

DOCUMENTO FASE 4 – PROYECTO VARIANTE CAMPANA DRENAJE – HIDROLOGÍA

DOCUMENTO FASE 4 – PROYECTO VARIANTE CAMPANA

DRENAJE – HIDROLOGÍA

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	1
2. CLIMATOLOGÍA	1
3. HIDROLOGÍA.....	1
3.1. DATOS DE PARTIDA.....	1
3.2. ESTUDIO DE LAS PRECIPITACIONES MÁXIMAS PREVISIBLES.....	1
3.2.1. MODELIZACIÓN ESTADÍSTICA DE DATOS PLUVIOMÉTRICOS	1
3.2.2. RESUMEN DE DATOS POR ESTACIÓN	8
3.3. ESTUDIO DE CUENCAS	8
3.4. CÁLCULO DE CAUDALES.....	9
3.4.1. FORMULACIONES UTILIZADAS	9
3.4.2. CAUDALES DE LAS CUENCAS.....	13

1. INTRODUCCIÓN

El presente documento responde a lo indicado en el apartado 8 del Anexo 4 del Pliego de Cargos, en lo referente a la hidrología de la Variante Campana.

El presente capítulo tiene por finalidad conocer las circunstancias hidrológicas de las alcantarillas de drenaje transversal, permitiendo así definir las condiciones necesarias para el diseño de las obras de desagüe.

Los datos utilizados principalmente son los aportados por ETESA (Empresa de Transmisión Eléctrica S.A).

2. CLIMATOLOGIA

Debe ser consultado el "CAPÍTULO 7) CLIMATOLOGÍA E HIDROLOGÍA" de la Fase 3, entregada al MOP.

3. HIDROLOGÍA

En el presente apartado se ha determinado la máxima precipitación diaria para una serie de periodos de retorno, realizándose para ello un análisis de las precipitaciones máximas diarias mediante ajustes estadísticos (Gumbel y SQRT-ET_{MAX}).

3.1. DATOS DE PARTIDA

El estudio hidrológico se ha iniciado con el análisis detallado de la pluviometría de la zona de actuación, a partir del cual se han determinado los valores de las precipitaciones para distintos periodos de retorno.

Los datos de precipitación empleados son los correspondientes a las estaciones hidrometeorológicas de Caimito (140-005) y Chame (138-005), pudiéndose observar los registros completos en el "CAPÍTULO 7) CLIMATOLOGÍA E HIDROLOGÍA" de la Fase 3, entregada al MOP.

3.2. ESTUDIO DE LAS PRECIPITACIONES MÁXIMAS PREVISIBLES

3.2.1. MODELIZACIÓN ESTADÍSTICA DE DATOS PLUVIOMÉTRICOS

3.2.1.1. ESTIMACIÓN DE PD MEDIANTE AJUSTE DE GUMBEL

Una variable aleatoria sigue una distribución de probabilidad de Gumbel si:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-u)}} \quad -\infty \leq x \leq \infty$$

Donde x representa el valor a asumir por la variable aleatoria, con α y u parámetros y e base de los logaritmos neperianos.

Los resultados obtenidos al aplicar esta función a los datos de precipitaciones máximas en 24 horas de las estaciones anteriormente mencionadas son los siguientes:

Tabla 1.-Valores para la distribución Gumbel. Estación Caimito (140-005)

DATOS		PARAMETROS	
AÑO	P _{max} 24 h.	Nº Datos	34
1999	36.8	Media	95.84
2000	45.8	Desviación	38.14
2001	55.6	α	0.0336
1982	63.7	u	78.6733
1986	64.6		
2003	65.8		
2007	66.0		
1997	66.9		
1976	70.3		
1975	70.6		
2011	77.9		
1989	78.1		
1983	80.0		
2009	80.2		
1978	80.6		
1994	86.1		
1977	90.8		
1984	92.4		
1990	92.8		
1996	94.8		
1992	98.9		
1979	99.2		
1974	99.5		
1988	101.4		
1980	111.8		
1985	113.1		
1981	113.5		
1993	119.0		
2010	119.4		
2014	119.7		
1995	127.0		
2006	159.9		
2012	202.3		
2013	214.0		

PERIODO RETORNO T (Años)	PRECIPITACIÓN MAXIMA Pd (mm)
2	89.6
5	123.3
10	145.6
25	173.8
50	194.7
75	206.9
100	215.5
250	242.8
500	263.5
1000	284.1

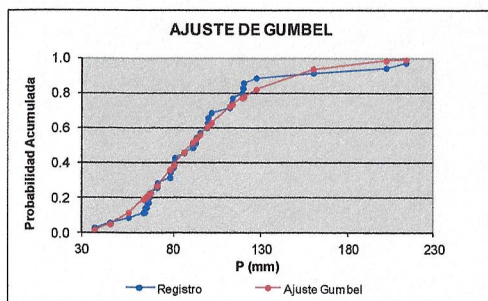


Figura 1.-Valores para la distribución Gumbel. Estación Caimito (140-005)

Tabla 2.-Valores para la distribución Gumbel. Estación Chame (138-005)

DATOS		PARAMETROS	
AÑO	P _{max} 24 h.	Nº Datos	39
1977	60.0	Media	84.07
1989	61.4	Desviación	24.55
1972	63.1	α	0.0522
1988	65.2	u	73.0174
1996	65.6		
1993	65.8		
1990	66.2		
1993	67.0		
2001	67.5		
2007	67.5		
1960	68.0		
1992	68.8		
1995	69.9		
1971	71.0		
1976	71.0		
2012	71.7		
1981	72.5		
1999	74.8		
1973	75.4		
1997	75.5		
1986	76.5		
1979	77.0		
1978	77.2		
1985	79.1		
2009	81.4		
1975	84.2		
2013	90.1		
1984	90.6		
2003	90.6		
2011	91.5		
2010	92.4		
2000	94.9		
1982	96.6		
1974	100.0		
1994	116.8		
2006	120.2		
2014	126.3		
1998	149.5		
2005	173.8		

PERIODO RETORNO T (Años)	PRECIPITACIÓN MAXIMA Pd (mm)
2	80.0
5	101.7
10	116.1
25	134.2
50	147.7
75	155.5
100	161.1
250	178.7
500	192.0
1000	205.2

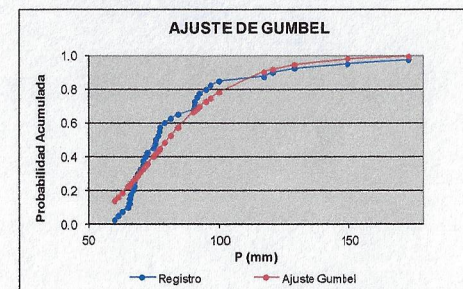


Figura 2.-Valores para la distribución Gumbel. Estación Chame (138-005)

3.2.1.2. ESTIMACIÓN DE PD MEDIANTE AJUSTE DE SQRT-ET_{MÁX}

Esta ley utiliza funciones de distribución con dos parámetros, ajustándola por el método de máxima verosimilitud y presentando una gran estabilidad ante nuevos datos.

La función de distribución SQRT-ET_{MÁX} tiene la siguiente expresión:

$$F(x) = 0 \quad (x < 0)$$

$$F(x) = e^{-k(1 + \sqrt{\alpha x})e^{-\sqrt{\alpha x}}} \quad (x \geq 0)$$

Siendo:

- F(X) = Función de distribución de probabilidad de ocurrencia de una determinada tormenta.
- X = Precipitación máxima correspondiente a un periodo.
- α y k = Parámetro de escala y forma, respectivamente. Definen la ley y deben ser ajustados a los datos existentes.

La función logarítmica de máxima verosimilitud L, tiene la siguiente expresión:

$$L = \sum_{i=1}^N \ln f(x_i) \quad (2)$$

Siendo:

$$f(x) = \frac{k}{1 - e^{-k}} h(x) F(x) \quad (3)$$

$$h(x) = \frac{\alpha}{2} e^{-\sqrt{\alpha x}} \quad (4)$$

Para obtener α y β se deriva la función (2) y se iguala a cero. De esta forma se obtiene:

$$k = \frac{\sum_{i=1}^N \sqrt{a x_i} - 2N}{\sum_{i=1}^N a x_i e^{-\sqrt{a x_i}}} \quad (5)$$

Donde:

- x_i = Valores de la precipitación máxima en 24 horas en el lugar "i", ordenados de menor a mayor.
- N = Número de datos.

Se sustituye (5) en (2), con lo cual esta queda en función de a y se obtiene el valor de a que maximiza (2).

Se obtiene el valor de k mediante (5).

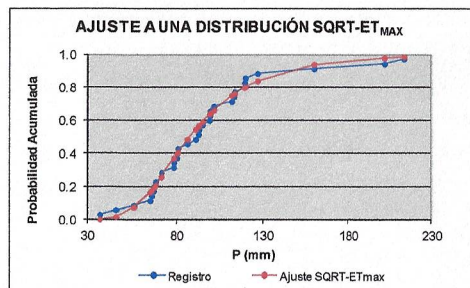
De esta forma se obtienen las precipitaciones máximas diarias, en distintos periodos de retorno.

Los resultados obtenidos al aplicar esta función a los datos de precipitaciones máximas en 24 horas de las estaciones anteriormente mencionadas son los siguientes:

Tabla 3.-Valores para la distribución SQRT-ET_{MAX}. Estación Caimito (140-005)

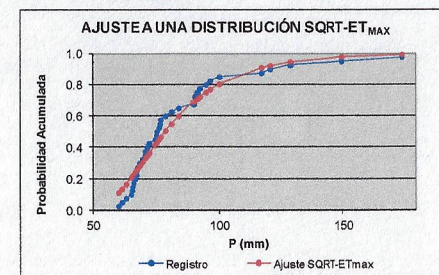
DATOS		PARAMETROS	
AÑO	P _{max} 24 h	Nº Datos	34
1999	36.8	Media	95.84
2000	45.8	Desviación	38.14
2001	55.6	α	0.6504
1982	63.7	k	152.0129
1986	64.6	Cv	0.3980
2003	65.8		
2007	66.0		
1997	66.9		
1976	70.3		
1975	70.6		
2011	77.9		
1989	78.1		
1983	80.0		
2009	80.2		
1978	80.6		
1994	86.1		
1977	90.8		
1984	92.4		
1990	92.8		
1996	94.8		
1992	98.9		
1979	99.2		
1974	99.5		
1988	101.4		
1980	111.8		
1985	113.1		
1981	113.5		
1993	119.0		
2010	119.4		
2014	119.7		
1995	127.0		
2006	159.9		
2012	202.3		
2013	214.0		

PERIODO RETORNO T (Años)	PRECIPITACIÓN MAXIMA Pd (mm)
2	87.3
5	119.3
10	142.8
25	175.4
50	201.5
100	229.0
500	298.9
1000	331.5

Figura 3.-Valores para la distribución SQRT-ET_{MAX}. Estación Caimito (140-005)Tabla 4.-Valores para la distribución SQRT-ET_{MAX}. Estación Chame (138-005)

DATOS		PARAMETROS	
AÑO	P _{max} 24 h	Nº Datos	39
1977	60.0	Media	94.07
1989	61.4	Desviación	24.55
1972	63.1	α	1.2626
1988	65.2	k	1359.0843
1996	65.6	Cv	0.2920
1983	65.8		
1990	66.2		
1993	67.0		
2001	67.5		
2007	67.5		
1980	68.0		
1992	68.8		
1995	69.9		
1971	71.0		
1976	71.0		
2012	71.7		
1981	72.5		
1999	74.8		
1973	75.4		
1997	75.5		
1996	76.5		
1979	77.0		
1978	77.2		
1985	79.1		
2009	81.4		
1975	84.2		
2013	90.1		
1984	90.8		
2003	90.6		
2011	91.5		
2010	92.4		
2000	94.9		
1982	96.6		
1974	100.0		
1994	116.8		
2006	120.2		
2014	128.3		
1998	149.5		
2005	173.8		

PERIODO RETORNO T (Años)	PRECIPITACIÓN MAXIMA Pd (mm)
2	78.8
5	99.7
10	114.7
25	135.0
50	151.1
100	167.9
500	209.9
1000	229.2

Figura 4.-Valores para la distribución SQRT-ET_{MAX}. Estación Chame (138-005)

3.2.1.3. TEST DE COMPROBACIÓN

Una vez realizada la modelización estadística, se ha llevado a cabo el test de comprobación para determinar la bondad del ajuste realizado.

Se ha empleado el test de Kolmogorov-Smirnov, que consiste en la comparación de la función de distribución teórica con la empírica observada. Este ajuste se adapta bien al presente caso puesto que, el modelo propuesto es de tipo continuo y el tamaño muestral es pequeño.

La frecuencia observada se ha determinado ordenando de menor a mayor los datos y aplicando la siguiente expresión:

$$F_n = n / (N+1)$$

Siendo:

- $F_n(x)$ = Frecuencia observada acumulada.
- n = Número de orden del dato.
- N = Número total de datos.

La frecuencia teórica se ha determinado aplicando los parámetros anteriores a las funciones de distribución GUMBEL y SQRT-ET_{MAX}.

Este test de comprobación estudia las desviaciones verticales entre ambas funciones de distribución a través del estadístico D.

$$D = \sup |F_n(x) - F(x)|$$

Asumiendo un valor de significancia, se recurre a la tabla de valores críticos de D en la prueba de bondad del ajuste de Kolmogorov-Smirnov, y considerando el tamaño de la muestra se establece el siguiente criterio de aceptación:

Si $D < D_{tabla}$, se acepta que el ajuste es adecuado con el nivel de confiabilidad asumido.

