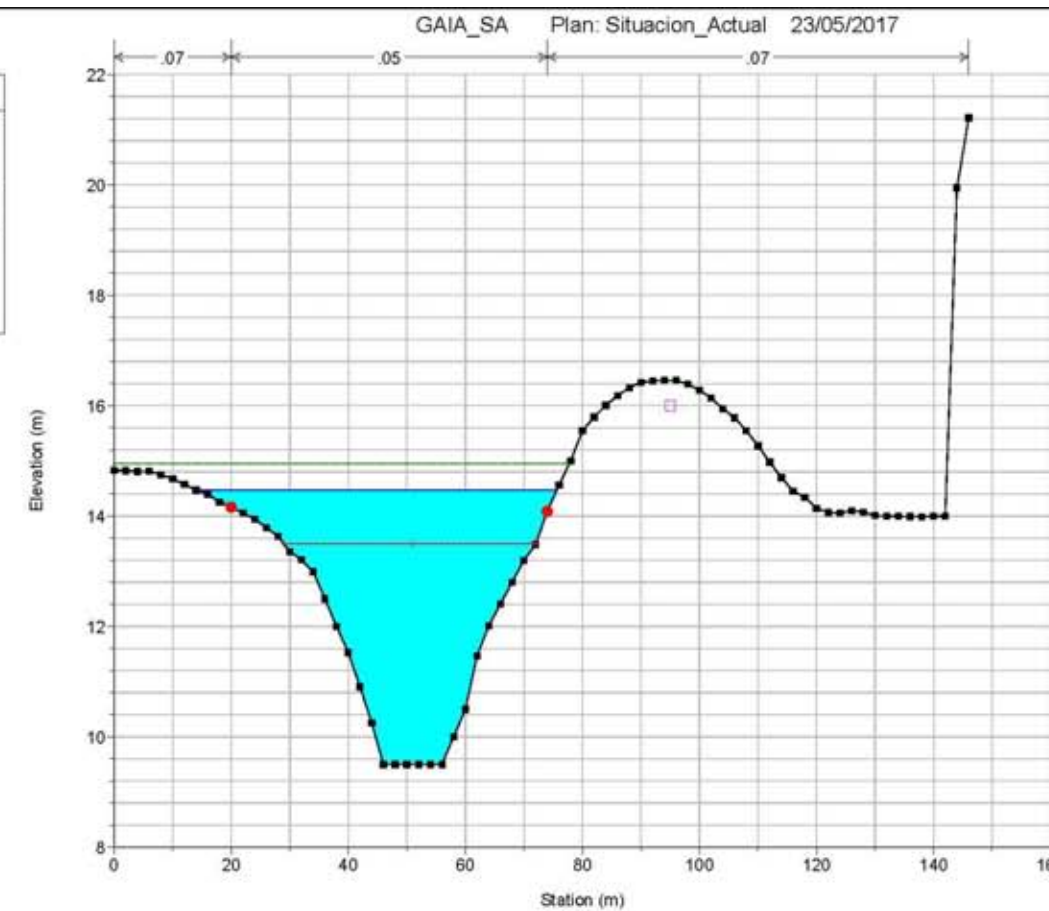
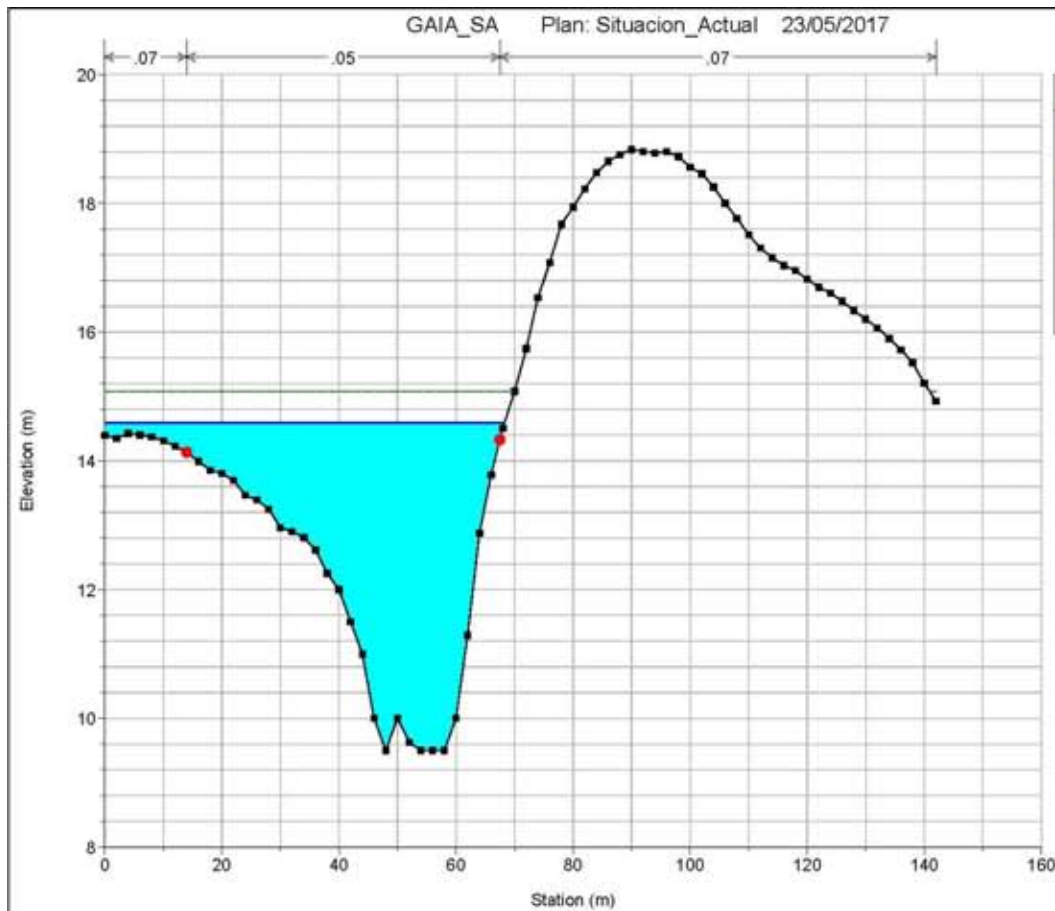


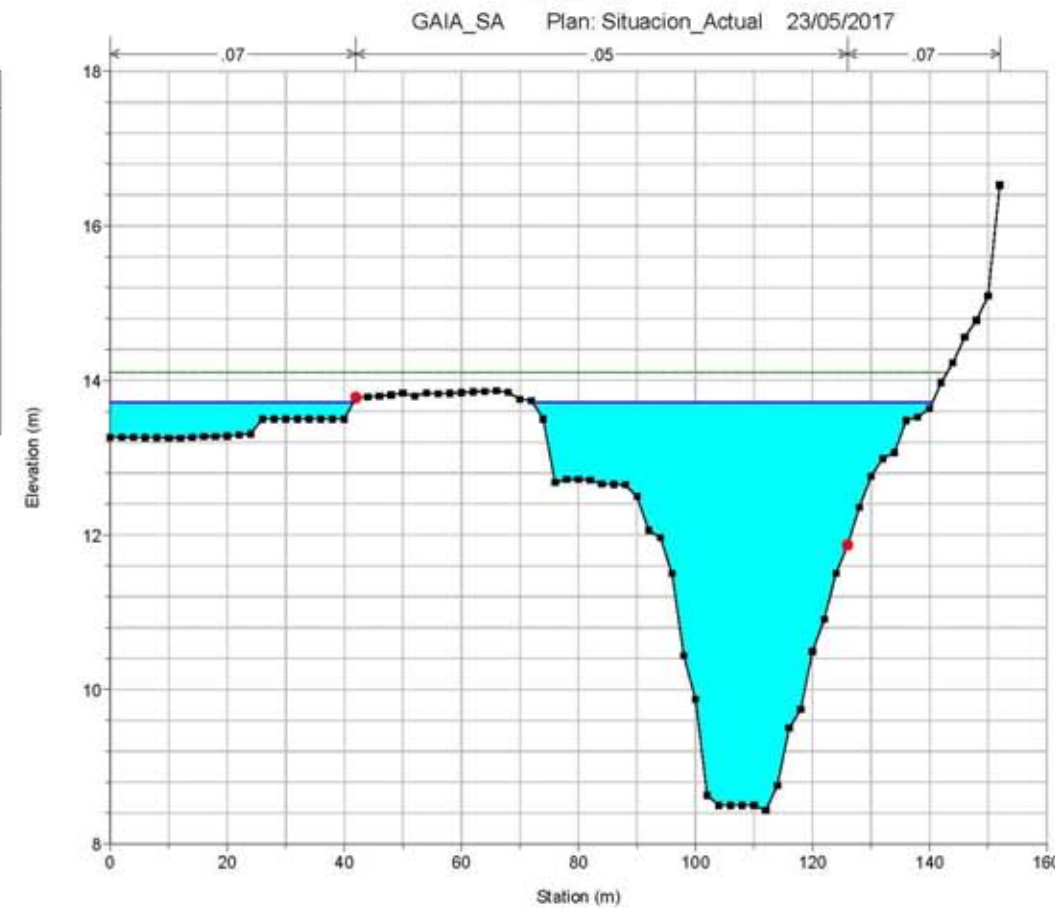
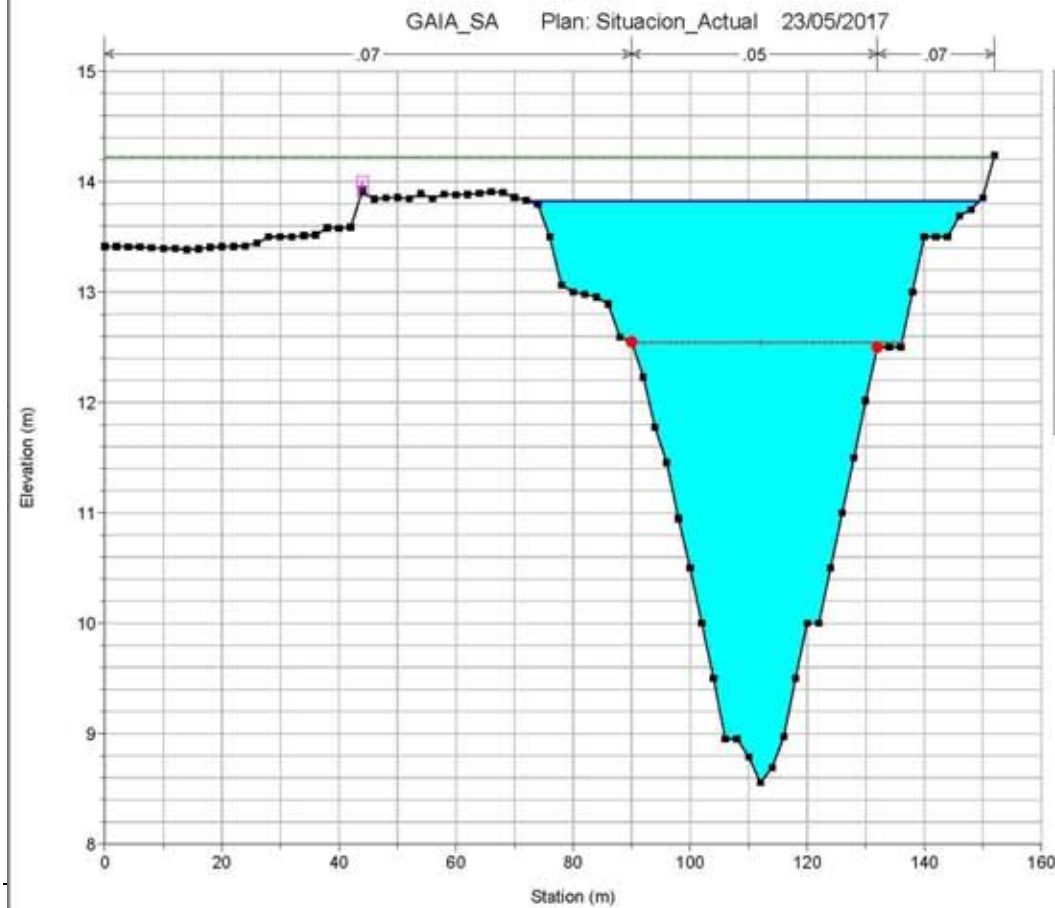
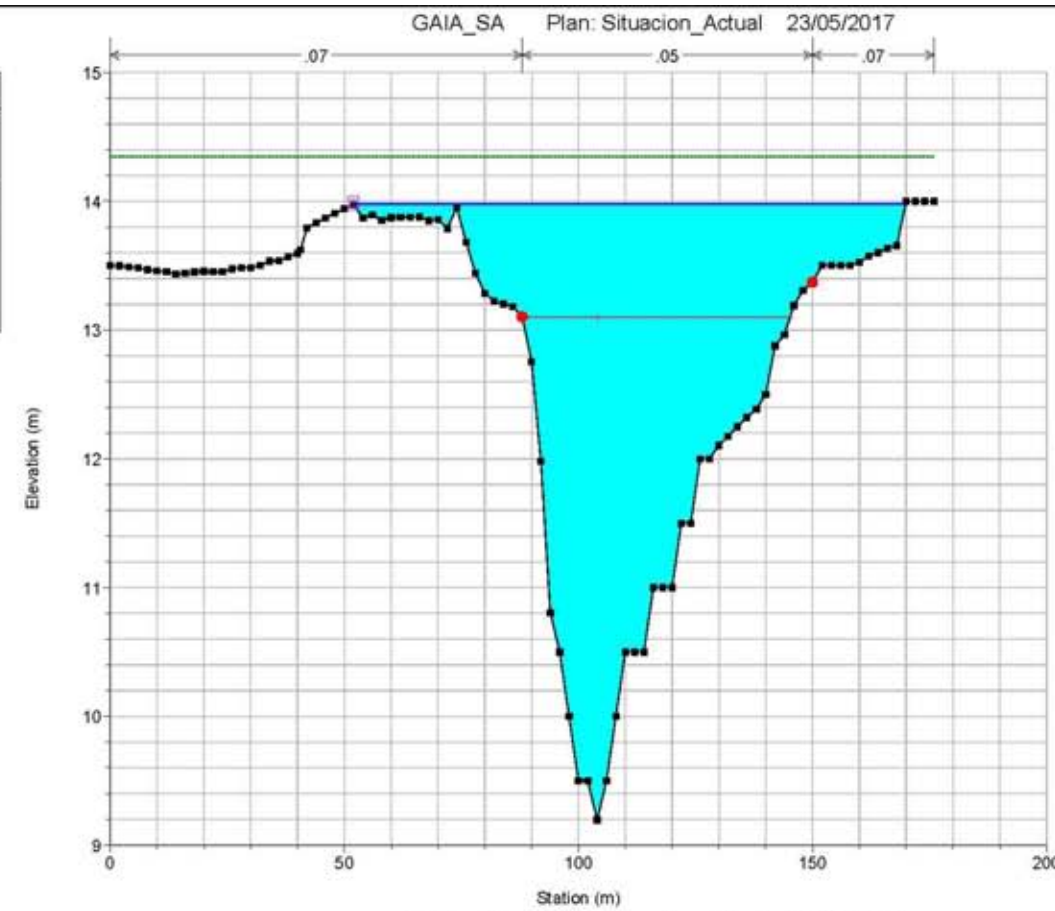
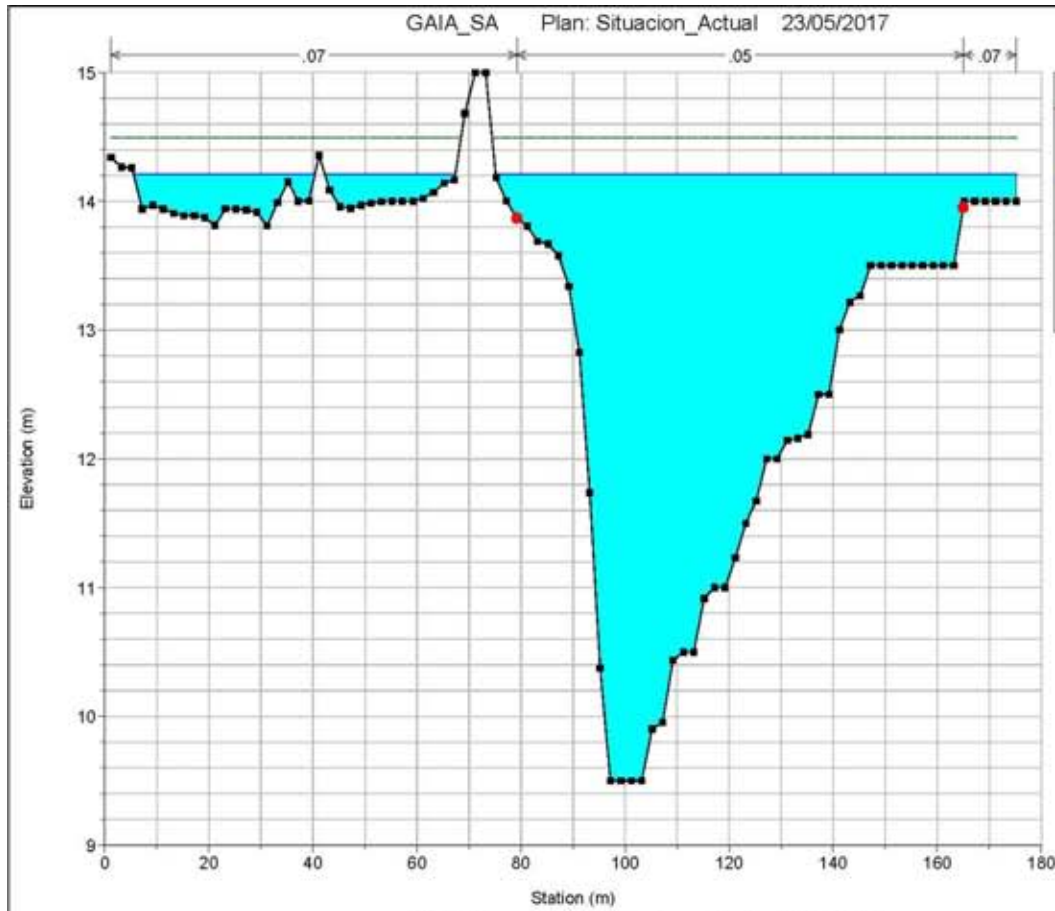


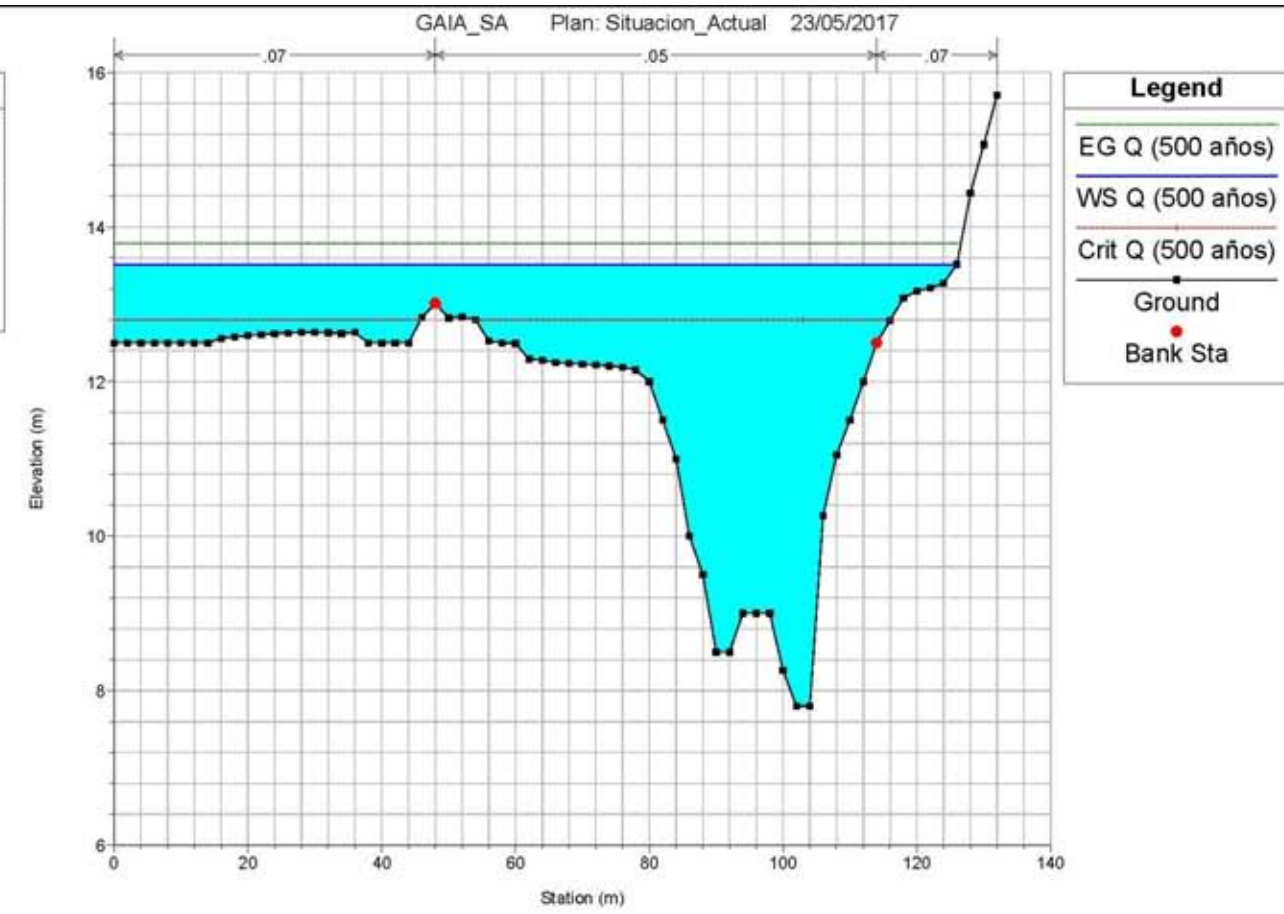
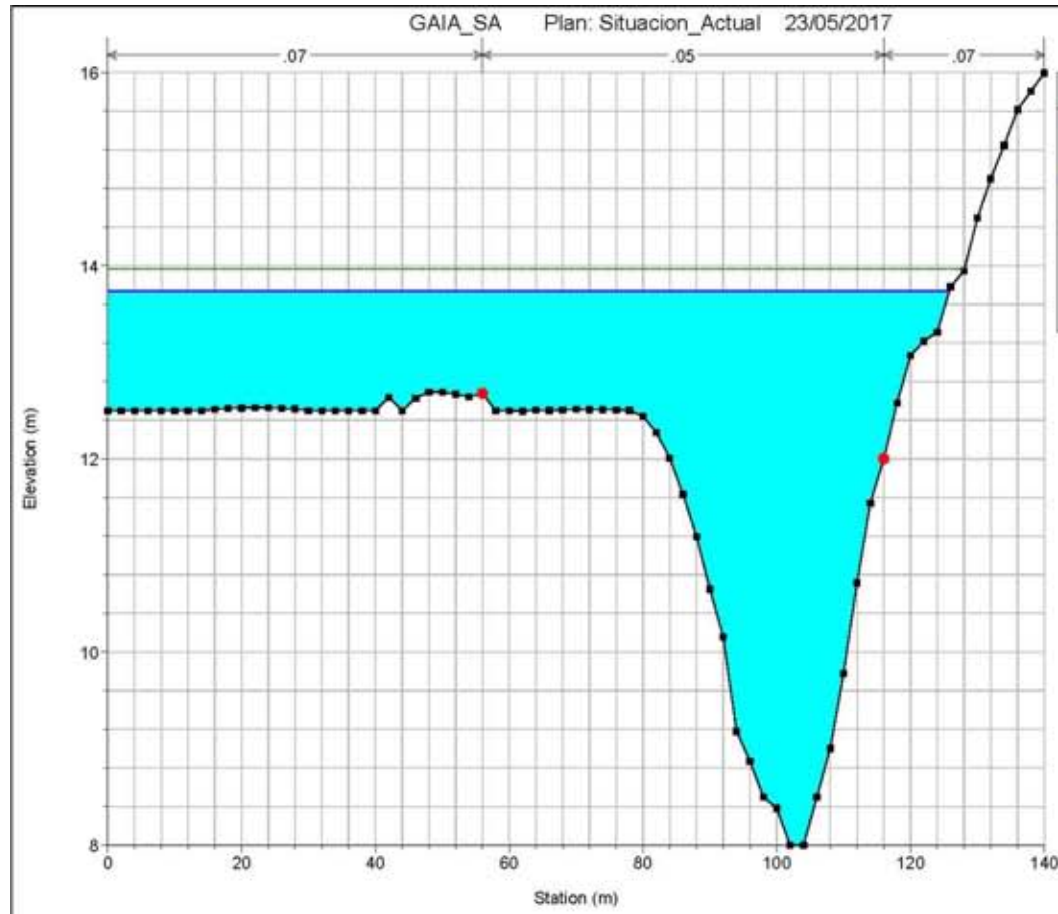




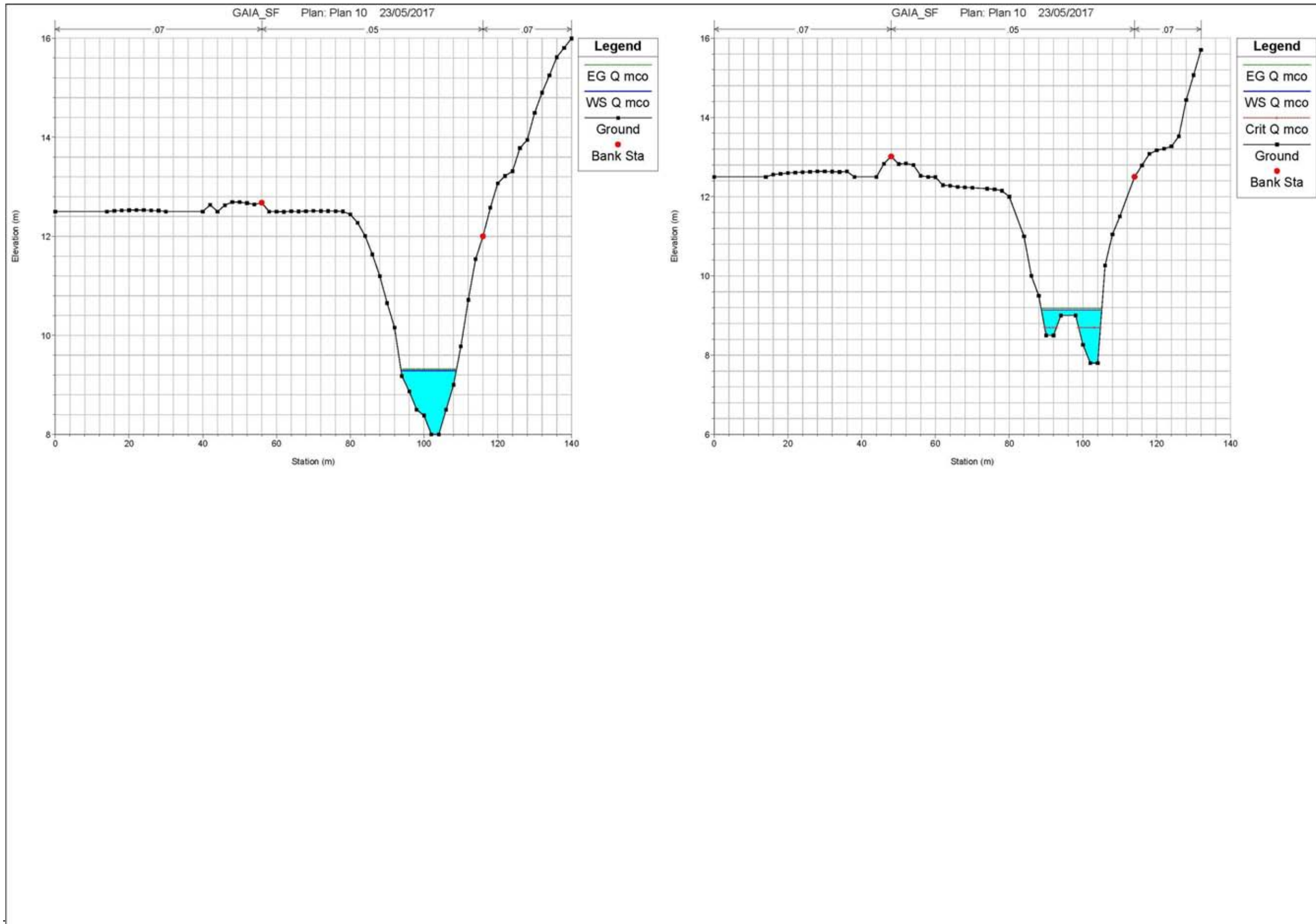


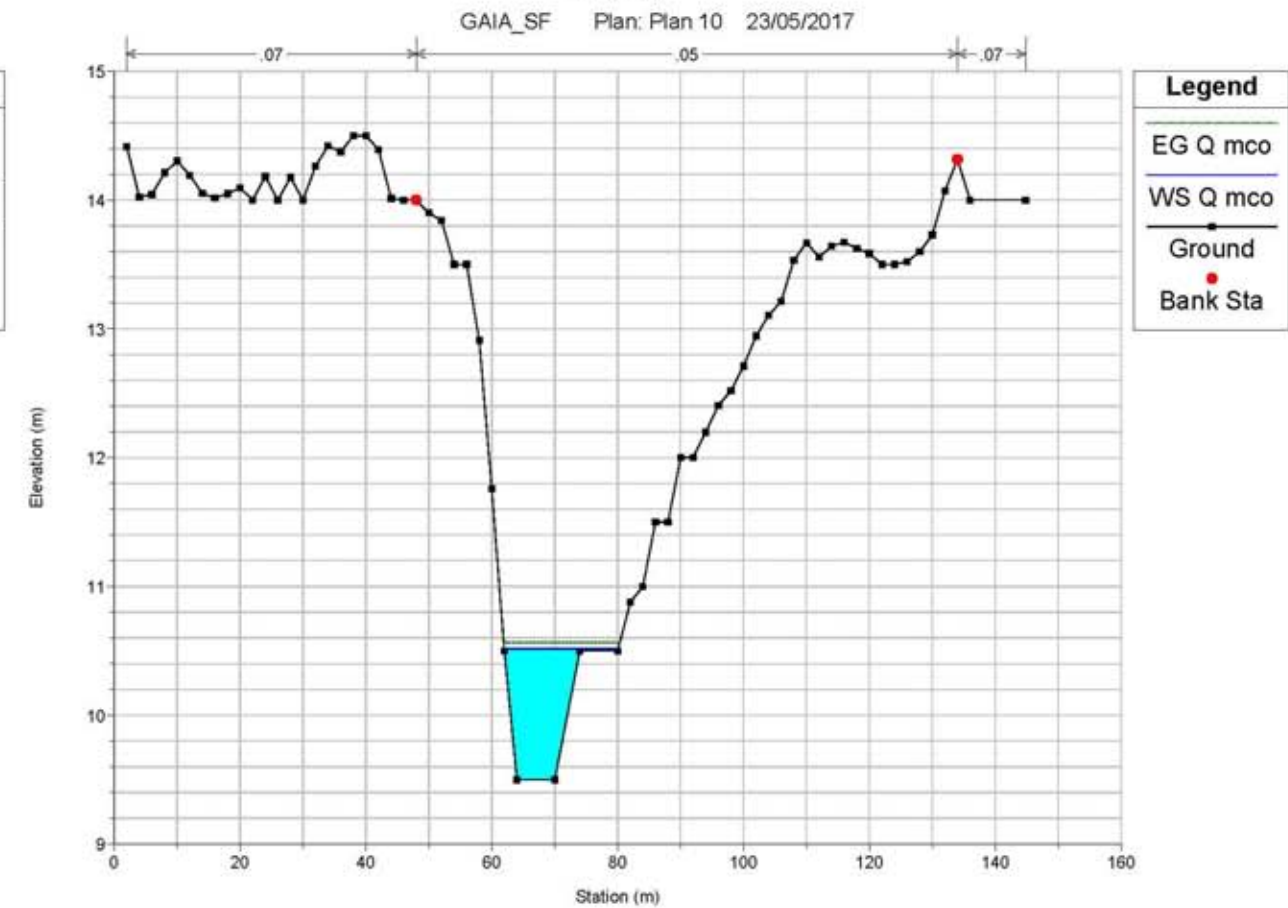
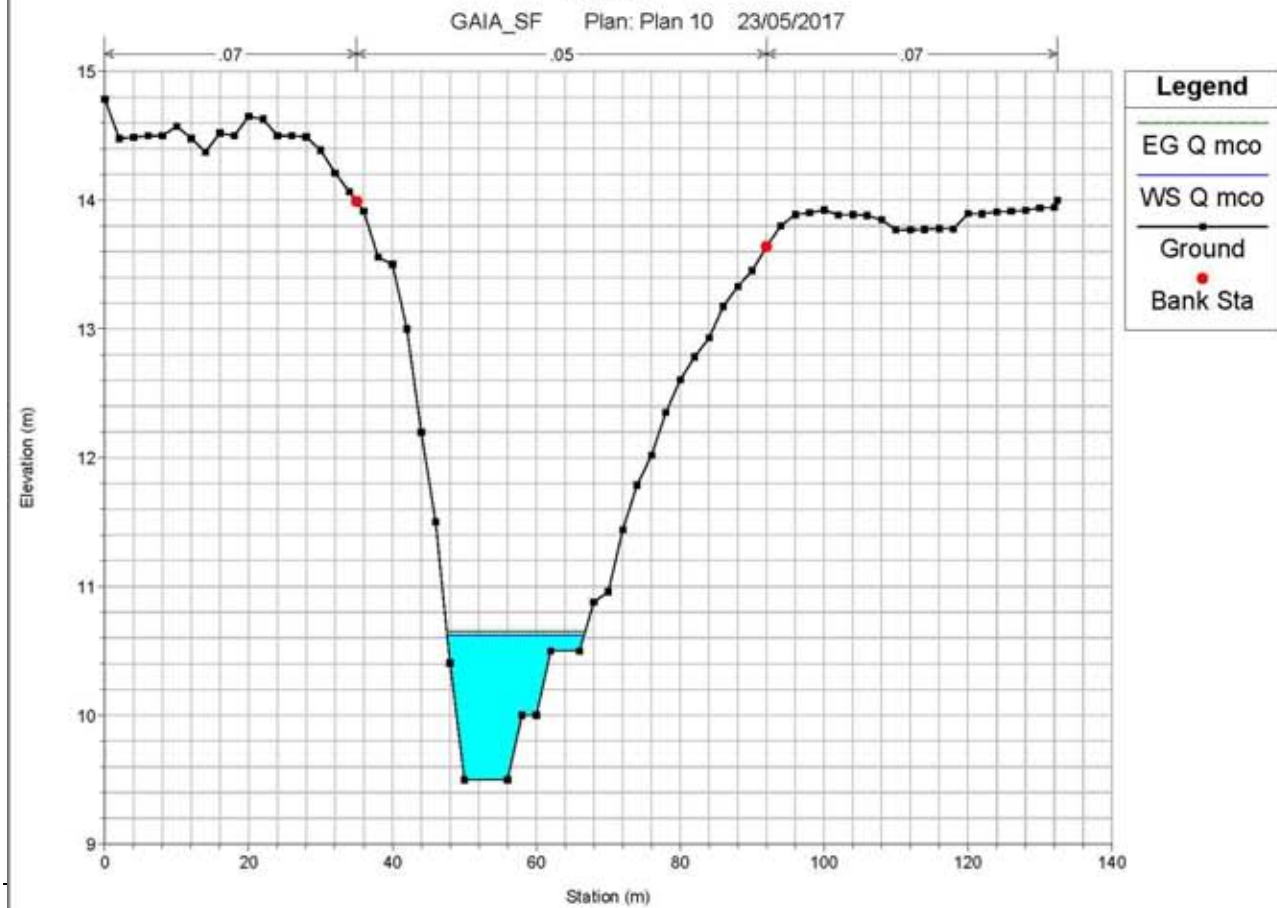
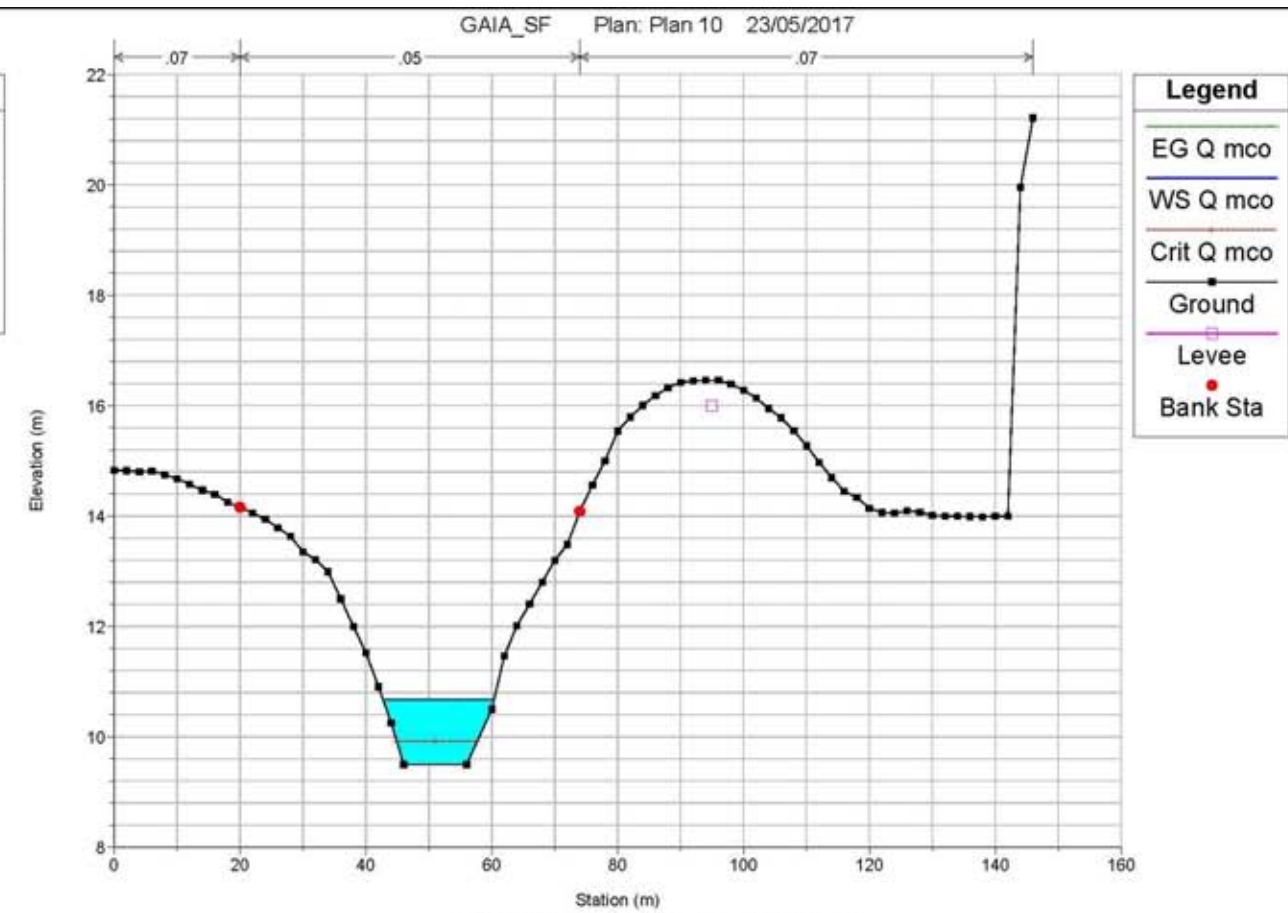
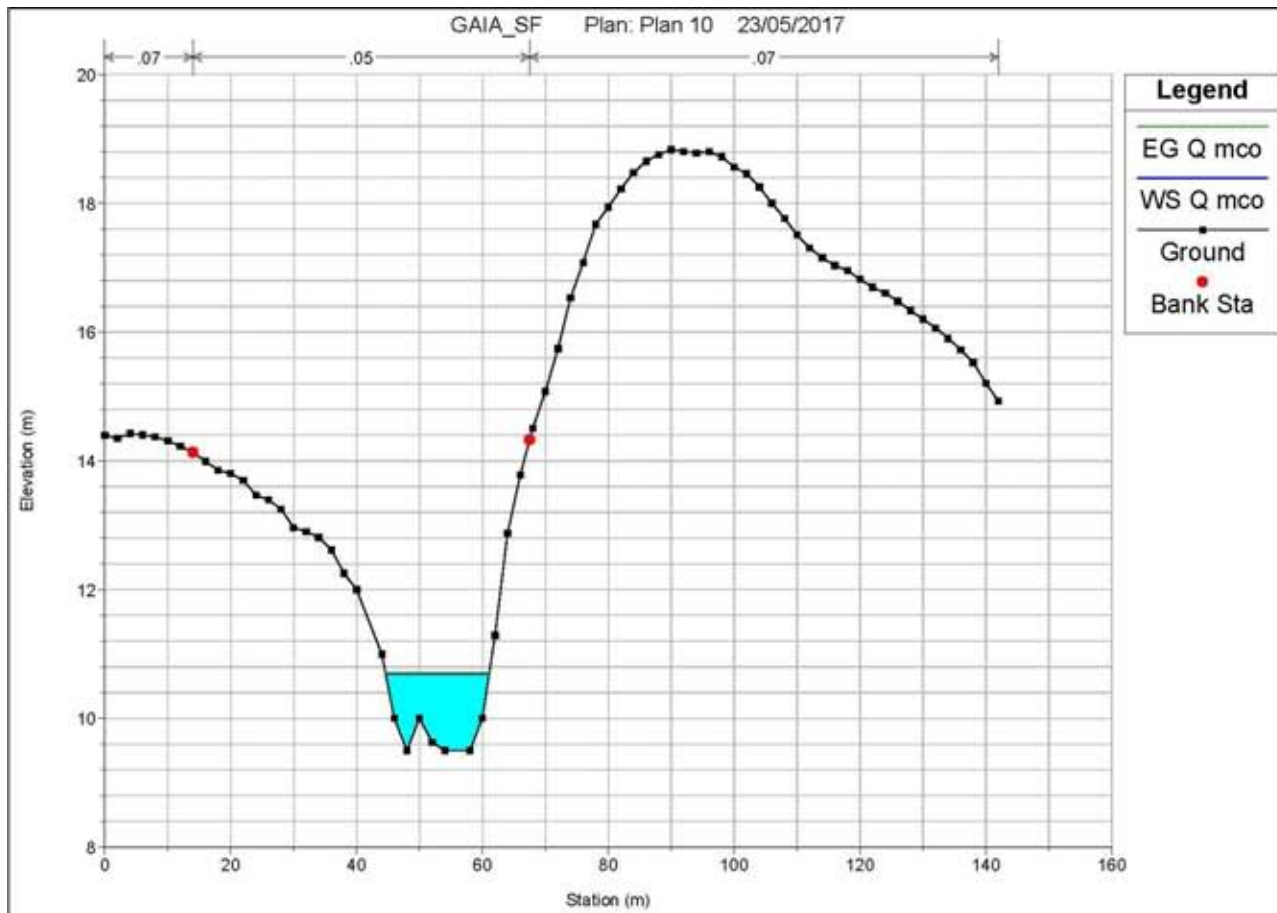