Se ha determinado también un coeficiente de determinación que indica qué proporción de la variación total de frecuencias observadas es explicado por las frecuencias teóricas acumuladas. El coeficiente de determinación se encuentra definido por la siguiente expresión.

$$R^2 = 1 - \frac{\sum (F_n(x))_i - F(x)_i)^2}{\sum (F_n(x)_i - F_n(x)_i)^2}$$

Siendo:

- R^2 = Coeficiente de determinación $0 \leq R^2 \leq 1$.
- $\overline{F_n(x)_i}$ = Media de las frecuencias observadas acumuladas.

A continuación, se expone el resultado de los cálculos realizados para los ajustes de Gumbel y SQRT-ET_{MAX}:

Tabla 5.-Test de Kolmogorov-Smirnov. Ajuste de Gumbel. Estación Caimito (140-005)

n	Precipitación máxima en 24 hrs	Frecuencia Relativa Acumulada	Frecuencia Teórica Acumulada	Fn(x) _i - F(x) _i
1	36.8	0.028571	0.016771	0.011800
2	45.8	0.057143	0.048775	0.008368
3	55.6	0.085714	0.113890	0.028176
4	63.7	0.114286	0.191185	0.076899
5	64.6	0.142857	0.200851	0.057994
6	65.8	0.171429	0.214015	0.042587
7	66.0	0.200000	0.216238	0.016238
8	66.9	0.228571	0.226339	0.002233
9	70.3	0.257143	0.265748	0.008605
10	70.6	0.285714	0.289306	0.016408
11	77.9	0.314286	0.358315	0.044029
12	78.1	0.342857	0.360788	0.017931
13	80.0	0.371429	0.384287	0.012858
14	80.2	0.400000	0.386758	0.013242
15	80.6	0.428571	0.391698	0.036873
16	86.1	0.457143	0.458963	0.001720
17	90.8	0.485714	0.514212	0.028497
18	92.4	0.514286	0.532442	0.018157
19	92.8	0.542857	0.538945	0.005912
20	94.8	0.571429	0.559108	0.012320
21	98.9	0.600000	0.602581	0.002581
22	99.2	0.628571	0.605653	0.022919
23	99.5	0.657143	0.608709	0.048434
24	101.4	0.685714	0.627702	0.058013
25	111.8	0.714286	0.720177	0.005892
26	113.1	0.742857	0.730361	0.012497
27	113.5	0.771429	0.733433	0.037995
28	119.0	0.800000	0.772849	0.027151
29	119.4	0.828571	0.775515	0.053057
30	119.7	0.857143	0.777496	0.079647
31	127.0	0.885714	0.821278	0.064437
32	159.9	0.914286	0.936949	0.022663
33	202.3	0.942857	0.984471	0.041614
34	214.0	0.971429	0.989495	0.018067

$$F(x) = e^{-(e^{-d(x-u)})}$$

$$u = m - 0.450047 \cdot S$$

$$1/d = 0.779696 \cdot S$$

med = media

S = desviación

m=	95.84
S=	38.14
u=	78.6733
d=	0.0336

Valor crítico de Kolmogorov-Smirnov	
D	0.0796

Coeficiente de determinación	
R ² =	0.9841

Tabla 6.-Test de Kolmogorov-Smirnov. Ajuste de SQRT-ET_{MAX}. Estación Caimito (140-005)

n	Precipitación máxima en 24 hrs	Frecuencia Relativa Acumulada	Frecuencia Teórica Acumulada	Fn(x) _i - F(x) _i
1	36.8	0.028571	0.001205	0.027367
2	45.8	0.057143	0.015227	0.041916
3	55.6	0.085714	0.073728	0.011987
4	63.7	0.114286	0.163518	0.049233
5	64.6	0.142857	0.175318	0.032461
6	65.8	0.171429	0.191472	0.020043
7	66.0	0.200000	0.194207	0.005793
8	66.9	0.228571	0.206654	0.021918
9	70.3	0.257143	0.255310	0.001833
10	70.6	0.285714	0.259697	0.026017
11	77.9	0.314286	0.367846	0.053560
12	78.1	0.342857	0.370791	0.027934
13	80.0	0.371429	0.398577	0.027149
14	80.2	0.400000	0.401478	0.001478
15	80.6	0.428571	0.407264	0.021308
16	86.1	0.457143	0.484174	0.027031
17	90.8	0.485714	0.544977	0.059263
18	92.4	0.514286	0.564483	0.050197
19	92.8	0.542857	0.569261	0.026403
20	94.8	0.571429	0.592548	0.021119
21	98.9	0.600000	0.637125	0.037125
22	99.2	0.628571	0.640220	0.011649
23	99.5	0.657143	0.643293	0.013850
24	101.4	0.685714	0.662230	0.023485
25	111.8	0.714286	0.750689	0.036403
26	113.1	0.742857	0.760067	0.017210
27	113.5	0.771429	0.762883	0.008545
28	119.0	0.800000	0.798473	0.001527
29	119.4	0.828571	0.800845	0.027726
30	119.7	0.857143	0.802606	0.054537
31	127.0	0.885714	0.840934	0.044781
32	159.9	0.914286	0.938563	0.024277
33	202.3	0.942857	0.980417	0.037560
34	214.0	0.971429	0.985472	0.014043

Valor crítico de Kolmogorov-Smirnov	
D	0.0593

Coeficiente de determinación	
R ² =	0.9879

Tal y como se desprende de los test de comprobación realizados para la estación Caimito (140-005), para el ajuste estadístico mediante la distribución Gumbel el coeficiente de determinación resulta ser de 0.9841; por su parte, para la distribución SQRT-ET_{MAX} el valor del coeficiente es

de 0.9879. En consecuencia, se considera que los ajustes realizados son válidos, ya que en ambos casos el modelo explica en más de un 98% las variaciones observadas.

Tabla 7.-Test de Kolmogorov-Smirnov. Ajuste de Gumbel. Estación Chame (138-005)

n	Precipitación máxima en 24 hrs	Frecuencia Relativa Acumulada	Frecuencia Teórica Acumulada	Fn(x _i) - F(x _i)
1	60.0	0.025000	0.138911	0.113911
2	61.4	0.050000	0.159660	0.109660
3	63.1	0.075000	0.186598	0.111598
4	65.2	0.100000	0.222157	0.122157
5	65.6	0.125000	0.229176	0.104176
6	65.8	0.150000	0.232712	0.082712
7	66.2	0.175000	0.239835	0.064835
8	67.0	0.200000	0.254269	0.054269
9	67.5	0.225000	0.263406	0.038406
10	67.5	0.250000	0.263406	0.013406
11	68.0	0.275000	0.272623	0.002377
12	68.8	0.300000	0.287518	0.012482
13	69.9	0.325000	0.308245	0.016755
14	71.0	0.350000	0.329183	0.020817
15	71.0	0.375000	0.329183	0.045817
16	71.7	0.400000	0.342582	0.057418
17	72.5	0.425000	0.357938	0.067062
18	74.8	0.450000	0.402089	0.047911
19	75.4	0.475000	0.413554	0.061446
20	75.5	0.500000	0.415461	0.084539
21	76.5	0.525000	0.434456	0.090544
22	77.0	0.550000	0.443895	0.106105
23	77.2	0.575000	0.447658	0.127342
24	79.1	0.600000	0.482979	0.117021
25	81.4	0.625000	0.524459	0.100541
26	84.2	0.650000	0.572601	0.077399
27	90.1	0.675000	0.683865	0.011135
28	90.6	0.700000	0.670914	0.029086
29	90.6	0.725000	0.670914	0.054086
30	91.5	0.750000	0.683325	0.066675
31	92.4	0.775000	0.695381	0.079619
32	94.9	0.800000	0.727008	0.072992
33	96.6	0.825000	0.746974	0.078026
34	100.0	0.850000	0.783291	0.066709
35	116.8	0.875000	0.903434	0.028434
36	120.2	0.900000	0.918488	0.018488
37	128.3	0.925000	0.945831	0.020831
38	149.5	0.950000	0.981768	0.031768
39	173.8	0.975000	0.994843	0.019843

$$F(x) = e^{-e^{-(d(x-u))}}$$

$$u = m - 0.450047 \cdot S$$

$$1/d = 0.779698 \cdot S$$

med = media

S = desviación

m=	84.07
S=	24.55
u=	73.0174
d=	0.0522

Valor crítico de Kolmogorov-Smirnov	
D	0.1273

Coefficiente de determinación	
R ² =	0.9348

Tabla 8.-Test de Kolmogorov-Smirnov. Ajuste de SQRT-ETMAX. Estación Chame (138-005)

n	Precipitación máxima en 24 hrs	Frecuencia Relativa Acumulada	Frecuencia Teórica Acumulada	Fn(x _i) - F(x _i)
1	60.0	0.025000	0.112065	0.087065
2	61.4	0.050000	0.135460	0.085460
3	63.1	0.075000	0.166457	0.091457
4	65.2	0.100000	0.207965	0.107965
5	65.6	0.125000	0.216198	0.091198
6	65.8	0.150000	0.220348	0.070348
7	66.2	0.175000	0.228709	0.053709
8	67.0	0.200000	0.245654	0.045654
9	67.5	0.225000	0.256375	0.031375
10	67.5	0.250000	0.256375	0.006375
11	68.0	0.275000	0.267180	0.007820
12	68.8	0.300000	0.284610	0.015390
13	69.9	0.325000	0.308774	0.016226
14	71.0	0.350000	0.333051	0.016949
15	71.0	0.375000	0.333051	0.041949
16	71.7	0.400000	0.348502	0.051498
17	72.5	0.425000	0.366118	0.058882
18	74.8	0.450000	0.416173	0.033827
19	75.4	0.475000	0.429012	0.045988
20	75.5	0.500000	0.431141	0.038859
21	76.5	0.525000	0.452244	0.072756
22	77.0	0.550000	0.462658	0.087342
23	77.2	0.575000	0.466796	0.108204
24	79.1	0.600000	0.505250	0.094750
25	81.4	0.625000	0.549498	0.075502
26	84.2	0.650000	0.599592	0.050408
27	90.1	0.675000	0.690825	0.015825
28	90.6	0.700000	0.697671	0.002329
29	90.6	0.725000	0.697671	0.027329
30	91.5	0.750000	0.709657	0.040343
31	92.4	0.775000	0.721216	0.053784
32	94.9	0.800000	0.751158	0.048842
33	96.6	0.825000	0.789780	0.055220
34	100.0	0.850000	0.803122	0.046878
35	116.8	0.875000	0.909320	0.034320
36	120.2	0.900000	0.922357	0.022357
37	128.3	0.925000	0.946129	0.021129
38	149.5	0.950000	0.978607	0.028607
39	173.8	0.975000	0.992109	0.017109

Valor crítico de Kolmogorov-Smirnov	
D	0.1082

Coefficiente de determinación	
R ² =	0.9582

Tal y como se desprende de los test de comprobación realizados para la estación Chame (138-005), para el ajuste estadístico mediante la distribución Gumbel el coeficiente de determinación

resulta ser de 0.9348; por su parte, para la distribución SQRT-ET_{MAX} el valor del coeficiente es de 0.9582. En consecuencia, se considera que los ajustes realizados son válidos, ya que en ambos casos el modelo explica en más de un 93% las variaciones observadas.

3.2.2. RESUMEN DE DATOS POR ESTACIÓN

Seleccionando los valores máximos de entre los obtenidos por los diferentes ajustes se llega a la precipitación máxima diaria previsible para cada periodo de retorno, siendo los valores obtenidos los recogidos en la tabla adjunta.

Tabla 9.-Valores de precipitaciones máximas en 24 horas (mm)

T	Estación Caimito			Estación Chame		
	Gumbel	SQRT-ET _{MAX}	Valor máximo	Gumbel	SQRT-ET _{MAX}	Valor máximo
2	89.6	87.3	89.6	80.0	78.8	80.0
5	123.3	119.3	123.3	101.7	99.7	101.7
10	145.6	142.8	145.6	116.1	114.7	116.1
25	173.8	175.4	175.4	134.2	135.0	135.0
50	194.7	201.5	201.5	147.7	151.1	151.1
100	215.5	229.0	229.0	161.1	167.9	167.9
500	263.5	298.9	298.9	192.0	209.9	209.9
1000	284.1	331.5	331.5	205.2	229.2	229.2

3.3. ESTUDIO DE CUENCAS

En este apartado se definen las cuencas hidrográficas en la zona de la Variante Campana que vierten a los distintos cauces naturales interceptados por el trazado proyectado.

Para la delimitación de las cuencas vertientes se utilizó la Carta Nacional a escala 1:50.000 y la topografía de detalle a escala 1:1.000.

El plano de cuencas se muestra en el documento de planos.

En el cuadro que se presenta a continuación se muestran las principales características físicas de las cuencas identificadas.

Se presenta un plano con la delimitación de las cuencas.

Tabla 10.-Características físicas de las cuencas identificadas

Cuenca	Área (ha)	Longitud máx. (m)	Desnivel máx. (m)	Pendiente (m/m)	Uso del suelo (%)		
					Pavimentado	Urbano	Suburbano
C-50	1 956.83	8 648.08	865	0.0850	Método de Crecidas Máximas		
C-50A	2 184.03	8 821.08	865	0.0835	Método de Crecidas Máximas		
C-51	163.17	2 229.88	480	0.1561	2%	-	98%
C-51-A	71.93	1 905.60	460	0.1706	2%	-	98%
C-52	58.26	1 381.72	285	0.1107	4%	-	96%
C-53	11.38	691.56	181	0.0607	5%	-	95%
C-54	2.99	269.00	235	0.1970	8%	-	92%
C-54A	3.77	194.00	183	0.0773	8%	-	92%
C-55	16.92	200.00	160	0.1800	15%	-	85%
C-55A	1.26	110.00	218	0.2355	15%	-	85%
C-56	8.09	254.00	128	0.1063	7%	-	93%
C-57	583.91	4 513.34	600	0.1283	Método de Crecidas Máximas		
C-58	3.38	432.61	33	0.0254	4%		96%
C-59	36.05	797.18	50	0.0213	3%		97%

Estos porcentajes se refieren al porcentaje de área de cada cuenca que se ve afectada por los coeficientes de pavimento, urbano y suburbano. En estos casos el área de las cuencas es prácticamente toda suburbana, presentando pocas áreas pobladas y el porcentaje de área asfaltada es la correspondiente al área de la vía que se construirá.