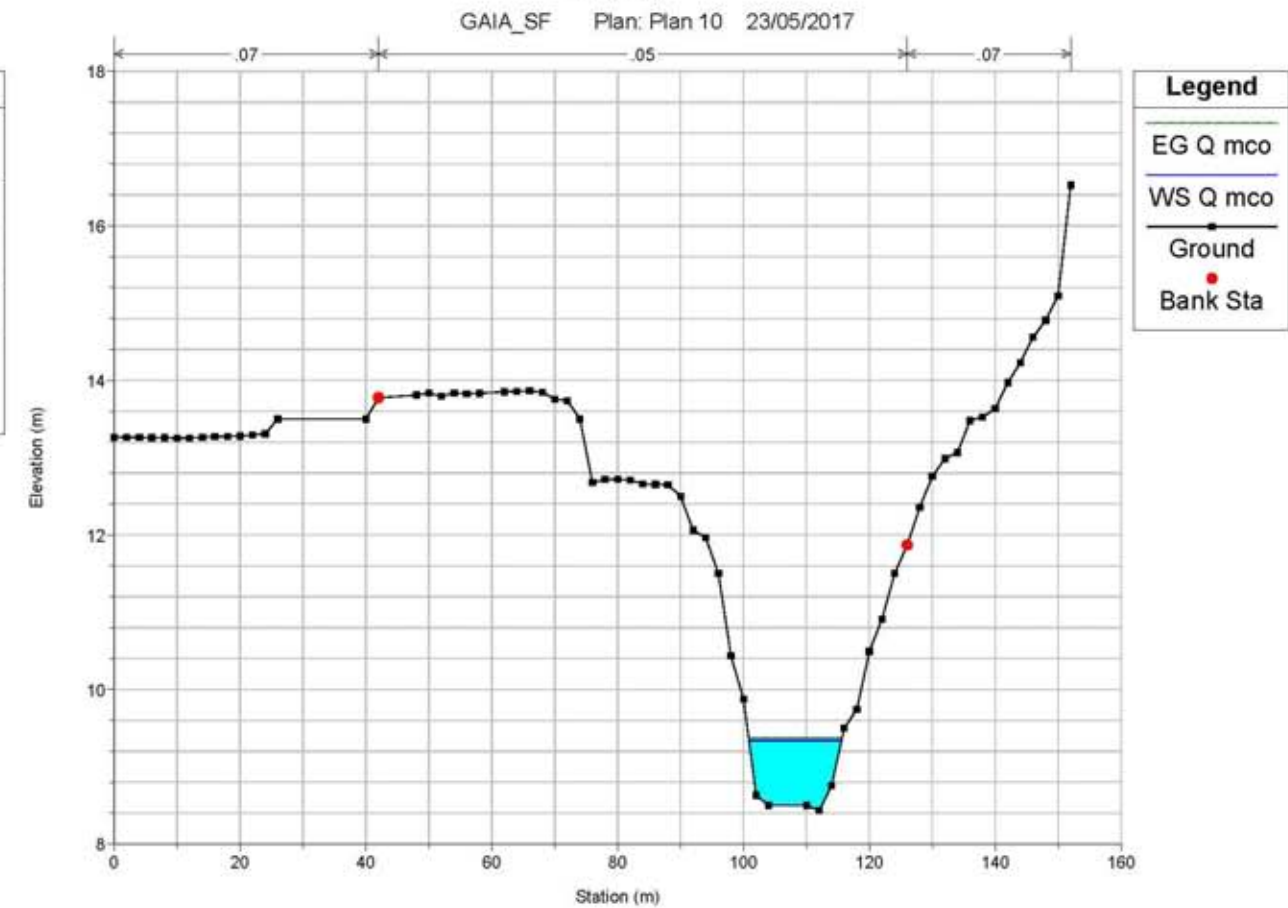
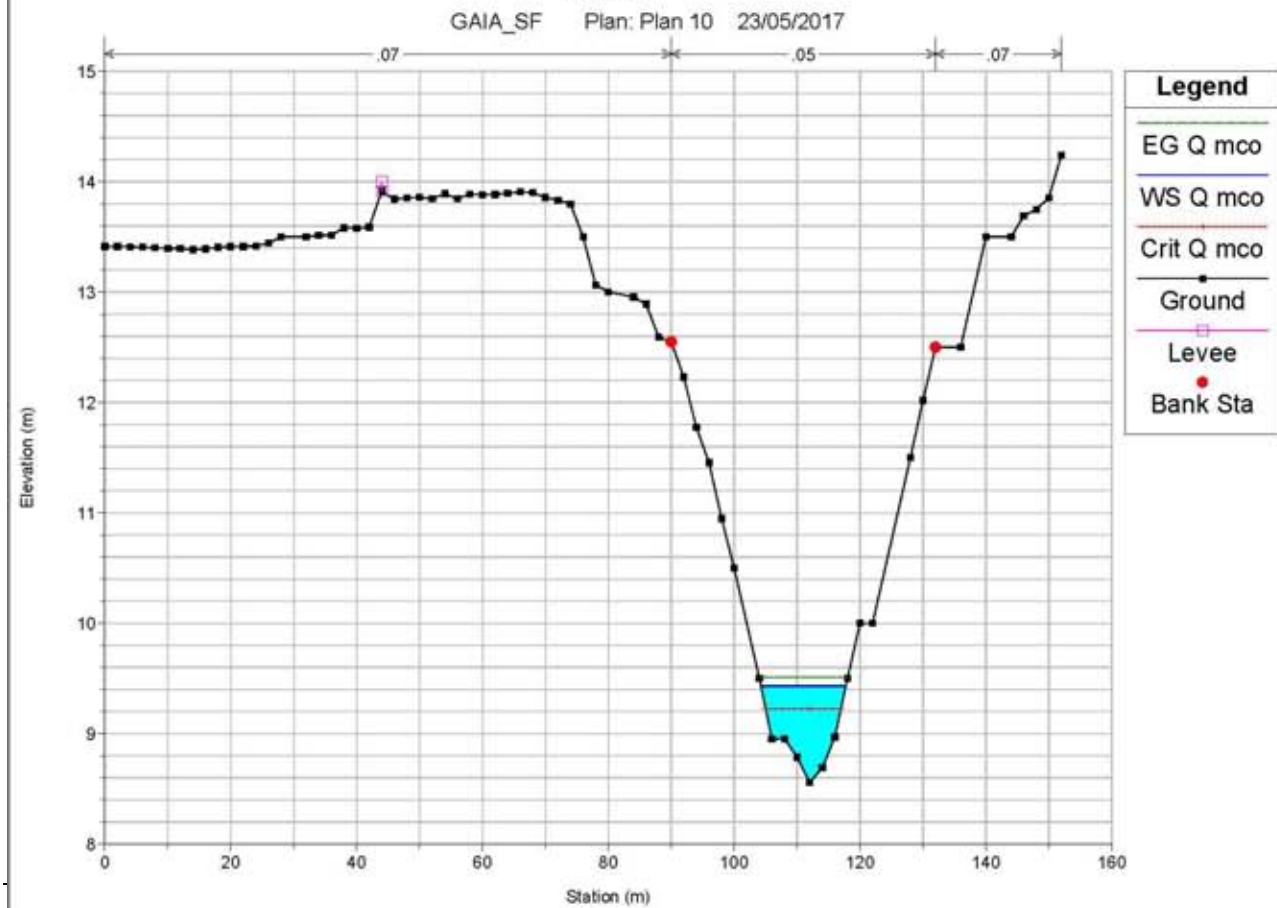
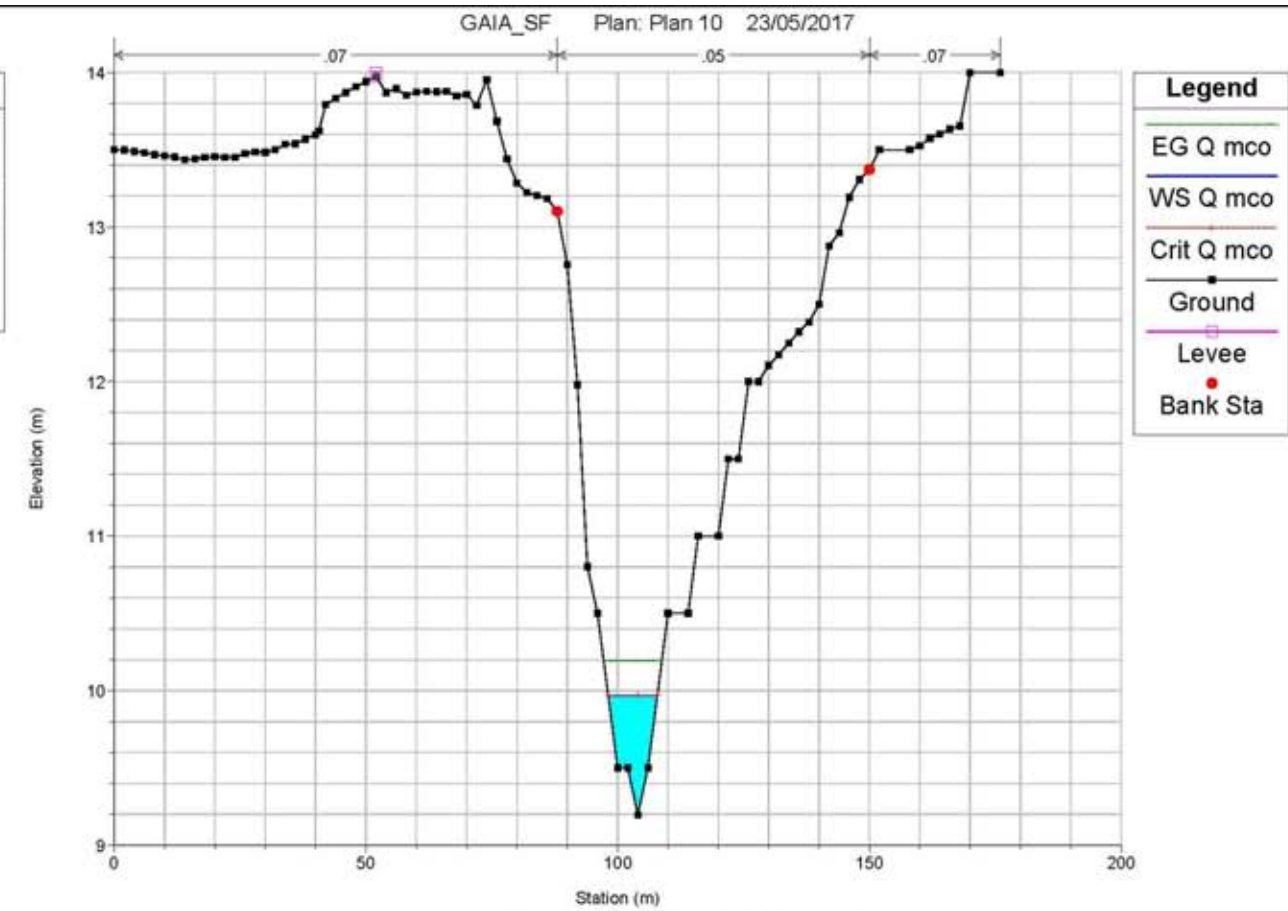
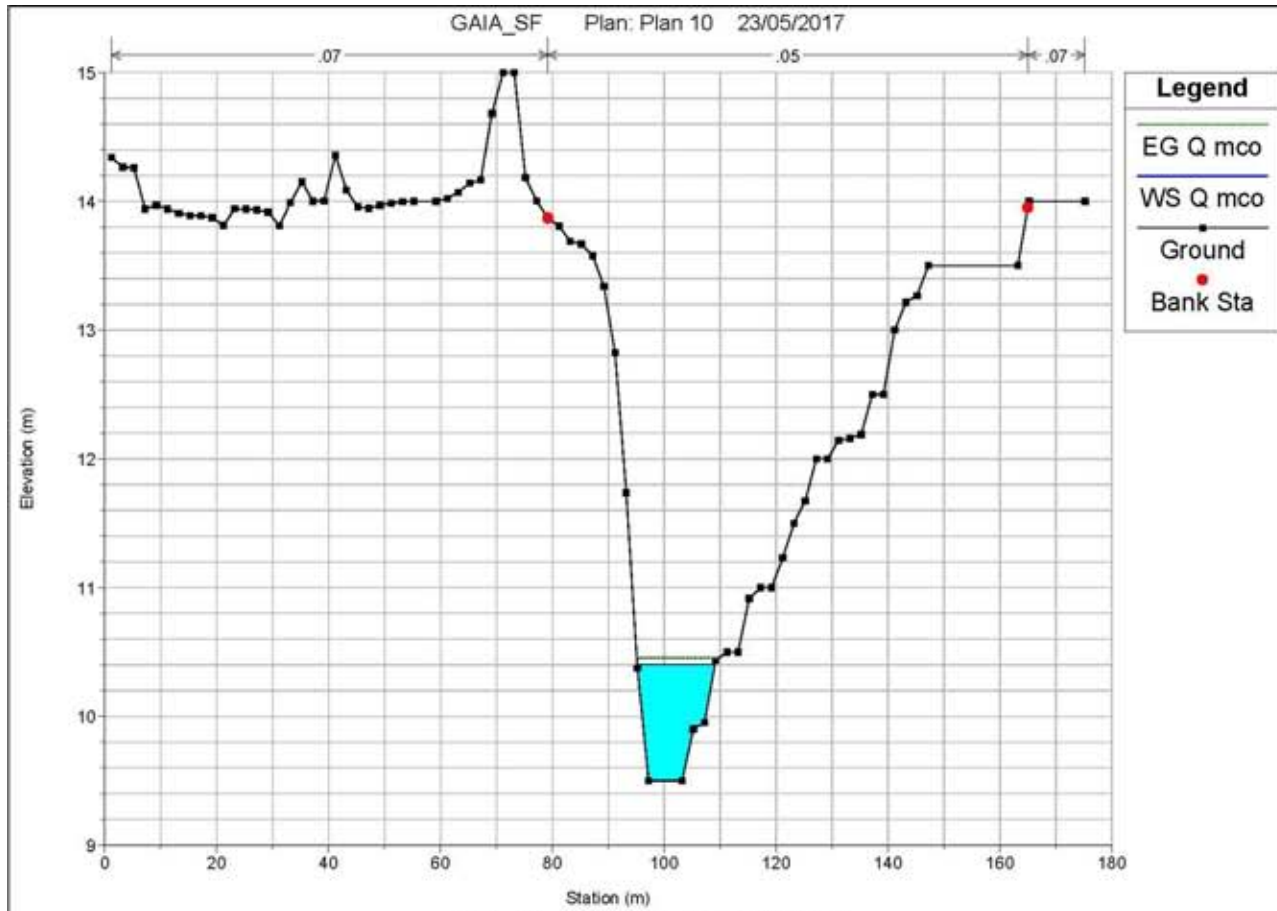


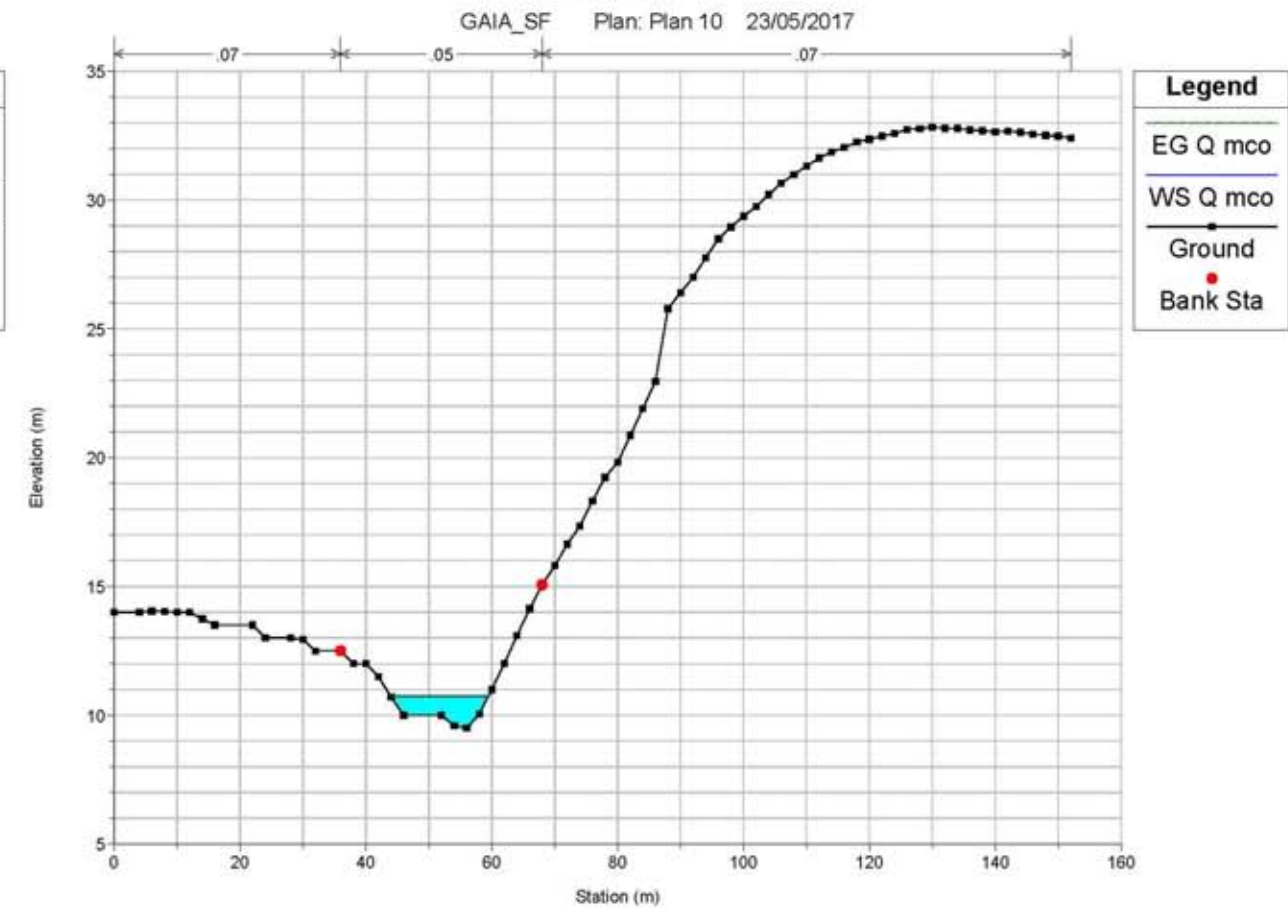
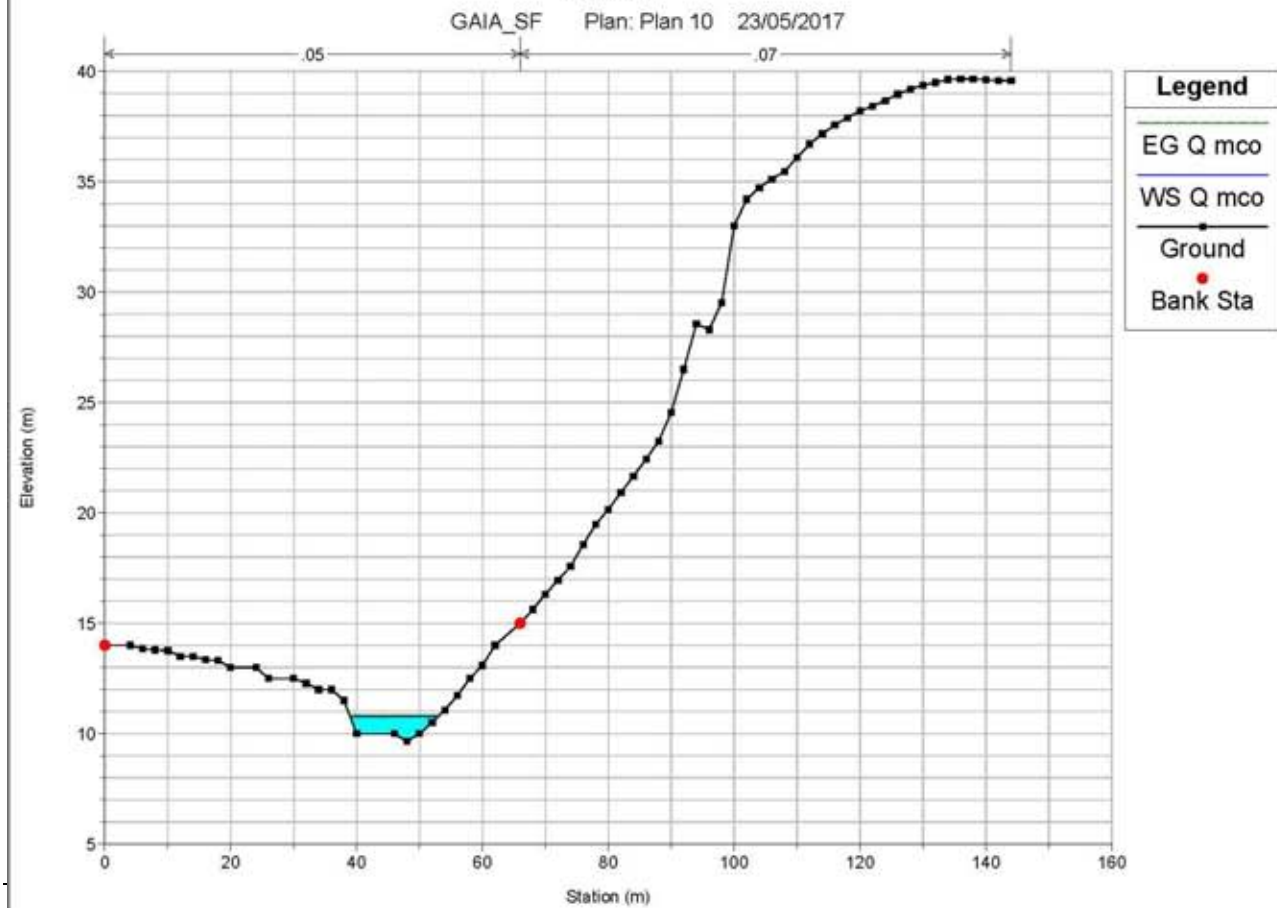
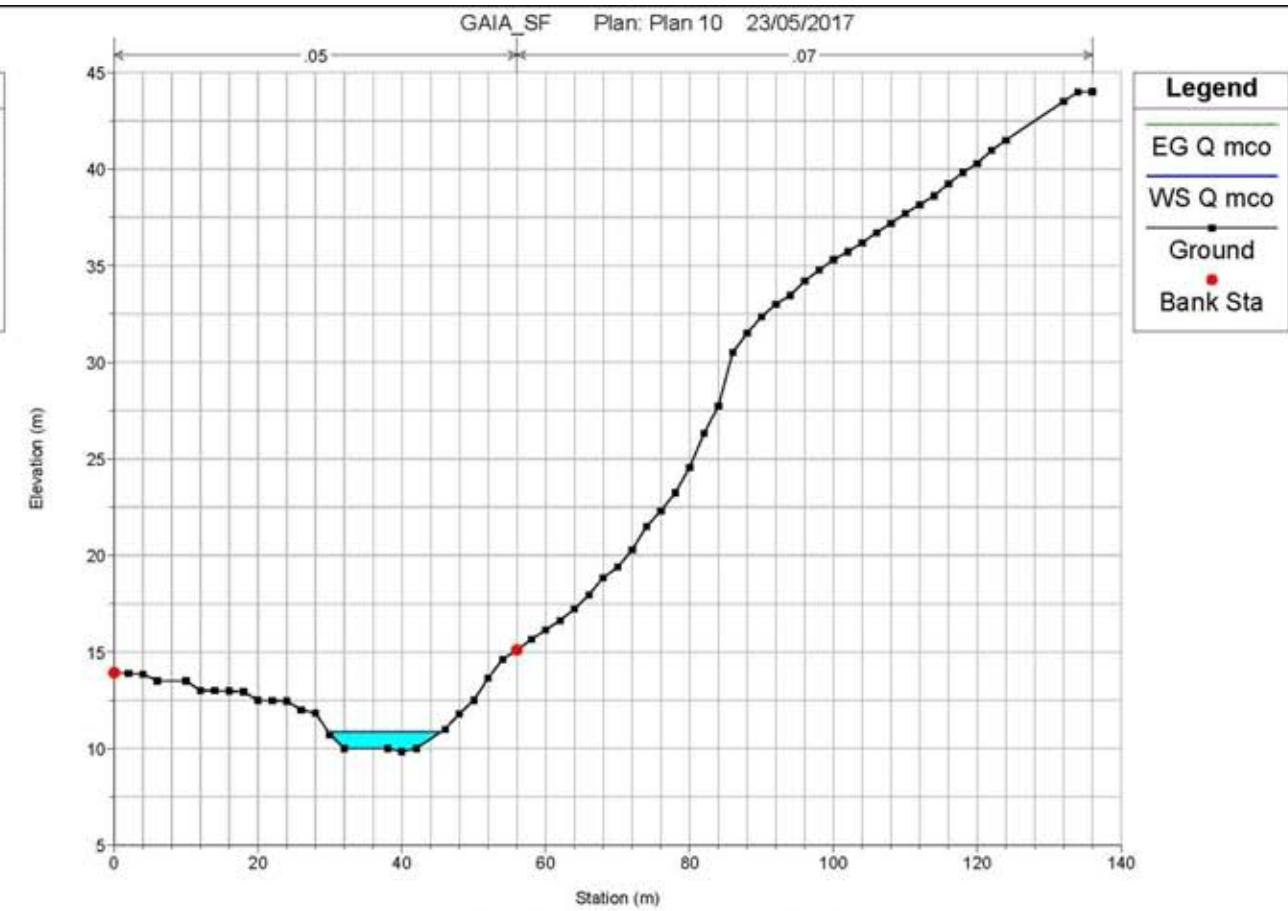
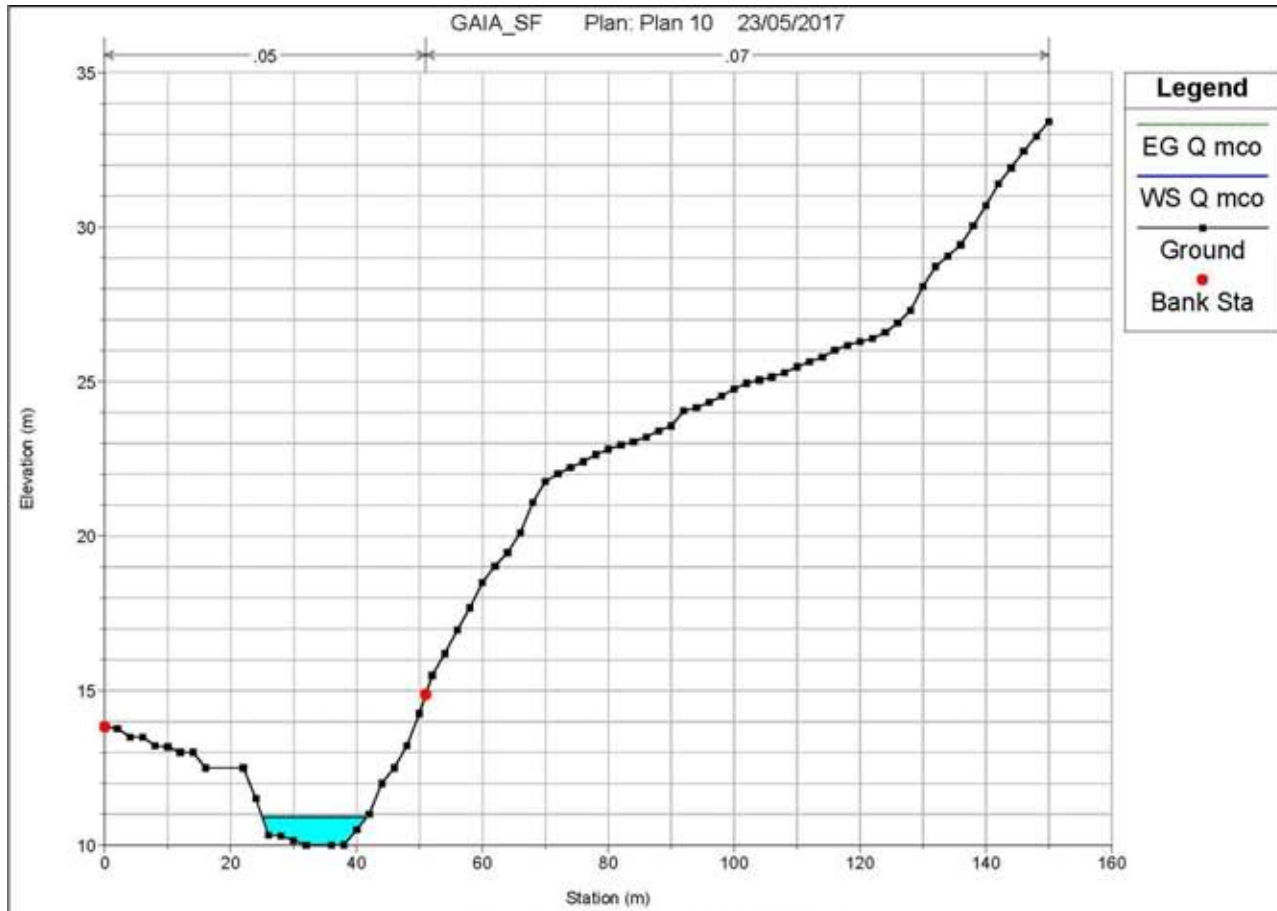


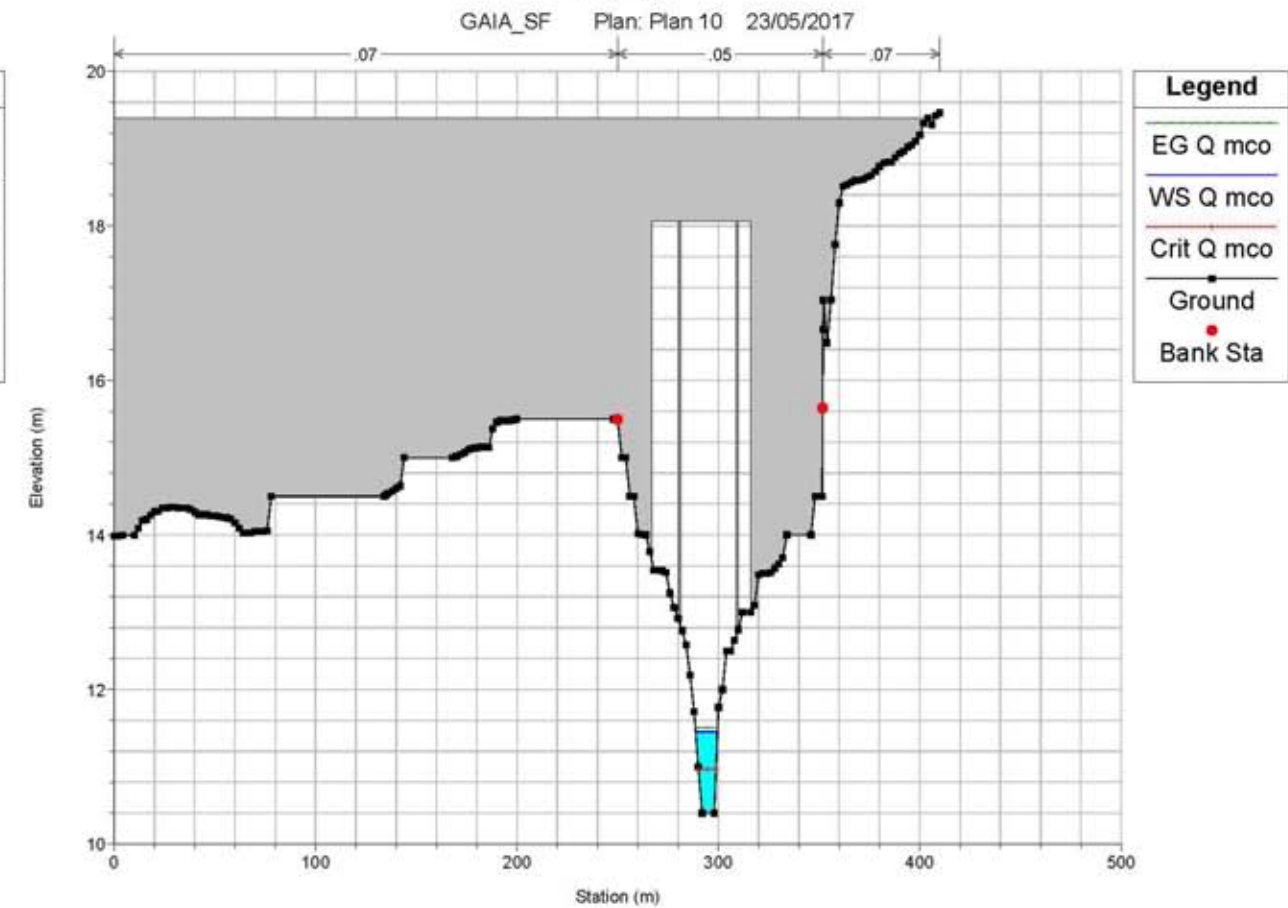
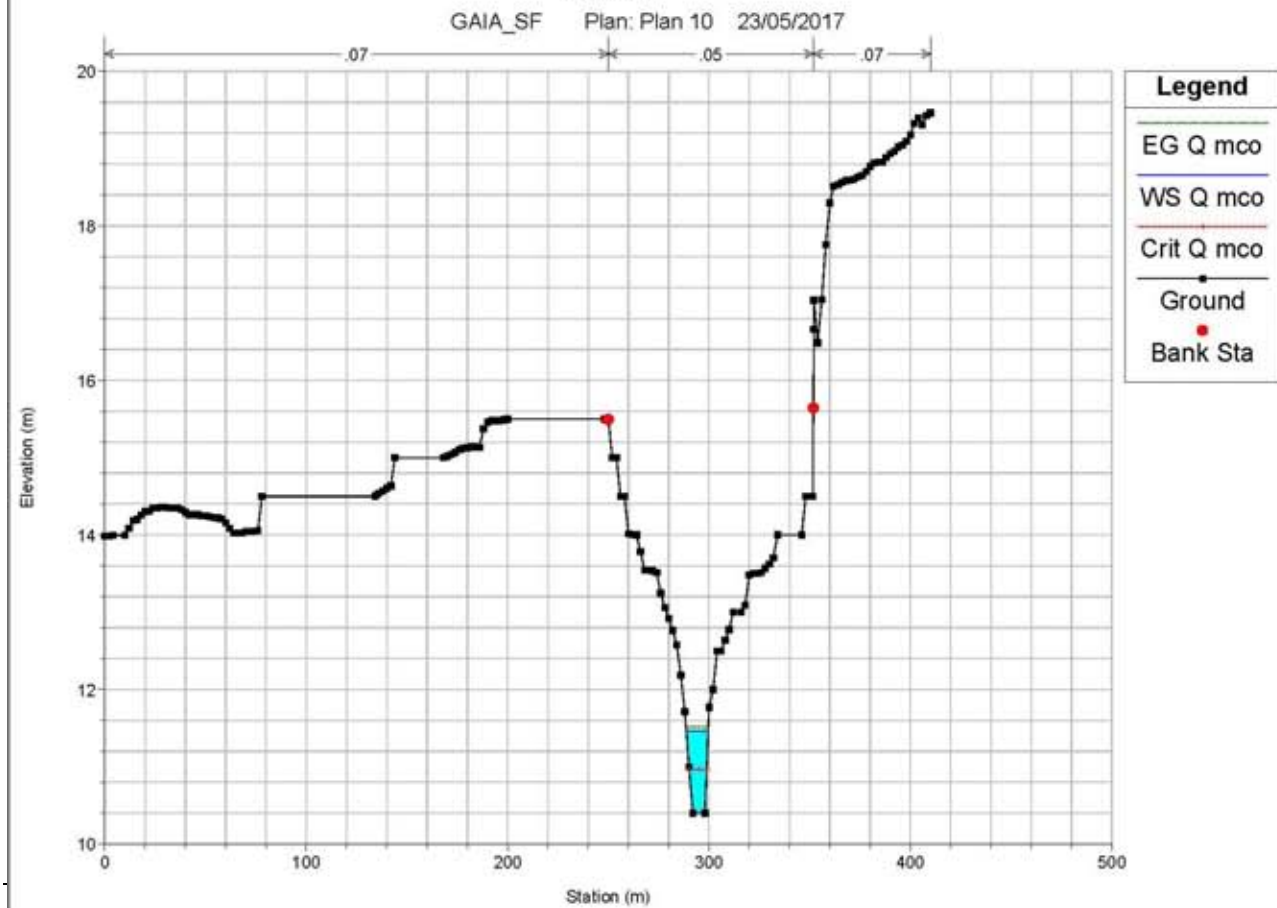
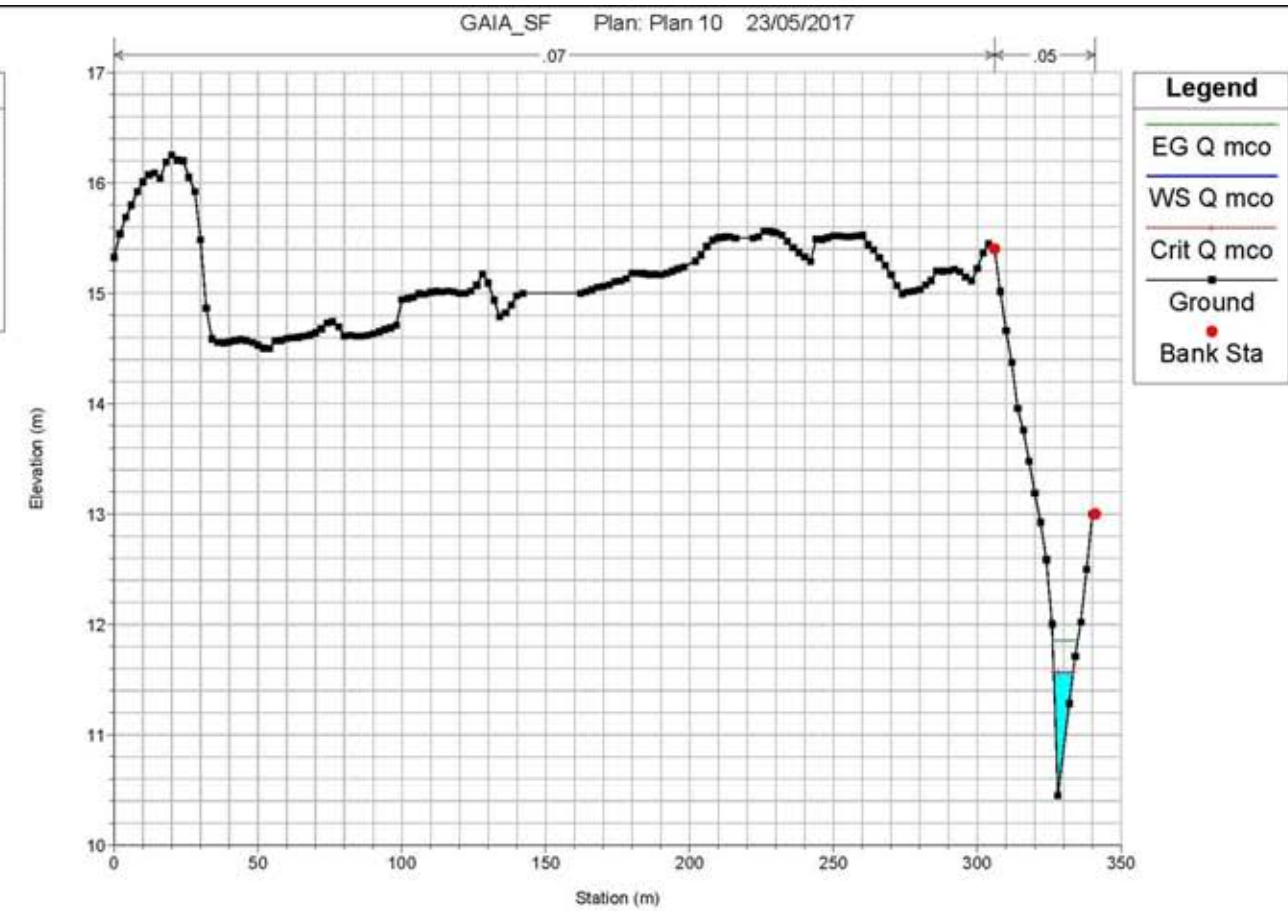
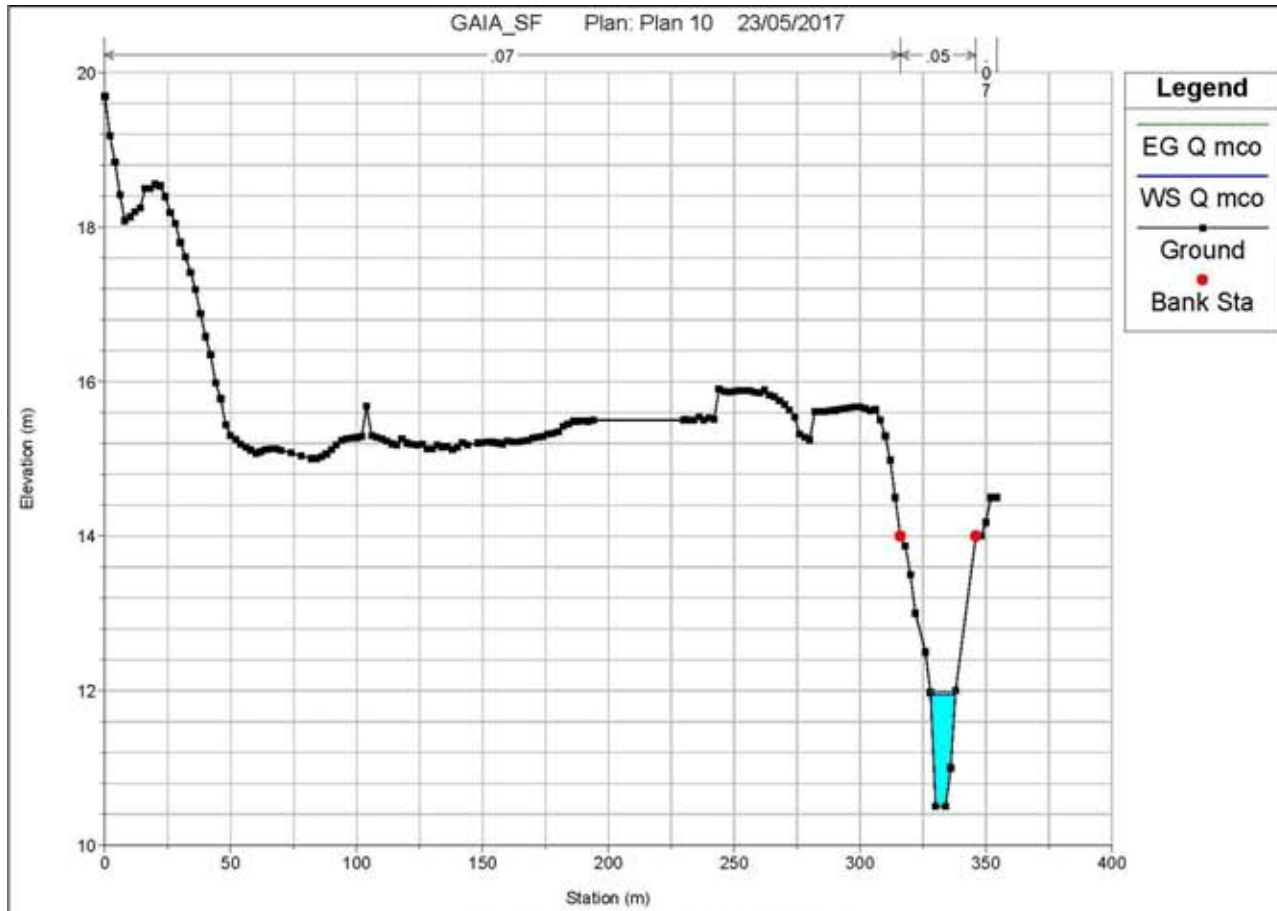
APÉNDICE Nº 9. PERFILES TRANSVERSALES: RIERA DEL GAIÀ. SITUACIÓN FUTURA. MÁXIMA CRECIDA ORDINARIA

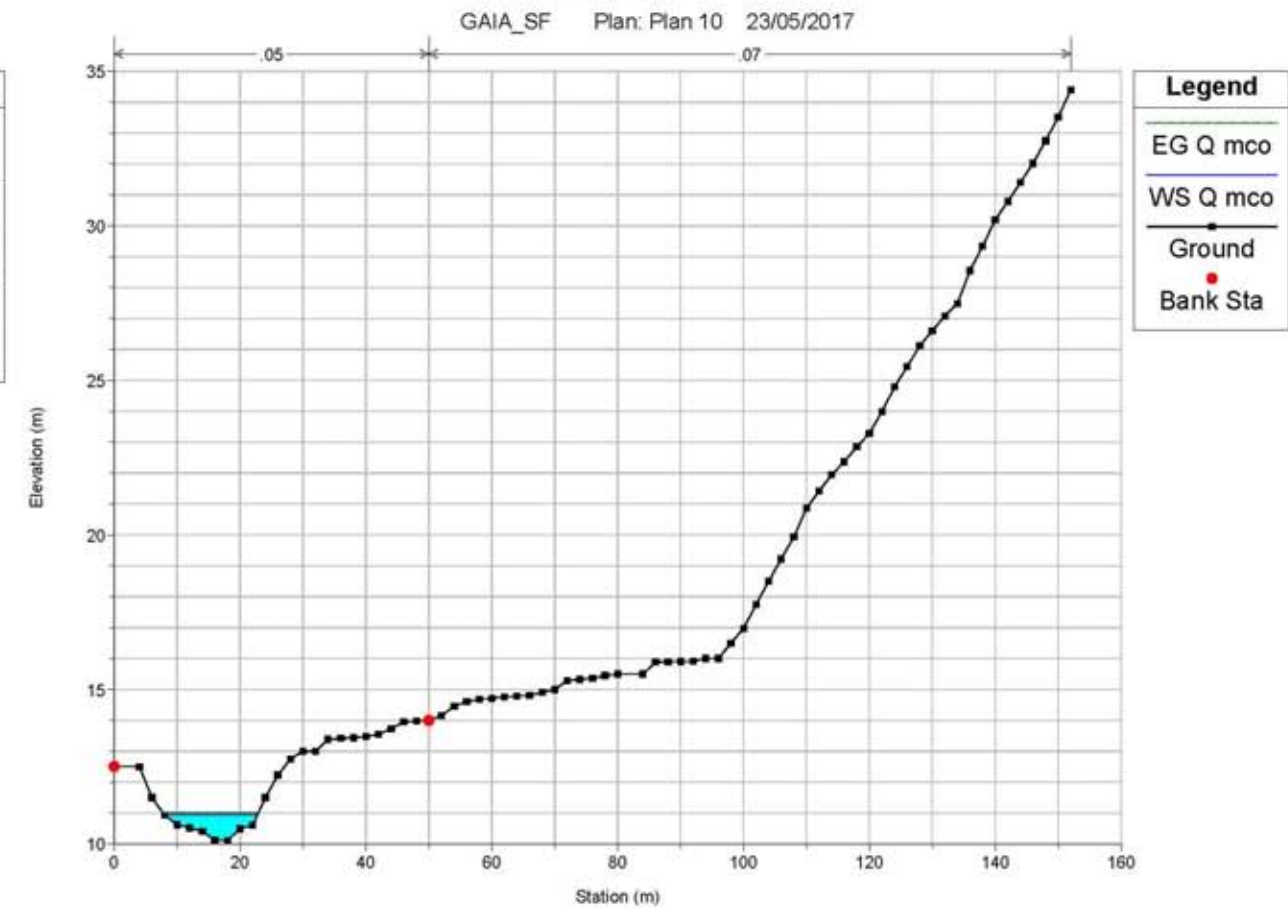
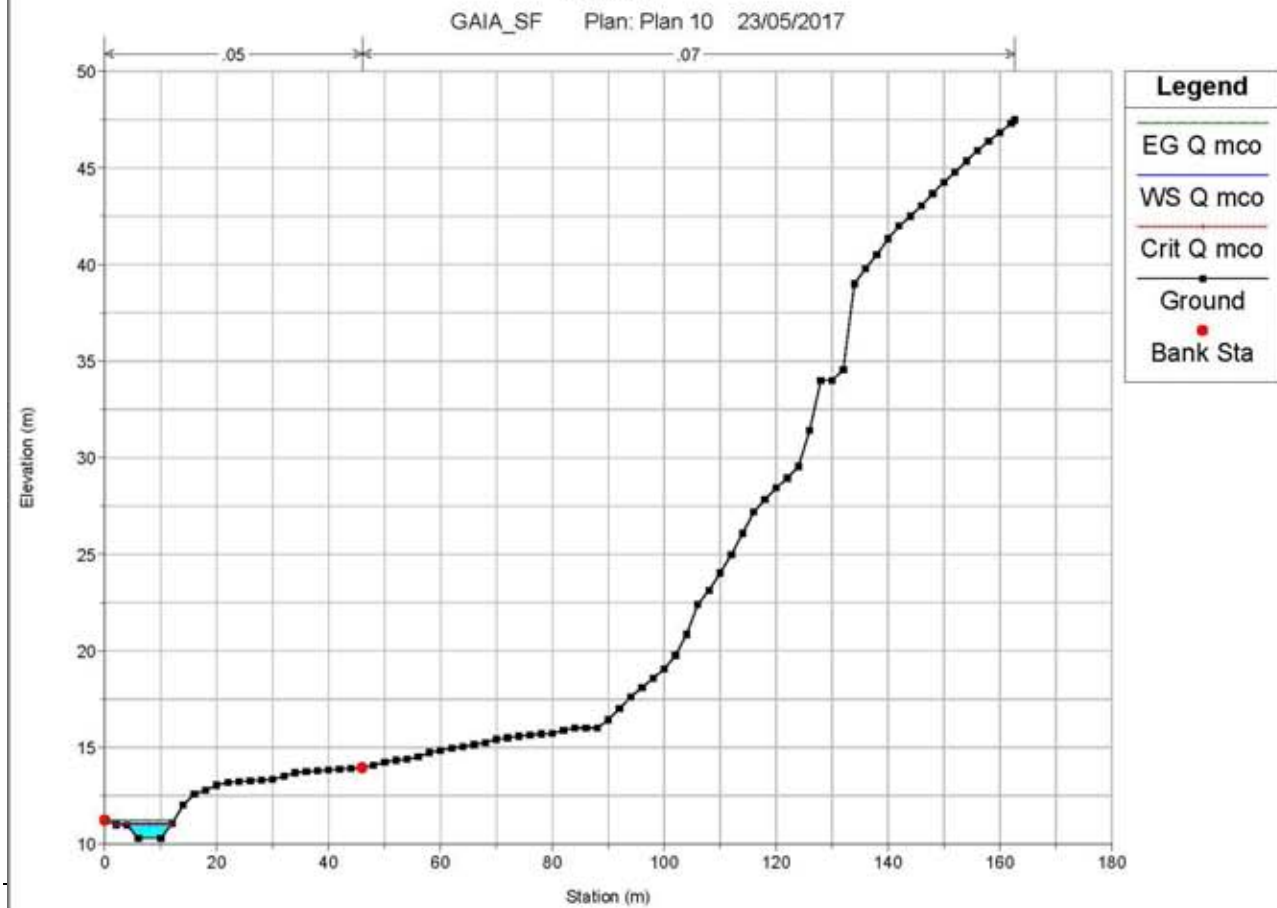
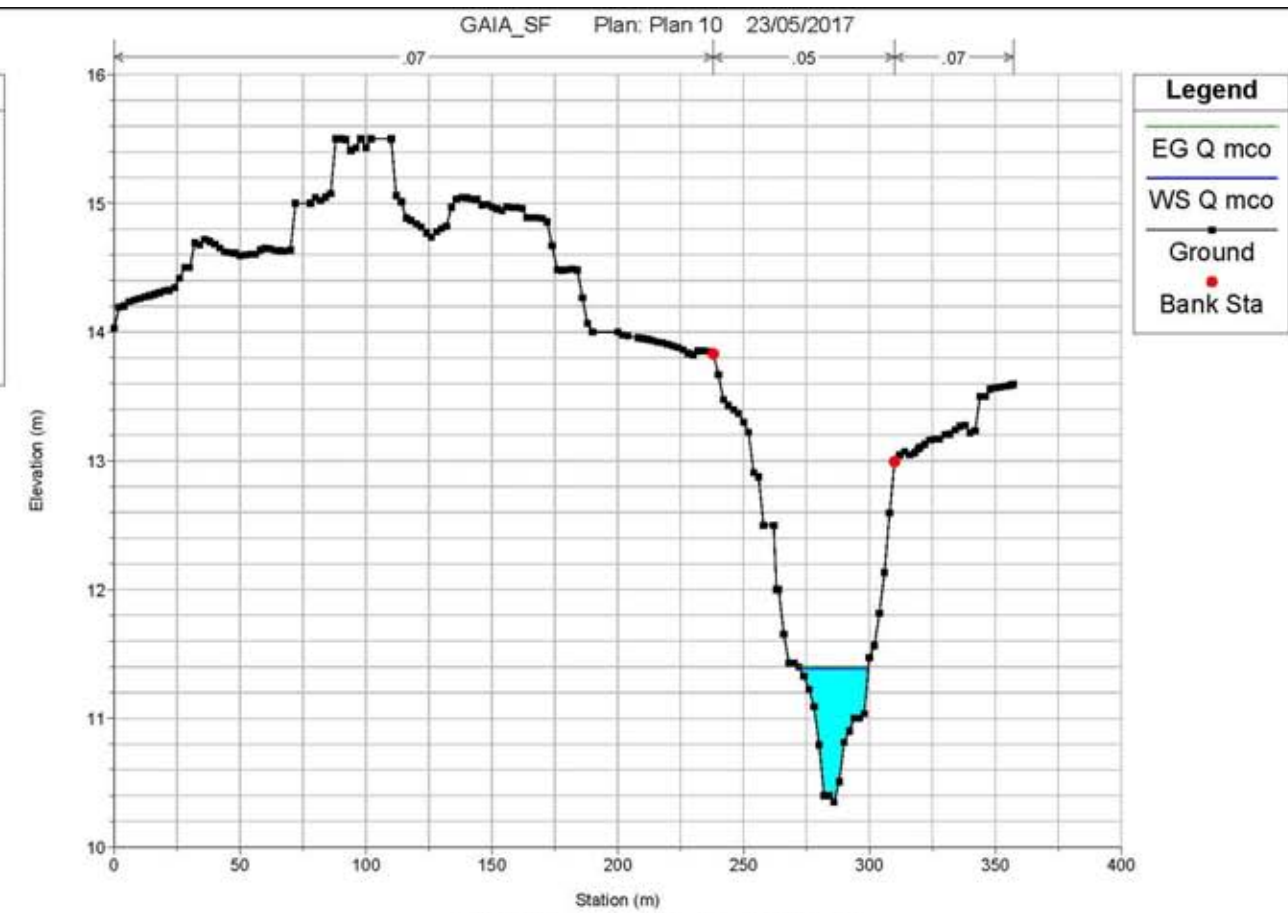
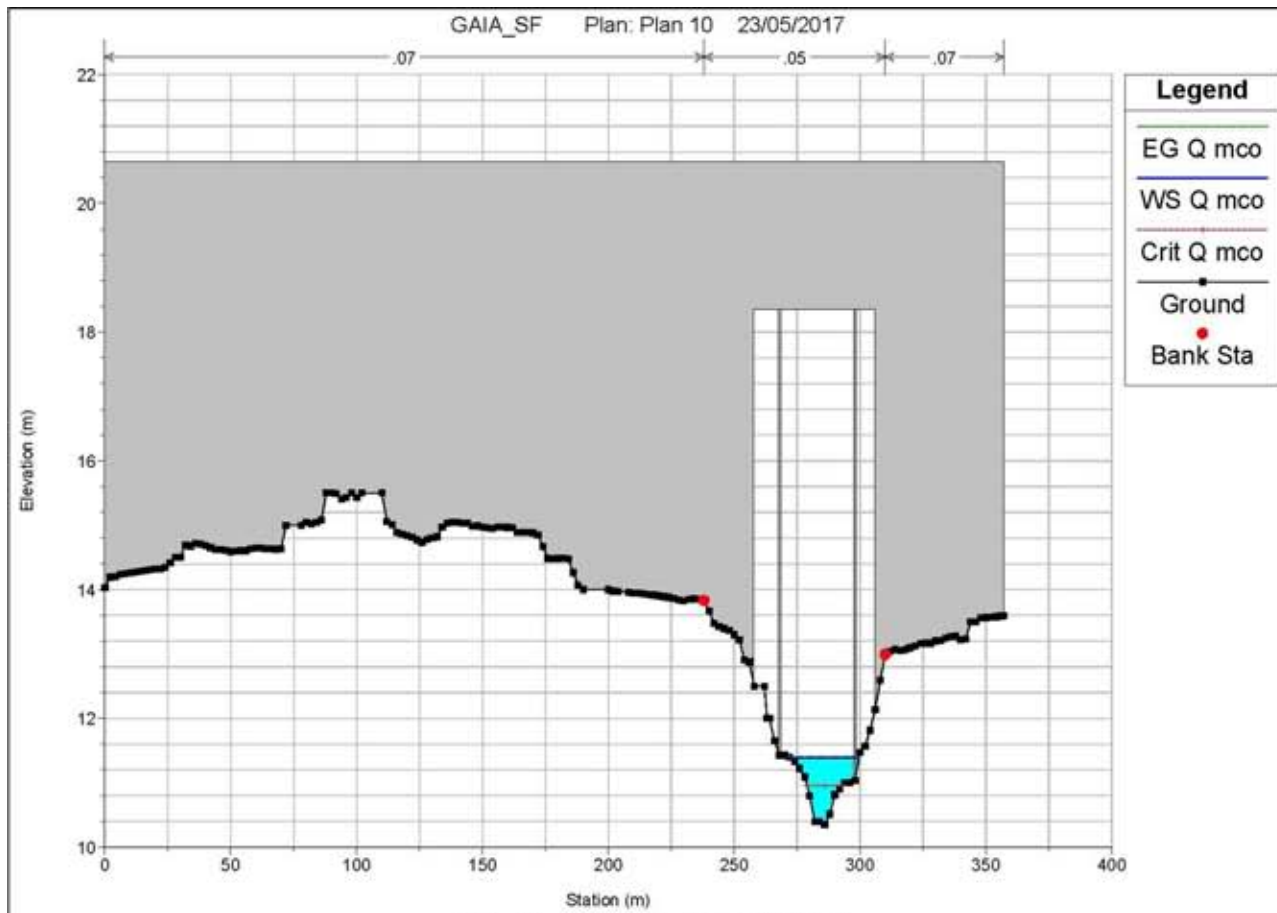


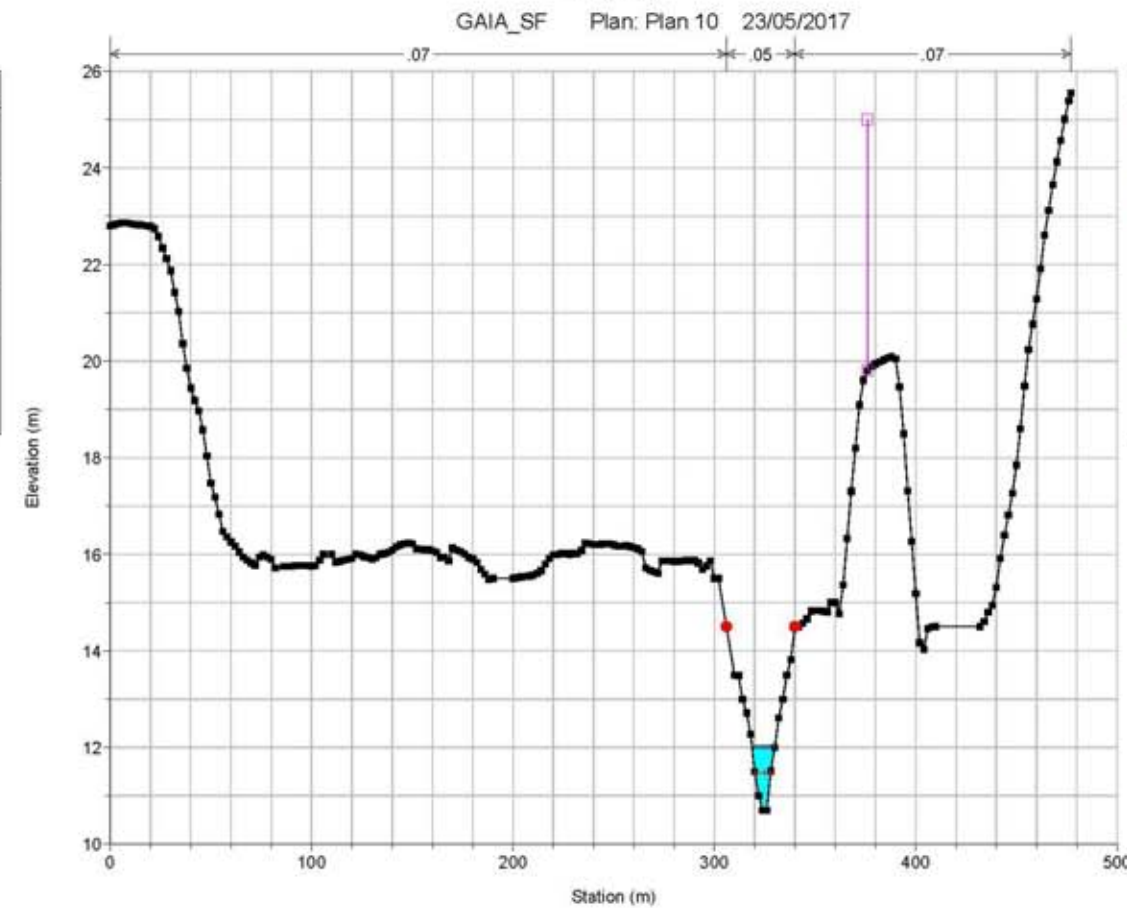
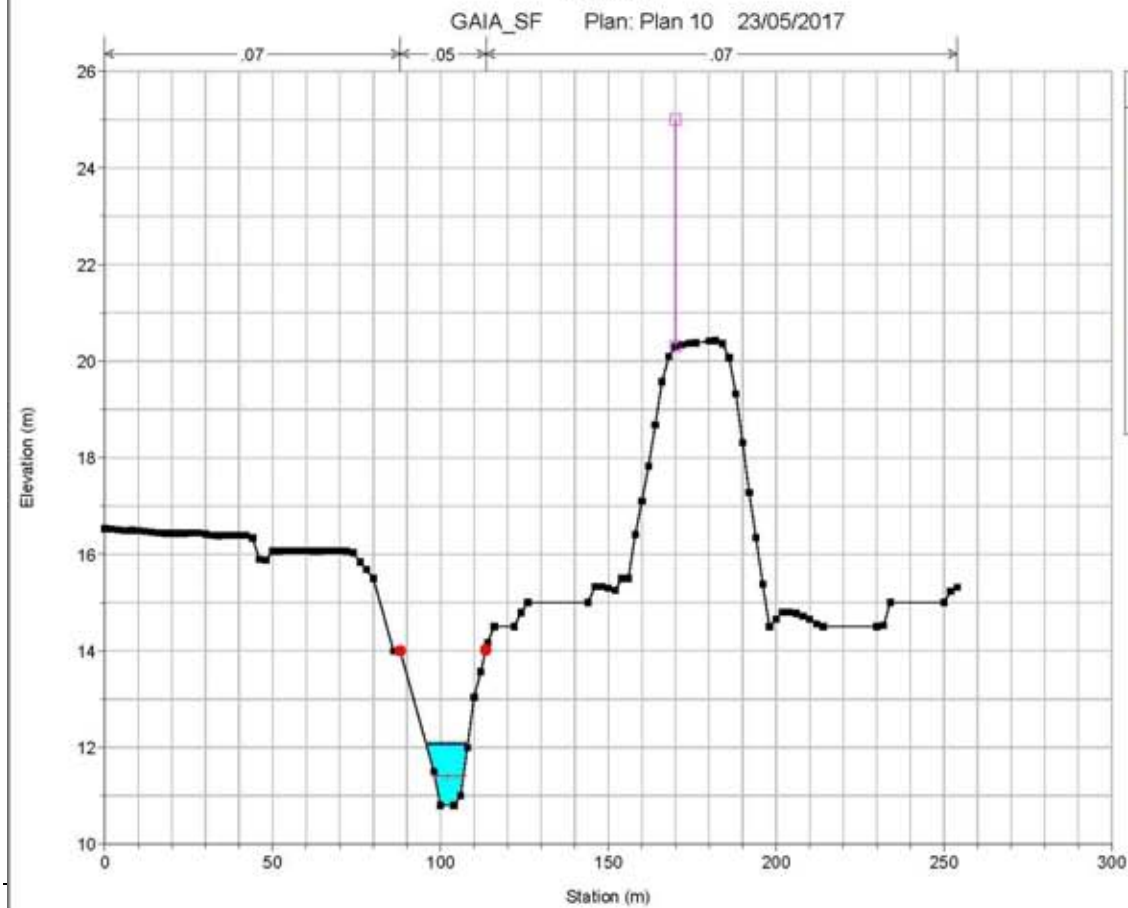
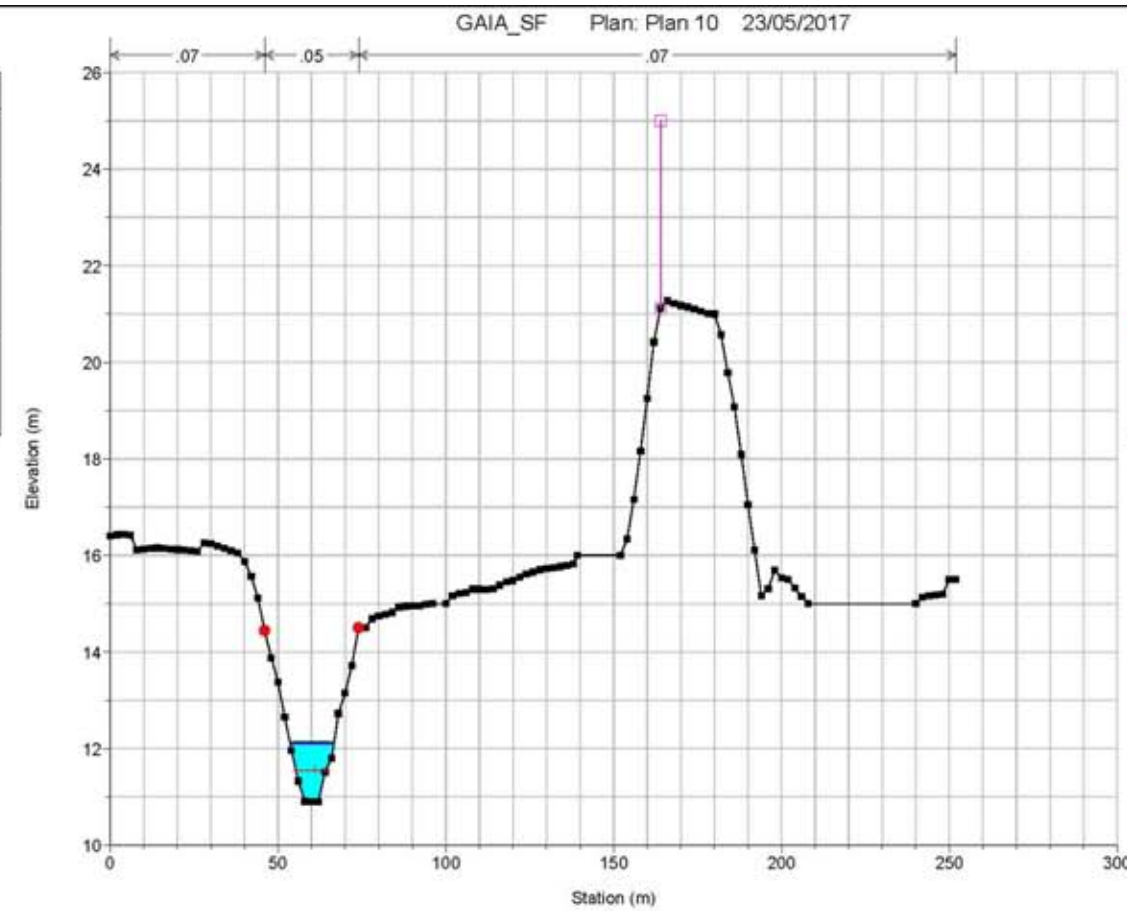
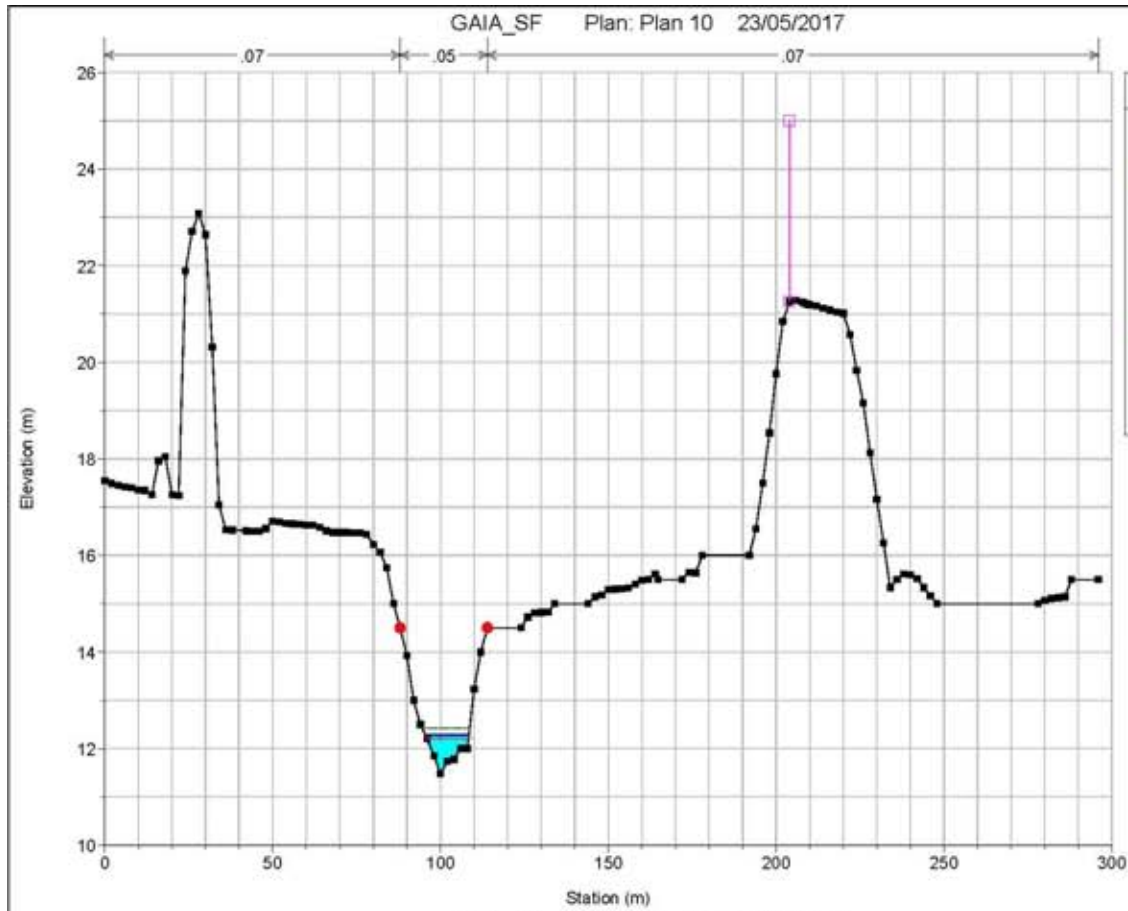


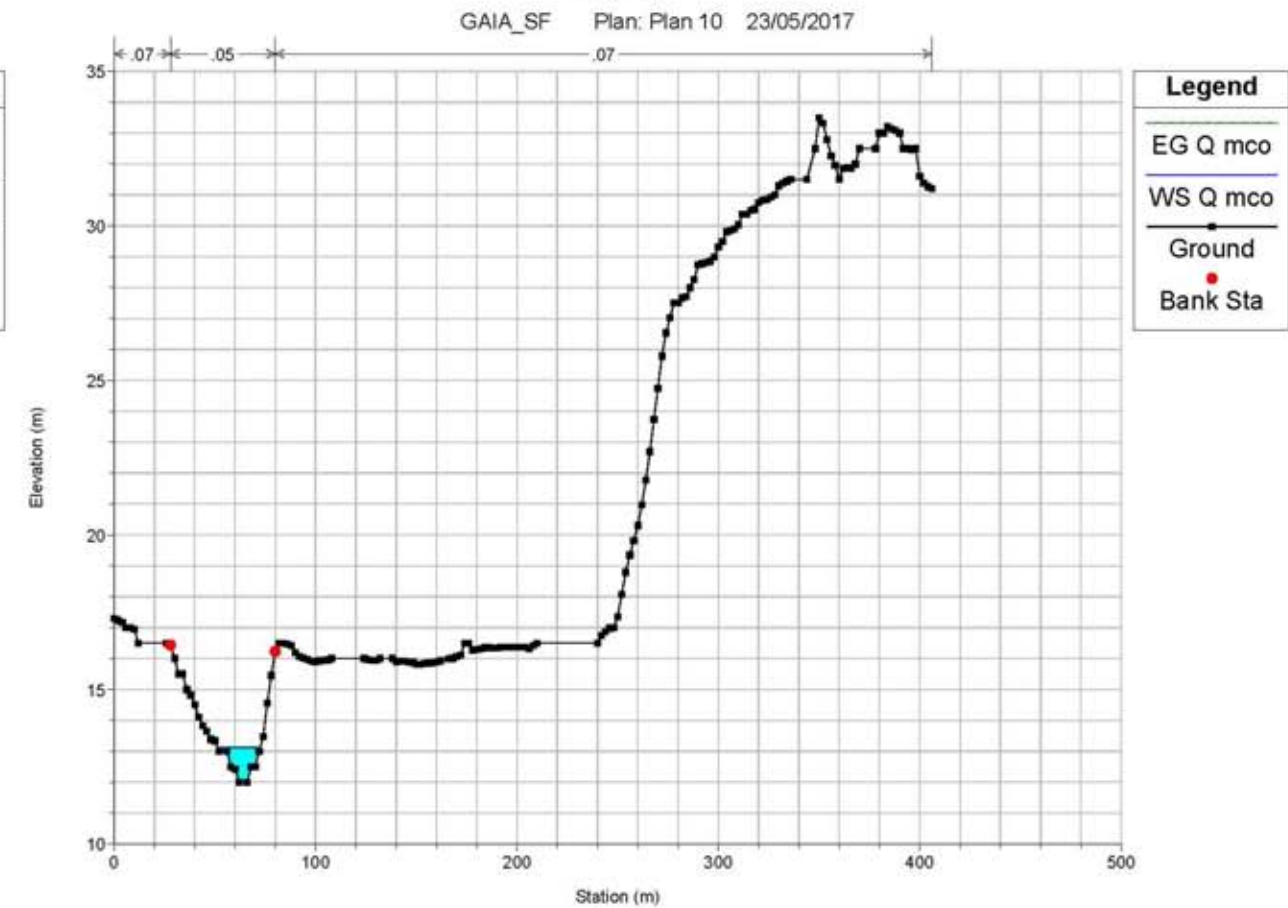
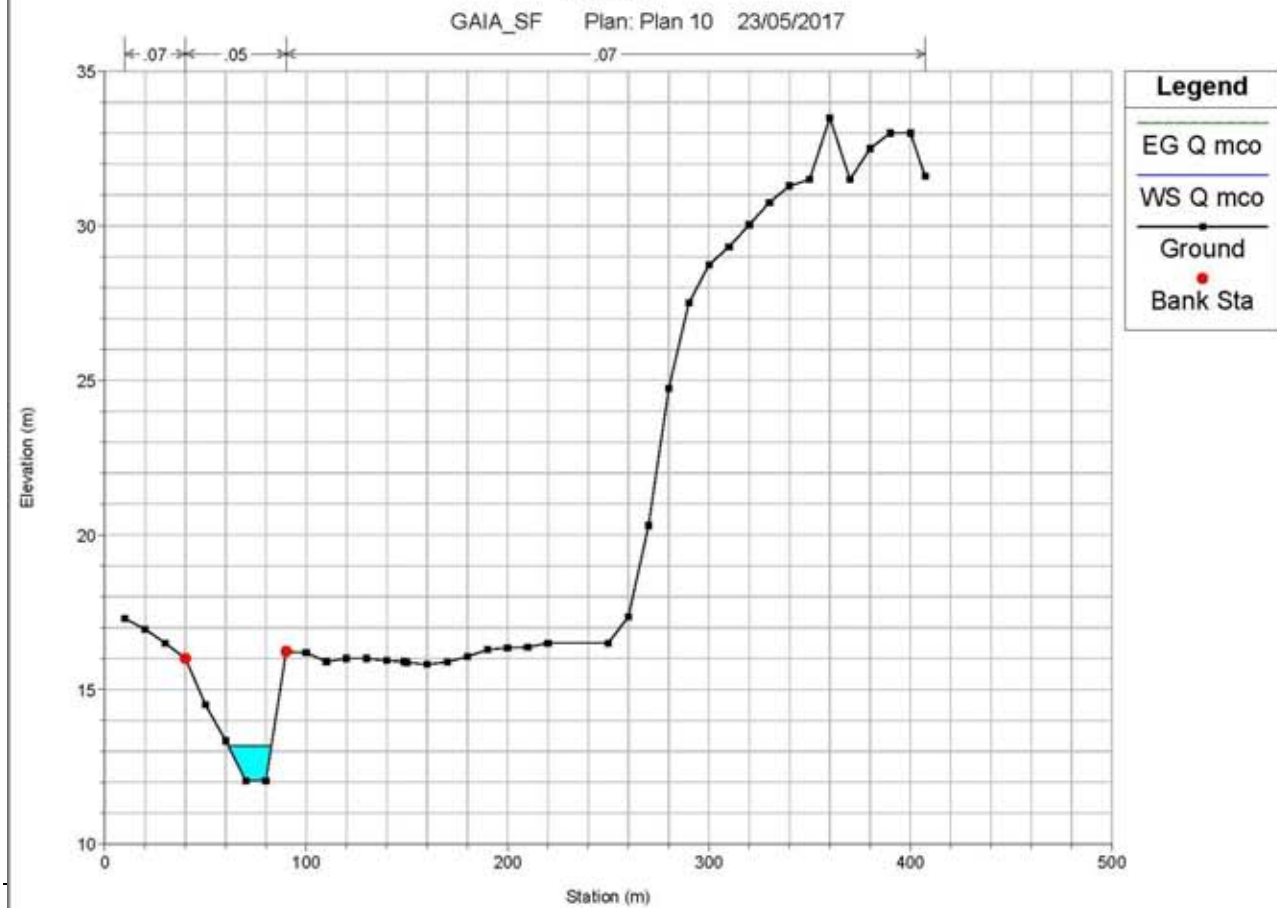
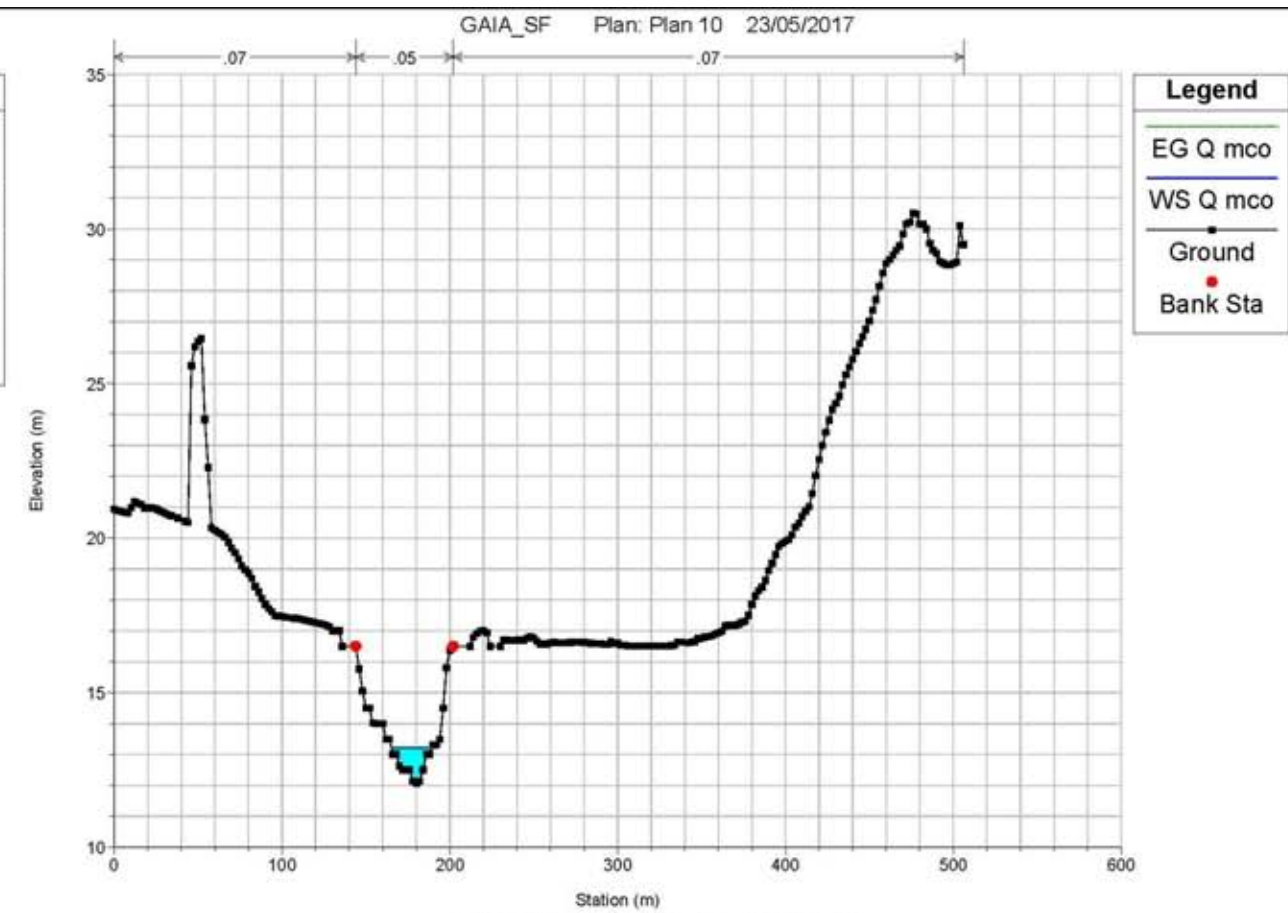
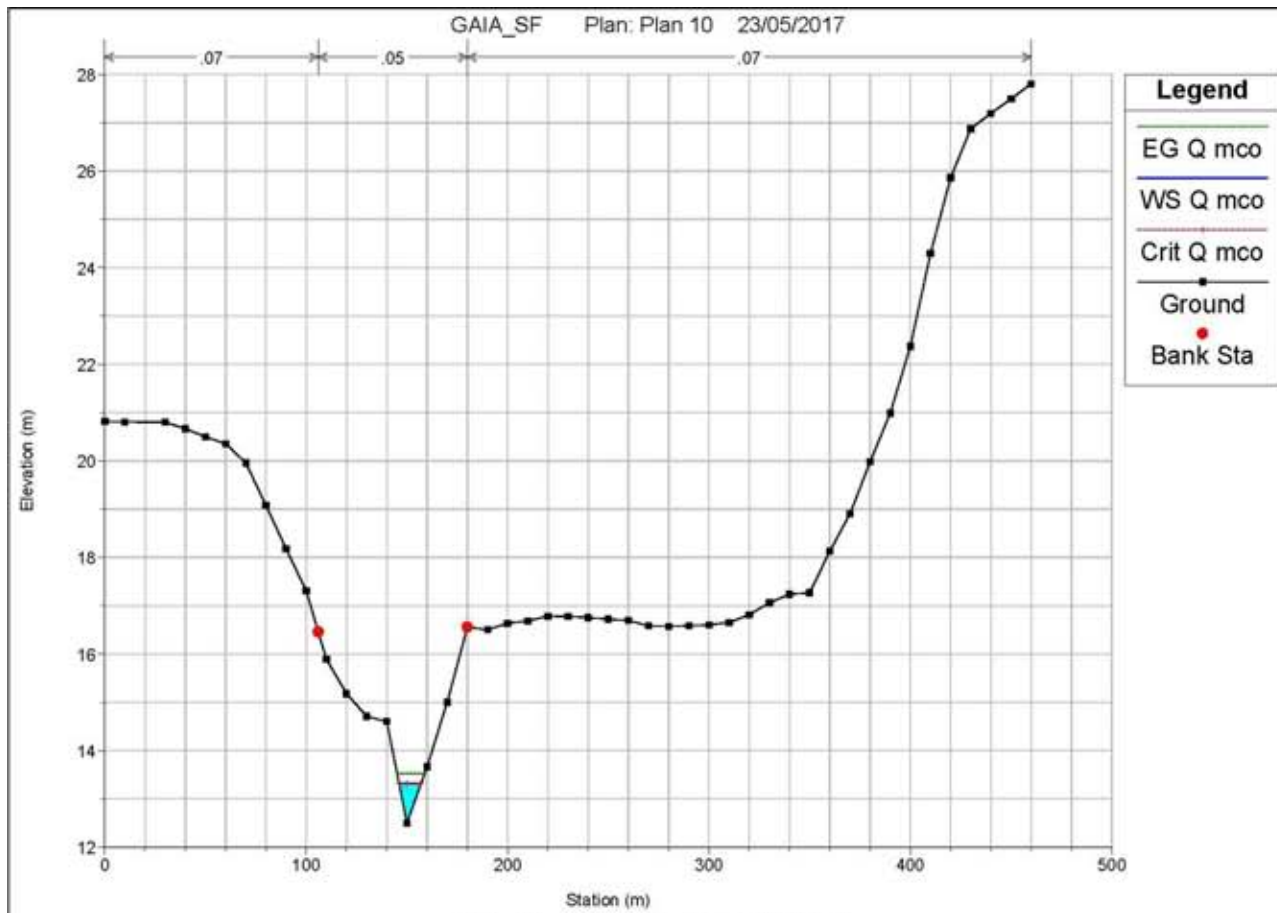