Así, el valor del coeficiente de escorrentía de una cuenca se obtiene del siguiente modo:

$$C_{cuenca} = 1.0 \times \% \text{suelo pavimentado} + 0.9 \times \% \text{suelo urbano} + 0.75 \times \% \text{suelo suburbano}$$

El valor de las “%” del uso del suelo están presentadas en la tabla 10 y el valor del C de cada cuenca se presenta en la tabla 13.

3.4. CÁLCULO DE CAUDALES

3.4.1. FORMULACIONES UTILIZADAS

De acuerdo con lo expuesto en el Pliego de Cargos, y siguiendo las especificaciones del Manual de Requisitos y Normas Generales actualizadas para la Revisión de Planos, elaborado por el Ministerio de Obras Públicas del Gobierno de la República de Panamá, el Método Racional se ha aplicado para cuencas con áreas inferiores a las 250 hectáreas.

3.4.1.1. MÉTODO RACIONAL

El Método Racional emplea la siguiente formulación:

$$Q = \frac{C \cdot A \cdot I}{360}$$

Donde:

- Q = Caudal (m³/s).
- C = Coeficiente de escorrentía (adimensional).
- A = Área de drenaje (ha).
- I = intensidad de la lluvia en (mm/h).

En función de la formulación expuesta, en los siguientes apartados se definen los parámetros empleados, a partir de los cuales se obtuvieron los resultados sobre la demanda hidráulica de las diferentes cuencas estudiadas mediante el Método Racional.

3.4.1.1.1. COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA

Para la determinación del coeficiente de escorrentía se tuvo en cuenta lo establecido en el Pliego de Cargos, en el que se requiere que los valores a considerar son los que siguen:

- Áreas completamente pavimentadas = 1.00
- Áreas urbanas = 0.90
- Áreas suburbanas forestadas = 0.75

3.4.1.1.2. INTENSIDAD DE LA LLUVIA

El cálculo de la intensidad de lluvia se ha realizado de acuerdo con las formulaciones recogidas en el Manual de Requisitos y Normas Generales actualizadas para la Revisión de Planos.

Las intensidades de lluvia adoptadas para la ciudad de Panamá y que vienen siendo utilizadas por el MOP en sus diseños, se encuentran en las fórmulas contenidas en el Estudio de Drenaje de la Ciudad de Panamá, elaborado en el año de 1972. Estas fórmulas fueron obtenidas de datos estadísticos sobre precipitaciones pluviales en un periodo de 57 años; dichos datos fueron obtenidos en las Estaciones Meteorológicas de Balboa Heights y Balboa Docks, adyacentes a la Ciudad de Panamá y en la Estación Pluviométrica de la Universidad de Panamá.

La intensidad de precipitación considerada para aplicar en la formulación debería corresponder a una precipitación uniforme por toda la extensión de la cuenca durante el tiempo considerado. De acuerdo con la publicación anteriormente mencionada, las formulaciones consideradas para la vertiente del Pacífico, y para los diferentes periodos de retorno considerados son las siguientes:

Periodo de retorno = 1 cada 2 años

$$i = \frac{227}{29 + TC}$$

Periodo de retorno = 1 cada 5 años

$$i = \frac{294}{36 + TC}$$

Periodo de retorno = 1 cada 10 años

$$i = \frac{323}{36 + TC}$$

Periodo de retorno = 1 cada 25 años

$$i = \frac{370}{37 + TC}$$

Periodo de retorno = 1 cada 50 años

$$i = \frac{370}{33 + TC}$$

Donde:

- i = intensidad de lluvia en pulg. / hr.
- TC = Tiempo de concentración en minutos.

Para el Periodo de retorno de 100 años no existe formulación, por lo que se aplicará directamente la curva IDF del Manual para la Revisión del Planos del MOP, para el DATUM BALBOA:

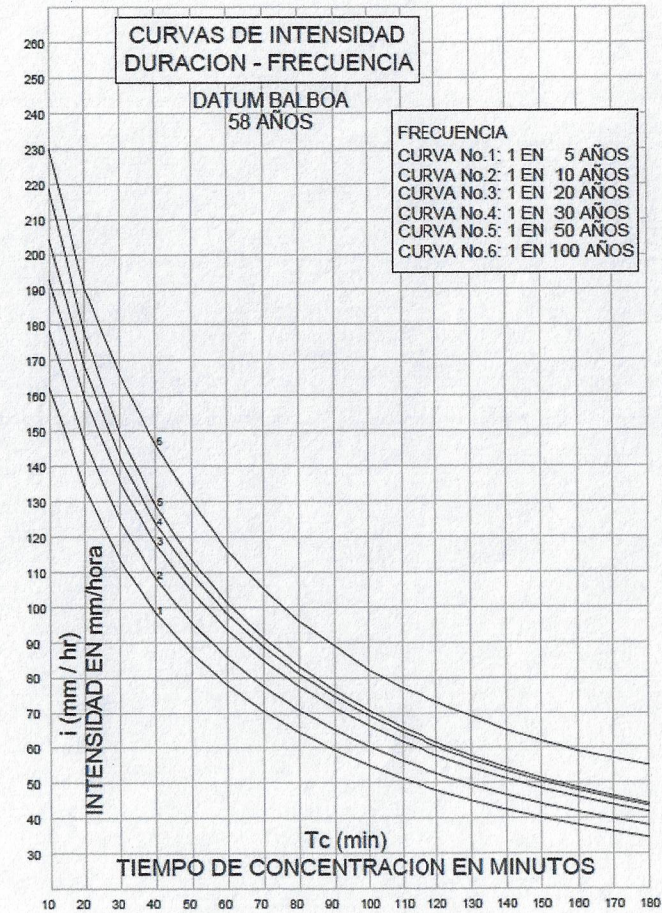


Figura 5.-Curvas IDF Datum Balboa

A la vista de las formulaciones anteriores y de la curva IDF para T=100 años de la figura anterior, para el cálculo de la intensidad de precipitación ha sido necesario determinar el tiempo de concentración de cada cuenca o área aportante, ya que en caso de emplear un tiempo menor de concentración no se logra que toda la cuenca contribuya al caudal, y si ocurre el caso opuesto (un tiempo mayor de concentración), la intensidad máxima sería menor.

Existen muchos métodos para estimar el tiempo de concentración, el cual depende de la longitud del cauce principal, así como de la diferencia de nivel entre dos puntos, el más bajo y el más elevado, donde éste último es el lugar donde la gota inicia su recorrido. En el análisis de caudales del presente estudio se ha empleado la formulación de Kirpich, al ser la de uso más común en proyectos de esta índole en el ámbito de estudio, siendo la expresión empleada la siguiente:

$$T_c = 3.9780 \cdot L^{0.77} \cdot S^{-0.385}$$

Donde:

- T_c: tiempo de concentración de la hoya hidrográfica (min).
- L: longitud del cauce principal (km).
- S: pendiente total del cauce principal, igual a la caída total entre la longitud del cauce (m/m).

La estimación del tiempo de concentración se realizó tomando los valores obtenidos mediante la formulación anterior, definiéndose, no obstante, una duración mínima de 15 minutos, para tener en consideración el tiempo mínimo que tarda la lluvia en concentrarse inicialmente, el cual no tiene en cuenta las características físicas de la cuenca.

3.4.1.2. ANÁLISE REGIONAL DE CRECIDAS MÁXIMAS

Para el estudio de los caudales aportados por áreas de drenaje mayores a 250 ha se han utilizado los parámetros indicados en el folleto “Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá. Período 1971-2006”, elaborado por ETESA.

En dicho documento se proponen una serie de fórmulas para cada una de las regiones de Panamá, a partir de las cuales se obtiene el valor del caudal promedio máximo de una avenida teniendo en cuenta el área de la cuenca correspondiente.

Para definir las regiones de crecidas máximas, la publicación anteriormente mencionada divide el territorio de la República de Panamá en 9 zonas, cada una de ellas con idéntica ecuación y tabla de distribución de frecuencia.

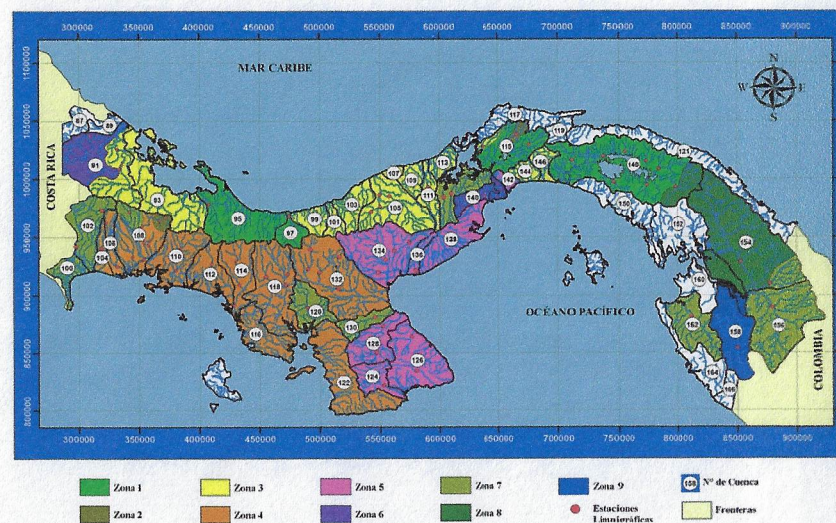


Figura 6.-Regiones hidrológicamente homogéneas. República de Panamá

De acuerdo con la división del territorio mostrada en la imagen adjunta, el ámbito de estudio se encuadra dentro de la Zona 5. Así, el caudal promedio máximo se ha calculado a partir de las formulaciones recogidas en la **Erro! A origem da referência não foi encontrada..**

Tabla 11.- Ecuaciones y distribuciones de frecuencia según la zona considerada

Zona	Número de ecuación	Ecuación	Distribución de frecuencia
1	1	$Q_{m\acute{a}x} = 34A^{0.59}$	Tabla # 1
2	1	$Q_{m\acute{a}x} = 34A^{0.59}$	Tabla # 3
3	2	$Q_{m\acute{a}x} = 25A^{0.59}$	Tabla # 1
4	2	$Q_{m\acute{a}x} = 25A^{0.59}$	Tabla # 4
5	3	$Q_{m\acute{a}x} = 14A^{0.59}$	Tabla # 1
6	3	$Q_{m\acute{a}x} = 14A^{0.59}$	Tabla # 2
7	4	$Q_{m\acute{a}x} = 9A^{0.59}$	Tabla # 3
8	5	$Q_{m\acute{a}x} = 4.5A^{0.59}$	Tabla # 3
9	2	$Q_{m\acute{a}x} = 25A^{0.59}$	Tabla # 3

$$Q_{p\max} = 14 \cdot A^{0.59}$$

Donde:

$Q_{p\max}$: caudal promedio máximo (m^3/s).

A: área de la cuenca (km^2).

El caudal máximo instantáneo para los distintos periodos de recurrencia se ha obtenido multiplicando el caudal promedio máximo, calculado conforme a la expresión anterior, por los factores que se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 12.- Factores para diferentes periodos de retorno en años

Factores $Q_{m\acute{a}x}/Q_{prom.m\acute{a}x}$ para distintos Tr.				
Tr, años	Tabla # 1	Tabla # 2	Tabla # 3	Tabla # 4
1.005	0.28	0.29	0.3	0.34
1.05	0.43	0.44	0.45	0.49
1.25	0.62	0.63	0.64	0.67
2	0.92	0.93	0.92	0.93
5	1.36	1.35	1.32	1.30
10	1.66	1.64	1.6	1.55
20	1.96	1.94	1.88	1.78
50	2.37	2.32	2.24	2.10
100	2.68	2.64	2.53	2.33
1.000	3.81	3.71	3.53	3.14
10,000	5.05	5.48	4.6	4.00

Los factores para los diferentes periodos de retorno se han obtenido del Cuadro 6 del folleto "Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá. Periodo 1971-2006", elaborado por ETESA. El factor para el periodo de retorno de 500 años (probabilidad 0,2%), no incluido en la tabla anterior, se ha obtenido a partir de la tabla de distribución de frecuencia correspondiente (en este caso la número 1), incluida en la mencionada publicación, siendo el valor considerado igual a 3.45.