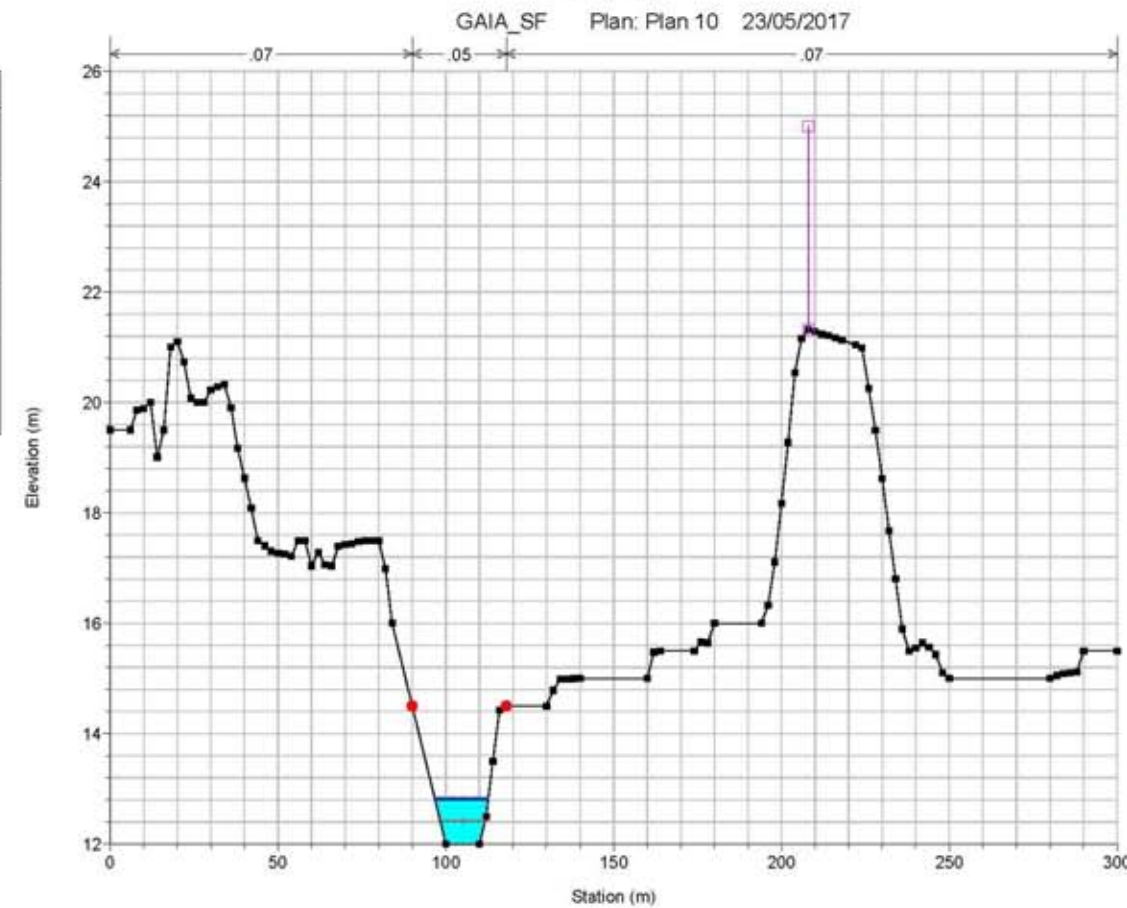
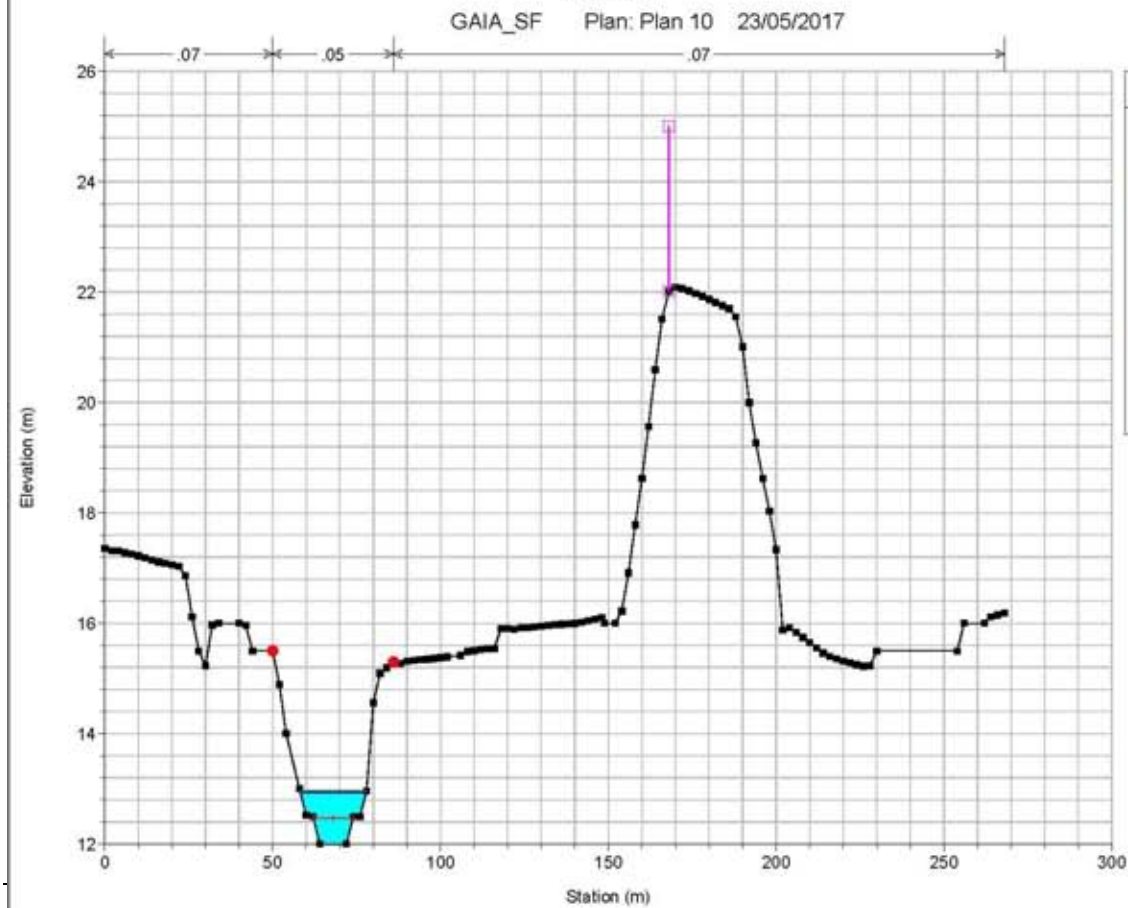
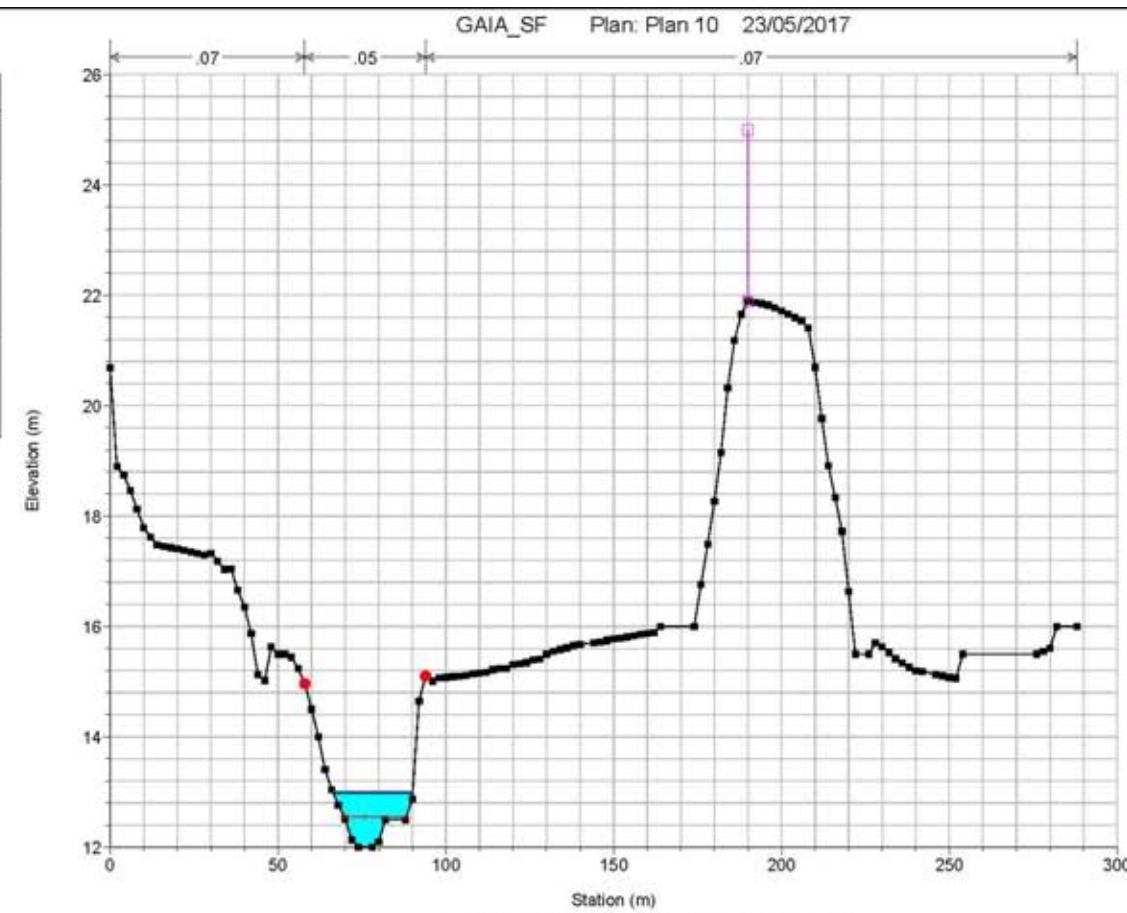
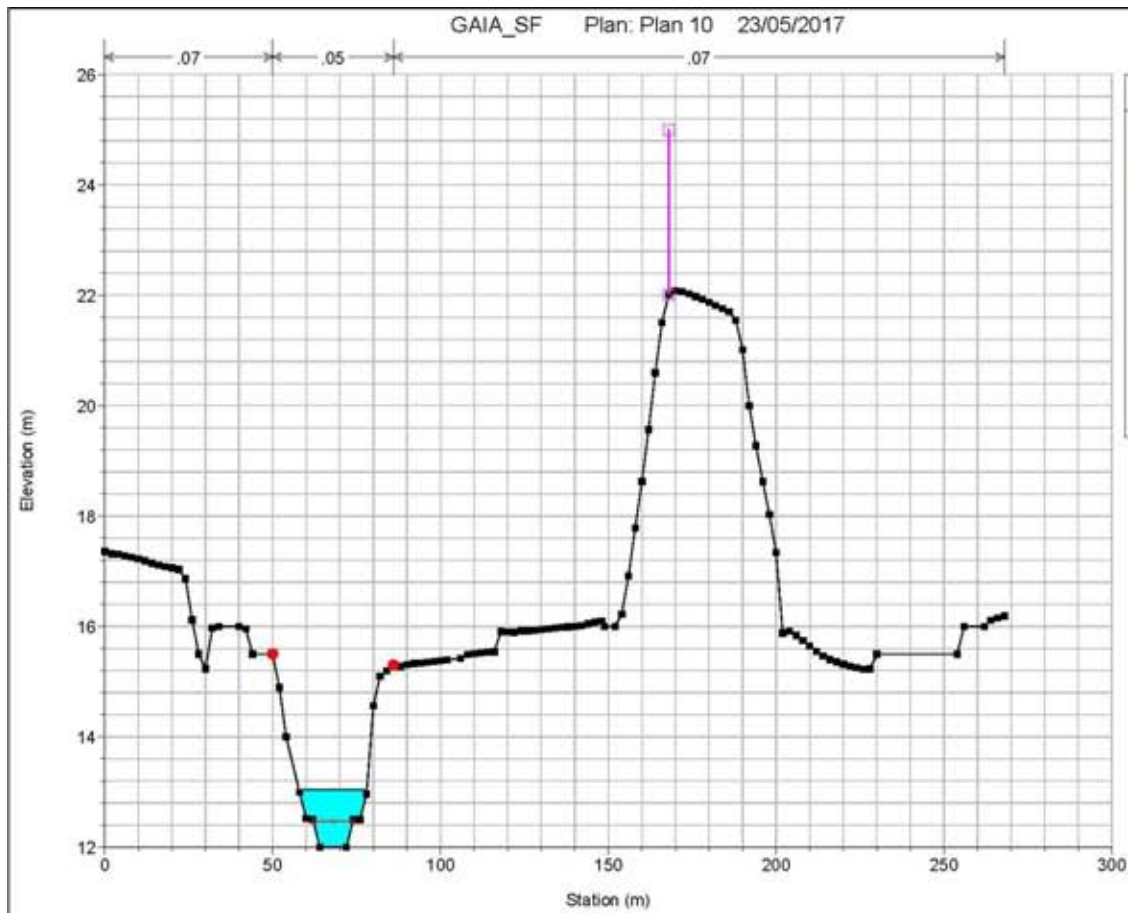




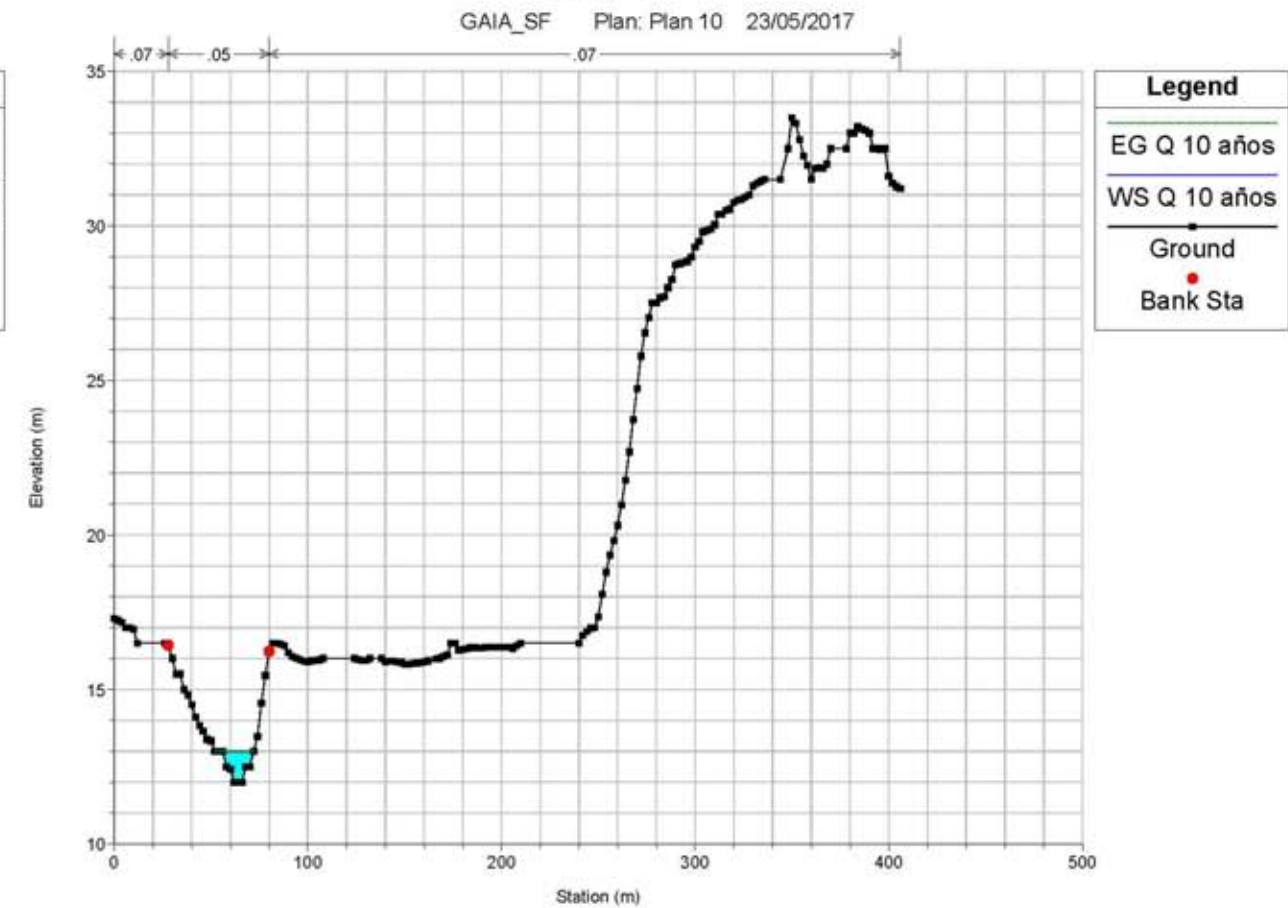
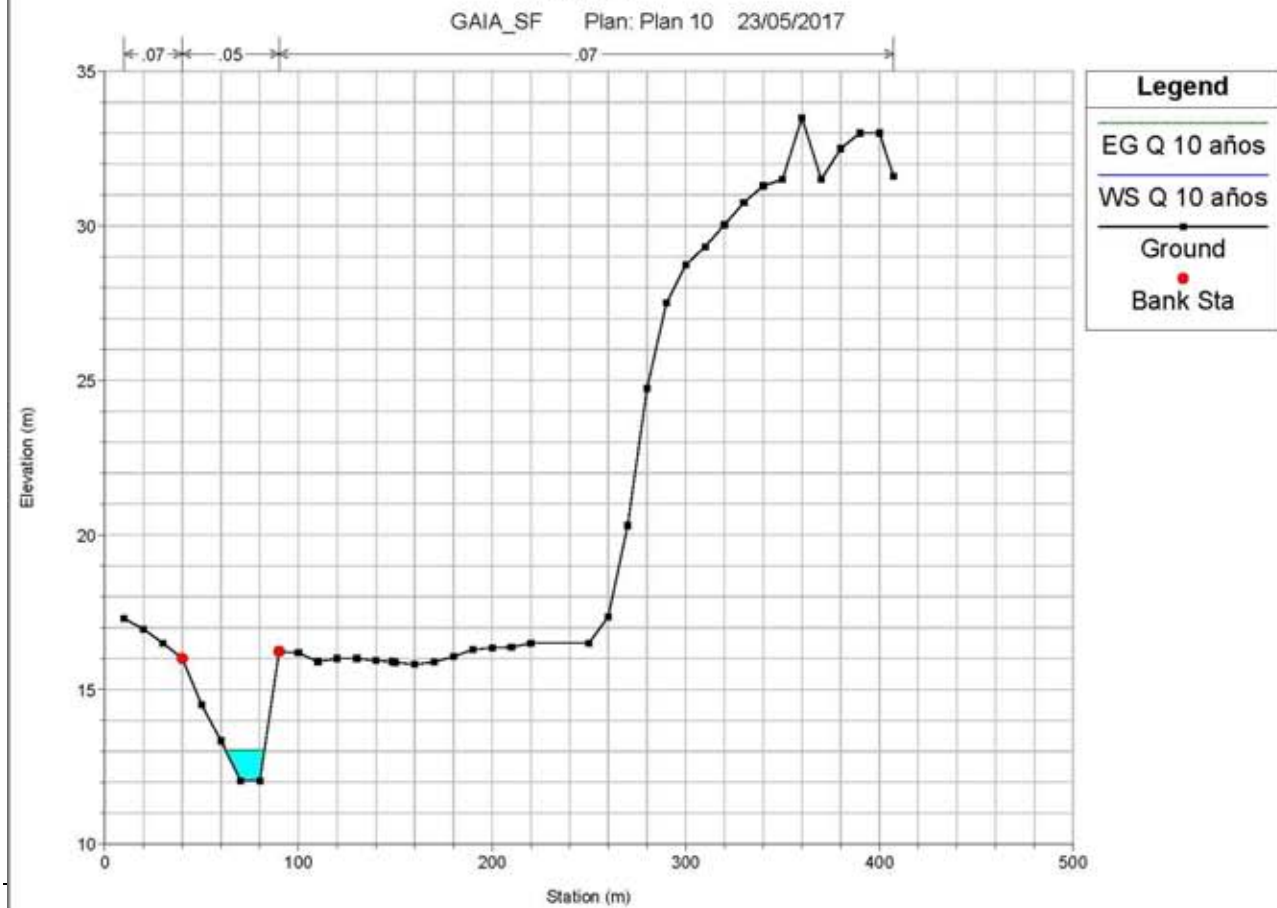
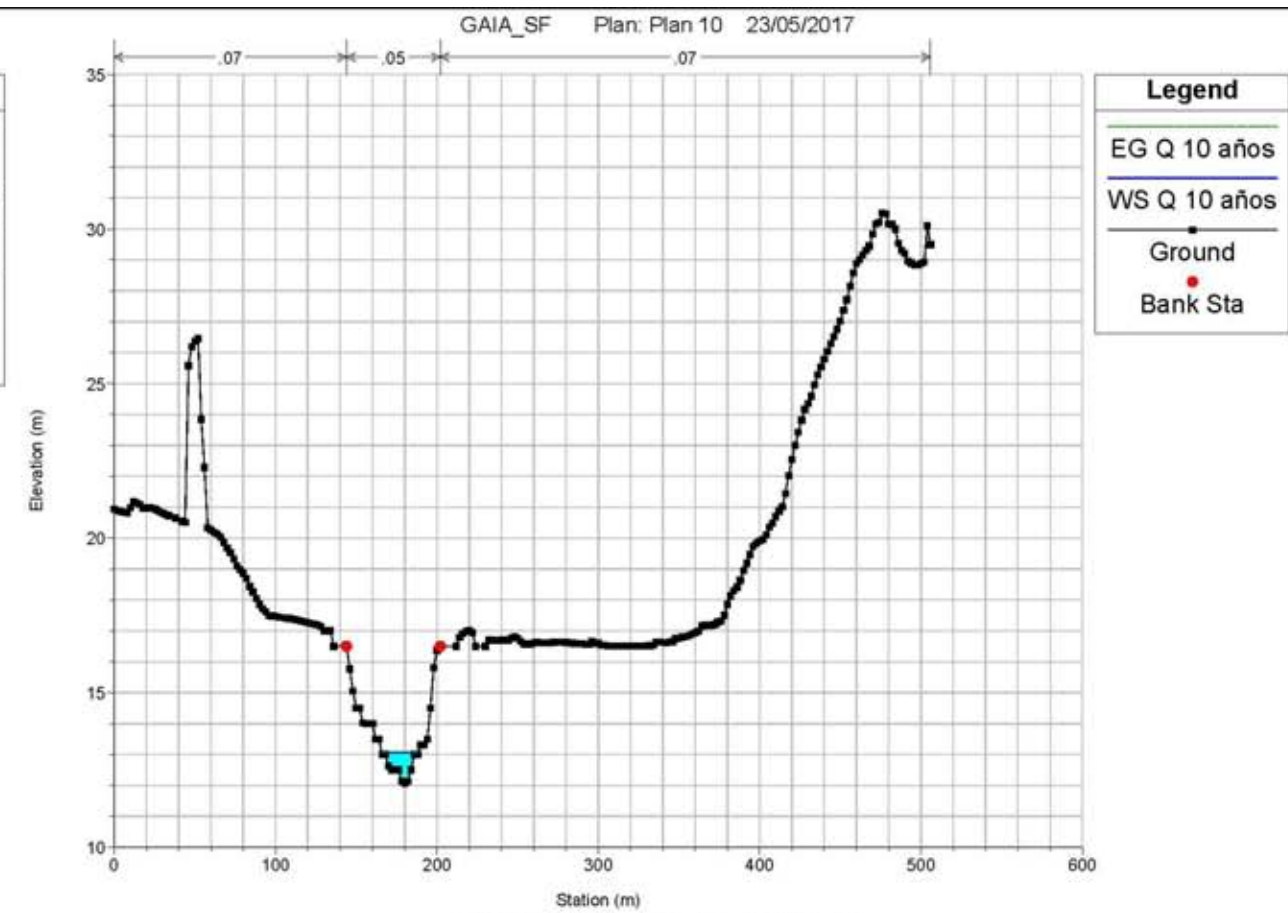
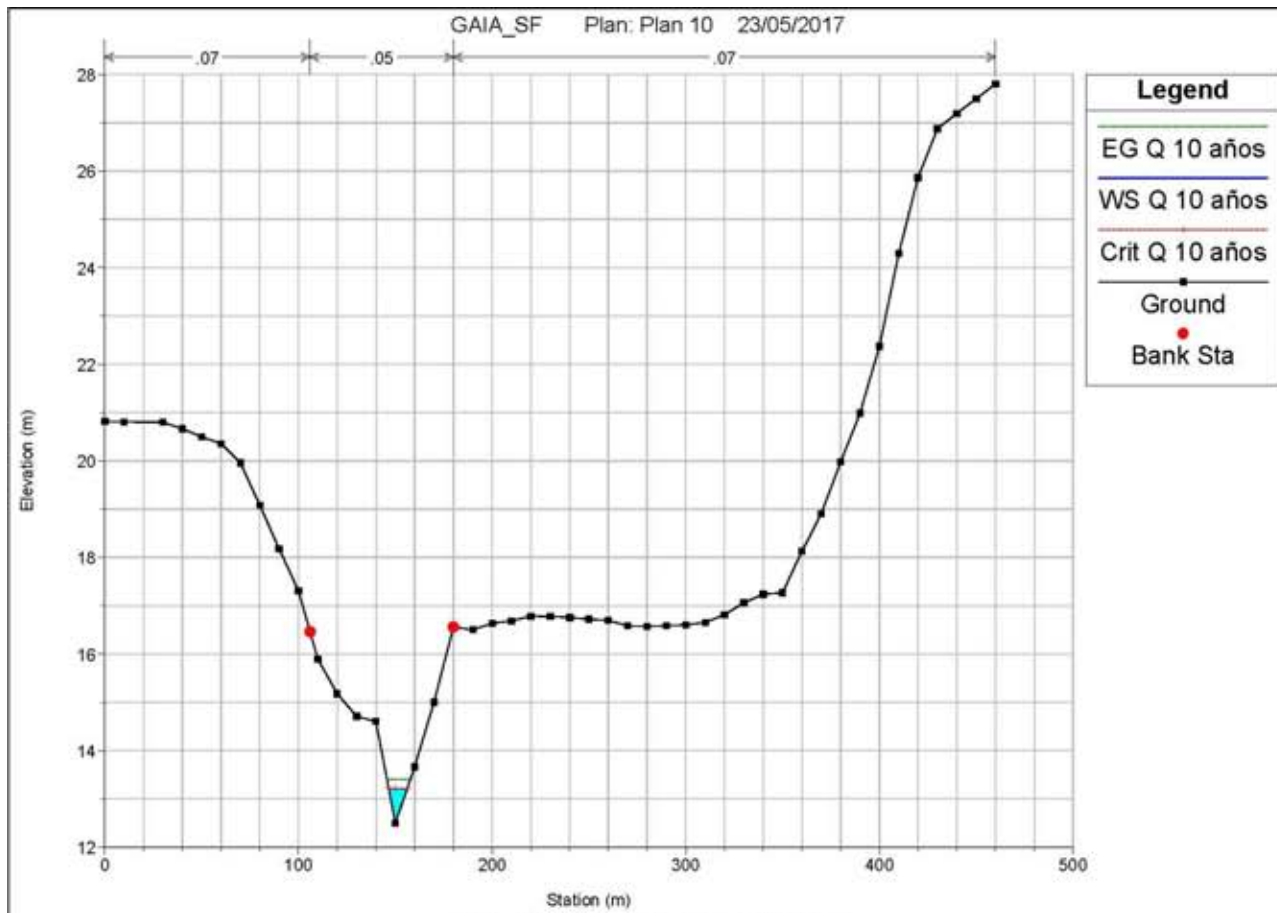


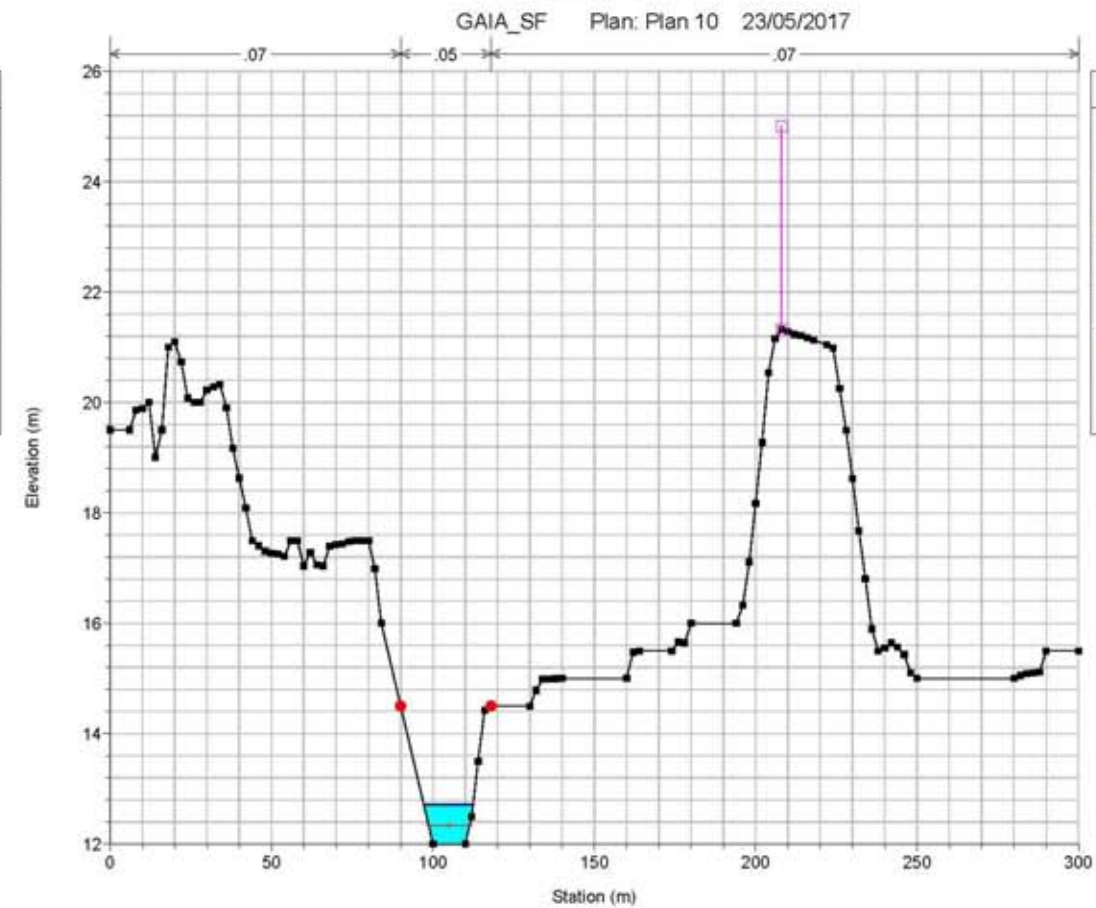
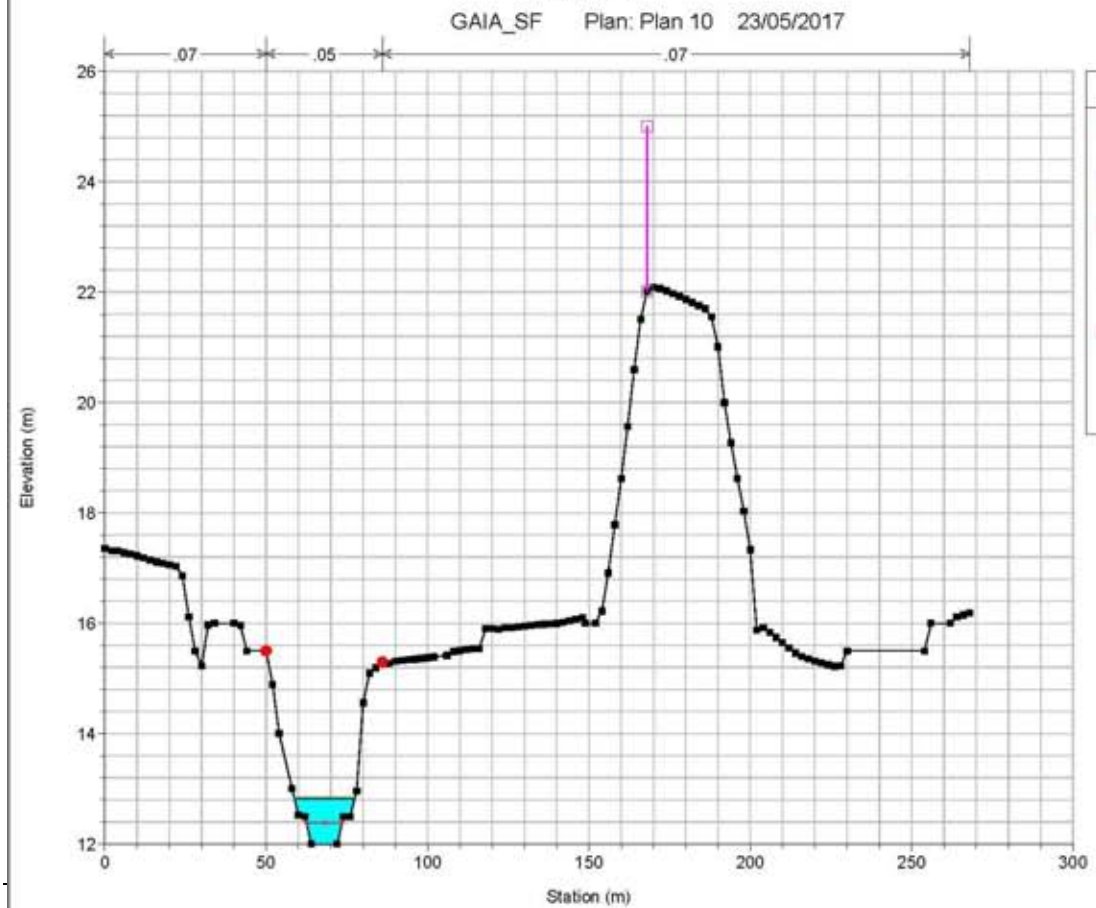
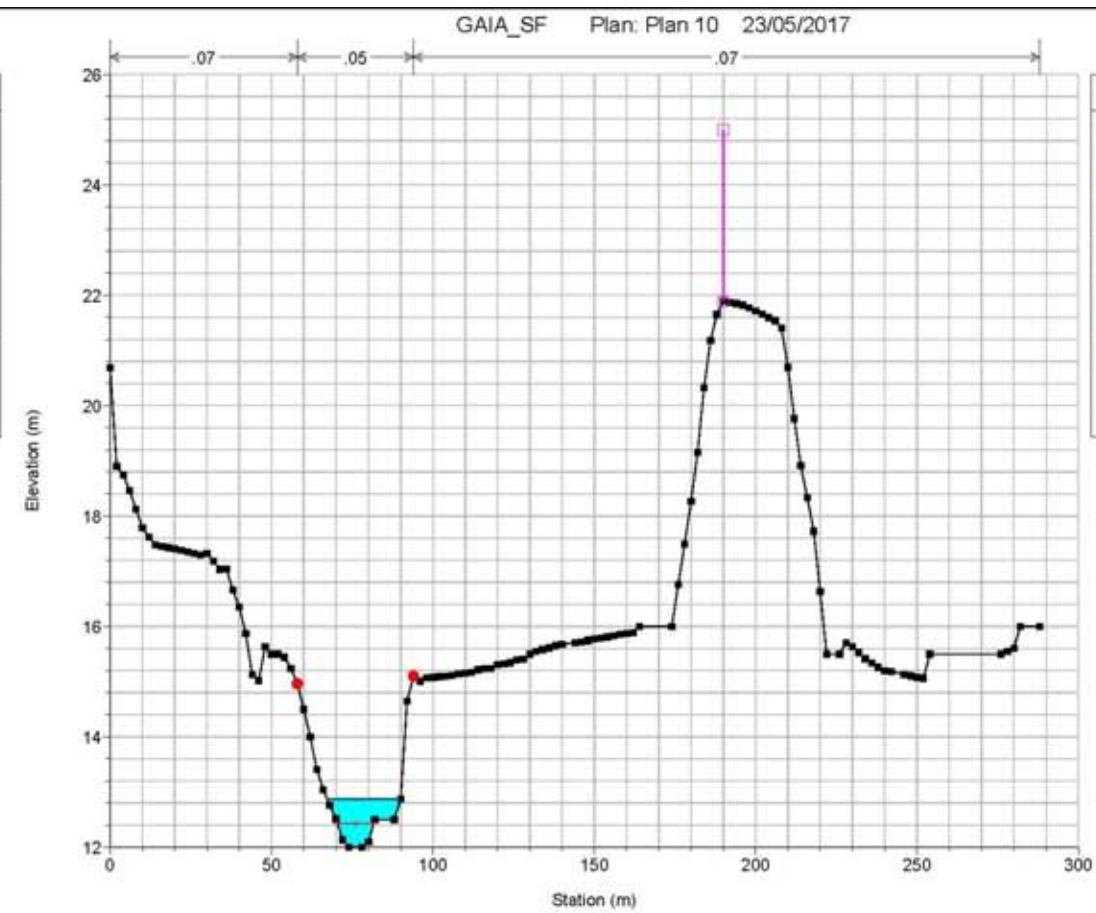
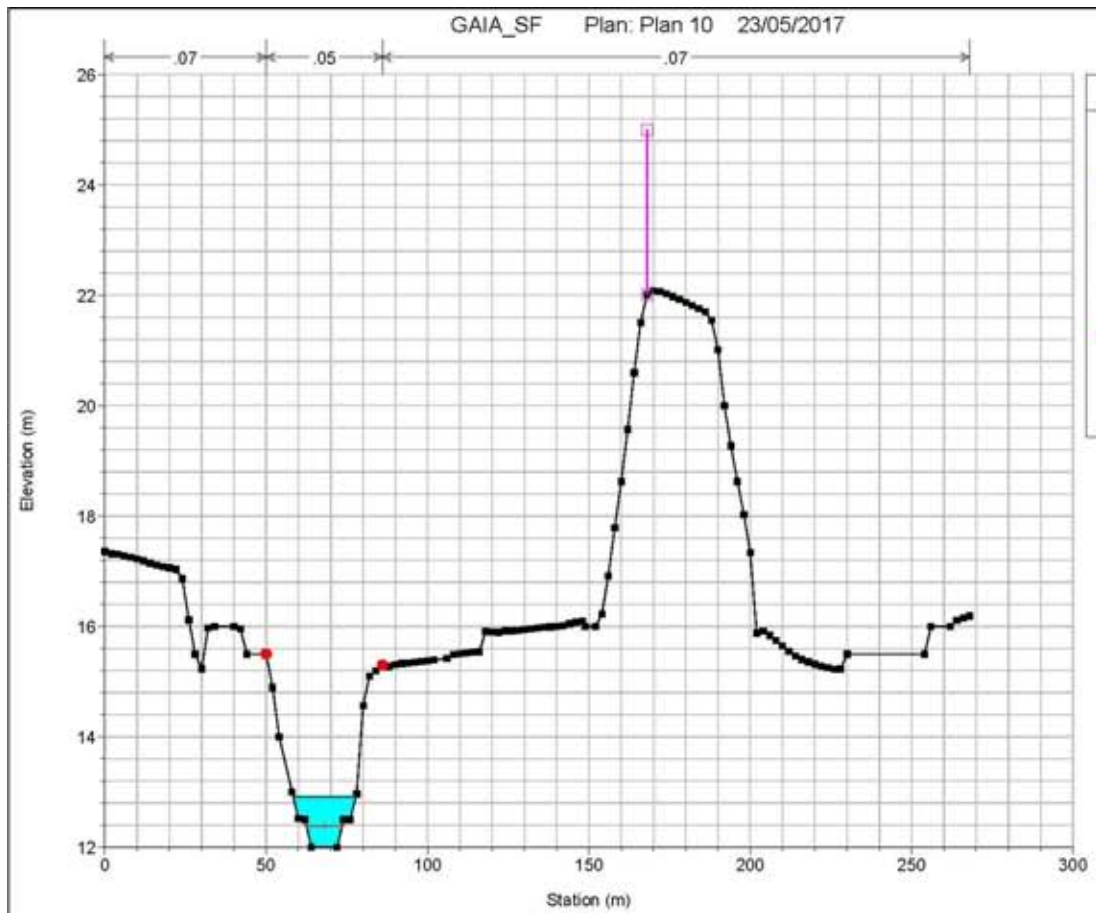


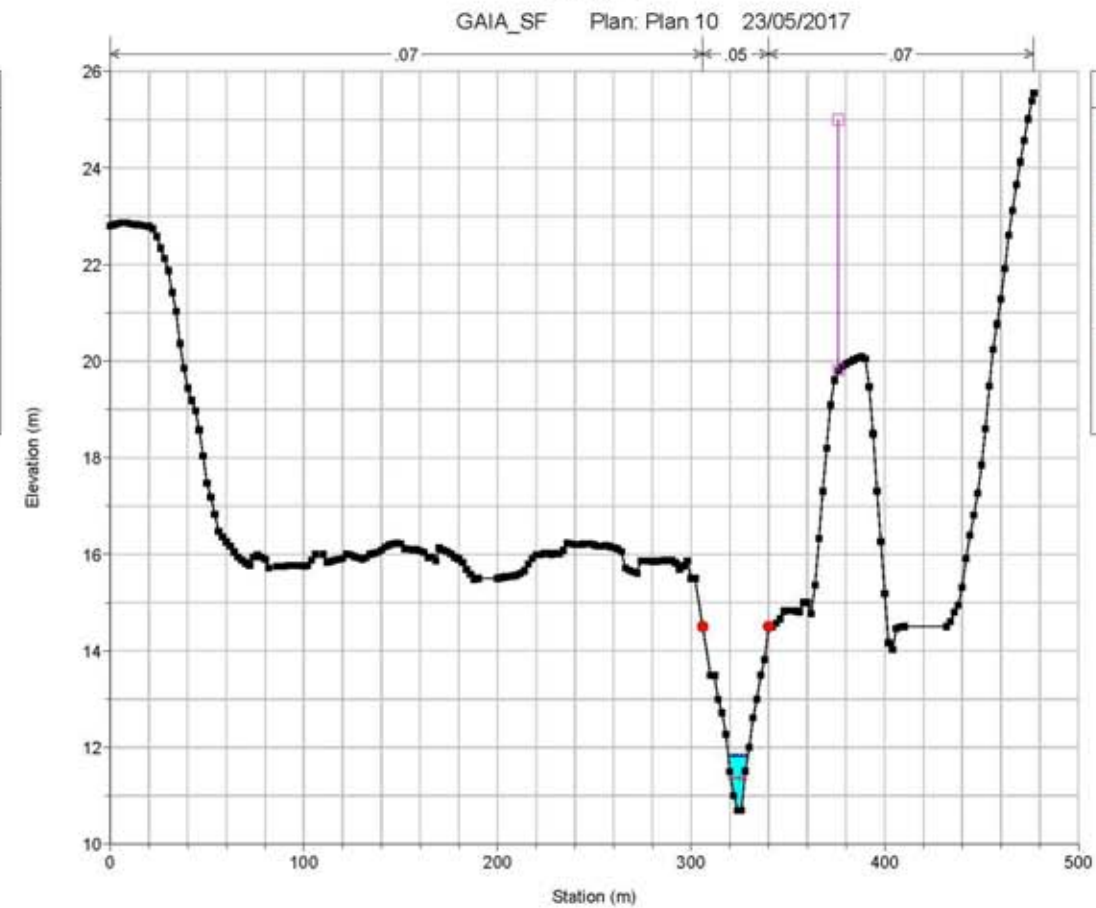
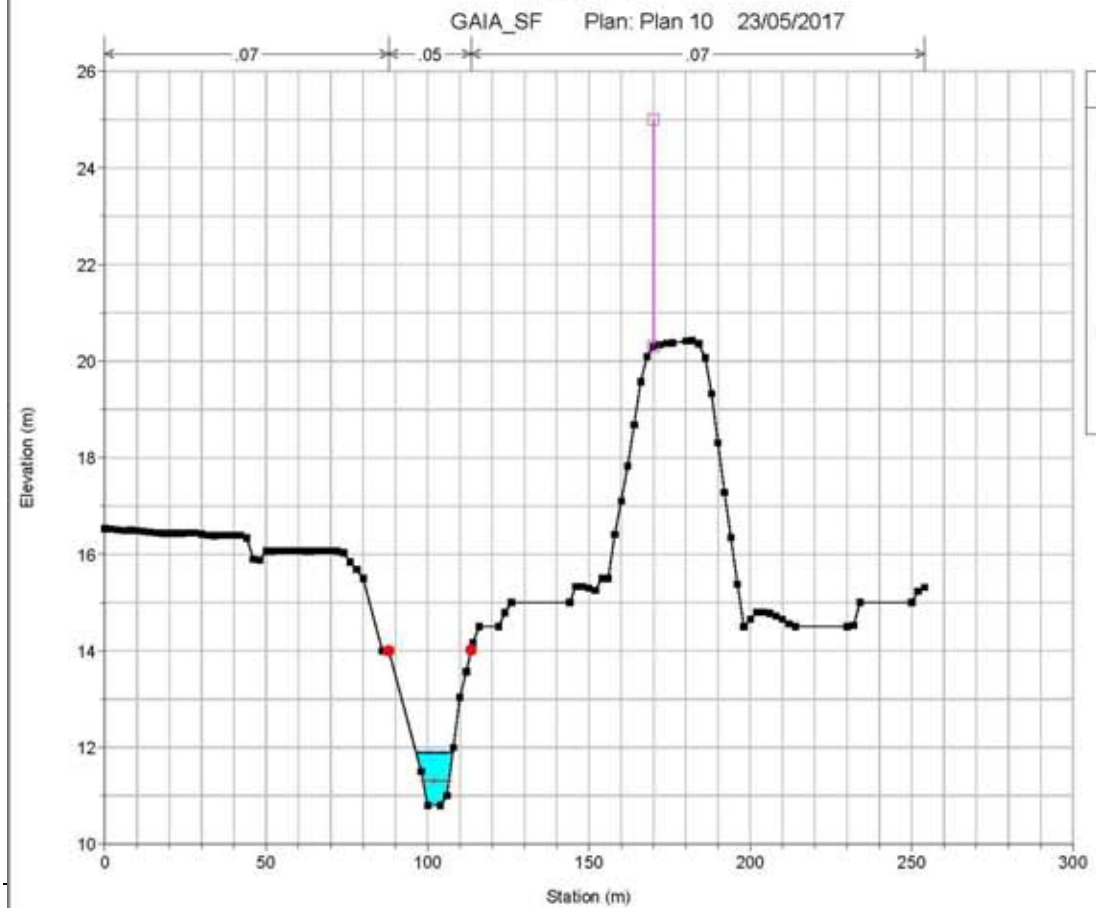
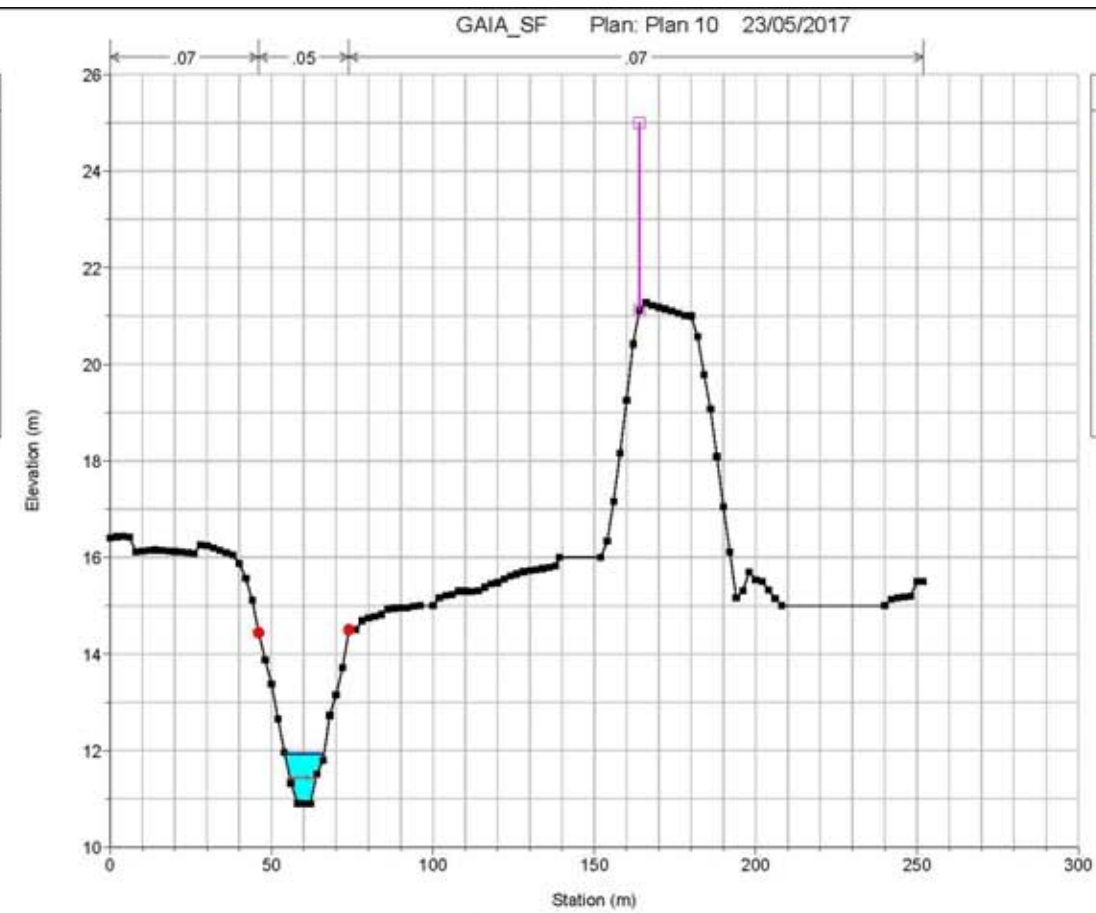
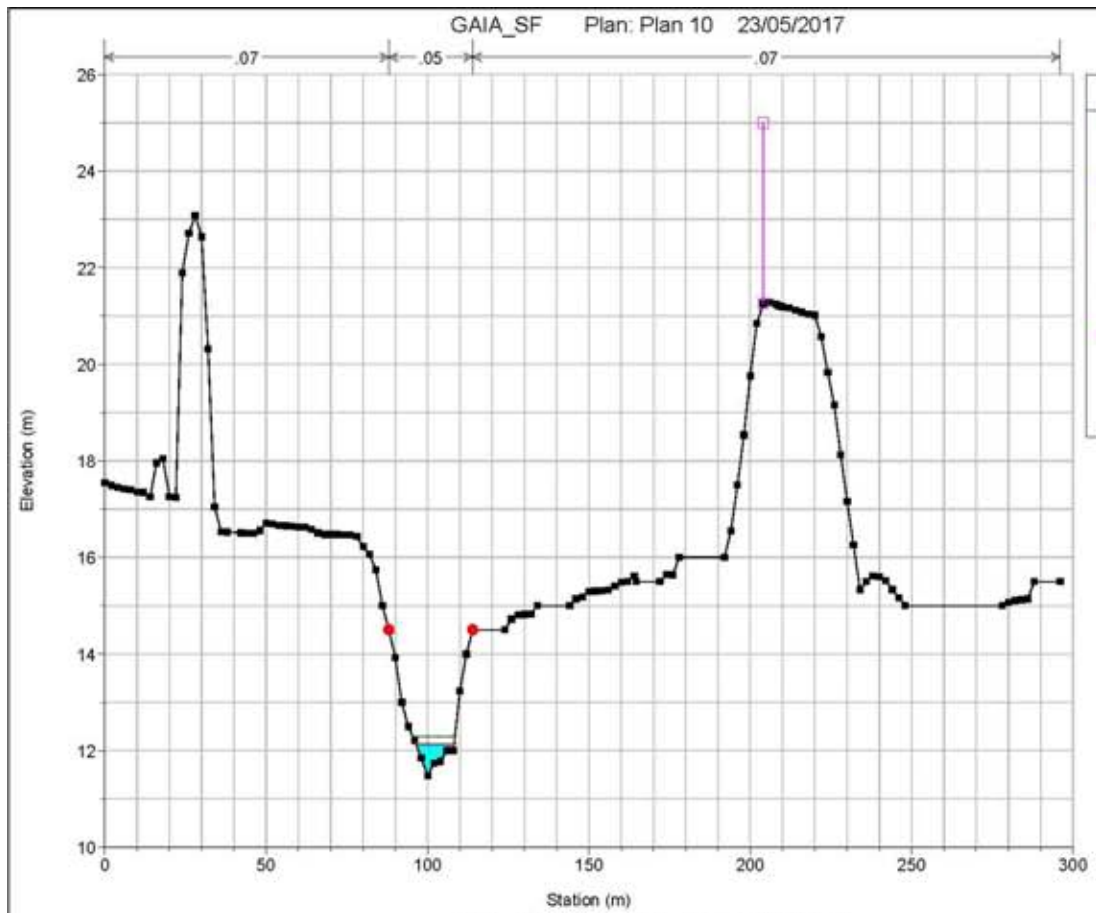


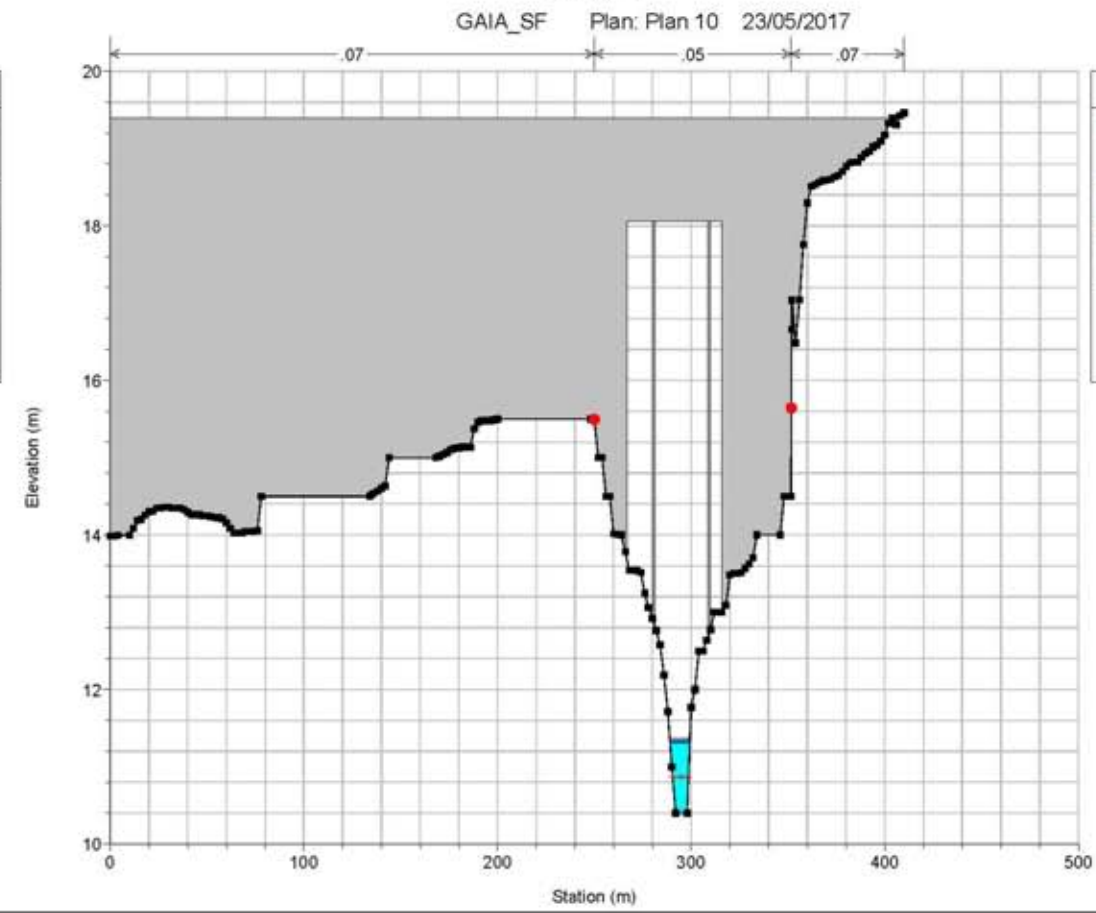
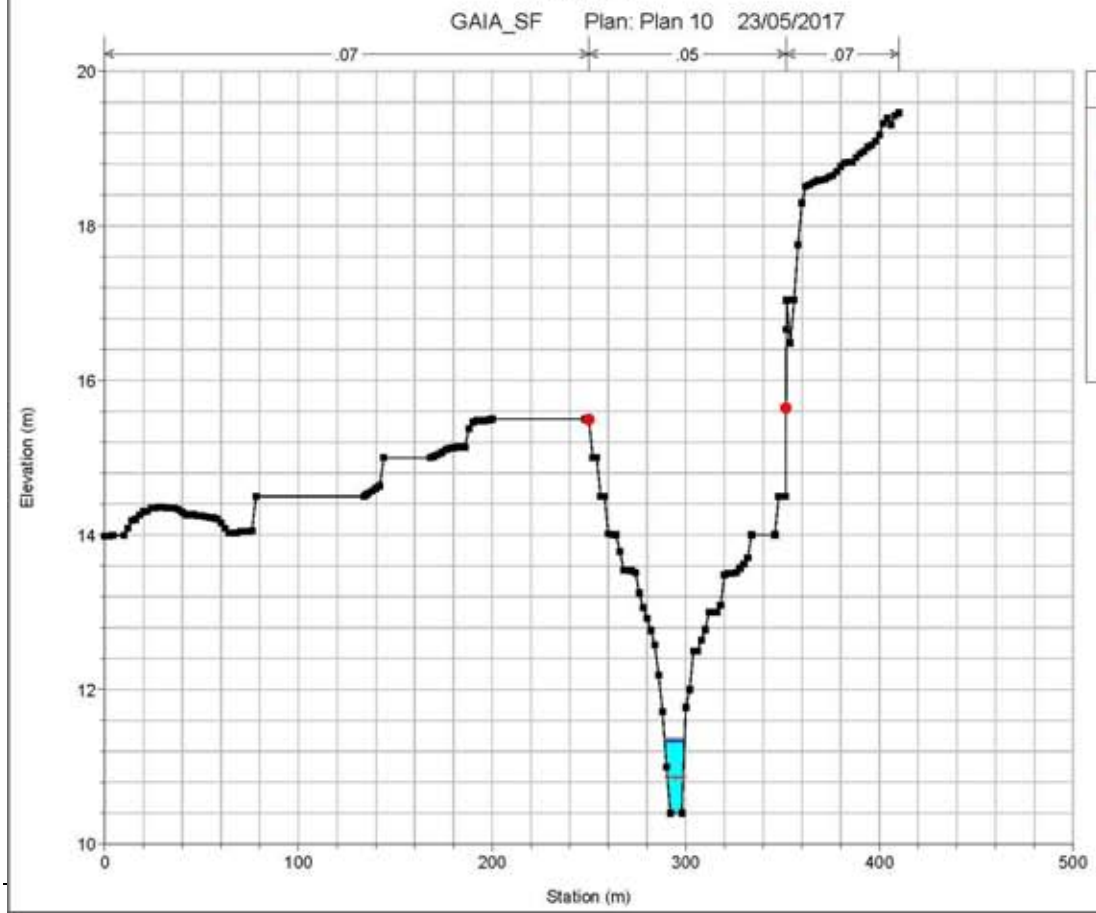
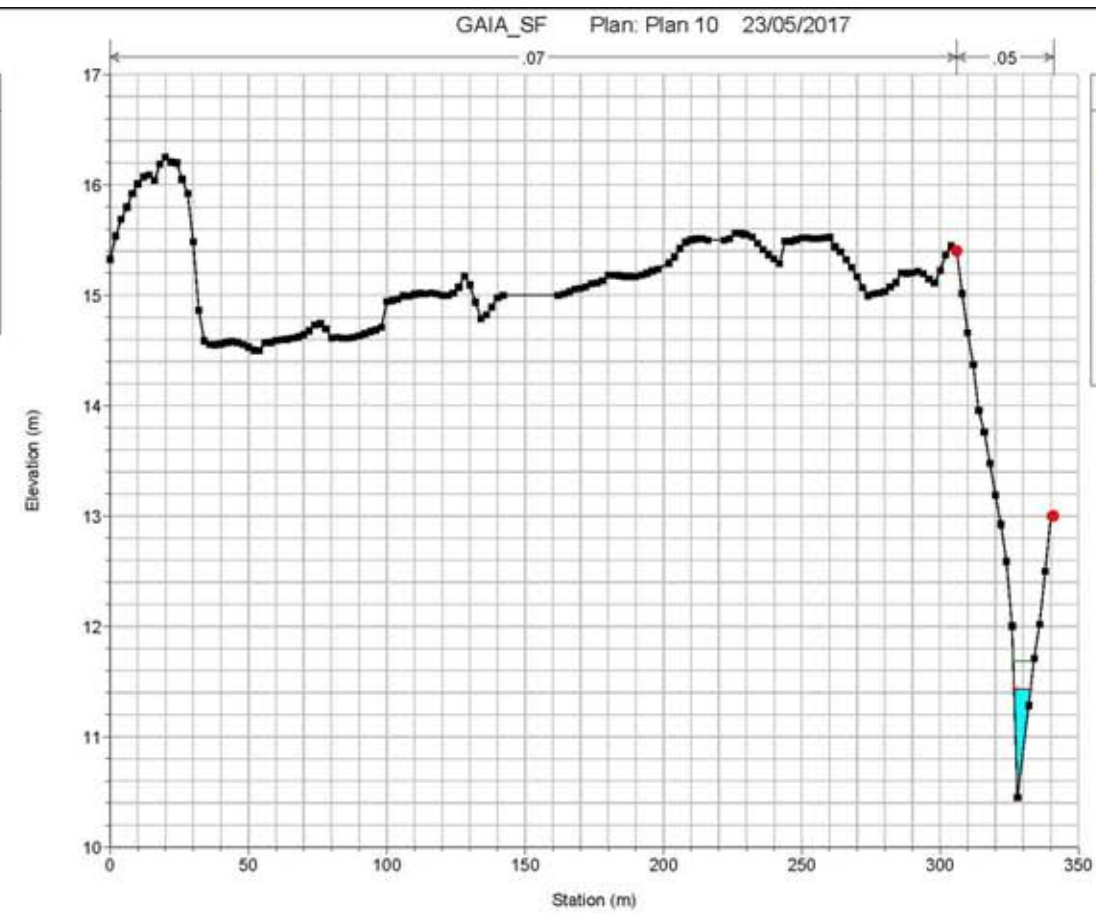
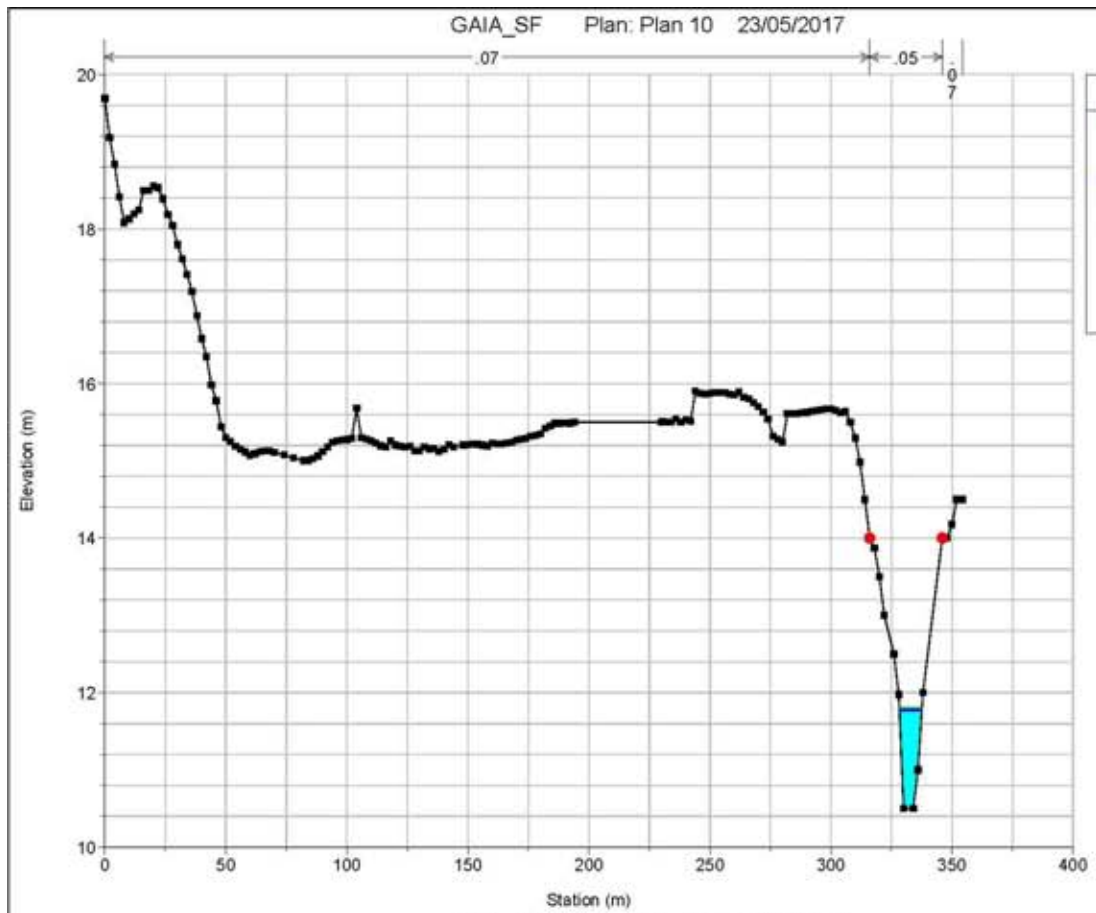


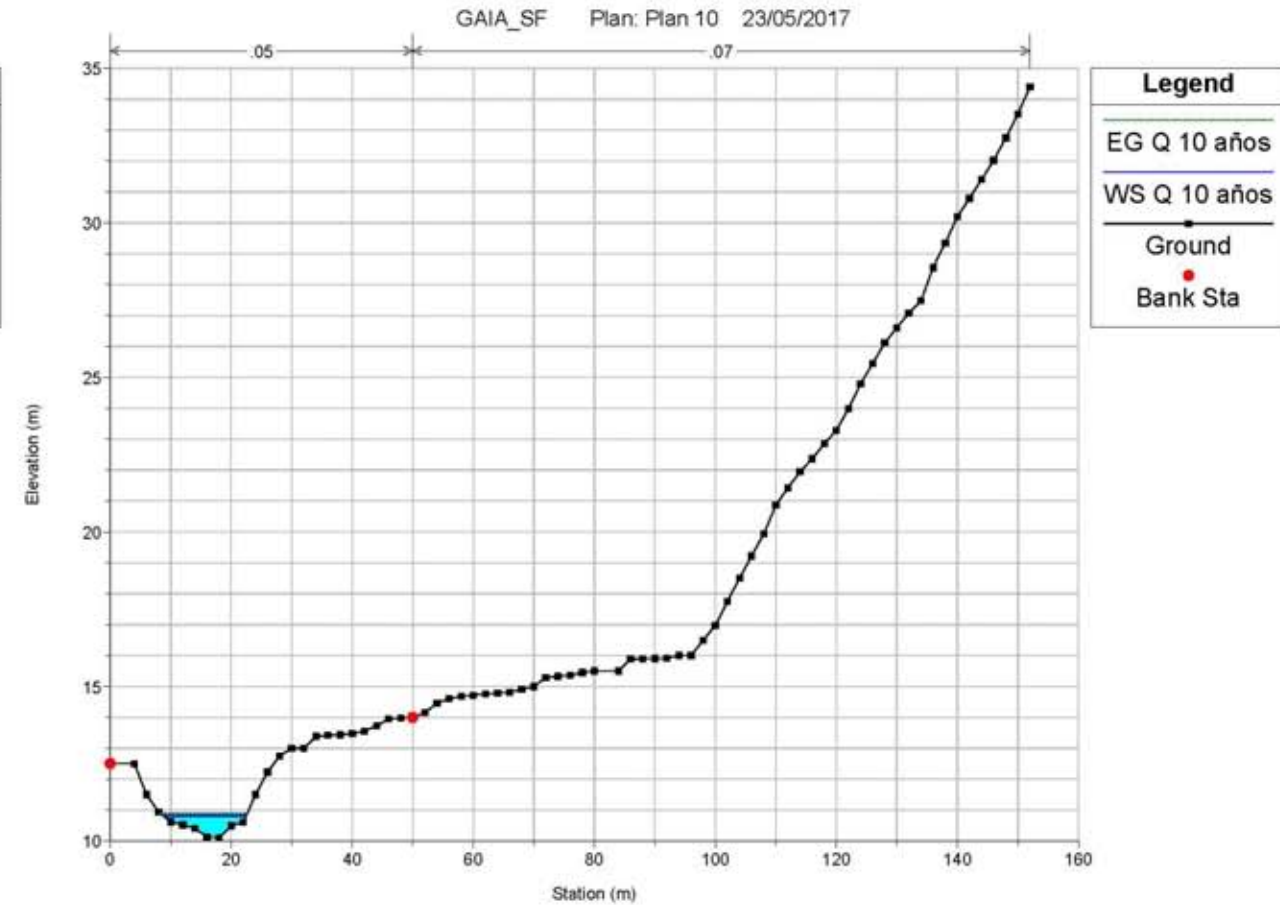
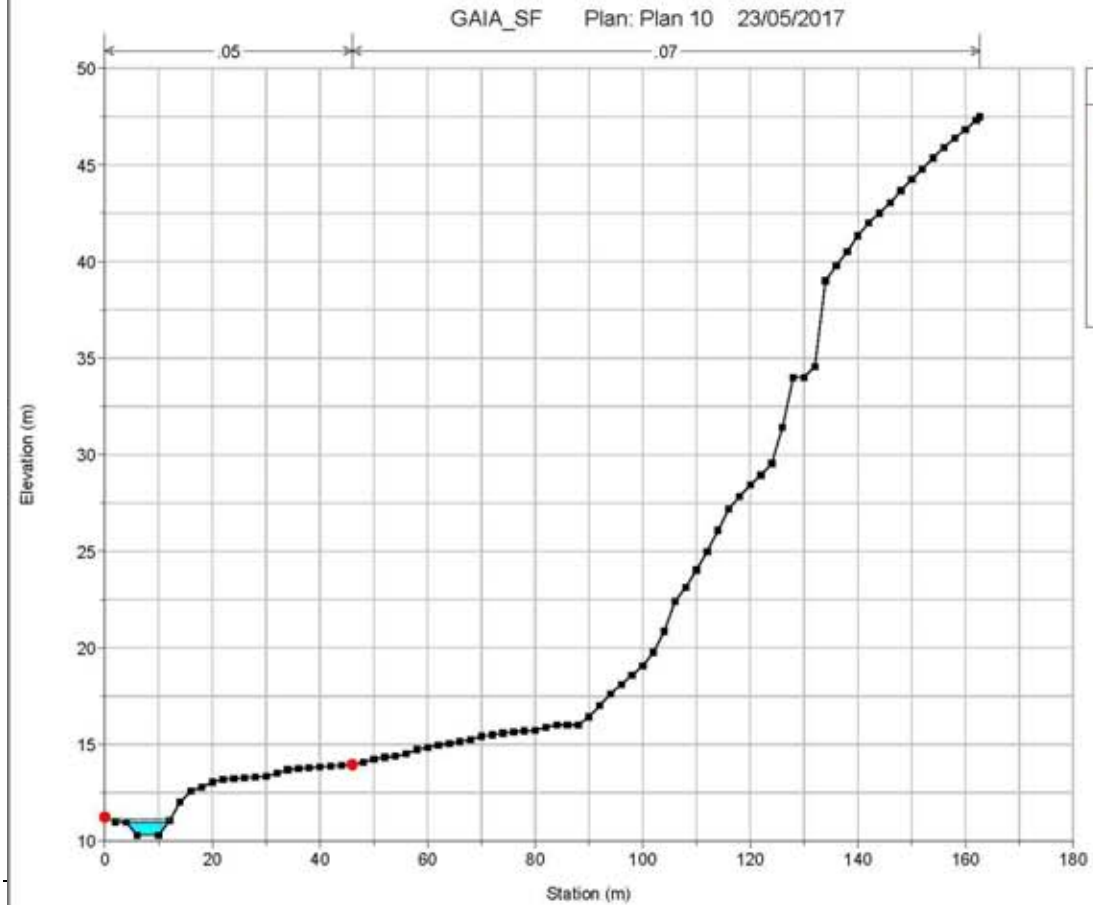
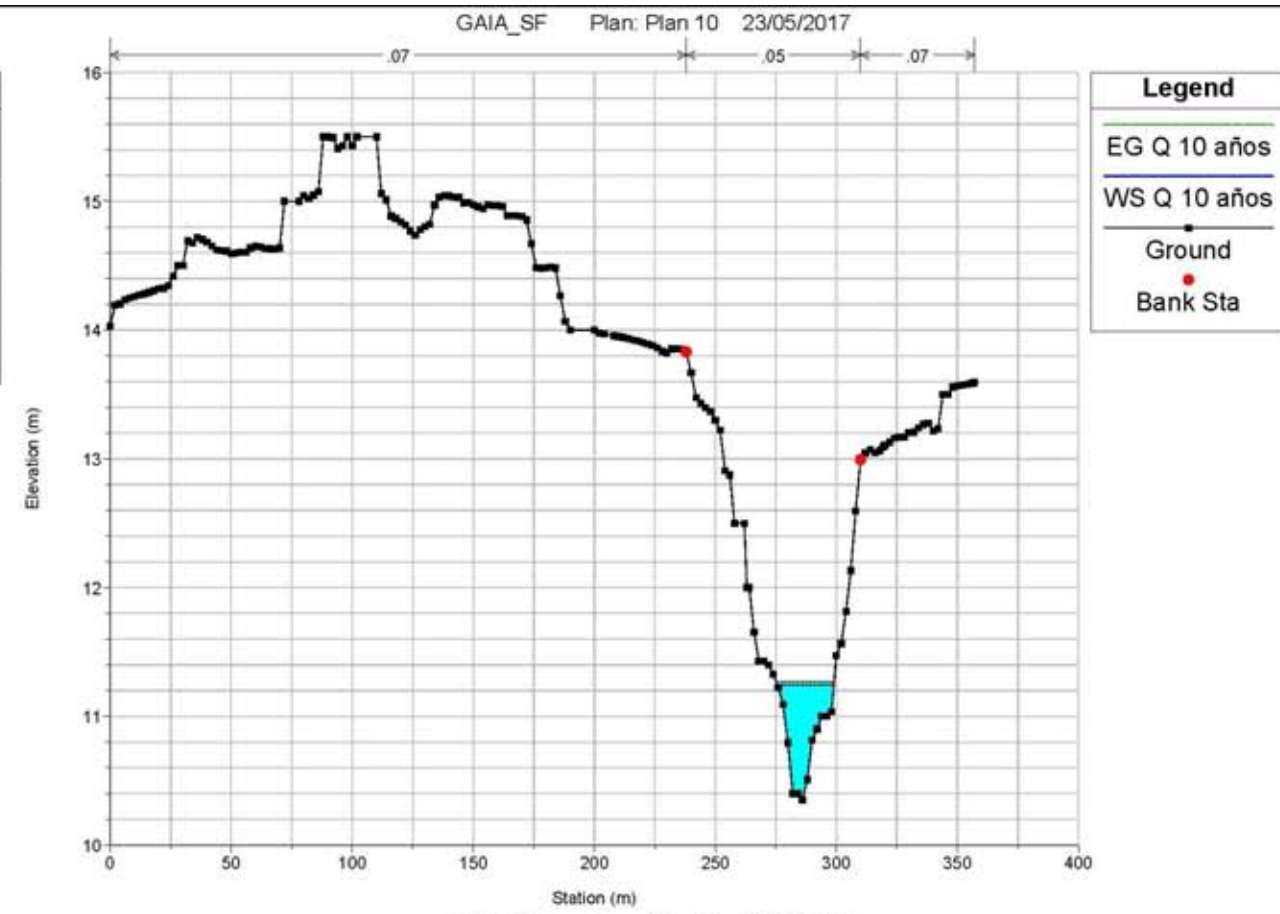
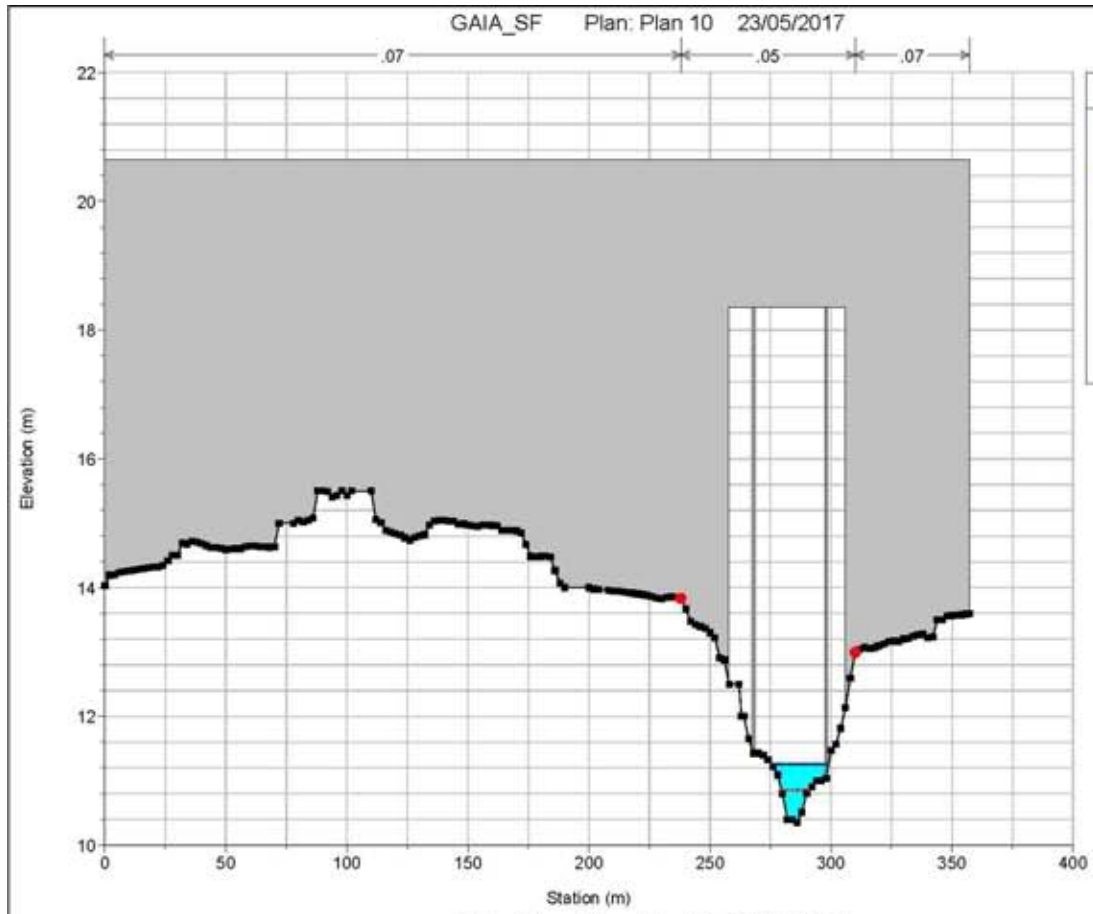
**APÉNDICE Nº 10. PERFILES TRANSVERSALES: RIERA DEL GAIÀ.
SITUACIÓN FUTURA. PERIODO DE RETORNO: 10 AÑOS**

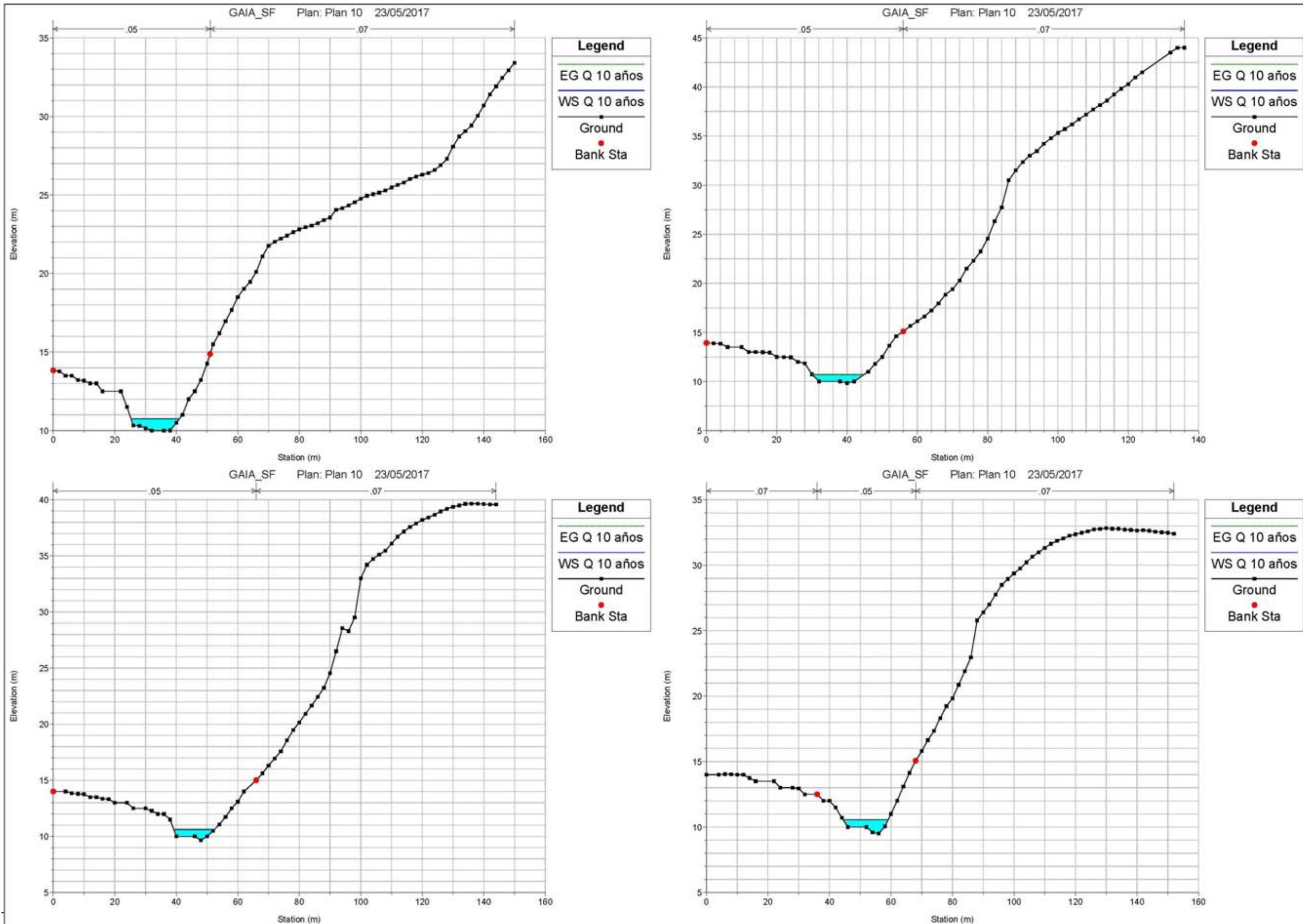


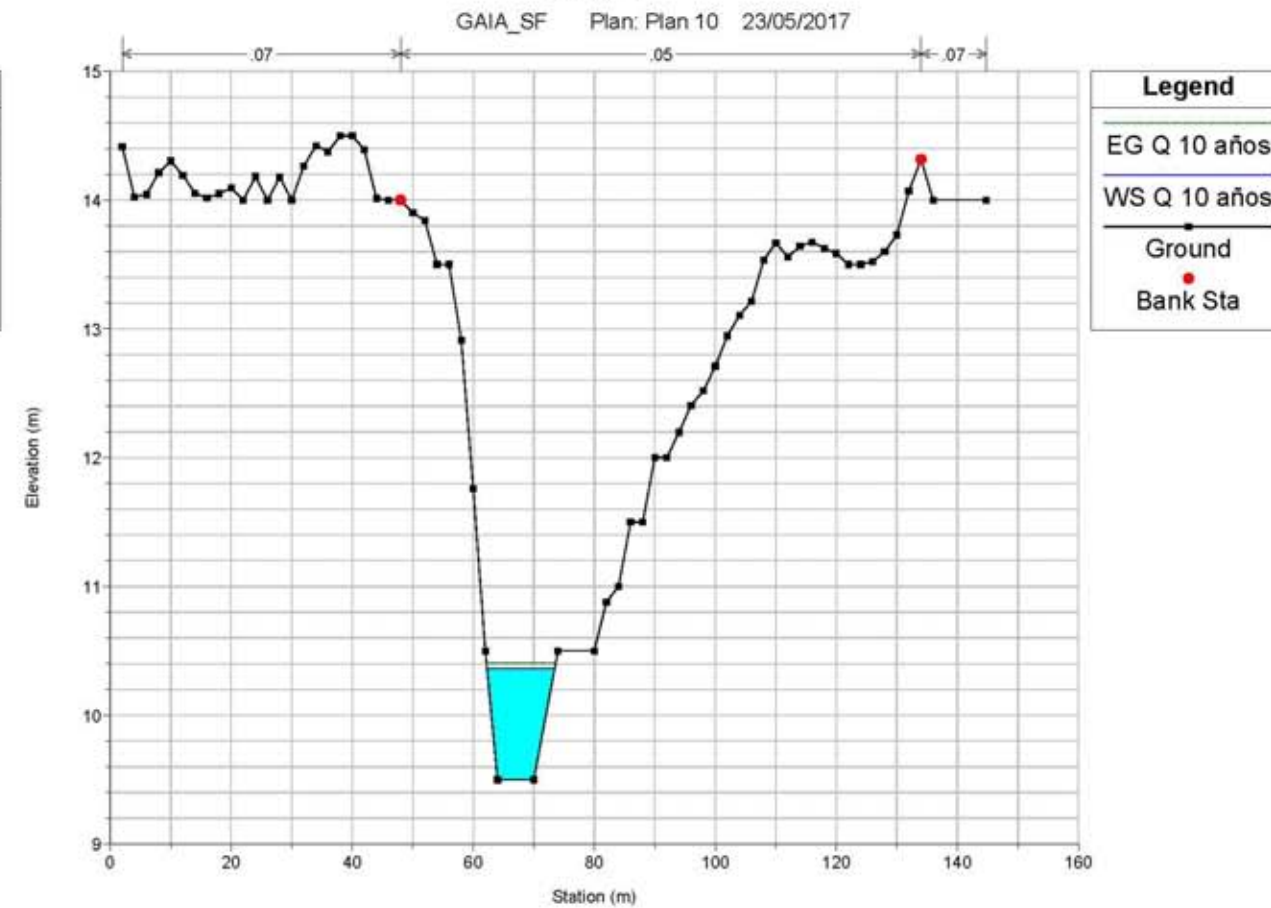
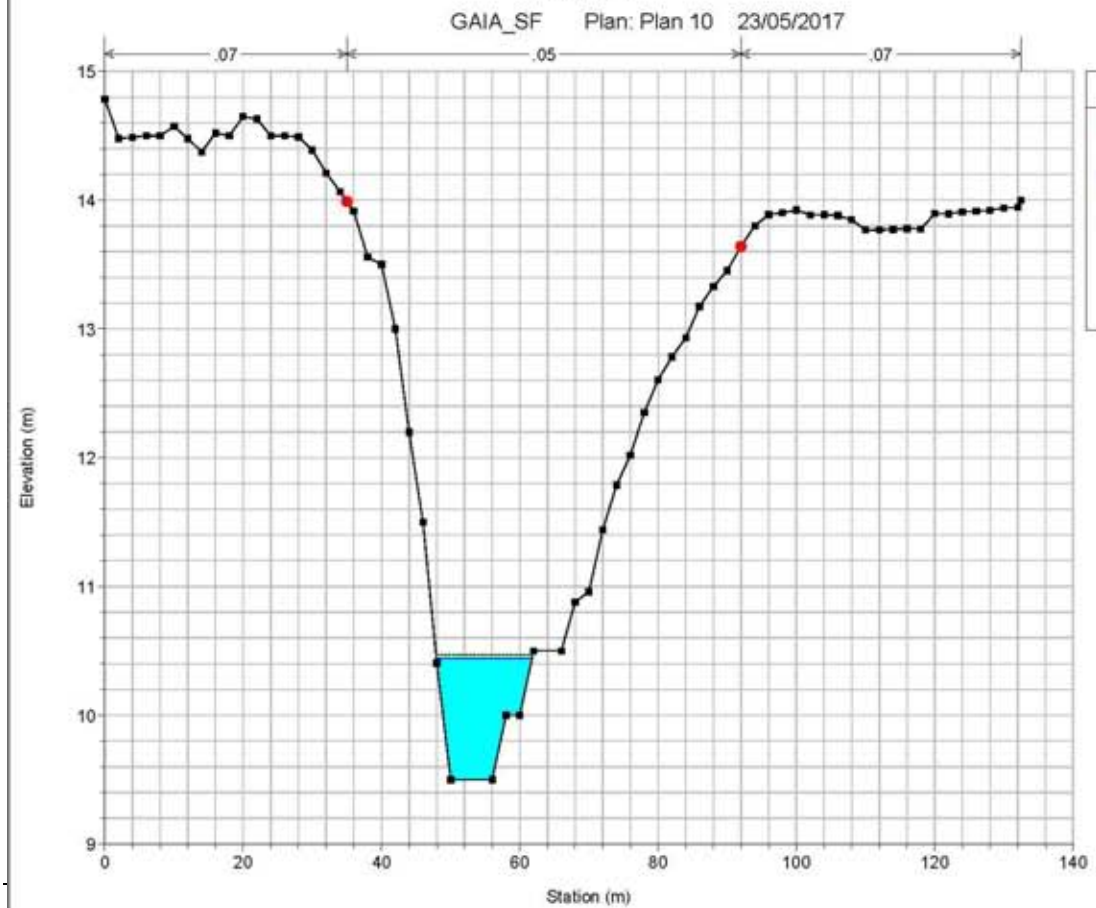
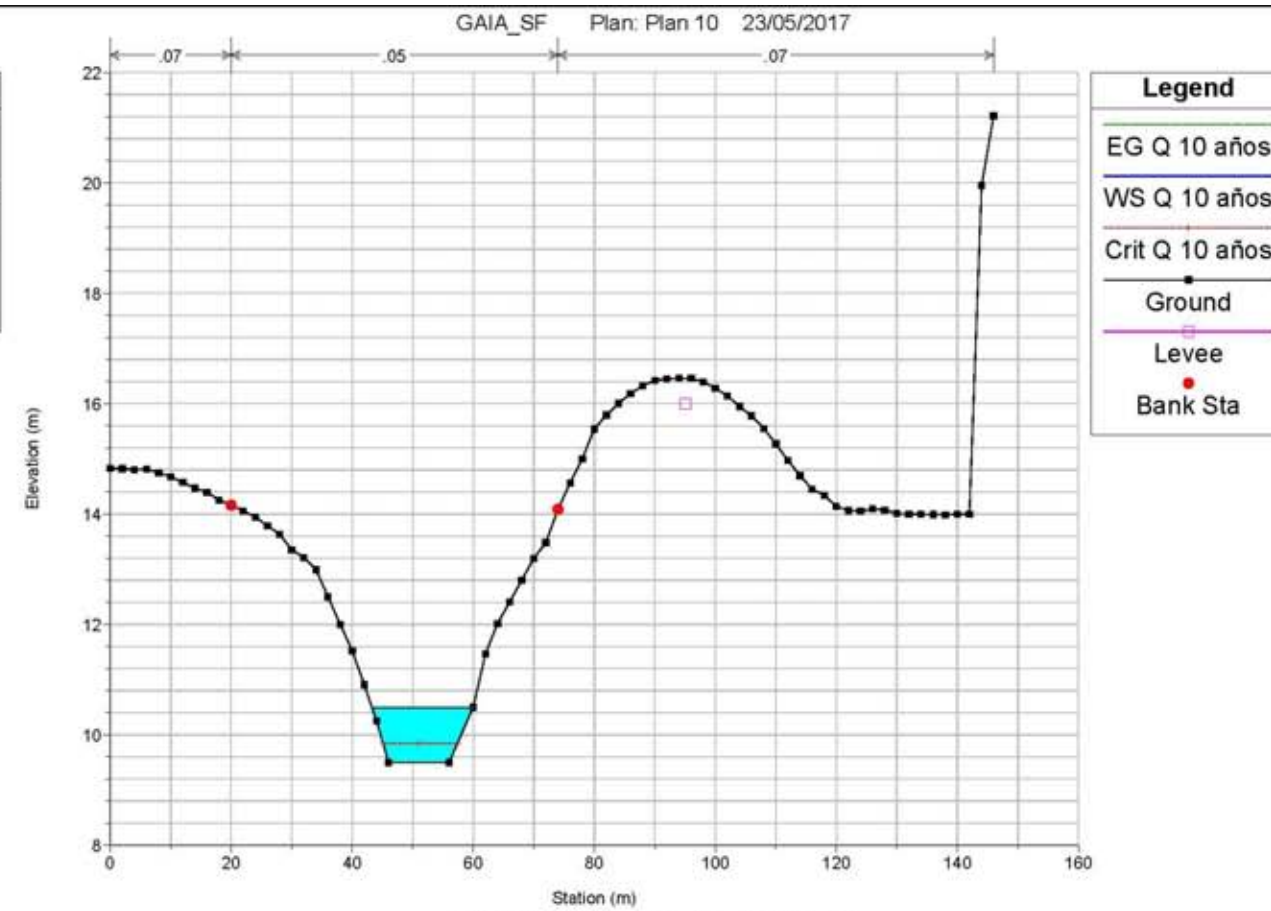
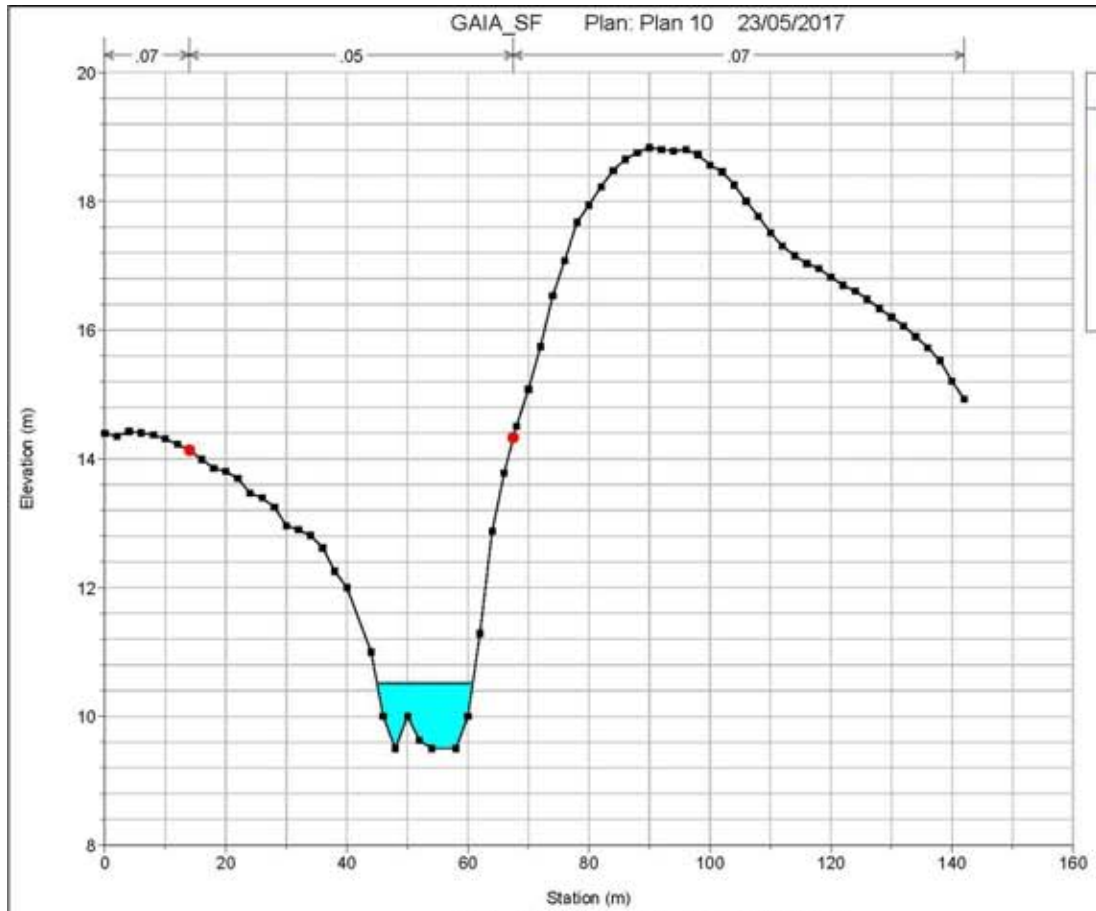