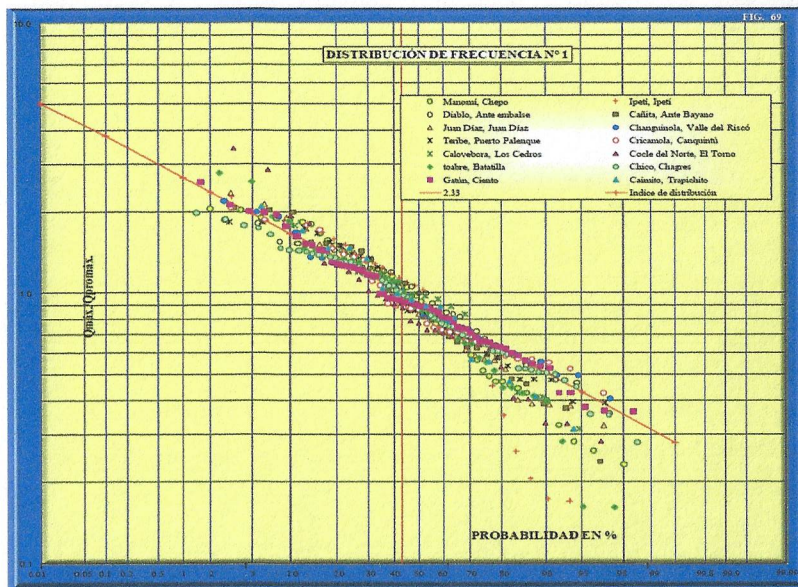


Figura 7.-Tabla de distribución de frecuencia n.º 1

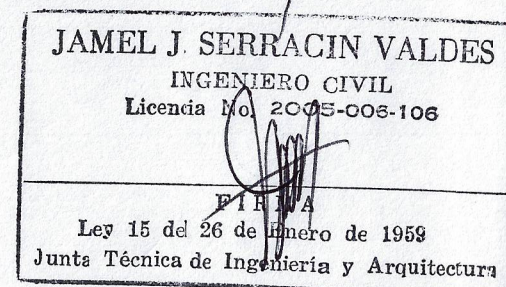
3.4.2. CAUDALES DE LAS CUENCAS

Para el estudio de los caudales aportados por áreas de drenaje menores que 250 ha se ha aplicado la formulación del Método Racional por áreas de drenaje mayores que 250 se han utilizado los parámetros indicados en el folleto “Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá. Período 1971-2006”.

A continuación, se muestra un cuadro resumen donde se recogen los valores de los caudales de escorrentía totales obtenidos con los diferentes métodos para distintos periodos de retorno, así como los parámetros considerados en cada caso.

Tabla 13.- Tabla resumen de los caudales de escorrentía

Cuenca	Área (ha)	Tc (min)	C	Intensidad de lluvia (mm/h)						Caudales m³/s						Caudal de diseño (m³/s)
				T=5	T=10	T=20	T=25	T=50	T=100	T=5	T=10	T=20	T=25	T=50	T=100	
C-50	1 956.83	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	216.91	216.91
C-50A	2 184.03	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	231.43	231.43
C-51	163.17	15.08	0.76	146.19	160.61	174.11	180.45	195.46	208.28	50.029	54.963	59.583	61.752	66.890	71.275	66.89
C-51-A	71.93	15.00	0.76	146.42	160.87	174.38	180.73	195.79	210.00	22.089	24.268	26.307	27.265	29.537	31.681	29.54
C-52	58.26	15.00	0.76	146.42	160.87	174.38	180.73	195.79	210.00	18.009	19.786	21.448	22.229	24.081	25.829	24.08
C-53	11.38	15.00	0.76	146.42	160.87	174.38	180.73	195.79	210.00	3.530	3.878	4.204	4.357	4.720	5.062	4.72
C-54	2.99	15.00	0.77	146.42	160.87	174.38	180.73	195.79	210.00	0.937	1.030	1.116	1.157	1.253	1.344	1.25
C-54A	3.77	15.00	0.77	146.42	160.87	174.38	180.73	195.79	210.00	1.182	1.298	1.407	1.459	1.580	1.695	1.58
C-55	16.92	15.00	0.79	146.42	160.87	174.38	180.73	195.79	210.00	5.420	5.955	6.455	6.690	7.247	7.773	7.25
C-55A	1.26	15.00	0.79	146.42	160.87	174.38	180.73	195.79	210.00	0.403	0.443	0.480	0.498	0.539	0.578	0.54
C-56	8.09	15.00	0.77	146.42	160.87	174.38	180.73	195.79	210.00	2.526	2.776	3.009	3.118	3.378	3.623	3.38
C-57	583.91	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	106.27	106.27
C-58	3.38	15.00	0.76	146.42	160.87	174.38	180.73	195.79	210.00	1.046	1.149	1.246	1.291	1.399	1.500	1.40
C-59	36.05	15.00	0.76	146.42	160.87	174.38	180.73	195.79	210.00	11.106	12.201	13.226	13.708	14.850	15.928	13.23



DOCUMENTO FASE 4 – PROYECTO VARIANTE CAPIRA DRENAJE – HIDRÁULICA TRANSVERSAL

DOCUMENTO FASE 4 – VARIANTE CAPIRA

DRENAJE – HIDRÁULICA TRANSVERSAL

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	1
2. CUMPLIMIENTO DEL PLIEGO DE CARGOS Y DE LOS CRITERIOS DE LOS ORGANISMOS COMPETENTES	1
3. DRENAJE TRANSVERSAL	1
3.1. INTRODUCCIÓN	1
3.2. CAUDALES DE DISEÑO	1
3.3. INVENTARIO DE LAS OBRAS DE DRENAJE EXISTENTES Y ANÁLISIS DE SU APROVECHAMIENTO	2
3.4. DIMENSIONES DE LAS OBRAS TRANSVERSALES PROYECTADAS Y COMPROBACIÓN DE SU VALIDEZ	3
3.4.1. INTRODUCCIÓN	3
3.4.2. OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL	3
3.5. ENCAUZAMIENTOS	6
3.6. CLASE RESISTENTE DE TUBERÍAS	6
4. SECCIONES TIPO Y DETALLES ESENCIALES	7
5. ESTUDIO HIDRÁULICO DEL RÍO CAPIRA	7
5.1. INTRODUCCION	7
5.2. OBJETIVO	7
5.3. DESCRIPCIÓN DEL ÁMBITO DE ESTUDIO	8
5.4. ESCENARIOS SIMULADOS	8
5.5. CAUDALES DE AVENIDA CONSIDERADOS	8
5.6. MODELIZACIÓN HIDRÁULICA	9

5.6.1. DEFINICIÓN DE LOS PUENTES INTRODUCIDOS EN EL MODELO HIDRÁULICO	9
5.6.2. COEFICIENTES DE RUGOSIDAD APLICADOS	12
5.6.3. MODELO DIGITAL DEL TERRENO	12
5.6.4. RESULTADOS DE LA MODELIZACIÓN HIDRÁULICA: CAUDAL DE AVENIDA T100	12
5.7. JUSTIFICACIÓN HIDRÁULICA DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA	17
5.8. CONCLUSIONES	18
APÉNDICE N°1. – INVENTARIO DE OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL EXISTENTES	1
APÉNDICE N°2. – CÁLCULOS HIDRÁULICOS DEL DRENAJE TRANSVERSAL NUEVA Y A SUSTITUIR (SALIDAS DEL PROGRAMA HY8)	1
APÉNDICE N°3. – CÁLCULOS HIDRÁULICOS DE LOS ENCAUZAMIENTOS Y CLASE RESISTENTE DE LAS TUBERÍAS	1
APÉNDICE N°4. – COMPARATIVA SITUACIÓN ACTUAL-PROYECTO EN PUENTES	1
APÉNDICE N°5. – RESULTADOS HIDRÁULICOS	1
APÉNDICE N°6. – LÁMINA DE INUNDACIÓN	1
APÉNDICE N°7. – COMPARATIVA DE LÁMINAS DE INUNDACIÓN	1
APÉNDICE N°8. – ALTURA DE LÁMINA DE AGUA EN LAS SECCIONES DE LOS PUENTE	1

1. INTRODUCCIÓN

Este documento, responde al apartado 6.8 del Anexo 3; y a los apartados 18 y 32 del Anexo 4 del Pliego de Cargos, en lo referente al drenaje transversal de la Variante de Capira.

El presente estudio tiene por finalidad presentar el dimensionamiento y justificación de los elementos de drenaje transversal a proyectar, así como la identificación y comprobación de funcionamiento de las estructuras de drenaje transversal existente. La red de drenaje aquí definida tiene como objetivo garantizar la permeabilidad de la infraestructura dando continuidad a los cursos del agua existentes, y asegurar el tránsito vial durante los eventos hidrológicos de máxima intensidad.

En el diseño y dimensionamiento de los distintos elementos de drenaje se han seguido los criterios expuestos tanto en el Pliego de Cargos, como en las especificaciones del “Manual de Requisitos y Normas Generales Actualizadas para la Revisión de Planos” elaborado por el Ministerio de Obras Públicas del Gobierno de la República de Panamá.

En complemento a este informe se debe consultar la respectiva memoria de Hidrología.

2. CUMPLIMIENTO DEL PLIEGO DE CARGOS Y DE LOS CRITERIOS DE LOS ORGANISMOS COMPETENTES

Se ha dado cumplimiento a cada requerimiento especificado en el Pliego de Cargos por el MOP y en el “Manual de Requisitos y Normas Generales actualizadas para la Revisión de Planos” del MOP, de acuerdo con el siguiente:

- Las obras de drenaje transversal fueron proyectadas para períodos de retorno de 50 años para el tramo variante y 20 años para la obra de drenaje a proyectar en el tramo de ampliación (ALC-4+446);
- Se ha hecho el análisis de las obras de drenaje transversal existentes que sean susceptibles de ser aprovechadas y/o ampliadas;
- Se garantizará que la sección de control de flujo sea a la entrada, en todas las obras de drenaje transversal ($H_w < 1.2D$). En los casos en que no sea posible que $H_w < 1.2D$, se garantizará que la altura del agua no alcanzará la plataforma de la vía.
- Se garantizará siempre el cumplimiento de la relación $d/D < 0.80$;

- El recubrimiento mínimo de las tuberías sobre la corona será de 0.45 m hasta la parte inferior de la estructura de pavimento;
- A la salida de todas las obras de drenaje transversal serán proyectados elementos disipadores para control de velocidad;
- Todas las obras de drenaje transversal se proyectarán con cabezal con aletas, siempre que sea posible;
- De acuerdo con las especificaciones del Pliego de Cargos, el diámetro mínimo para los tubos de drenaje enterrados es de 0.61m para obras de drenaje transversal, exceptuando todas aquellas obras con longitud superior a 15m en las que se fija, como mínimo, un diámetro de 0.91m;
- Todos los sistemas de drenaje serán proyectados (siempre que sea posible) de acuerdo con los límites de velocidad a la salida entre los valores $1\text{m/s} < v < 5\text{m/s}$;

El cálculo de los caudales de diseño de cada cuenca o alcantarilla se presenta en la memoria de Hidrología.

3. DRENAJE TRANSVERSAL

3.1. INTRODUCCIÓN

Para el cálculo y dimensionamiento de las obras de drenaje transversal se han seguido los criterios establecidos en el Pliego de Cargos y en la Normativa de Aplicación para el cálculo de los caudales de diseño, dimensiones mínimas de las obras y condiciones de desagüe.

Las dimensiones mínimas de estas obras, de acuerdo con el Pliego de Cargos, no deberán ser inferiores a 910mm, correspondiente a un ancho de plataforma superior a 15m.

El plano de cuencas se muestra en el documento de planos.

3.2. CAUDALES DE DISEÑO

El cálculo de los caudales de diseño de cada cuenca se presenta en la memoria de Hidrología.

Se han considerado un período de retorno de 50 años para el cálculo de las obras de drenaje transversal, como establece el pliego para los tramos en variante.

3.3. INVENTARIO DE LAS OBRAS DE DRENAJE EXISTENTES Y ANÁLISIS DE SU APROVECHAMIENTO

Se ha realizado un inventario de las obras de drenaje transversal existentes en el tramo de carretera actual que se sustituye por la variante, registrando las siguientes obras de drenaje:

Tabla 3.1 – Inventario de las obras existentes

Cuenca	ALC (Estación)	Caudal (T=20 años) (m ³ /s)	Caudal (T=50 años) (m ³ /s)	ALC Existente (*) (Ancho x Alto / ø)	Longitud (m)	Cota de entrada (m)	Cota de salida (m)	Pendiente (%)	Pendiente (m/m)
-	ALC 18+055	-	-	Alcantarilla ϕ 0.60	36.37	-	99.352	-	- (*)

(*) – Obra de drenaje transversal existente en el tramo variante no rectificado. Se realizará un mantenimiento de acuerdo con lo indicado en las “Normas de ejecución. Mantenimiento rutinario y periódico por estándar” de la Dirección Nacional de Mantenimiento del Ministerio de Obras Públicas.

Nota: ALC = Alcantarilla.

En el Apéndice n. °1, se presenta el inventario realizado, con fotos ilustrativas de cada obra de drenaje transversal.

A continuación, se ha realizado el análisis de aprovechamiento de las obras de drenaje existente, como se muestra seguidamente, en una tabla resumen.

Tabla 3.2 – Análisis de aprovechamiento de las obras transversales existentes (Resumen del cálculo hecho con HY-8)

Cuenca	ALC (Estación)	ALC Existente Ancho x Alto / ϕ	Cumple	Caudal (T=20 años) (m ³ /s)	Solución Adoptada
-	ALC 18+055	Alcantarilla d= 0,60m	-	-	Limpieza, alcantarilla existente sin intervención

3.4. DIMENSIONES DE LAS OBRAS TRANSVERSALES PROYECTADAS Y COMPROBACIÓN DE SU VALIDEZ

3.4.1. INTRODUCCIÓN

Partiendo de las cuencas y caudales definidos en apartados anteriores y del inventario de las obras de drenaje existentes en el tramo de la variante y siguiendo los criterios indicados en el Pliego de Cargos, se han calculado las dimensiones de las obras transversales y encauzamientos a implantar para dar continuidad a los actuales cauces.

Las obras tendrán control de entrada con relación $H_w < 1.2D$ (siempre que ha sido posible) y una relación de $d/D < 0.80$.

En lo que respecta a las pendientes, estas cumplirán la velocidad de flujo de salida mínima de 1m/s y media de 5 m/s.

El recubrimiento mínimo de la corona de la tubería será de 0.45m hasta la parte inferior de la estructura del pavimento. Cuando el recubrimiento sea inferior a 0.45m será necesario el diseño de una losa tipo puente sobre las tuberías.

Los diámetros de las tuberías circulares contempladas son de $\phi 0.91m$, $\phi 1.22m$ y $\phi 1.83m$, el cajón es doble de 2.44mx2.13m.