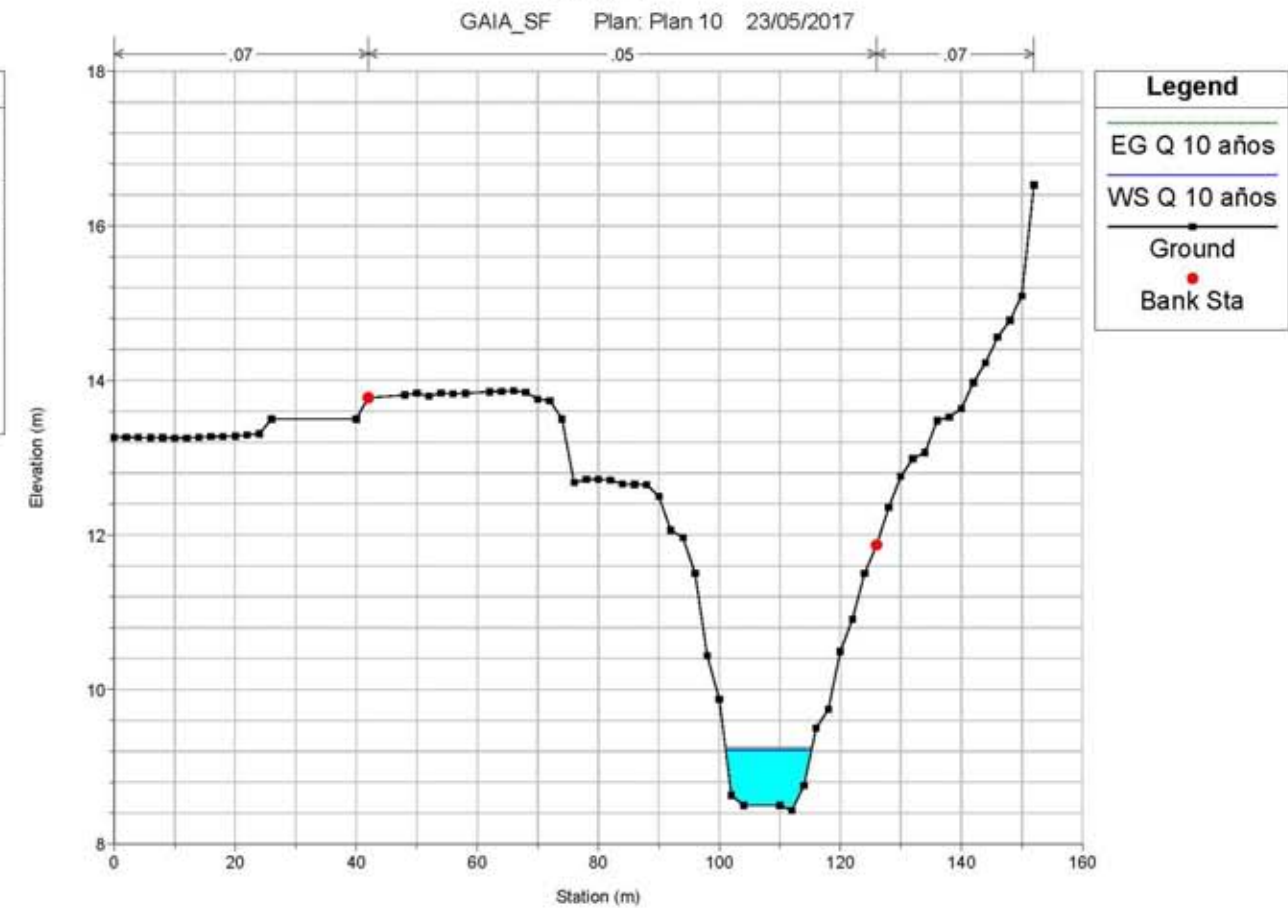
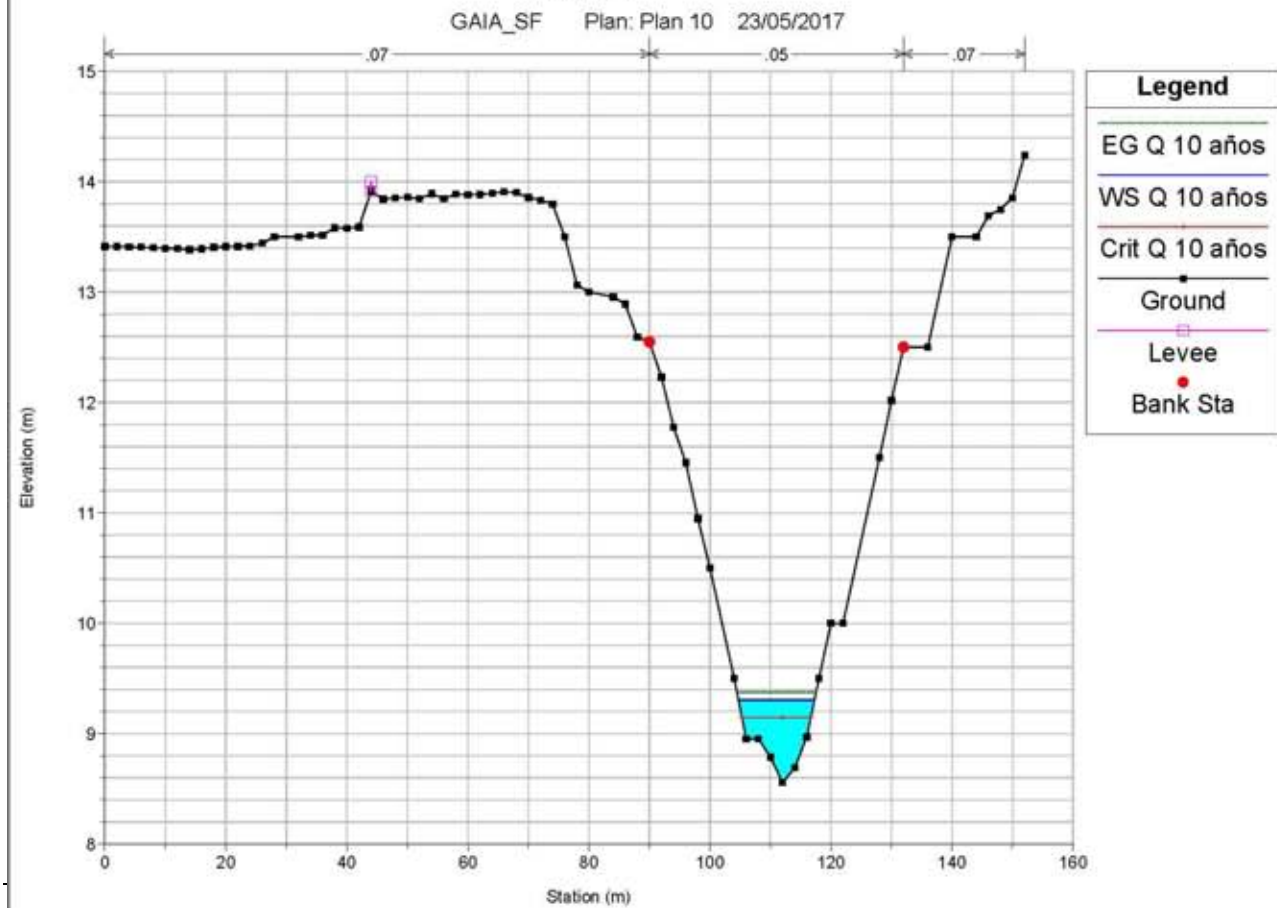
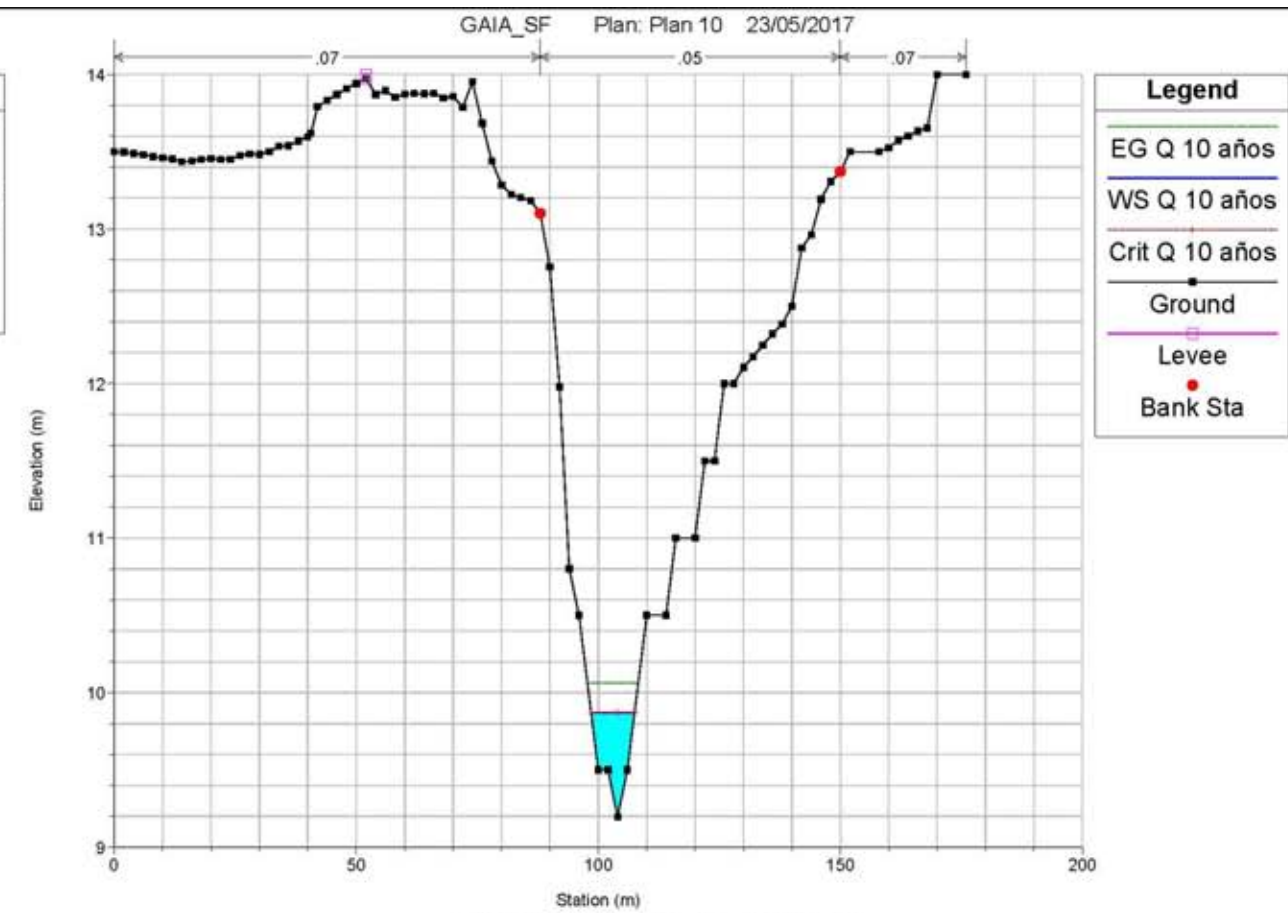
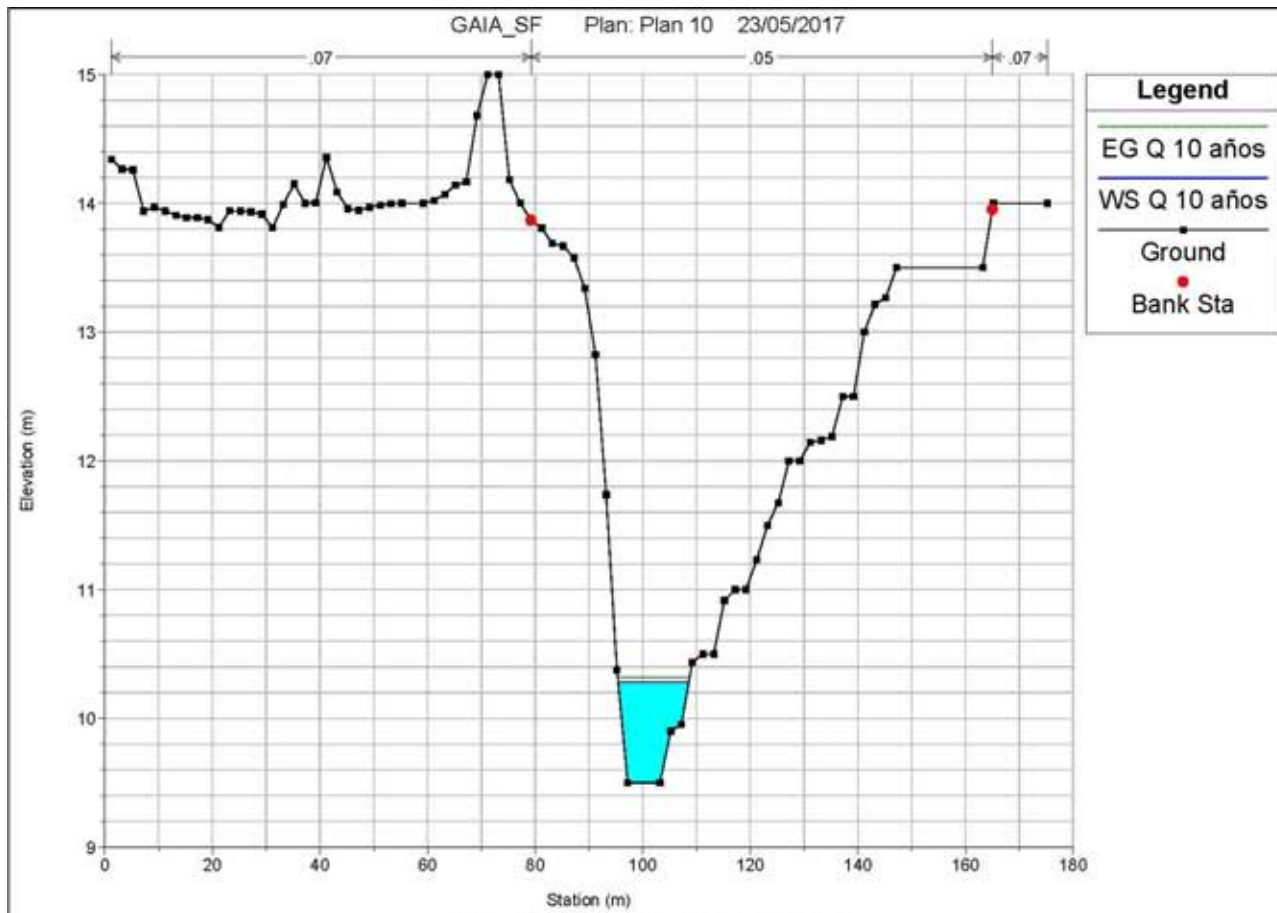


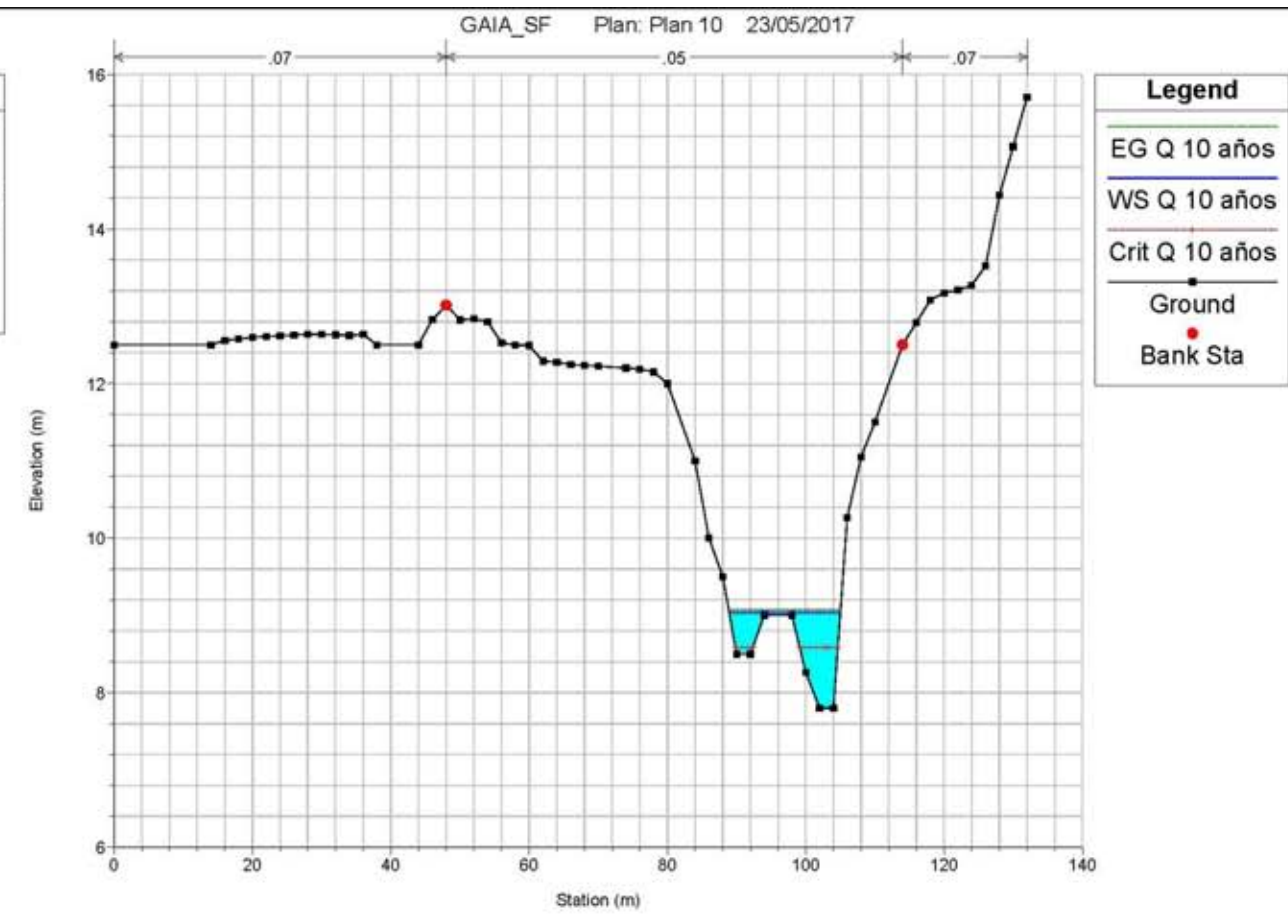
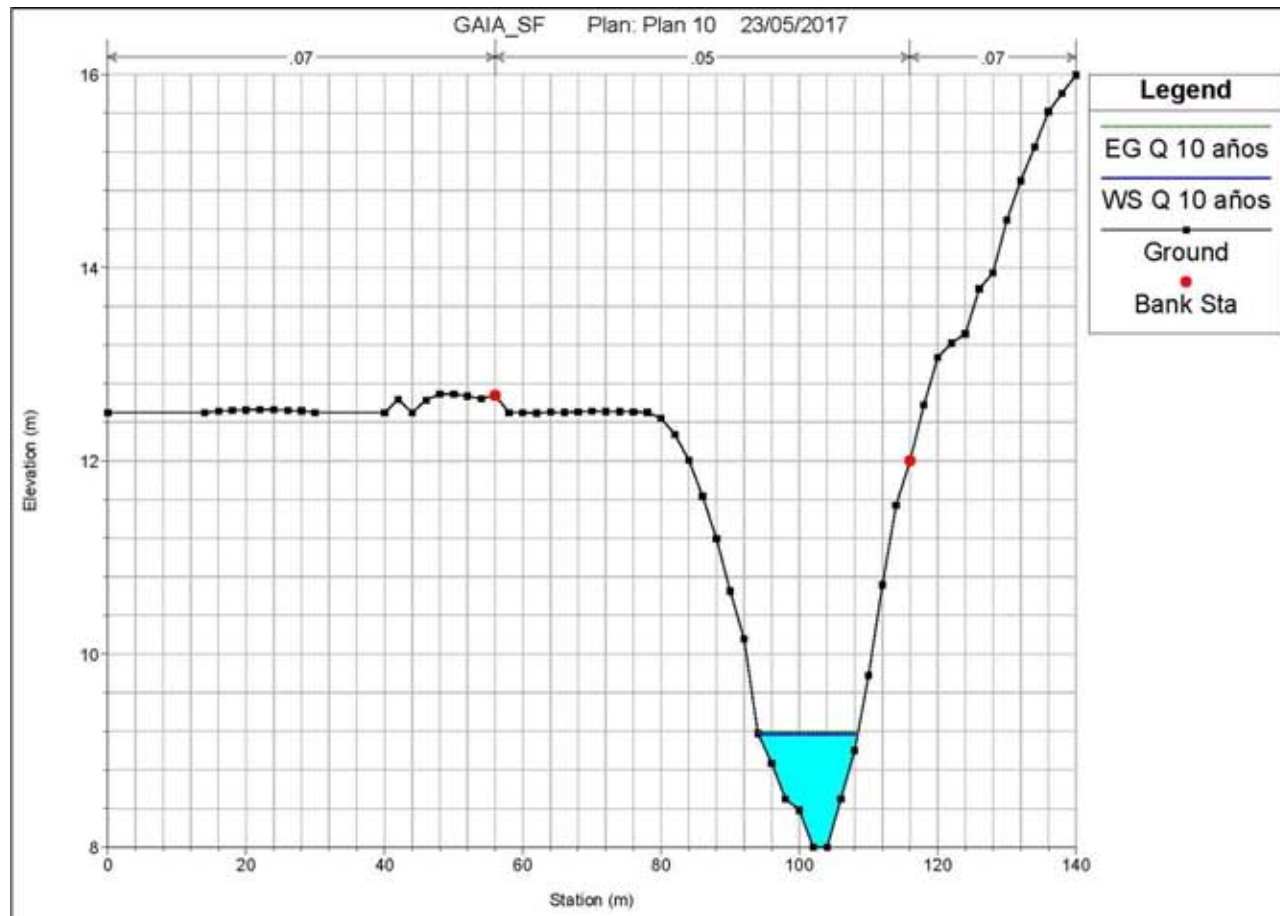




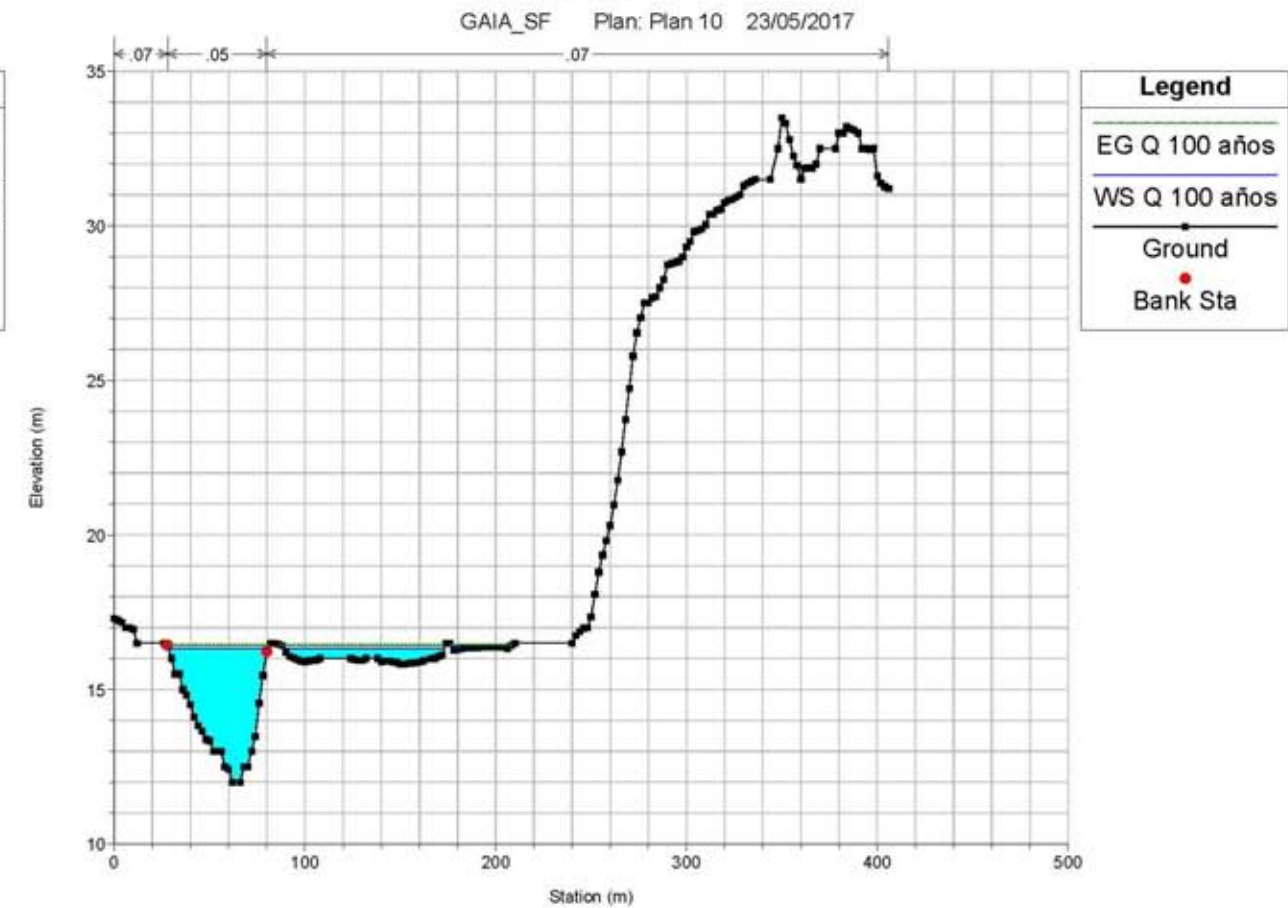
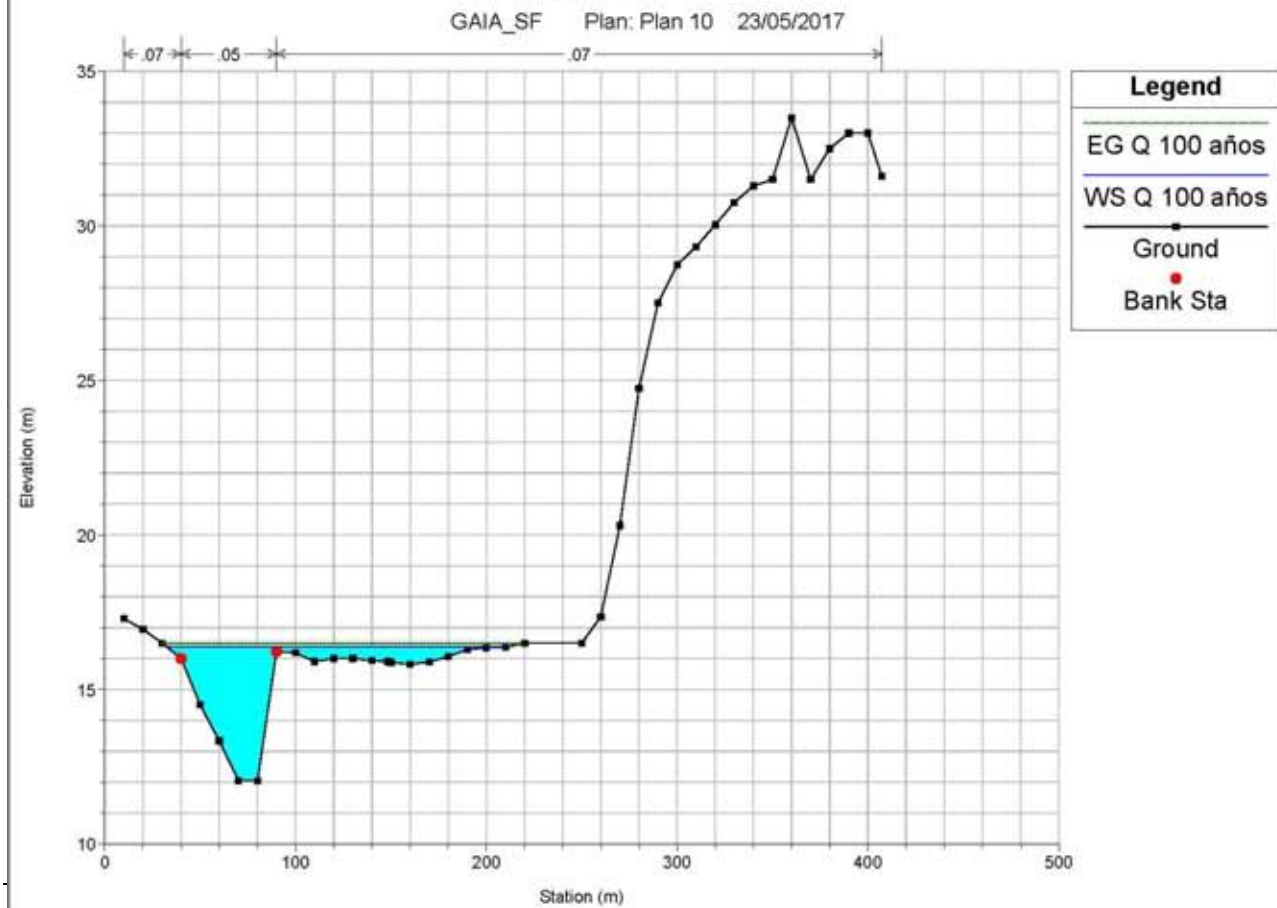
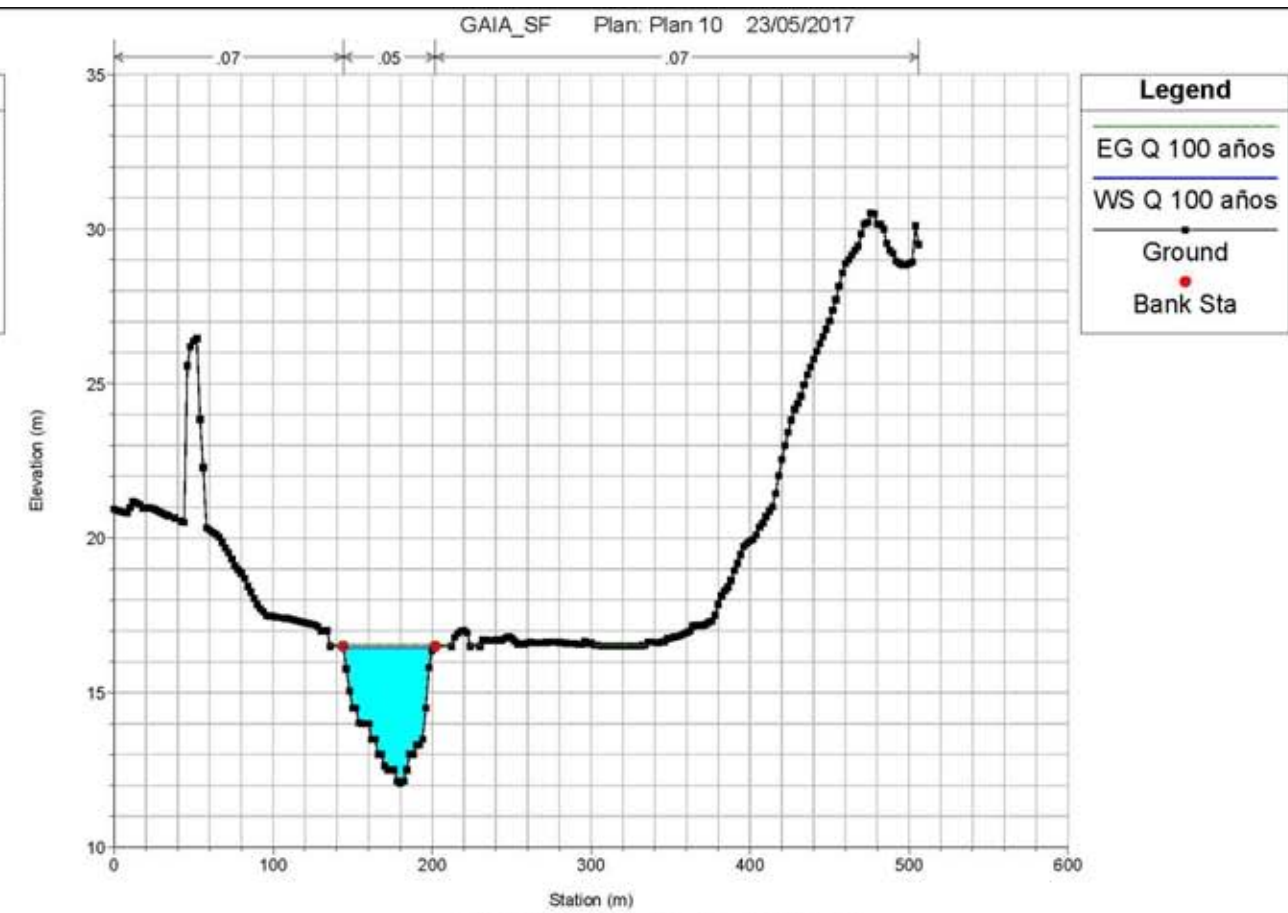
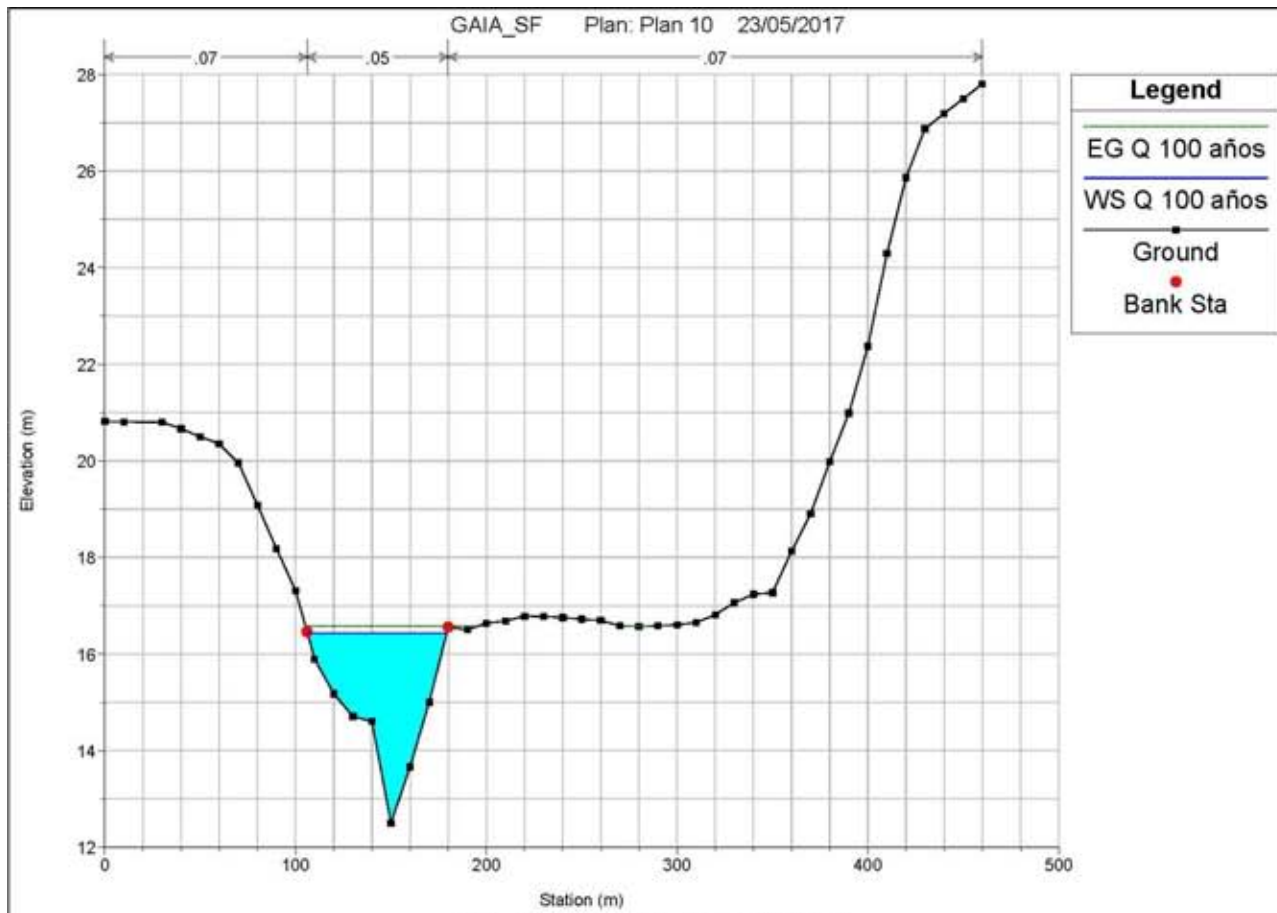


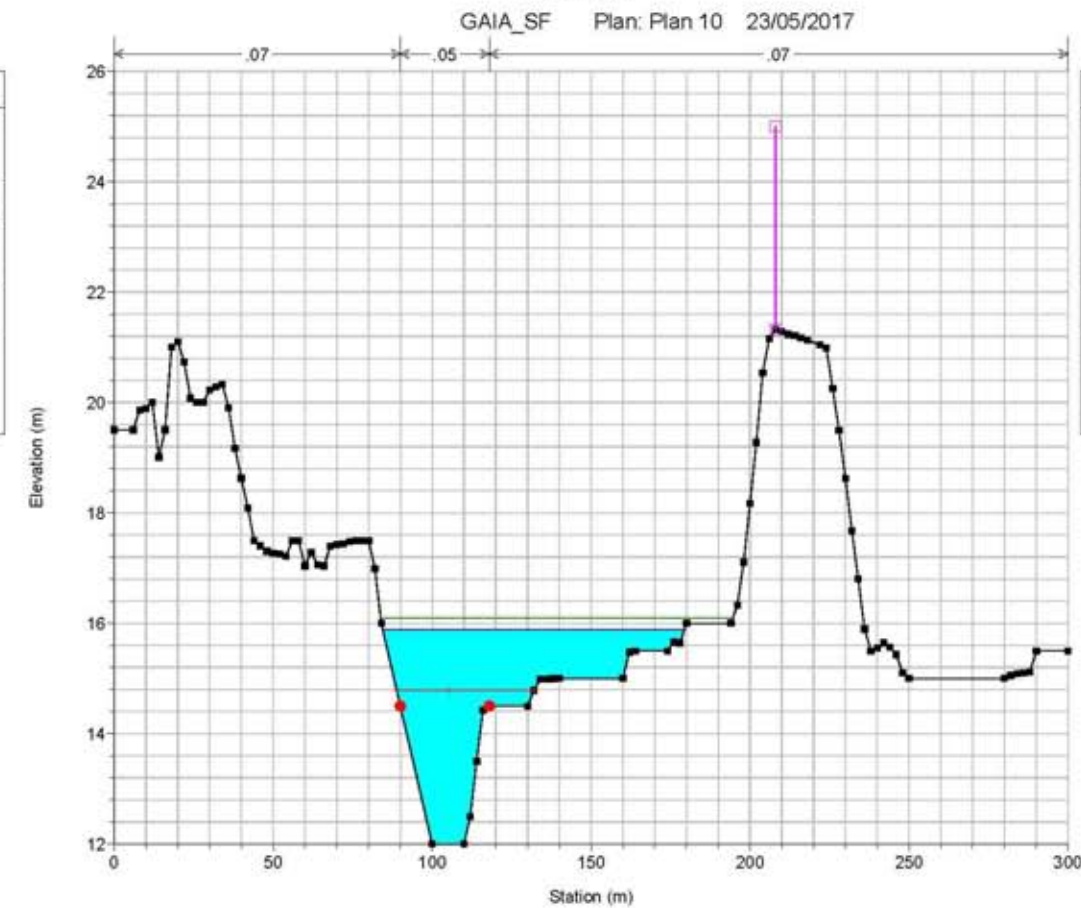
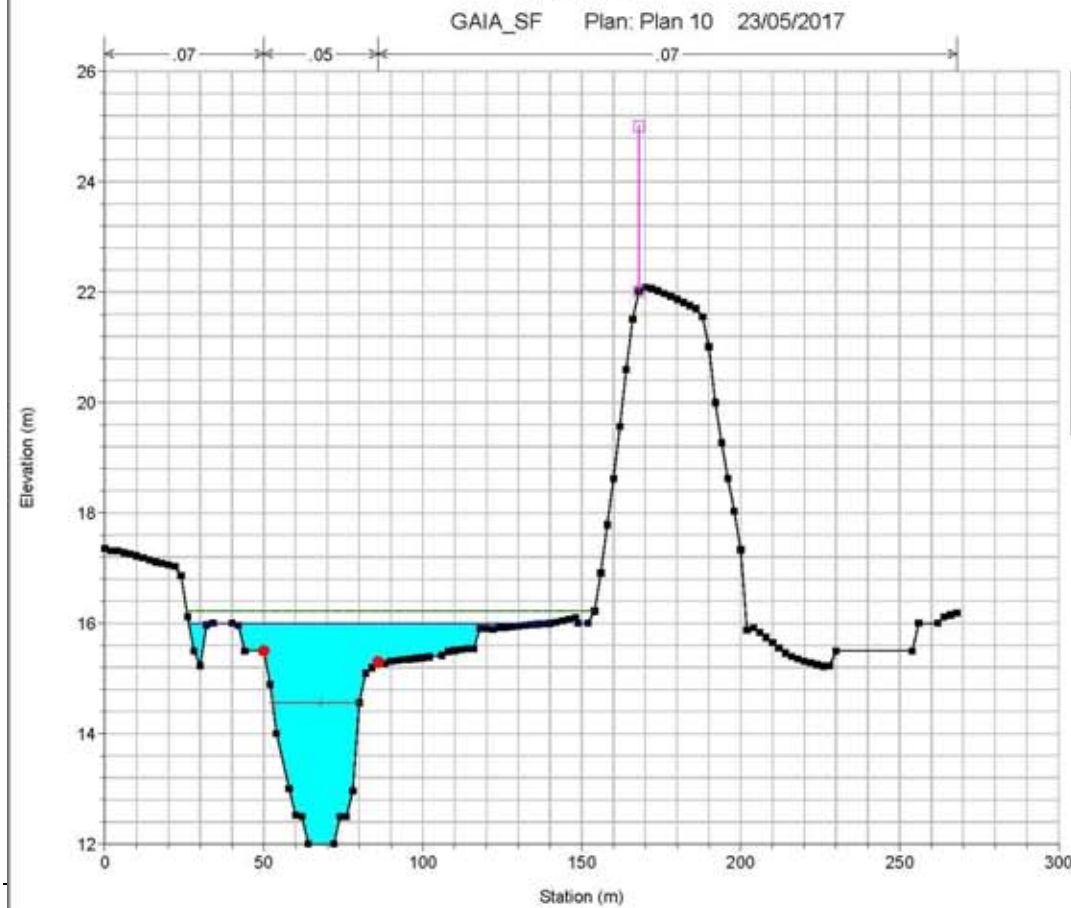
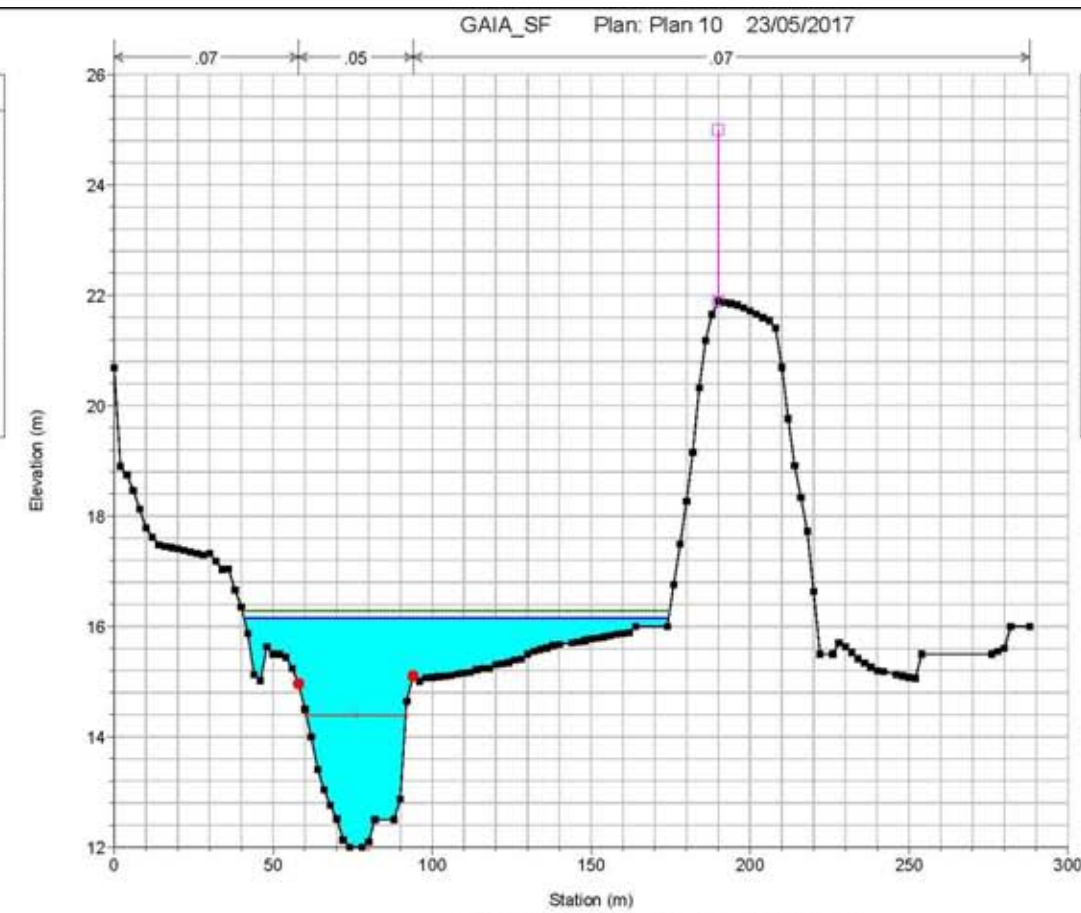
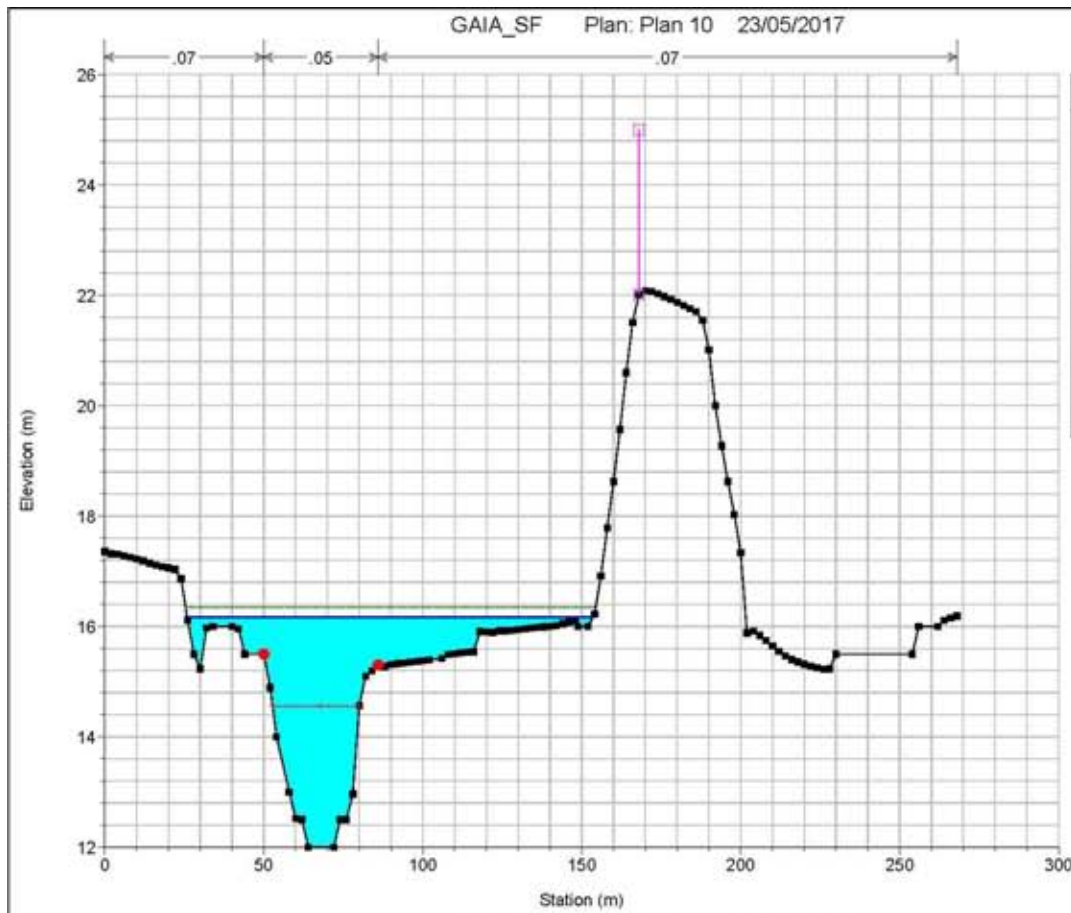


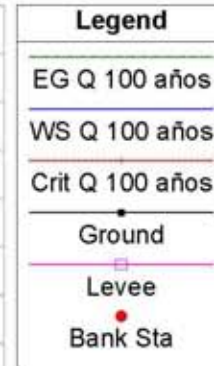
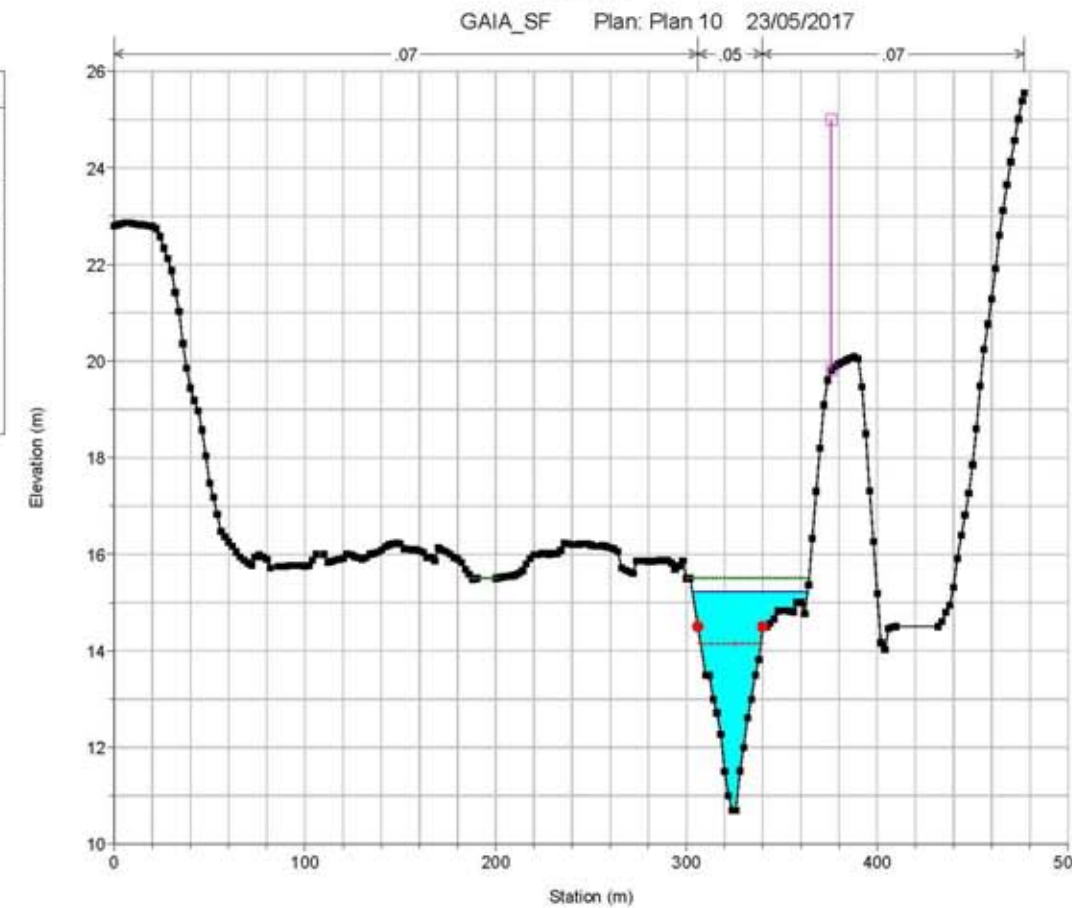
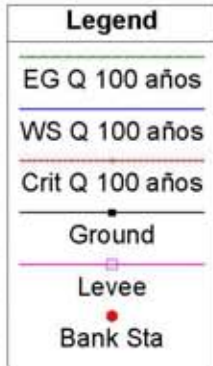
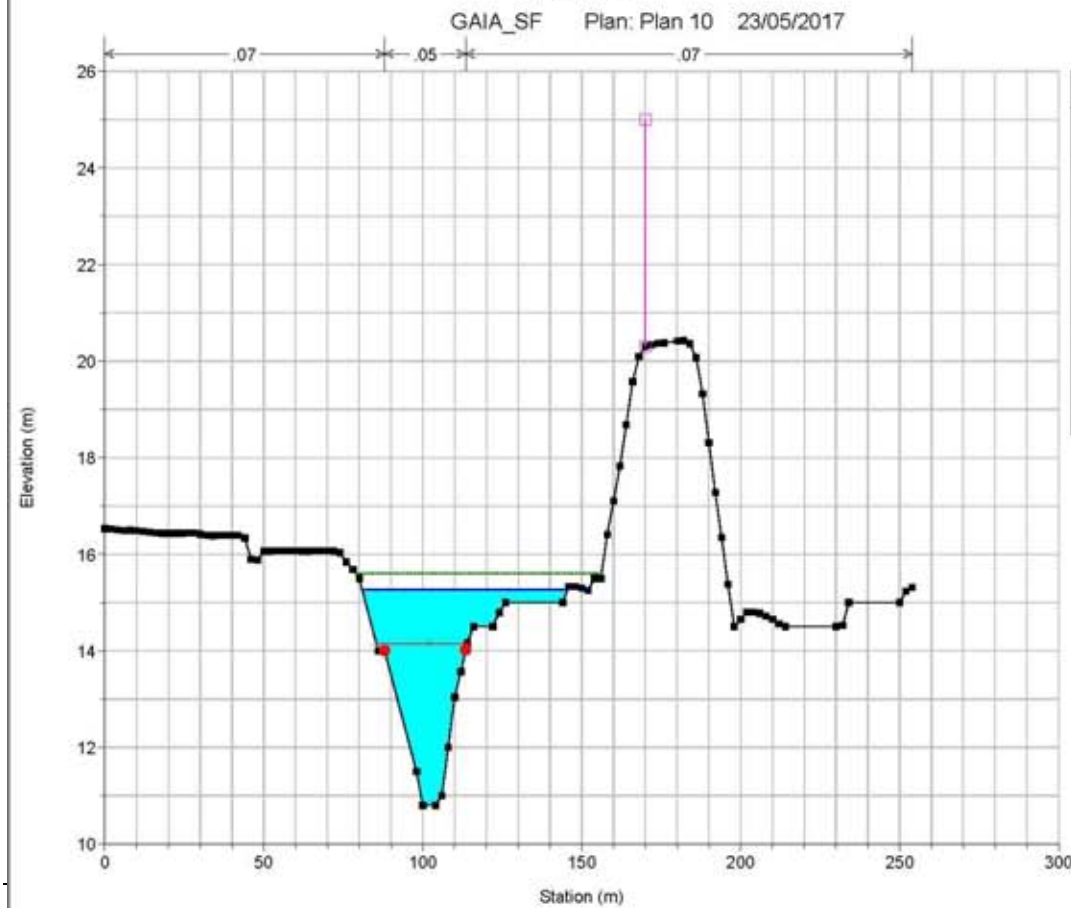
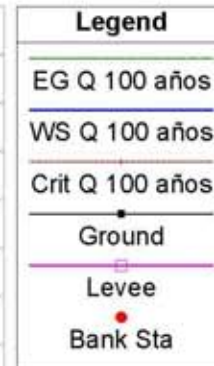
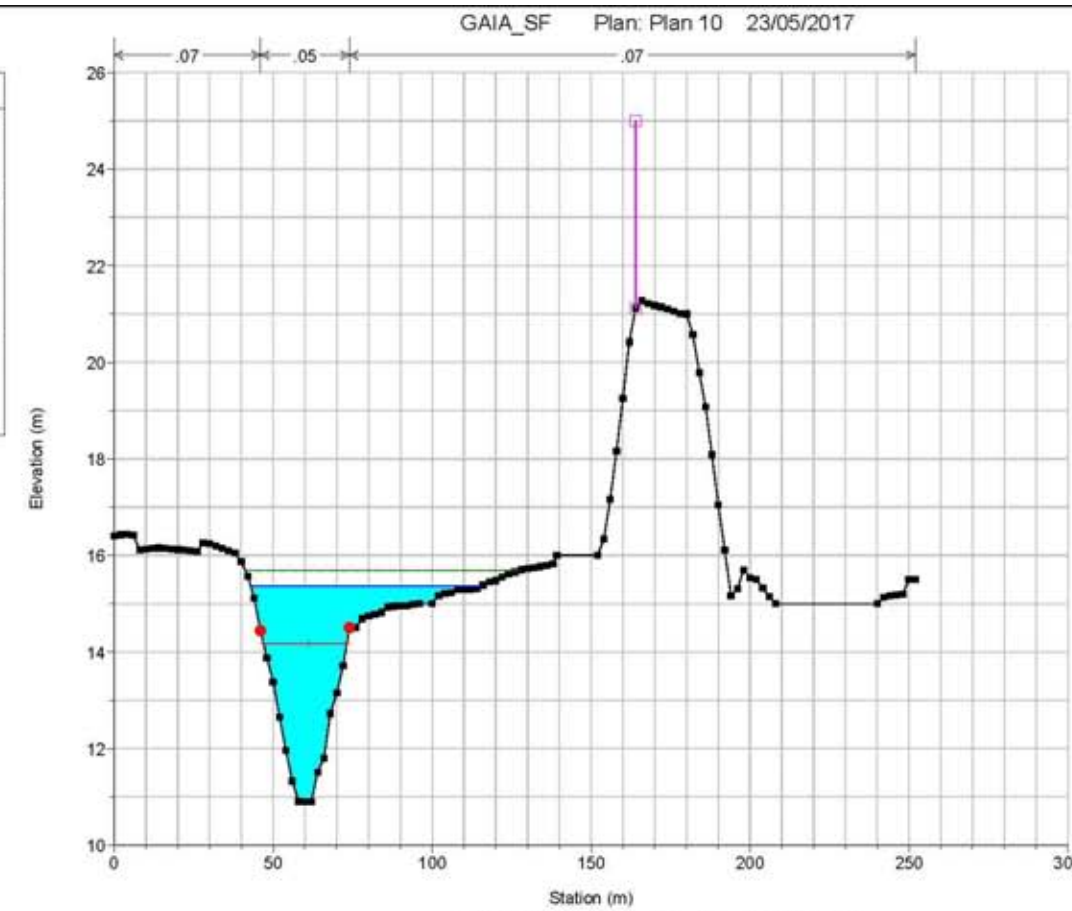
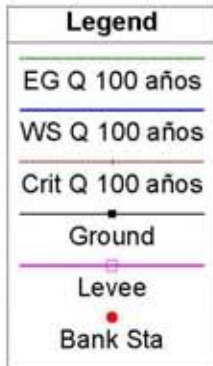
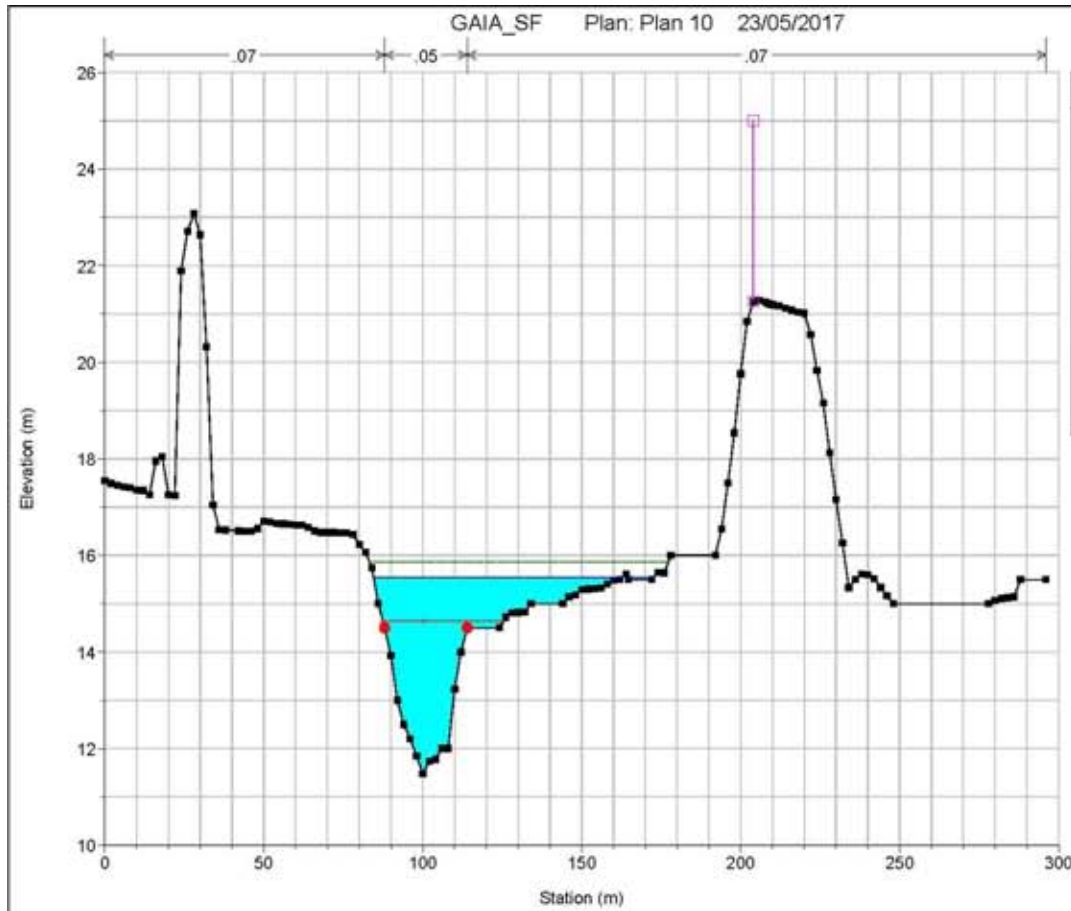


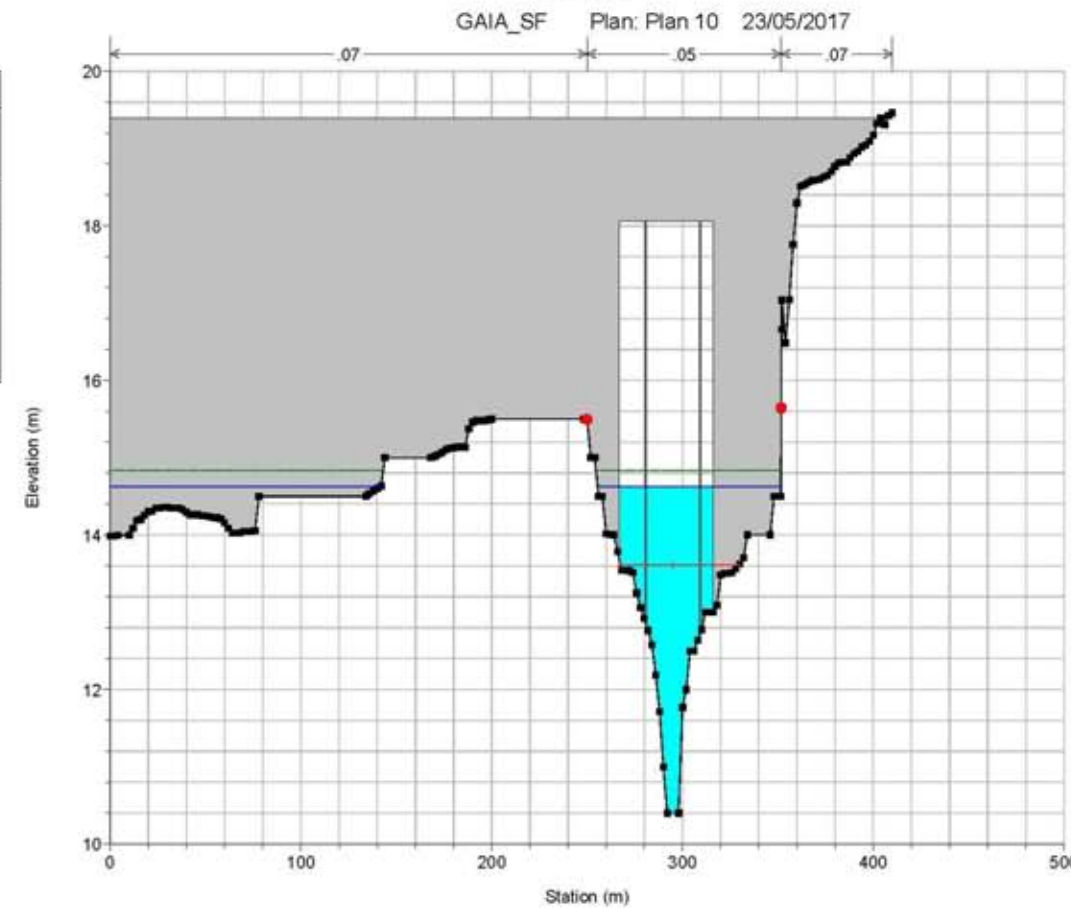
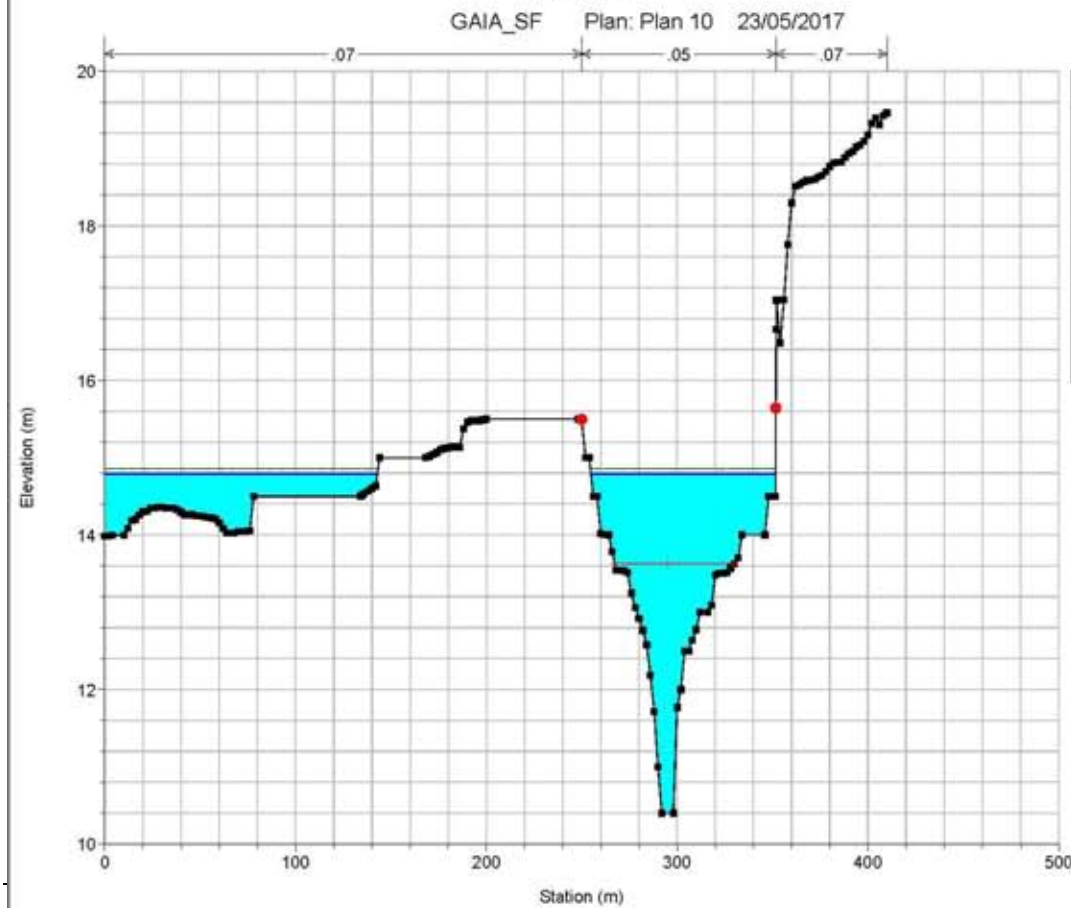
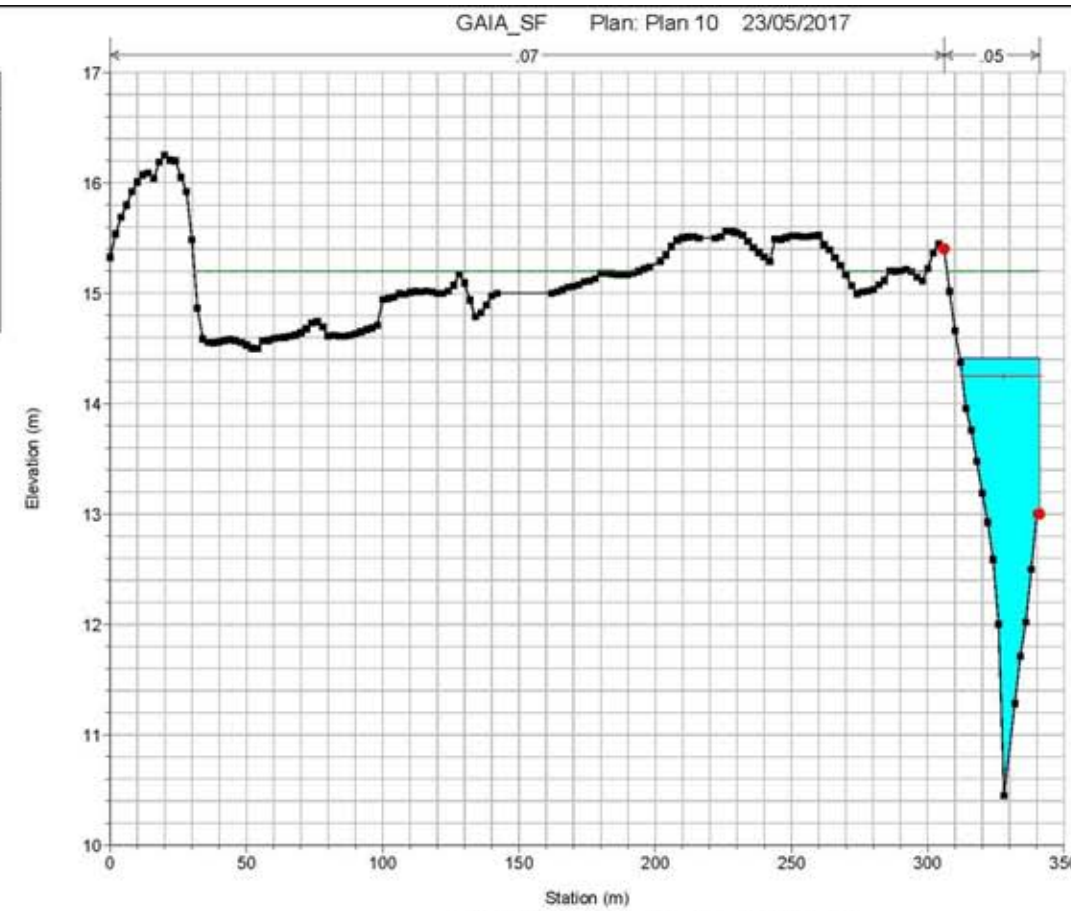
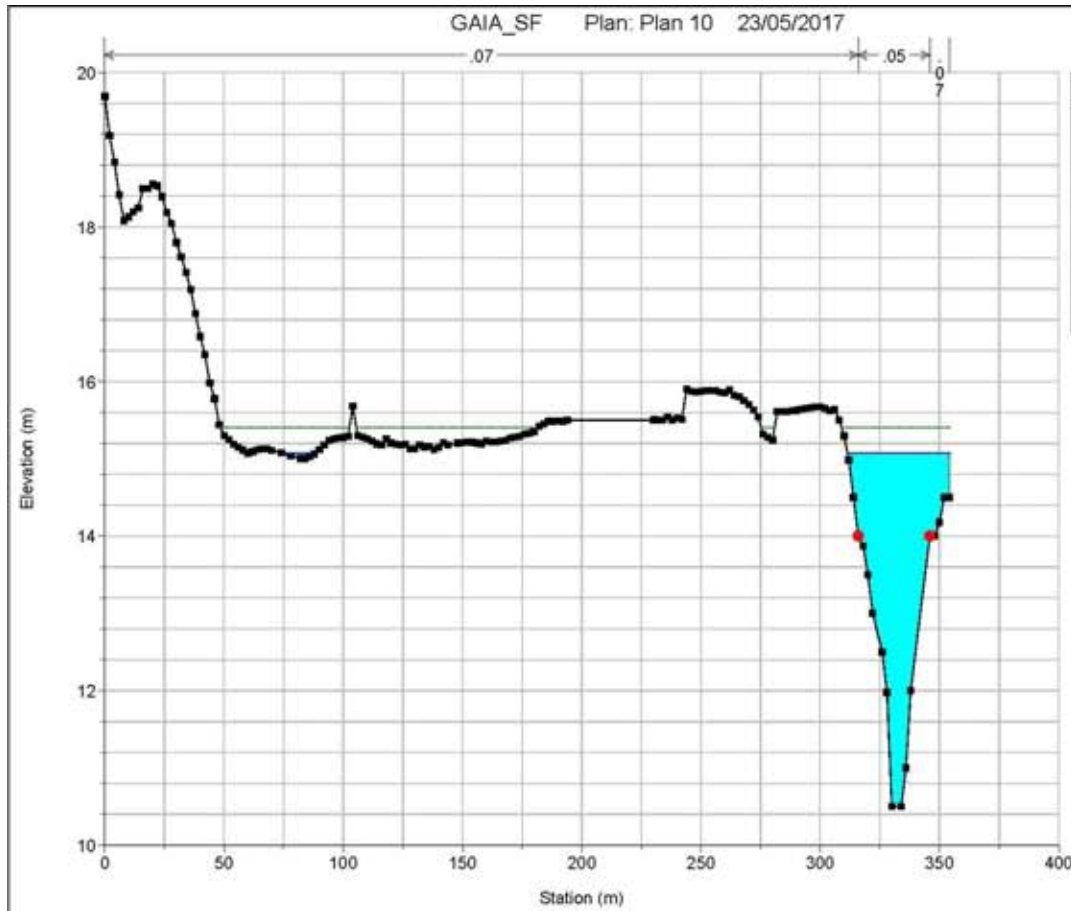


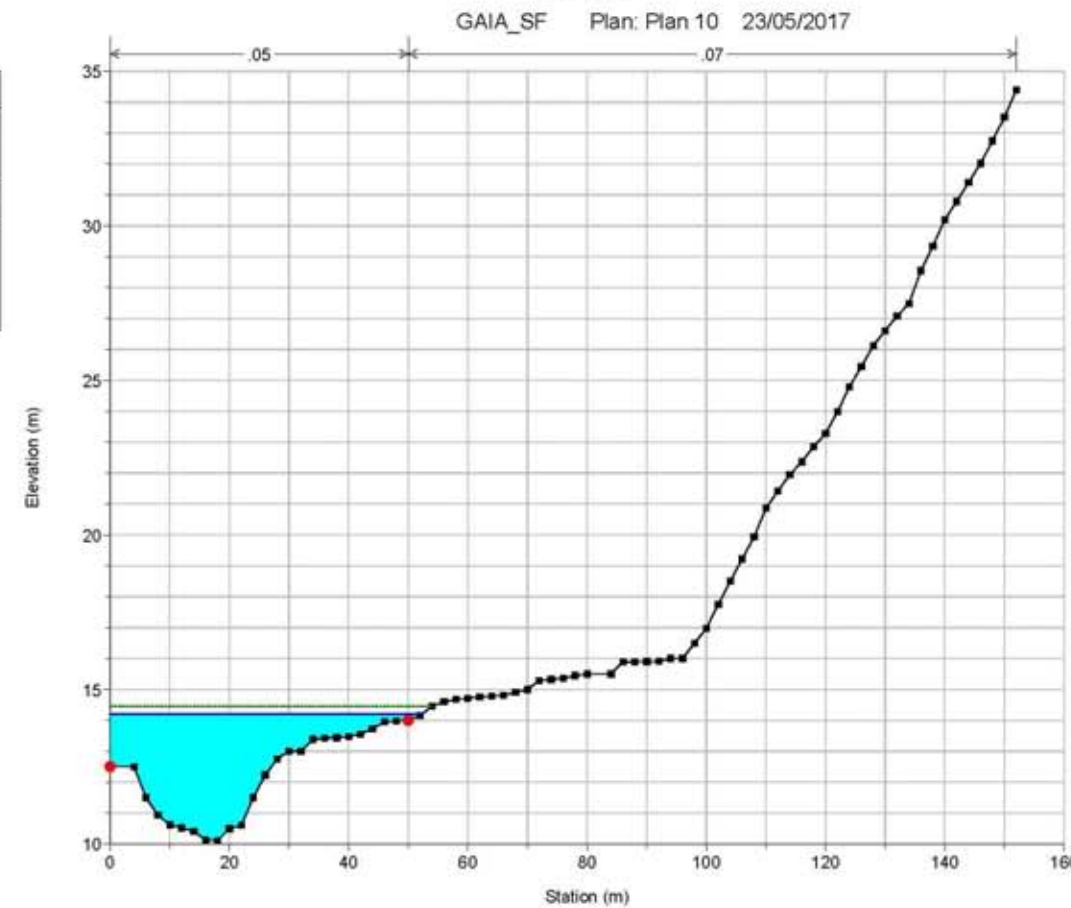
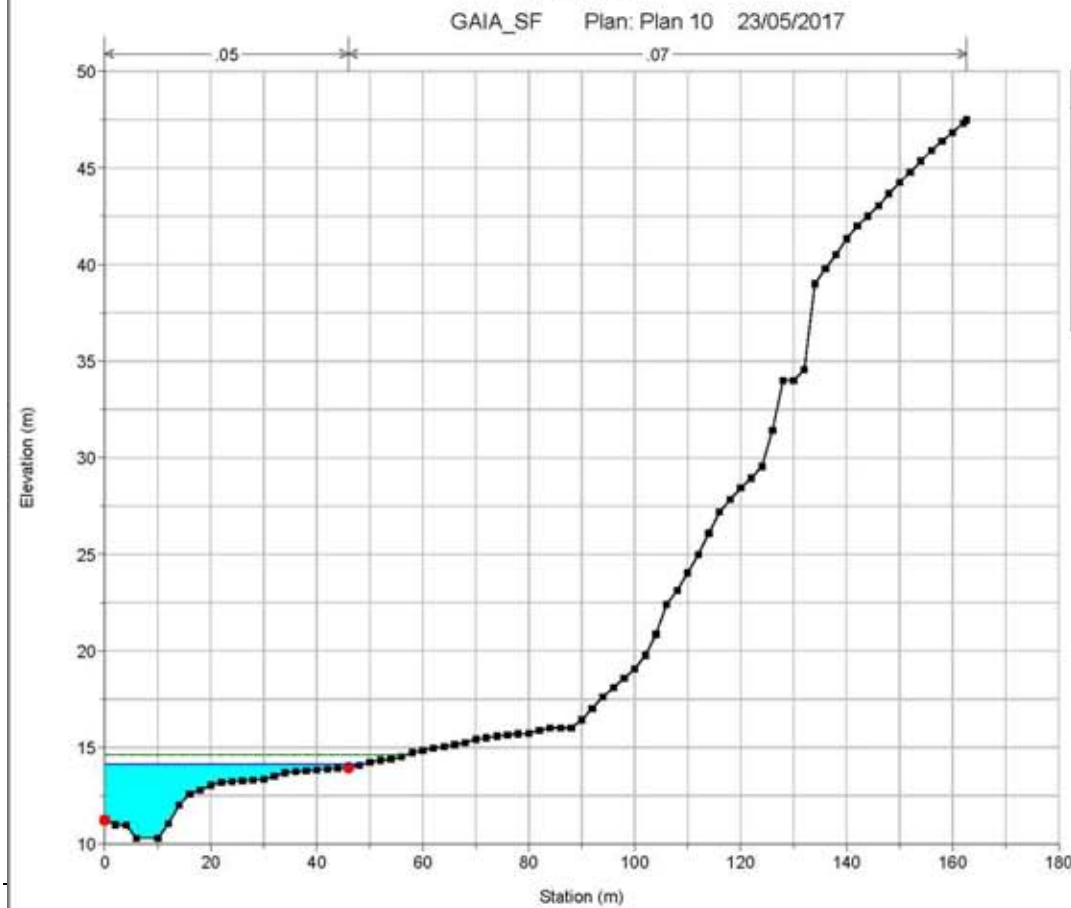
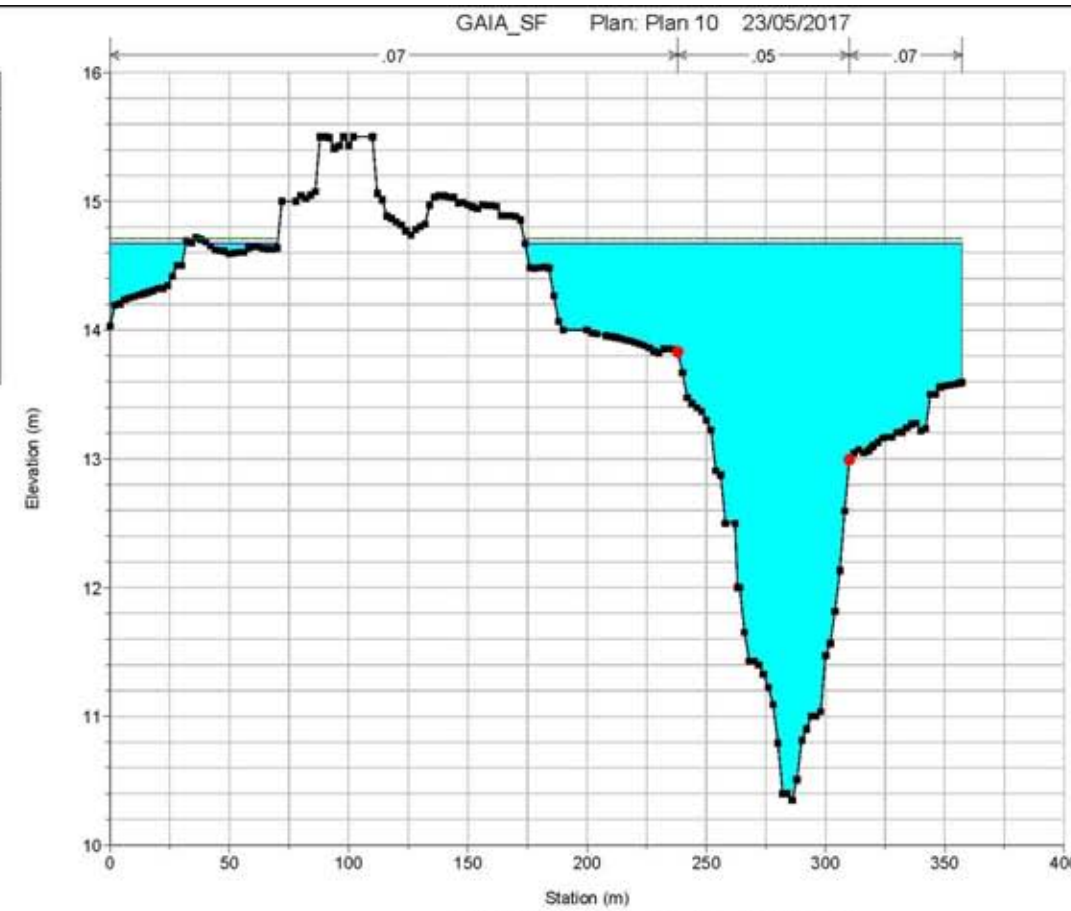
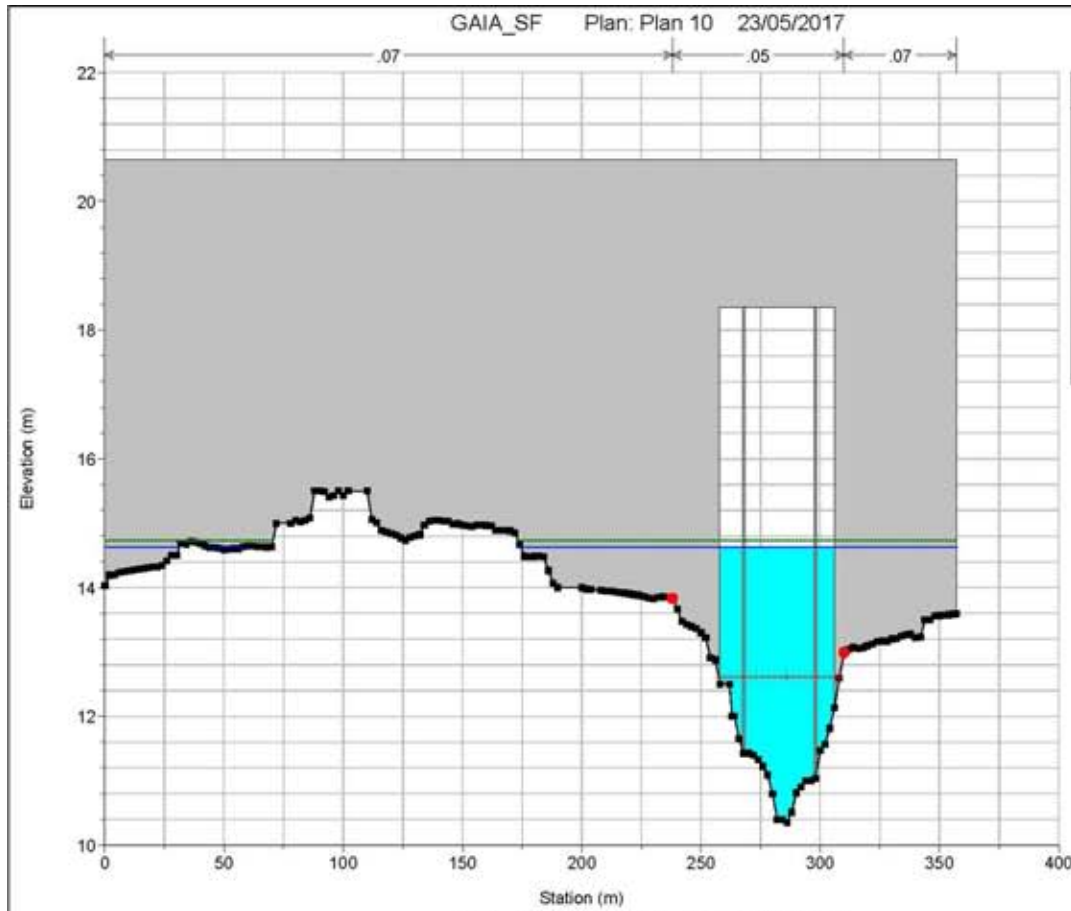
**APÉNDICE Nº 11. PERFILES TRANSVERSALES: RIERA DEL GAIÀ.
SITUACIÓN FUTURA. PERIODO DE RETORNO: 100 AÑOS**