El cálculo de las pequeñas obras de drenaje transversal (tuberías y cajones) se ha realizado a través del HY-8 de La Federal Highway Administration (FHWA), que, partiendo de los datos iniciales como el caudal de diseño, la geometría de la obra propuesta, la longitud, la pendiente,

etc., determina entre otros, el tipo de régimen, el calado, la velocidad, la altura del agua a la entrada y el tipo de control dominante, que deberá ser el de entrada.

Para el dimensionamiento se ha empleado un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.013 tanto para los tubos, como para los cajones de concreto.

3.4.2. OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL

o CAP – VIAL PRINCIPAL – ALC 1+497

En esta estación, se proyecta una alcantarilla de 0.91m. Los caudales generados por la cuenca C-39 serán conducidos por esta tubería.

Para el caudal de diseño de 50 años se cumple la condición de $H_w < 1.2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 80% de la altura de la sección. La velocidad de salida es de 4.25m/s.

o CAP – VIAL PRINCIPAL – ALC 1+687

En esta estación, se proyecta una alcantarilla de 1.22m. Los caudales generados por la cuenca C-40B serán conducidos por esta tubería.

Para el caudal de diseño de 50 años se cumple la condición de $H_w < 1.2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 80% de la altura de la sección. La velocidad de salida es de 4.52m/s.

○ **CAP – VIAL PRINCIPAL – ALC 1+884**

En esta estación, se proyecta una alcantarilla de 0.91m. Los caudales generados por la cuenca C-40A serán conducidos por esta tubería.

Para el caudal de diseño de 50 años se cumple la condición de $H_w < 1,2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 80% de la altura de la sección. La velocidad de salida es de 4.42m/s.

○ **CAP RET VAR – RAMAL A – ALC 0+123**

En esta estación, se proyecta una alcantarilla de 1.22m, aguas abajo del alcantarilla del Vial Principal (Est. 1+884). Los caudales generados por la cuenca C-40A, las áreas interiores definidas pelos ramales y por el vial principal serán conducidos a través del canal trapezoidal de pie de terraplén hasta la tubería proyectada.

Para el caudal de diseño de 50 años se cumple la condición de $H_w < 1,2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 80% de la altura de la sección. La velocidad de salida es de 2.28m/s.

○ **CAP RET VAR – RAMAL B – ALC 0+174**

En esta estación, se proyecta una alcantarilla de 1.22m, aguas abajo del alcantarilla del Ramal A. Los caudales generados por la cuenca C-40A, las áreas interiores definidas pelos ramales y por el vial principal serán hasta la tubería proyectada.

Para el caudal de diseño de 50 años se cumple la condición de $H_w < 1,2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 80% de la altura de la sección. La velocidad de salida es de 2.53m/s.

○ **CAP – VIAL PRINCIPAL – ALC 2+693**

En esta estación, se proyecta una alcantarilla de 1.83m. Los caudales generados por la cuenca C-43 serán conducidos por esta tubería. Para el caudal de diseño de 50 años se cumple la condición de $H_w < 1,2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 80% de la altura de la sección. La velocidad de salida es de 3.99m/s.

○ **CAP – VIAL PRINCIPAL – ALC 4+446**

En el vial principal, estación 4+446, asociada a la cuenca C-45, se proyecta una alcantarilla cajón doble de 2.44m x 2.13m. En el cálculo del caudal de diseño se consideró 50 años de período de retorno, por situarse en final del vial principal en el tramo de ampliación del tronco.

Para el caudal de diseño de 50 años se cumple la condición de $H_w < 1,2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 80% de la altura de la sección. La velocidad de salida es de 4.31m/s.

Seguidamente se muestra una tabla resumen de las obras.

El cálculo de las alcantarillas nuevas ha realizado con el programa HY-8 y se presentan los listados de resultados y las salidas graficas / esquemas en el Apéndice n.º2.

Tabla 3.3 – Análisis de las obras transversales existentes y su actuación (Resumen del cálculo hecho con HY-8)

Cuenca	ALC (Estación)	ALC Existente Ancho x Alto / ø	Cumple	Caudal (T=20 años) (m³/s)	Caudal (T=50 años) (m³/s)	Hw	1,2 D 1,2 H	Hw < 1,2 D	d (hu)	hu/D	hu/D < 0,8	Solución Adoptada
-	ALC 18+055	Alcantarilla d= 0,60m	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Limpieza, alcantarilla existente sin intervención

Tabla 3.4 – Análisis de las obras transversales nuevas / intervenciones y su actuación (Resumen del cálculo hecho con HY-8)

Cuenca	ALC (Estación)	Caudal (T=20 años) (m³/s)	Caudal (T=50 años) (m³/s)	Solución Adoptada	ALC Proyectada Ancho x Alto / ø	Pendiente (%)	Hw	1,2xD o 1,2xH	Hw < 1,2xD	d (hu)	hu/D	hu/D < 0,8	Sección de control del flujo	Velocidad (m/s)	Zampeado	Flow Type	Canales	Obsv.
C-37A	-	-	3.52	Encauzamiento 1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C-39	CAP - VIAL PRINCIPAL - ALC 1+497	-	0.75	Nueva alcantarilla de 0.91m	Alcantarilla d=0.91m	4.00	0.75	1.09	ok	0.27	0.30	ok	Entrada	4.25	SÍ	1 - S2n	-	-
C-40B	CAP - VIAL PRINCIPAL - ALC 1+687	-	2.11	Nueva alcantarilla de 1.22m	Alcantarilla d=1.22m	2.50	1.23	1.46	ok	0.47	0.39	ok	Entrada	4.52	SÍ	5 - S2n	-	-
C-40A	CAP - VIAL PRINCIPAL - ALC 1+884	-	0.92	Nueva alcantarilla de 0.91m	Alcantarilla d=0.91m	4.00	0.85	1.09	ok	0.30	0.33	ok	Entrada	4.42	SÍ	1 - S2n	-	-
Cuenca en el interior del retorno + C-40A	CAP RET VAR - RAMAL A - ALC 0+123	-	1.82	Nueva alcantarilla de 1.22m	Alcantarilla d=1.22m	0.50	1.13	1.46	ok	0.69	0.57	ok	Entrada	2.48	-	1 - S2n	SÍ	-
	CAP RET VAR - RAMAL B - ALC 0+174	-	1.82	Nueva alcantarilla de 1.22m	Alcantarilla d=1.22m	0.50	1.13	1.46	ok	0.68	0.56	ok	Entrada	2.53	SÍ	1 - S2n	-	-
C-42A	-	-	1.79	Encauzamiento 2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C-43	CAP - VIAL PRINCIPAL - ALC 2+693	-	6.33	Nueva alcantarilla de 1.83m	Alcantarilla d=1.83m	0.80	1.99	2.20	ok	0.99	0.54	ok	Entrada	3.99	SÍ	5 - S2n	-	-
C-45	CAP - VIAL PRINCIPAL - ALC 4+446	-	27.56	Nuevo Cajón doble 2.44m x 2.13m	Cajón doble 2.44mx2.13m	0.60	2.33	2.56	ok	1.26	0.59	ok	Entrada	4.31	SÍ	5 - S2n	-	Alcantarilla en final del vial principal en lo tramo de ampliación del tronco

3.5. ENCAUZAMIENTOS

Los encauzamientos necesarios tienen revestimiento en hormigón y sección trapezoidal o rectangular adecuada a cada situación. En los taludes en terreno de relleno y de corte se debe hacer la aplicación de hidrosiembra.

Los cálculos de los encauzamientos se presentan en el Apéndice N°3.

3.6. CLASE RESISTENTE DE TUBERÍAS

La clase de las alcantarillas se calculó a través del programa de la "Asociación de Fabricantes de Tubos de Hormigón Armado – ATHA", teniendo en cuenta el tipo de apoyo, terreno y las cargas

actuales.

Los cálculos de la clase resistente de las tuberías se presentan en el Apéndice N°3.

4. SECCIONES TIPO Y DETALLES ESENCIALES

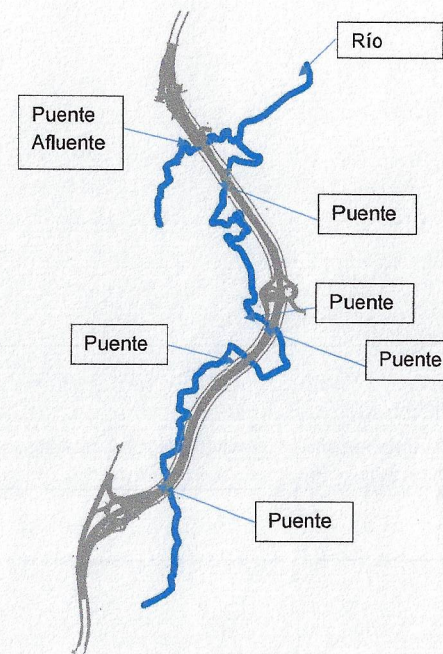
Las secciones tipo, así como los detalles esenciales de los elementos que se incluyen en este proyecto, se definen en los planos de detalle.

5. ESTUDIO HIDRÁULICO DEL RÍO CAPIRA

5.1. INTRODUCCION

La ampliación a seis carriles del Corredor Las Playas, Panamericana - Tramo 1: La Chorrera – Santa Cruz (Panamá) implica la construcción de 4 puentes sobre el río Capira y 1 sobre su afluente. Para el diseño de estas nuevas infraestructuras se ha realizado este estudio hidráulico que permitirá definir la ubicación de los estribos y la altura del tablero de cada uno de ellos.

Consortio Corredor Playas I



Corredor Las Playas, Tramo 1.

5.2. OBJETIVO

El objetivo de la presente Memoria es describir el estudio hidráulico realizado del tramo del río Capira y su afluente más importante por su margen izquierda, ambos situados en el entorno de la ampliación del Corredor Las Playas. Como se ha comentado, sobre este río Capira se construirán 4 puentes para la ampliación del Corredor y 1 sobre su afluente. Para ello se ha empleado el software de modelización hidráulica HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center's - River Analysis System) desarrollado por el *US Army Corps of Engineers* y referencia dentro de su campo.

En este estudio se ha simulado el siguiente escenario:

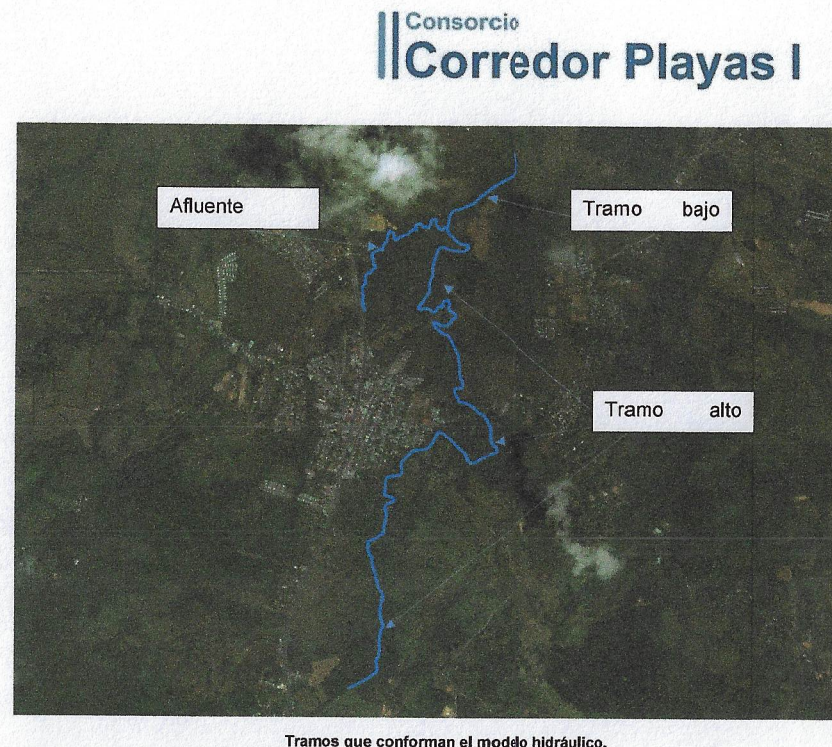
Se han definido en el modelo hidráulico cada uno de los puentes nuevos a construir y mediante la simulación del caudal de avenida correspondiente a los 100 años de periodo de retorno **se ha comprobado que la cota inferior del tablero de cada uno de los puentes está situada a una altura superior a 1,80 m sobre la lámina de agua resultante.**

5.3. DESCRIPCIÓN DEL ÁMBITO DE ESTUDIO

La modelización hidráulica realizada en el río Capira se ha dividido en 3 tramos. Son los siguientes:

- Tramo alto del río Capira: son unos 5.430 metros donde se ubica 1 puente existente y se definen otros 4 puentes correspondientes con la nueva actuación. Este tramo está situado antes de la desembocadura del afluente al Capira por su margen izquierda.
- Afluente al río Capira (Quebrada Pueblo): son los 1.302 metros finales de este curso fluvial antes de su desembocadura en el río Capira por la margen izquierda. En este tramo se define 1 puente en esta actuación.
- Tramo bajo del río Capira: son unos 769 metros aguas abajo de la desembocadura del afluente.

La ubicación de cada tramo se indica en la siguiente figura:



Tramos que conforman el modelo hidráulico.