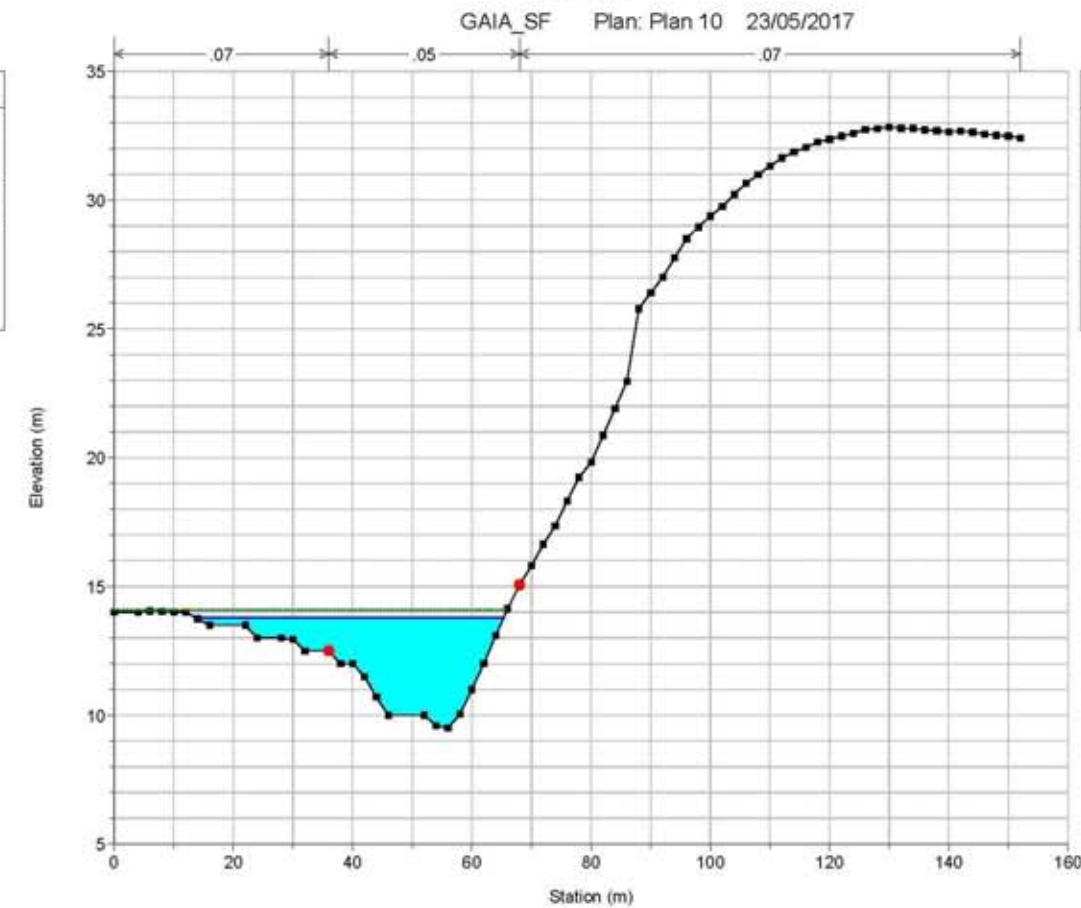
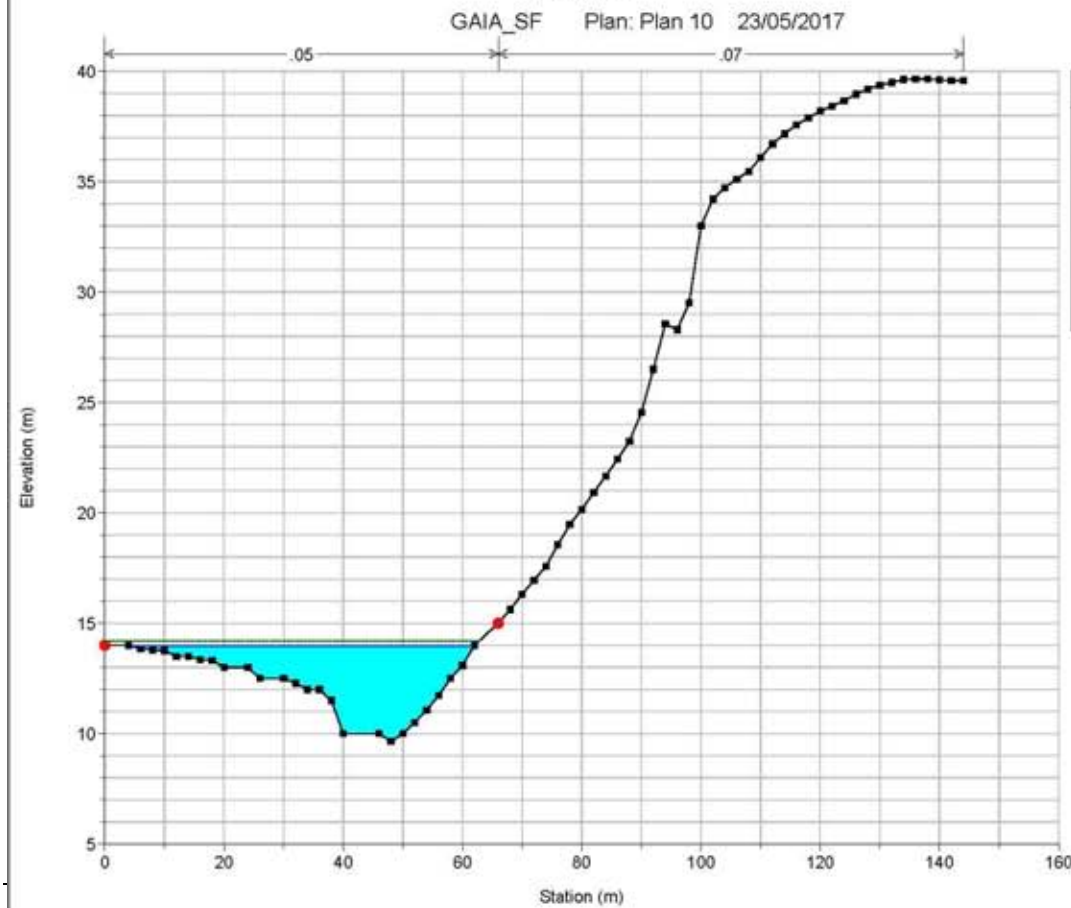
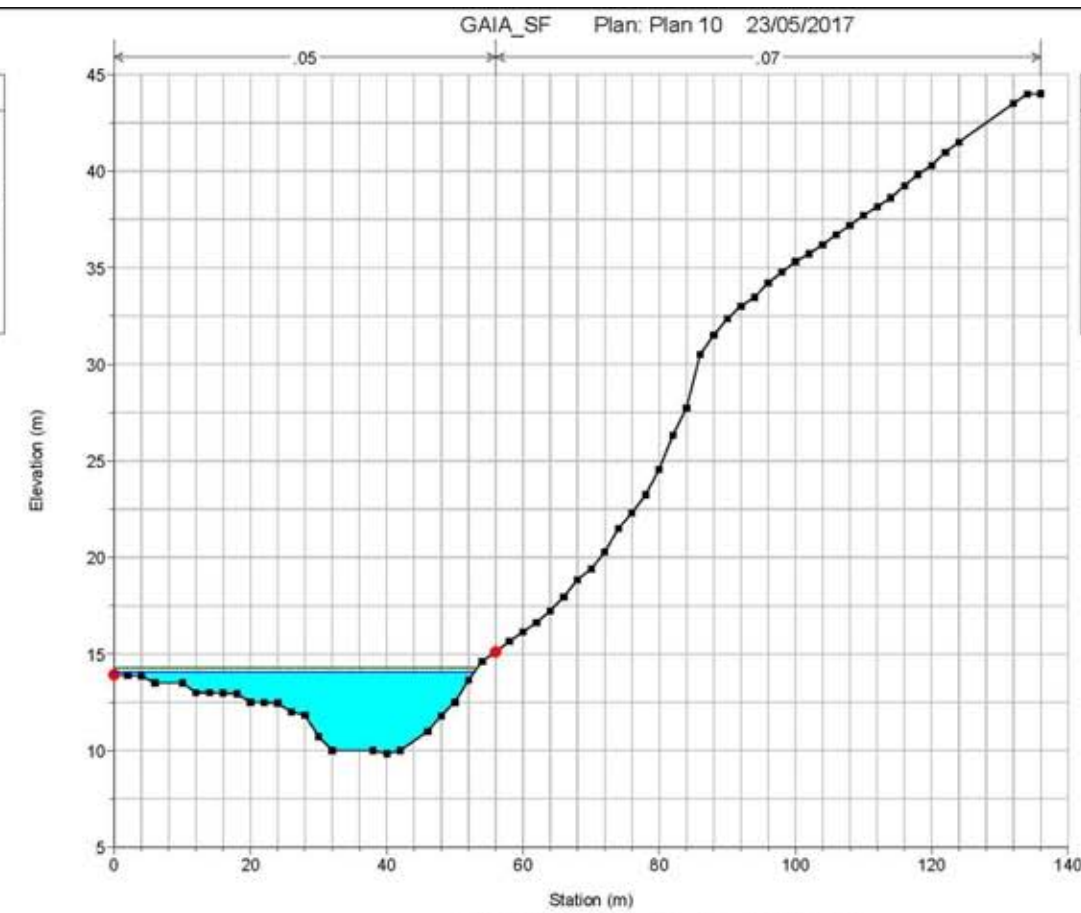
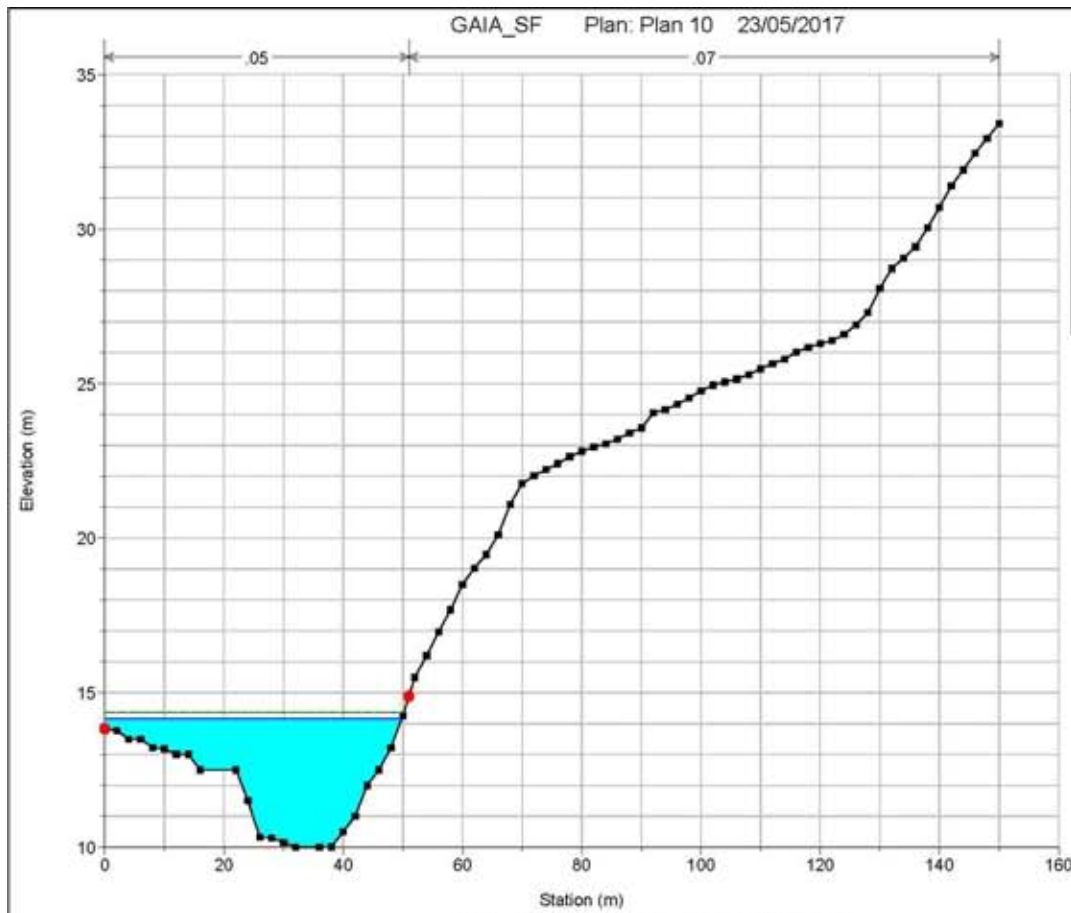


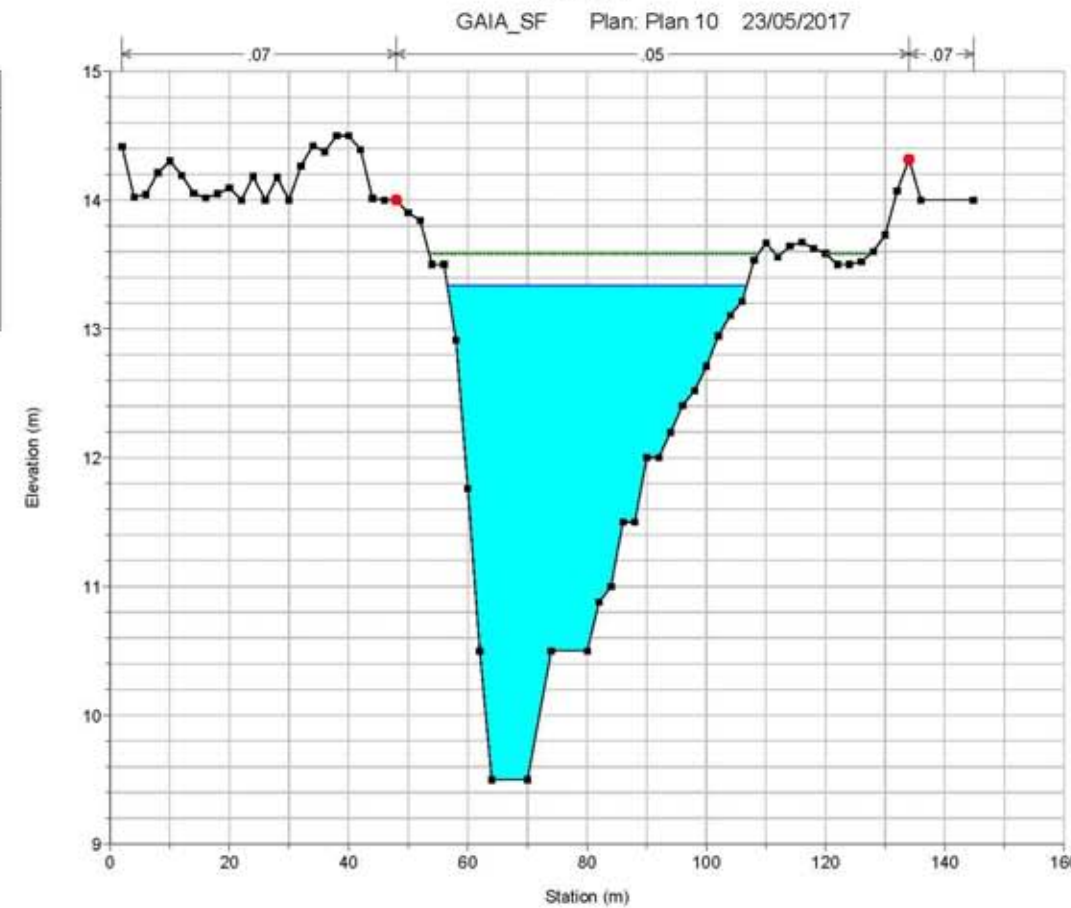
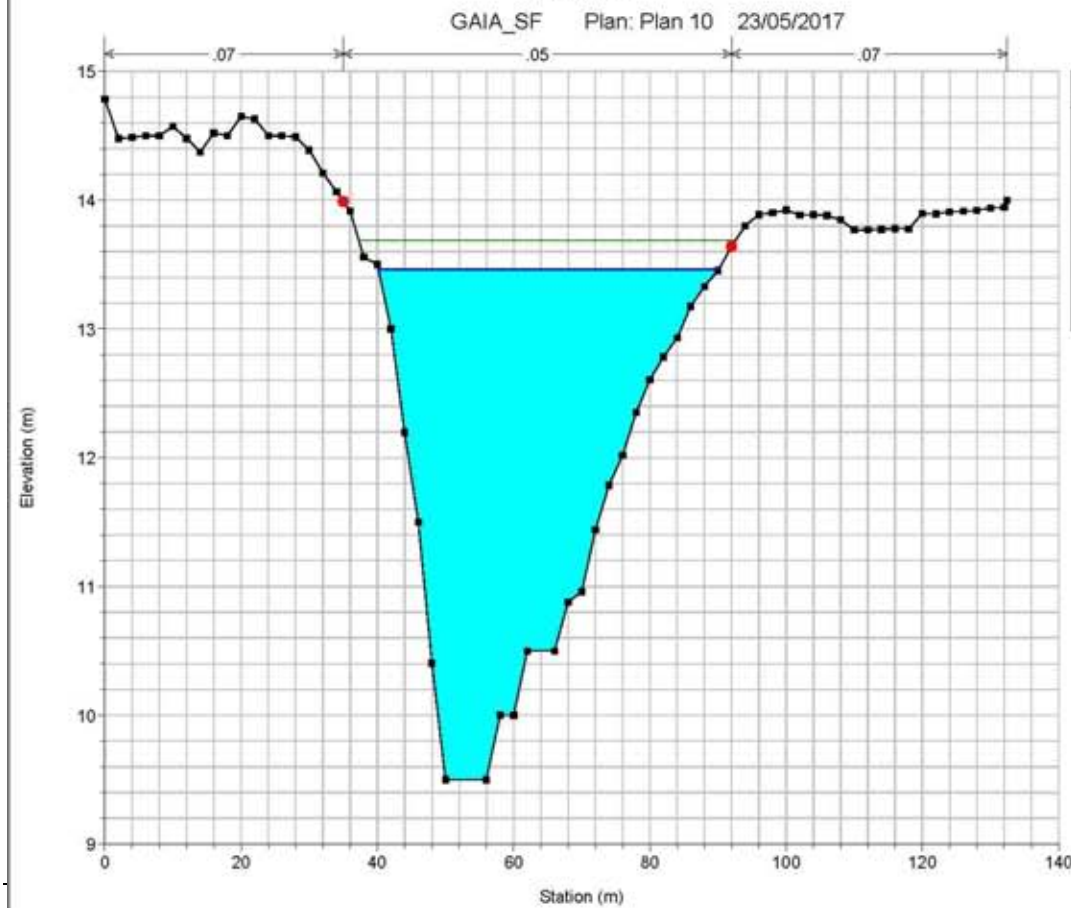
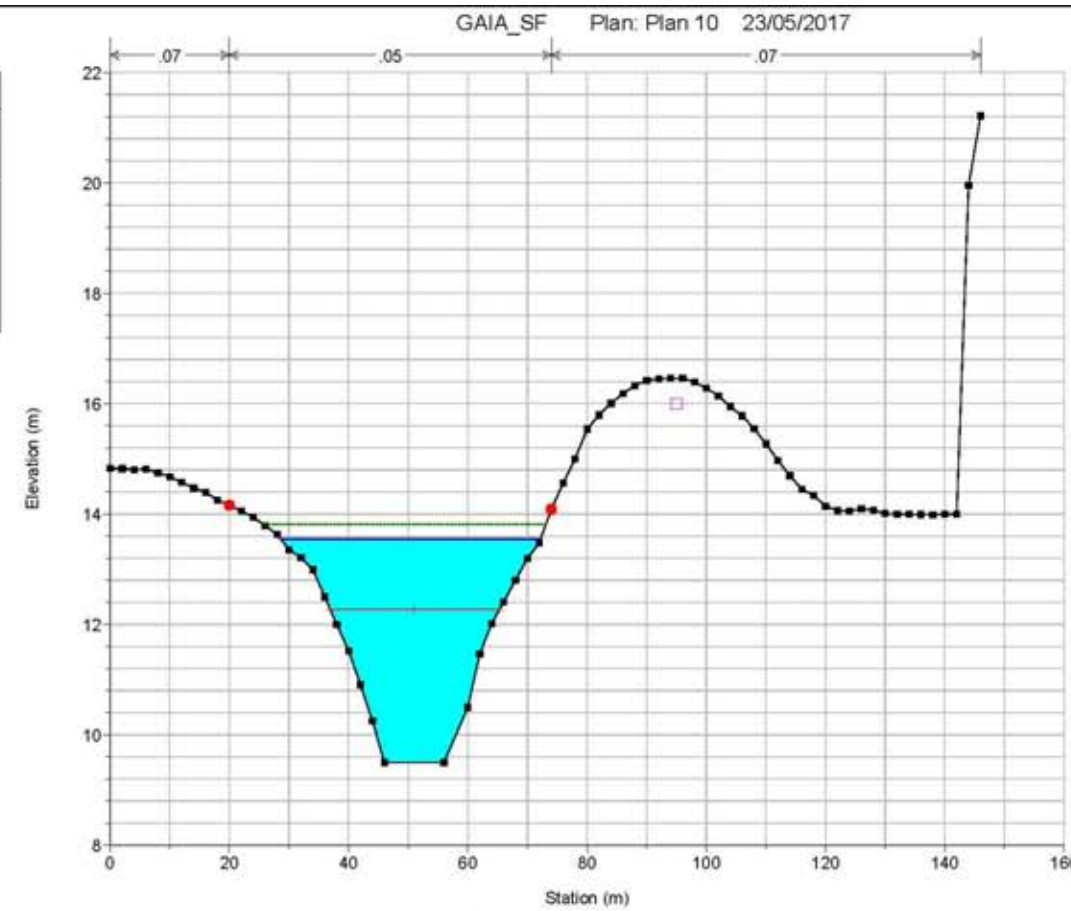
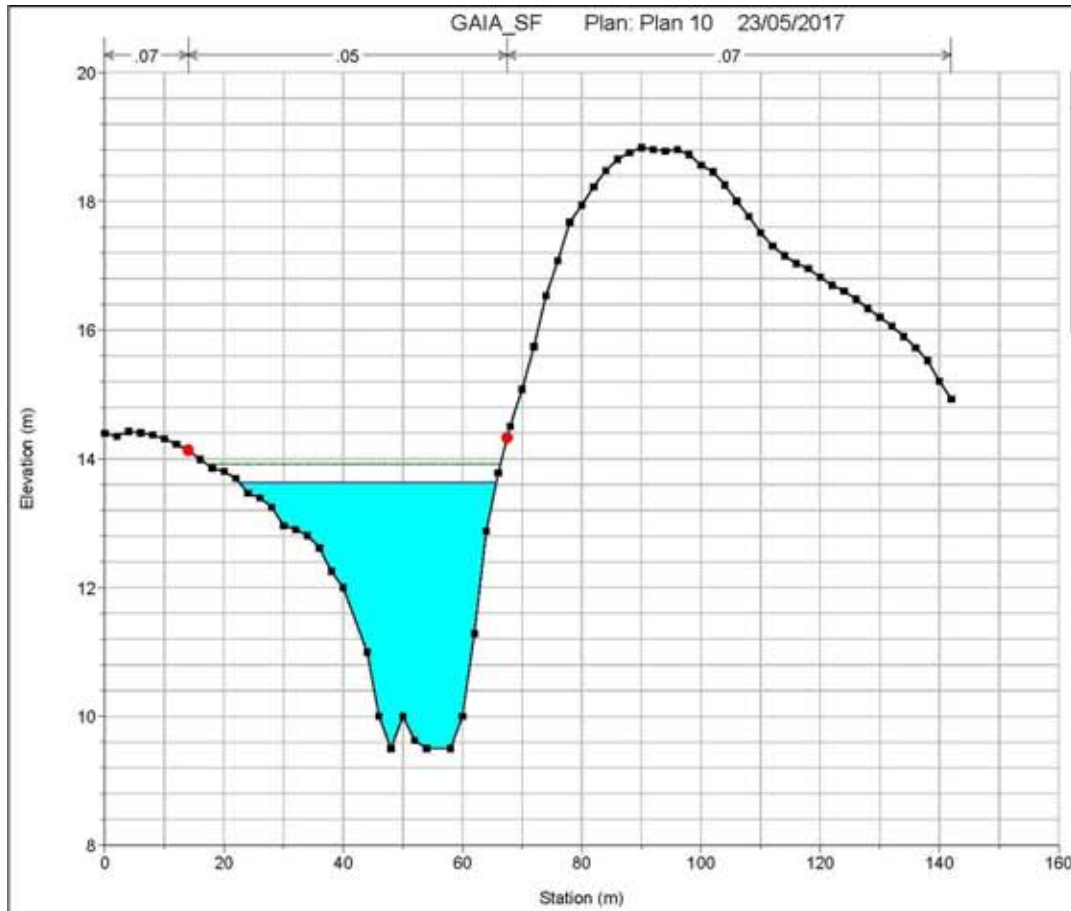


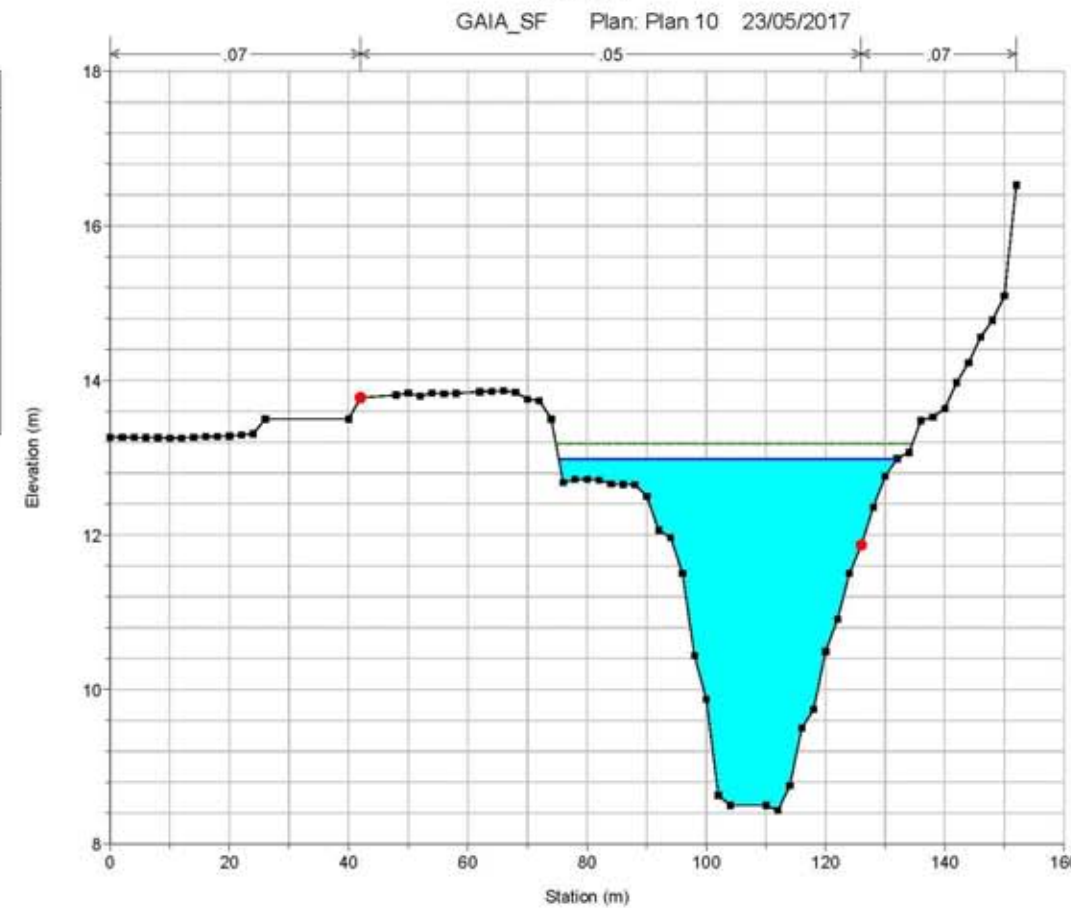
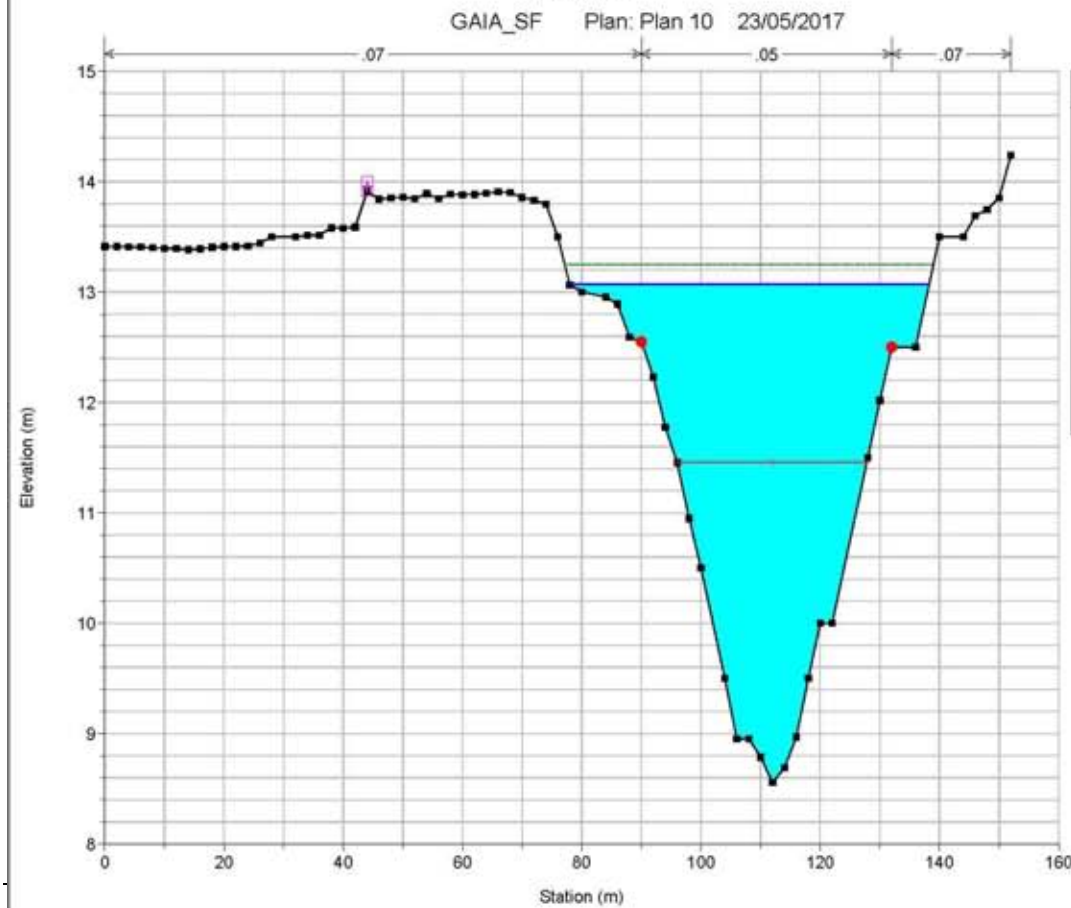
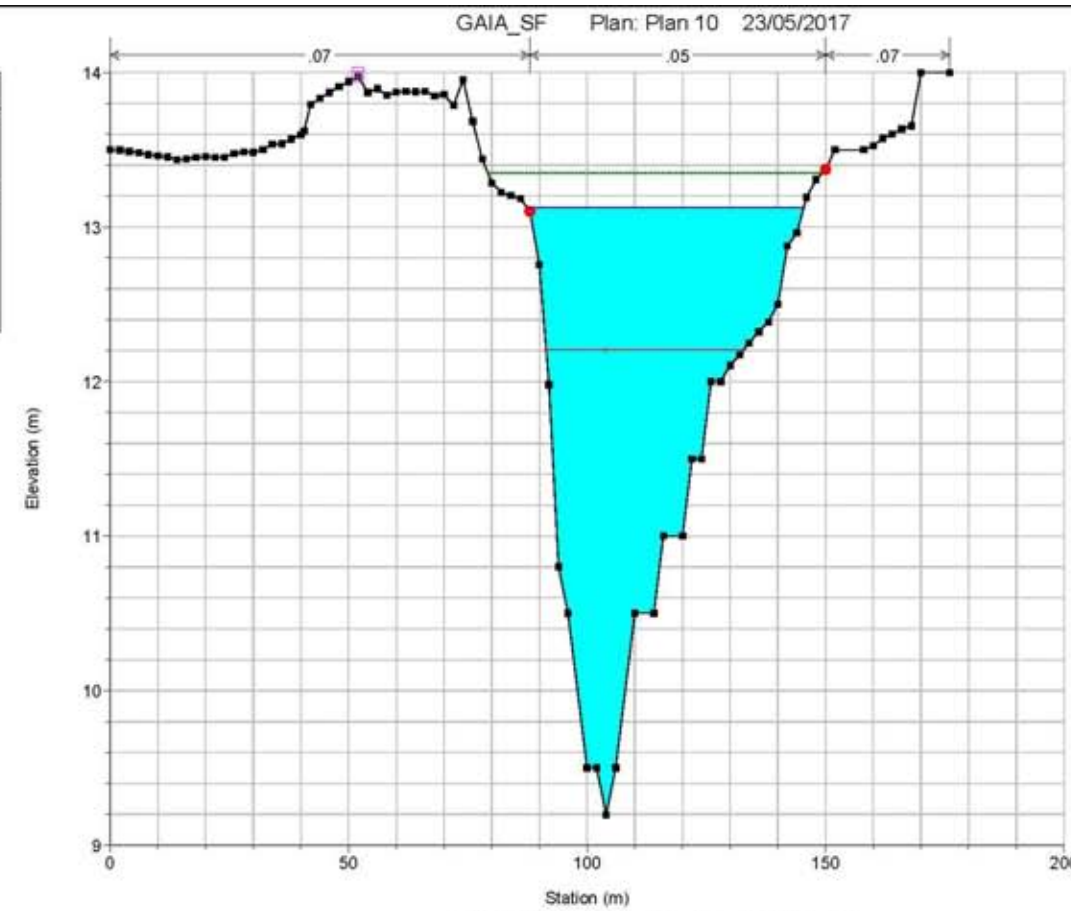
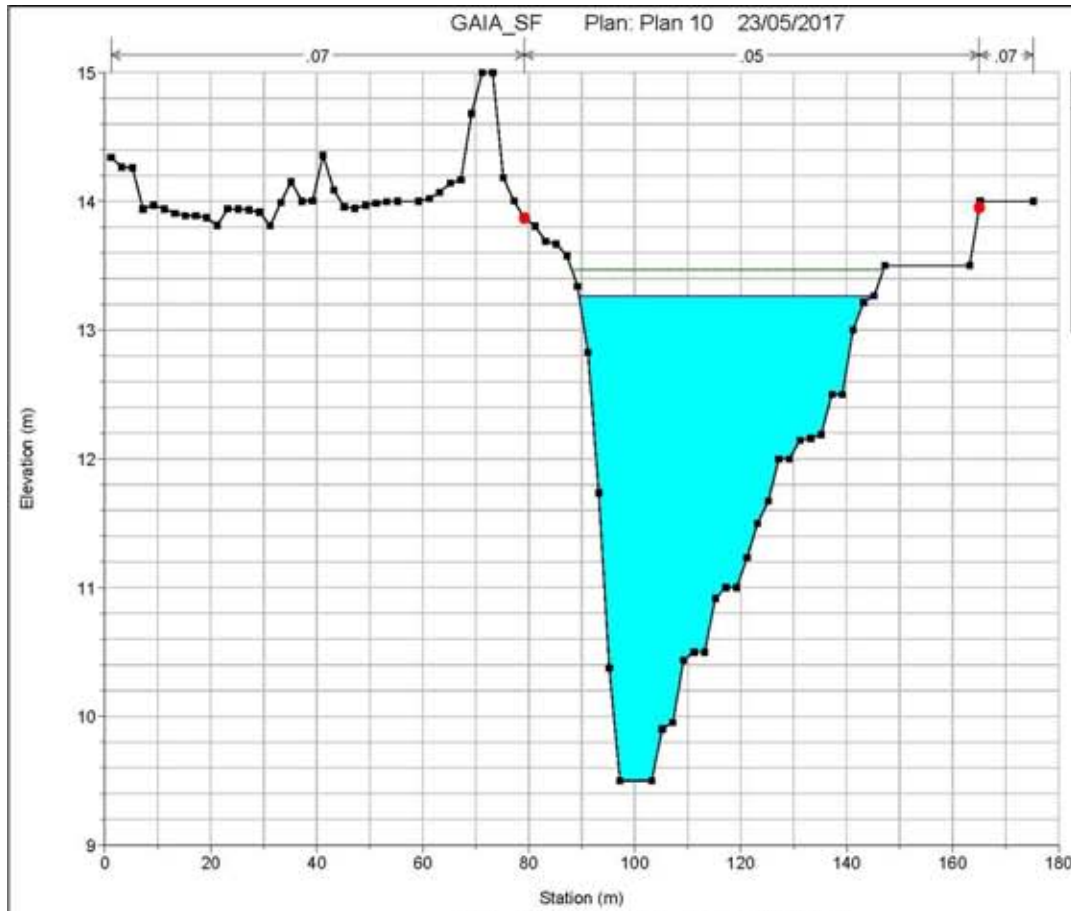


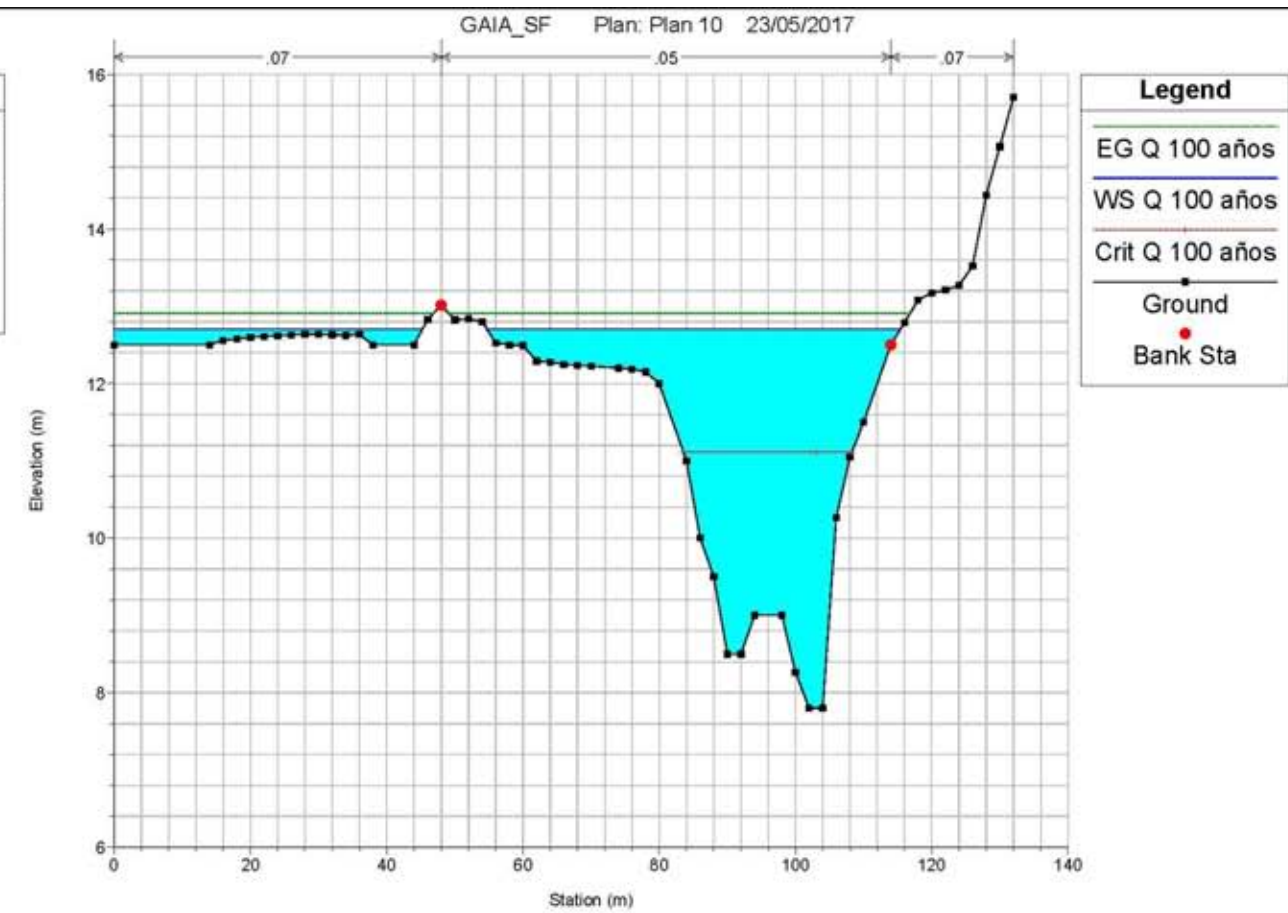
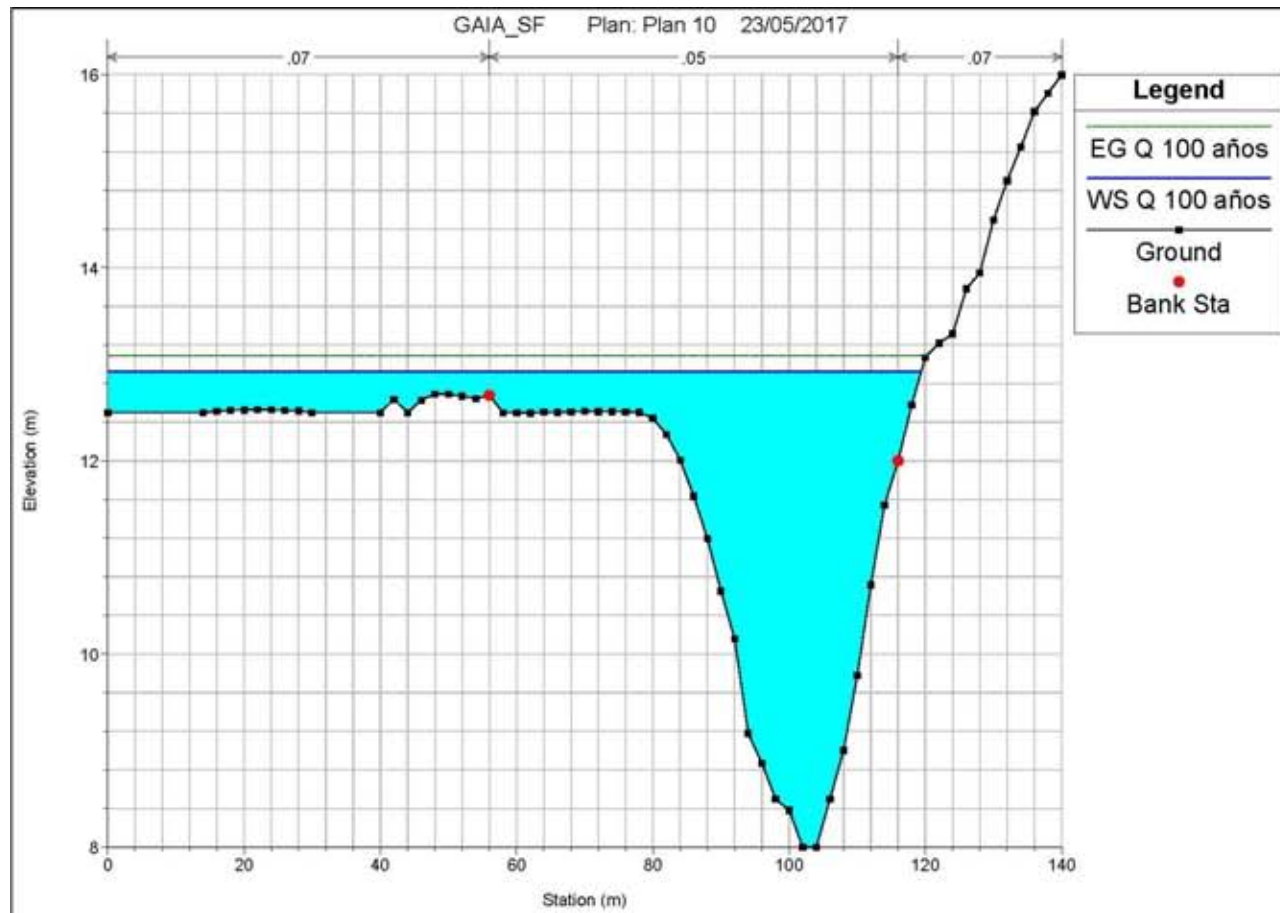












APÉNDICE Nº 12. PERFILES TRANSVERSALES: RIERA DEL GAIÀ. SITUACIÓN FUTURA. PERIODO DE RETORNO: 500 AÑOS