5.4. ESCENARIOS SIMULADOS

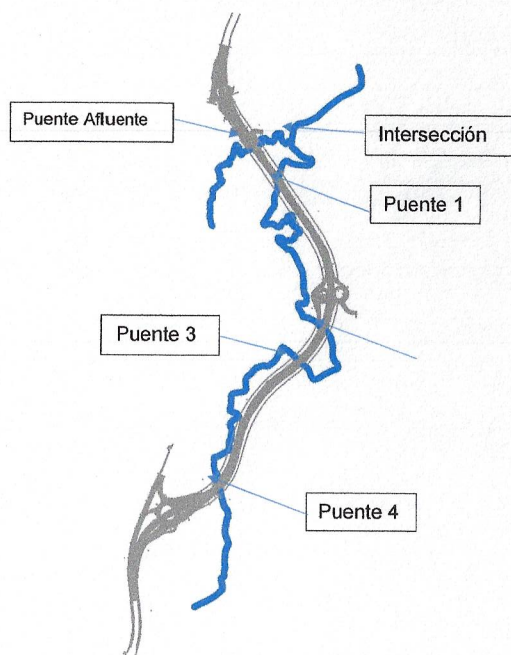
Se ha realizado la simulación de los caudales de avenida para los 100, 50, 20 y 10 años de periodo de retorno.

5.5. CAUDALES DE AVENIDA CONSIDERADOS

Los caudales de avenida se han definido en cada uno de los puentes nuevos y en la confluencia del afluente con el curso principal del río Capira. Los valores asignados en cada punto se presentan en la siguiente tabla y su ubicación en la figura.

	Caudal (m3/s)			
	T 10	T 20	T 50	T 100
Puente Afluente	49.70	58.73	71.02	80.31
Puente 4	174.47	196.02	237.02	268.02
Puente 3	171.64	198.66	240.22	271.64
Puente 2	168.26	202.74	245.14	277.21
Puente 1	166.01	206.00	249.09	281.67
Intersección	187.39	221.26	267.54	302.54

Caudales de avenida asignados al modelo hidráulico



Ubicación de los puntos de cálculo de caudal.

5.6. MODELIZACIÓN HIDRÁULICA

El modelo elaborado en HEC-RAS se presenta en la siguiente figura:



Modelo hidráulico en HEC-RAS.

5.6.1. DEFINICIÓN DE LOS PUENTES INTRODUCIDOS EN EL MODELO HIDRÁULICO

En el modelo hidráulico se han definido tanto el puente existente en el tramo estudiado del río Capira como los nuevos puentes que se contemplan en la actuación proyectada.

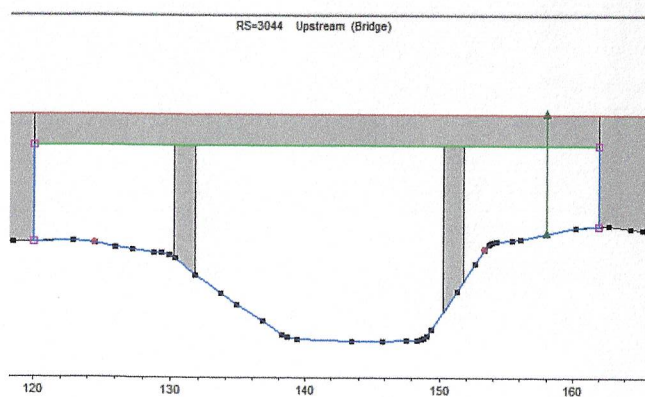
Los puentes introducidos en el modelo están situados en las siguientes secciones transversales:

TRAMO	SECCIÓN	PUENTE
Capira Alto	5230	PUENTE 4
Capira Alto	3760	PUENTE 3
Capira Alto	3120	PUENTE 2
Capira Alto	3044	PUENTE EXISTENTE
Capira Alto	1338	PUENTE 1
Afluente	422	PUENTE AFLUENTE

A continuación, se presenta la definición geométrica de cada uno de ellos en el modelo hidráulico.

PUENTE EXISTENTE

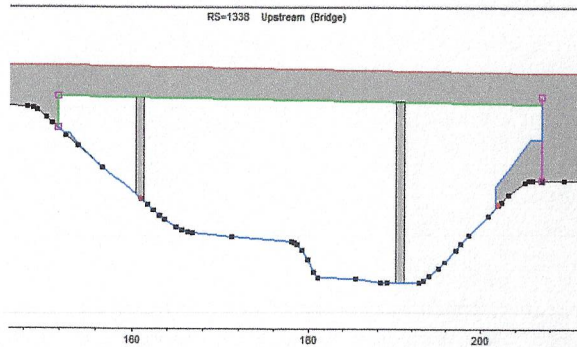
- Cota inferior del tablero: +104 m
- Luz del puente: 42 metros con pilas, según la configuración que se presenta en la siguiente figura.



Vista desde aguas arriba del puente existente en la sección 3044 del tramo Capira Alto.

PUENTE 1

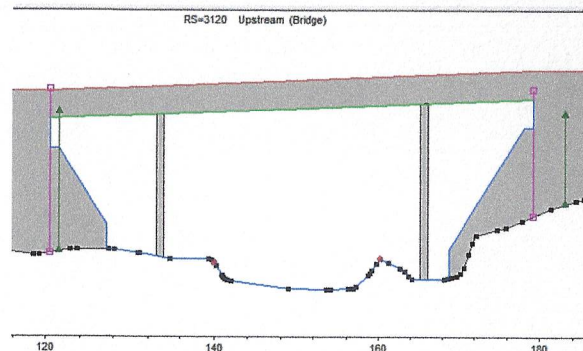
- Cota inferior del tablero: +101.69 m
- Luz del puente: 70 m, según la configuración que se presenta en la siguiente figura.



Vista desde aguas arriba del puente 1 en la sección 1338 del tramo Capira Alto.

PUENTE 2

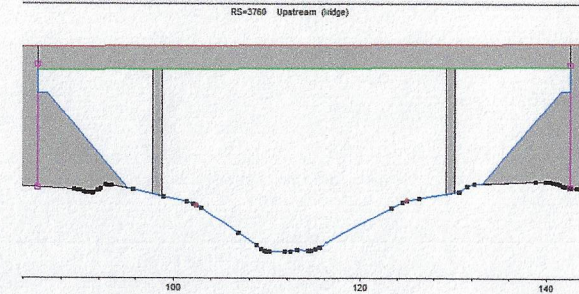
- Cota inferior del tablero: +106.52 m
- Luz del puente: 58.4 m, según la configuración que se presenta en la siguiente figura.



Vista desde aguas arriba del puente 2 en la sección 3120 del tramo Capira Alto.

PUENTE 3

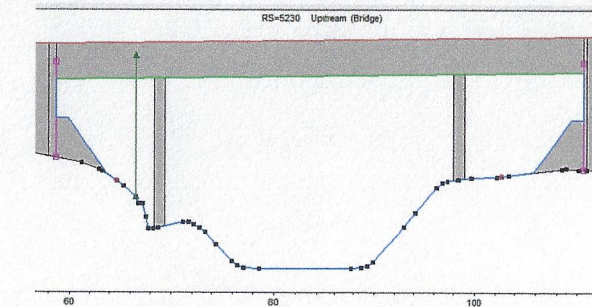
- Cota inferior del tablero: +110.66 m
- Luz del puente: 58.4 m, según la configuración que se presenta en la siguiente figura.



Vista desde aguas arriba del puente 3 en la sección 3760 del tramo Capira Alto.

PUENTE 4

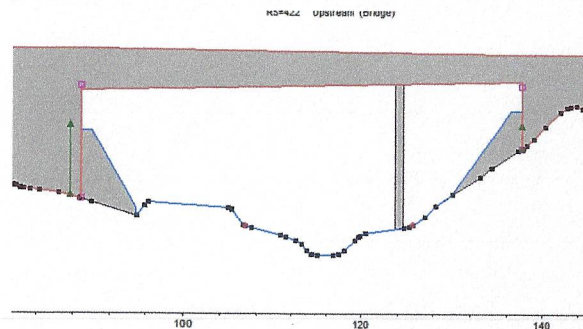
- Cota inferior del tablero: +113.33 m
- Luz del puente: 58.2 m, según la configuración que se presenta en la siguiente figura.



Vista desde aguas arriba del puente 4 en la sección 5230 del tramo Capira Alto.

PUENTE AFLUENTE

- Cota inferior del tablero: +102.75m
- Luz del puente: 49.5 m, según la configuración que se presenta en la siguiente figura.



Vista desde aguas arriba del puente en la sección 422 del tramo del Afluente.

5.6.2. COEFICIENTES DE RUGOSIDAD APLICADOS

Los coeficientes de n Manning habitualmente utilizados en los estudios hidráulicos pueden consultarse en la siguiente tabla:

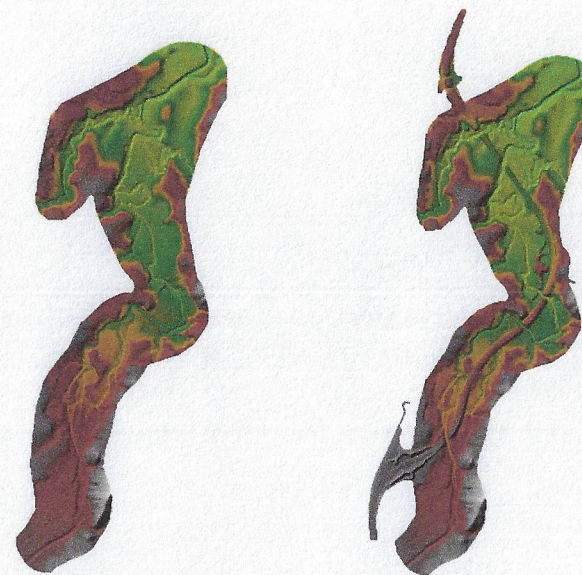
Canales de matabacán repellado	0.012
Canales de matabacán liso y fondo de tierra	0.020
Cauce de tierra lisa con vegetación rasante	0.025
Pradera o arbustos	0.05
Vegetación dispersa	0.08
Bosque	0.13
Árboles	0.12

En este estudio se han considerado coeficientes de Manning muy conservadores tanto para el cauce como para las llanuras de inundación. Son los siguientes:

- Cauce del río: 0.04
- Llanuras de inundación: 0.10

5.6.3. MODELO DIGITAL DEL TERRENO

El modelo digital del terreno (MDT) en coordenadas UTM empleado en la zona de estudio se presenta la siguiente figura.



Modelo digital del terreno. Situación con y sin proyecto.

5.6.4. RESULTADOS DE LA MODELIZACIÓN HIDRÁULICA: CAUDAL DE AVENIDA T100

Los resultados obtenidos para la simulación de los caudales de avenida de 100 años de período de retorno en las secciones donde se han definido los puentes nuevos contemplados en la actuación proyectada en la zona de estudio son los siguientes.

PUENTE 1

En el puente 1, ubicado en la sección 1338 del tramo Alto del río Capira, los resultados son los siguientes:

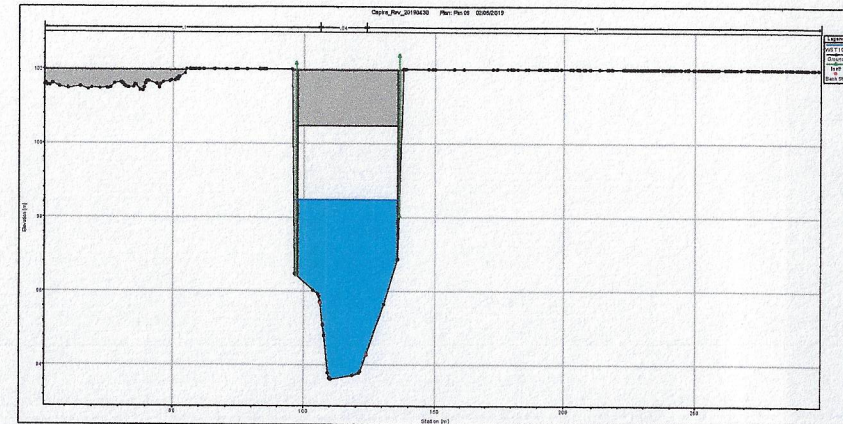
- Cota máxima de agua en la sección aguas arriba = +98.47 m
- Cota inferior del tablero del puente = +100.48 m

Por lo tanto, el resguardo existente para el T100 es mayor que 1.80 m, exactamente 2.01 m.

El resumen de los resultados hidráulicos en este puente 1 se presenta a continuación.

Bridge Output				
File Type Options Help				
River:	Capira	Profile:	T 100	
Reach:	Tramo alto	RS:	1338	Plan: proyect_jul_19
Plan: proyect_jul_19 Capira Tramo alto RS: 1338 Profile: T 100				
E.G. US. (m)	98.60	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	98.38	E.G. Elev (m)	98.57	98.40
Q Total (m3/s)	281.67	W.S. Elev (m)	98.32	97.65
Q Bridge (m3/s)	281.67	Crit W.S. (m)	96.78	96.94
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	4.68	4.18
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	2.20	3.18
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	127.77	88.44
Weir Submerg		Froude # Chl	0.39	0.66
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	291.93	247.95
Min El Weir Flow (m)	103.09	Hydr Depth (m)	3.05	1.93
Min El Prs (m)	102.03	W.P. Total (m)	55.42	51.17
Delta EG (m)	0.24	Conv. Total (m3/s)	5742.8	4091.7
Delta WS (m)	0.71	Top Width (m)	41.86	45.72
BR Open Area (m2)	303.38	Frctn Loss (m)	0.12	0.02
BR Open Vel (m/s)	3.18	C & E Loss (m)	0.05	0.02
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	54.39	80.31
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	119.90	255.79

Resultados hidráulicos T100 para el Puente 1.



Sección aguas arriba del Puente 1: T100.

En el anexo correspondiente se incluyen los datos para los demás períodos de retorno estudiados.

PUENTE 2

En el puente 2, ubicado en la sección 3120 del tramo Alto del río Capira, los resultados son los siguientes:

- Cota máxima de agua en la sección aguas arriba = +102.49 m
- Cota inferior del tablero del puente = +104.66 m

Por lo tanto, el resguardo existente para el T100 es mayor que 1.80 m, exactamente 2.17 m.

El resumen de los resultados hidráulicos en este puente 2 se presenta a continuación.

Bridge Output

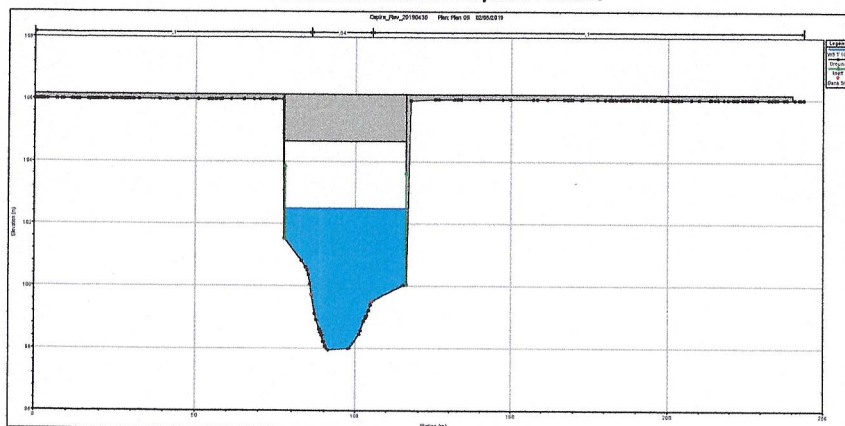
File Type Options Help

River: Capira Profile: T 100

Reach: Tramo alto RS: 3120 Plan: proyect_jul_19

Plan: proyect_jul_19 Capira Tramo alto RS: 3120 Profile: T 100		Element		Inside BR US	Inside BR DS
E.G. US. (m)	102.93	E.G. Elev (m)		102.89	102.77
W.S. US. (m)	102.74	W.S. Elev (m)		102.57	102.30
Q Total (m3/s)	277.21	Crit W.S. (m)		100.75	101.50
Q Bridge (m3/s)	277.21	Max Chl Dpth (m)		4.62	4.63
Q Weir (m3/s)		Vel Total (m/s)		1.76	2.60
Weir Sta Lft (m)		Flow Area (m2)		157.45	106.75
Weir Sta Rgt (m)		Froude # Chl		0.41	0.59
Weir Submerg		Specif Force (m3)		369.04	248.25
Weir Max Depth (m)		Hydr Depth (m)		3.45	2.53
Min El Weir Flow (m)	107.93	W.P. Total (m)		64.37	57.44
Min El Prs (m)	107.54	Conv. Total (m3/s)		6686.5	3581.8
Delta EG (m)	0.26	Top Width (m)		45.67	43.27
Delta WS (m)	0.36	Frctn Loss (m)		0.11	0.04
BR Open Area (m2)	344.96	C & E Loss (m)		0.02	0.05
BR Open Vel (m/s)	2.60	Shear Total (N/m2)		41.22	109.18
BR Sluice Coef		Power Total (N/m s)		72.58	283.50
BR Sel Method	Energy only				

Resultados hidráulicos T100 para el Puesto 2.



Sección aguas arriba del Puesto 2: T100.

PUENTE 3

En el puente 3, ubicado en la sección 3760 del tramo Alto del río Capira, los resultados son los siguientes:

- Cota máxima de agua en la sección aguas arriba = +103.98 m
- Cota inferior del tablero del puente = +108.74 m

Por lo tanto, el resguardo existente para el T100 es mayor que 1.80 m, exactamente 4.76 m.

El resumen de los resultados hidráulicos en este puente 3 se presenta a continuación.

Bridge Output

File Type Options Help

River: Capira Profile: T 100

Reach: Tramo alto RS: 3760 Plan: proyect_jul_19

Plan: proyect_jul_19 Capira Tramo alto RS: 3760 Profile: T 100		Element		Inside BR US	Inside BR DS
E.G. US. (m)	105.02	E.G. Elev (m)		104.96	104.75
W.S. US. (m)	104.59	W.S. Elev (m)		104.42	103.87
Q Total (m3/s)	271.64	Crit W.S. (m)		103.44	103.42
Q Bridge (m3/s)	271.64	Max Chl Dpth (m)		4.69	4.39
Q Weir (m3/s)		Vel Total (m/s)		2.82	3.58
Weir Sta Lft (m)		Flow Area (m2)		96.32	75.78
Weir Sta Rgt (m)		Froude # Chl		0.57	0.74
Weir Submerg		Specif Force (m3)		248.30	234.45
Weir Max Depth (m)		Hydr Depth (m)		2.52	2.07
Min El Weir Flow (m)	112.06	W.P. Total (m)		44.72	43.43
Min El Prs (m)	110.83	Conv. Total (m3/s)		4560.7	3245.7
Delta EG (m)	0.40	Top Width (m)		38.25	36.62
Delta WS (m)	0.74	Frctn Loss (m)		0.17	0.09
BR Open Area (m2)	398.54	C & E Loss (m)		0.03	0.03
BR Open Vel (m/s)	3.58	Shear Total (N/m2)		74.93	119.87
BR Sluice Coef		Power Total (N/m s)		211.30	429.64
BR Sel Method	Energy only				

Resultados hidráulicos T100 para el Puesto 3.

PUENTE 4

En el puente 4, ubicado en la sección 5230 del tramo Alto del río Capira, los resultados son los siguientes:

- Cota máxima de agua en la sección aguas arriba = +109.13 m
- Cota inferior del tablero del puente = +110.95 m

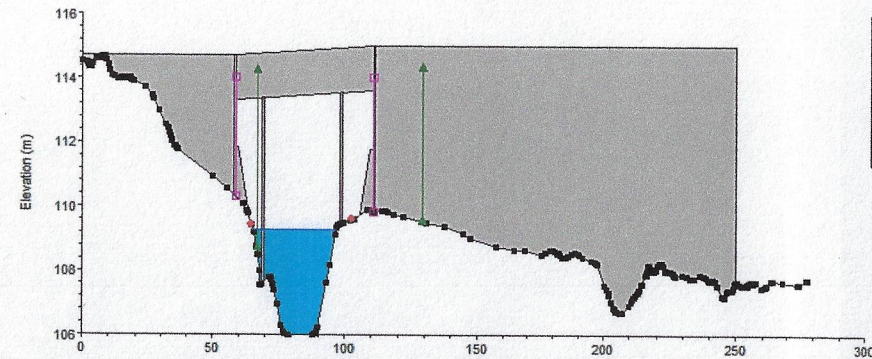
Por lo tanto, el resguardo existente para el T100 es mayor que 1.80 m, exactamente 1.82 m.

El resumen de los resultados hidráulicos en este puente 4 se presenta a continuación.

Bridge Output				
File Type Options Help				
River:	Capira	Profile:	T 100	
Reach:	Tramo alto	RS:	5230	Plan: proyect_jul_19
Plan: proyect_jul_19 Capira Tramo alto RS: 5230 Profile: T 100				
E.G. US. (m)	110.20	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	109.71	E.G. Elev (m)	110.01	109.68
Q Total (m3/s)	268.02	W.S. Elev (m)	109.27	109.28
Q Bridge (m3/s)	268.02	Crit W.S. (m)	108.88	108.27
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	3.27	3.28
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	3.81	2.64
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	70.33	101.42
Weir Submerg		Froude # CH	0.78	0.53
Weir Max Depth (m)		Specf Force (m3)	202.55	223.35
Min El Weir Flow (m)	114.73	Hydr Depth (m)	2.42	2.51
Min El Prs (m)	113.62	W.P. Total (m)	34.05	49.06
Delta EG (m)	0.60	Conv. Total (m3/s)	2851.5	4423.5
Delta WS (m)	0.50	Top Width (m)	30.48	40.49
BR Open Area (m2)	237.22	Frctn Loss (m)	0.23	0.08
BR Open Vel (m/s)	3.81	C & E Loss (m)	0.10	0.01
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	178.93	74.42
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	681.90	196.66

Resultados hidráulicos T100 para el Puente 4.

Capira_190724 Plan: Proyecto_jul_19 01/08/2019
Puente 4



Sección aguas arriba del Puente 4: T100.

PUENTE AFLUENTE

En el puente sobre el Afluente del río Capira, ubicado en la sección 422 del tramo del Afluente del río Capira, los resultados son los siguientes:

- Cota máxima de agua en la sección aguas arriba = +97.86 m
- Cota inferior del tablero del puente = +101.93 m

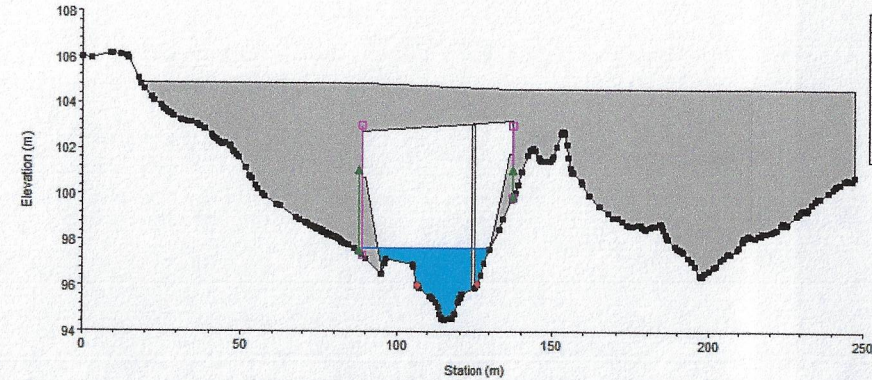
Por lo tanto, el resguardo existente para el T100 es mayor que 1.80 m, exactamente 4.07 m.

El resumen de los resultados hidráulicos en este puente se presenta a continuación.

Bridge Output				
File Type Options Help				
River:	Afluente	Profile:	T 100	
Reach:	Afluente	RS:	422	Plan: proyect_jul_19
Plan: proyect_jul_19 Afluente Afluente RS: 422 Profile: T 100				
E.G. US. (m)	97.81	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	97.67	E.G. Elev (m)	97.79	97.76
Q Total (m3/s)	80.31	W.S. Elev (m)	97.63	97.52
Q Bridge (m3/s)	80.31	Crit W.S. (m)	96.62	96.49
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	3.09	3.03
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	1.51	1.56
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	53.29	51.44
Weir Submerg		Froude # Chl	0.39	0.44
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	69.04	76.82
Min El Weir Flow (m)	104.60	Hydr Depth (m)	1.52	1.66
Min El Prs (m)	103.20	W.P. Total (m)	40.32	36.38
Delta EG (m)	0.08	Conv. Total (m3/s)	1665.0	1675.4
Delta WS (m)	0.13	Top Width (m)	35.08	30.97
BR Open Area (m2)	280.73	Frctn Loss (m)	0.02	0.02
BR Open Vel (m/s)	1.56	C & E Loss (m)	0.01	0.01
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	30.15	31.86
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	45.44	49.74

Resultados hidráulicos T100 para el Puente del Afluente.

Capira_190724 Plan: Proyecto_jul_19 01/08/2019
Puente 0 (Afluente)



Sección aguas arriba del Puente del Afluente: T100.

5.7. JUSTIFICACIÓN HIDRÁULICA DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

En el anexo 1 podemos observar las variaciones en el perfil hidráulico, que debido al alto número de intervenciones, varía de forma significativa en su entorno al compararlo con la situación actual, especialmente en el tramo alto.

En ningún caso se alcanza a mojar los estribos, ni para T=10 años ni para T=100 años.

En el anexo 4 se analiza la afectación de los episodios de inundación a los terrenos colindantes comparando la situación actual (rojo) con la de proyecto (azul). Como puede observarse en los planos la superficie de inundación es muy similar, apreciándose pequeñas variaciones debido a la interferencia de la superficie ocupada en el caso del proyecto.

5.8. CONCLUSIONES

El tramo de la ampliación a seis carriles del Corredor Las Playas, Panamericana - Tramo 1: La Chorrera – Santa Cruz (Panamá) implica la construcción de 4 puentes sobre el río Capira y 1 sobre su afluente. Para el diseño de estas nuevas infraestructuras se ha realizado este estudio hidráulico con la simulación del caudal de avenida para 100, 50, 20 y 10 años de período de retorno.

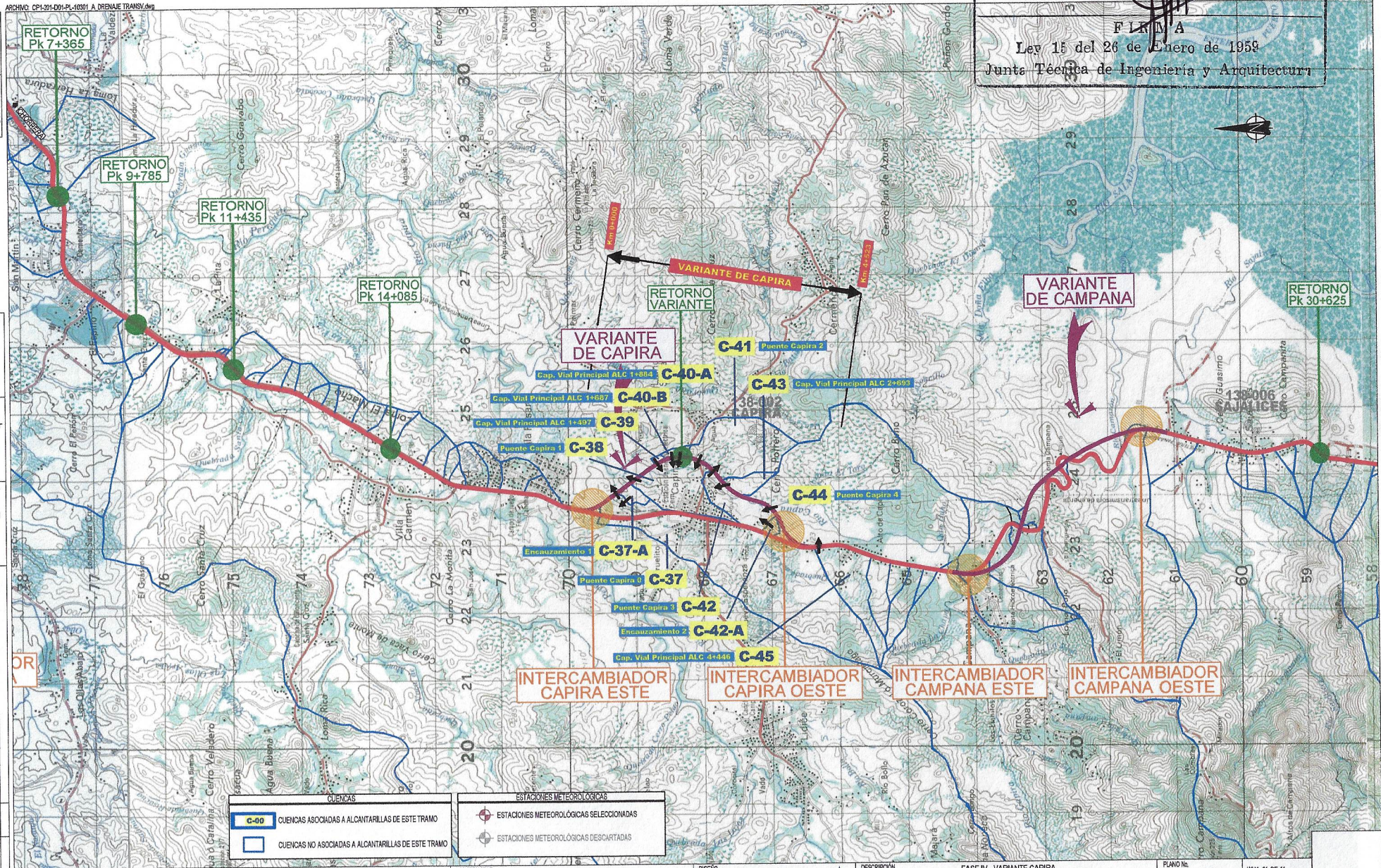
De los resultados obtenidos para este escenario T100 se puede concluir que el diseño de todos los puentes nuevos a construir en esta actuación cumple con el margen mínimo de seguridad de 1.80 metros que debe existir entre la cota máxima de agua para este escenario (T100) y la cota inferior del tablero del puente.

FLIRTA
Ley 15 del 26 de Enero de 1959
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

PROYECTO	OPERA
FECHA	19/07/2019
REVISIÓN	A
REVISOR	ISABEL FERRERA
VERIFICADOR	JOAO CAMPOS
APROBADO POR	

PROYECTO	OPERA
FECHA	19/07/2019
REVISIÓN	A
REVISOR	ISABEL FERRERA
VERIFICADOR	JOAO CAMPOS
APROBADO POR	

ARCHIVO: C:\P1-201-001-PL-10301 A DRENAJE TRANSVERSAL.dwg



PROYECTO
"AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1: LA CHORRERA-SANTA CRUZ"

CONSTRUCTOR
Corredor Playas I

DISEÑO
iceasca
GRUPO
VIAPONTE

DESCRIPCIÓN
FASE IV - VARIANTE CAPIRA
DRENAJE - OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL
PLANO DE CUENCAS
PLANTA

PLANO No.
2.10.03
ESCALA: ORIGINAL ANSI A/D
1:25000

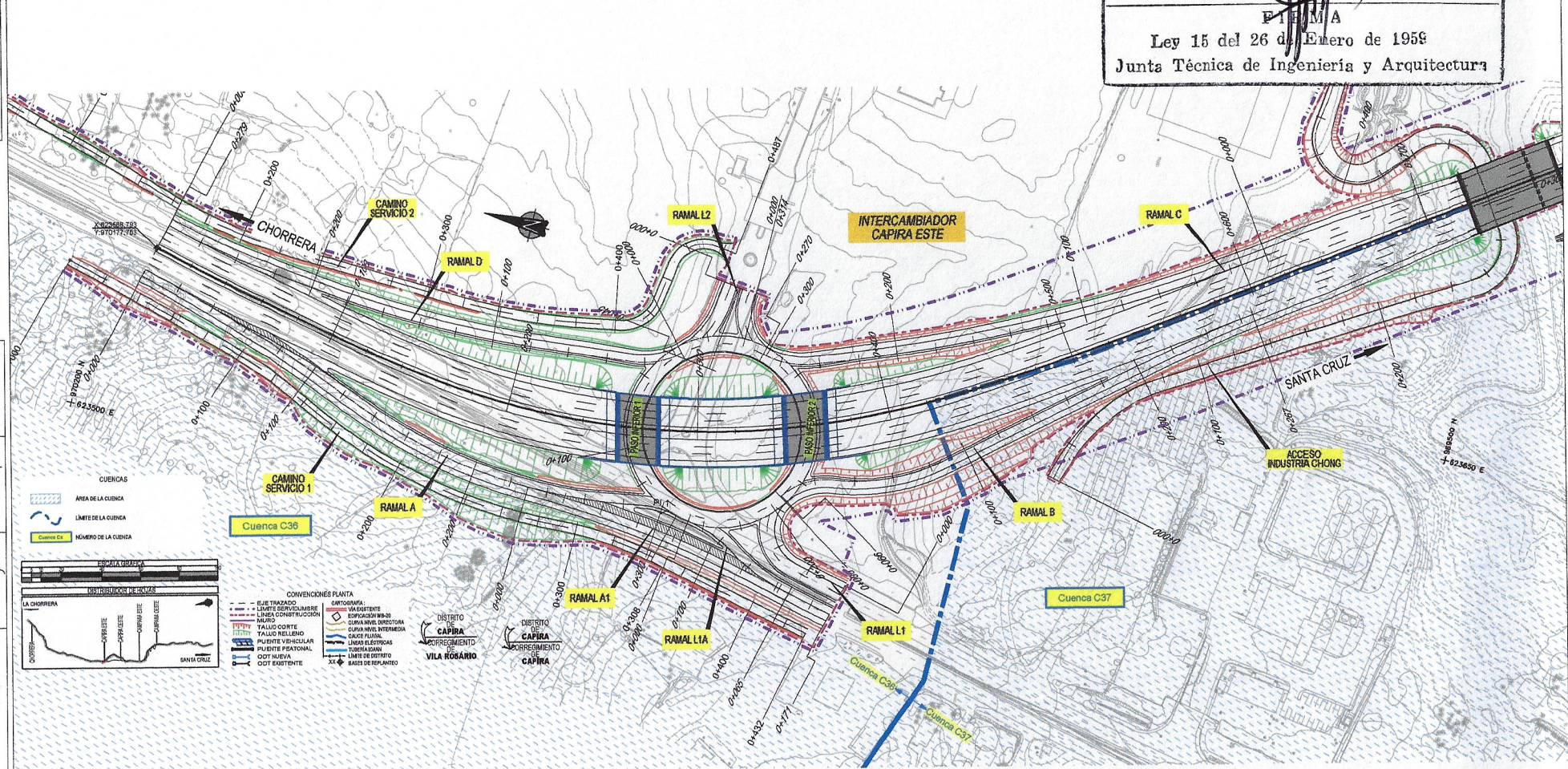
HOJA 01 DE 14
FECHA: JULIO 2019

LEY 15
Ley 15 del 26 de Enero de 1959
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

ARCHIVO: C:\PI-201-D01-PL-10302 A DRENAJE TRANSVERSAL.dwg

PROYECTO	REVISIÓN	FECHA	DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA MODIFICACIÓN
PROYECTO	1	15/07/2019	ENTREGA 14

APROBADO POR:	VERIFICADO POR:	REALIZADO POR:
	JOJO CAMPOS	MINO CARVALLO



PROYECTO
"AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1:
LA CHORRERA-SANTA CRUZ"

CONSORCIO
Corredor Playas I



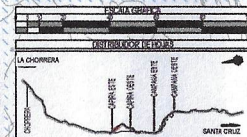
DESCRIPCIÓN
FASE IV - VARIANTE CAPIRA
DRENAJE - OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL
PLANO DE CUENCAS
EST. 0+000 - 0+700

PLANO No.
2.10.03
ESCALA: ORIGINAL ANSI A/D
1/1000

HOJA 02 DE 14
FECHA: JULIO 2019

Licencia No. 2005-006-106

Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

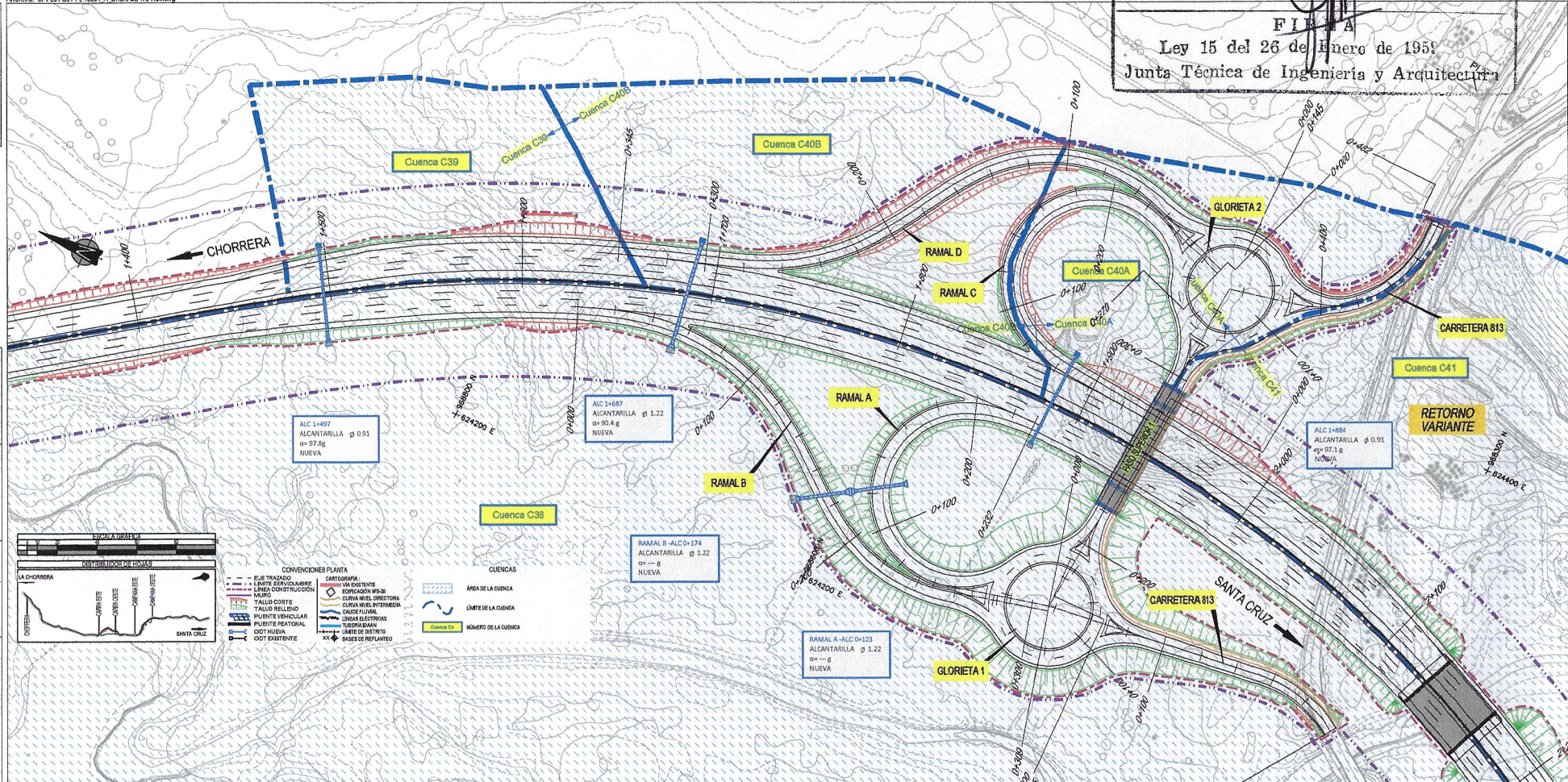


REVISIÓN	FECHA	DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA MODIFICACIÓN
A	19/07/2019	ENTREGA F4

 MOP <small>Ministerio de Obras Públicas</small>	PROYECTO	CONSTRUCTOR	DISEÑO	DESCRIPCIÓN	PLANO No.	HOJA 03 DE 14
	"AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1: LA CHORRERA-SANTA CRUZ"	 Consorcio Corredor Playas I	 Iceasca <small>GRUPO</small>	 VIAPONTE	FASE IV - VARIANTE CAPIRA DRENAJE - OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL PLANO DE CUENCAS EST. 0+700 - 1+400	2.10.03 <small>ESCALA: ORIGINAL ANSI Arch D</small> <small>1/1000</small>

Ley 15 del 26 de Enero de 1958
 Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

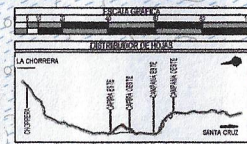
INSTITUTO GEOGRAFICO NACIONAL TOMAR GUARDA	
SECTORA DEPENDENCIA	
ELABORADO POR: S/4	S/43, C/JOSEPH, 09-05-02-000010
FECHA DE ELABORACION: MARZO 2008	LONG: COORDEN: 311-00-10-000000
PROYECTO: 1370	PAIS: ESTE: 5000000
PROY. 1011-2008	PAIS: NOROCC: 50
EPPOCA: 2008	MODELO: GEORADAR: 06



	HOJA 04 DE 14
D	FECHA: JULIO 2019



~~FILED~~



PROYECTO

CONSTRUCTOR

	DISEÑO
--	--------



VIARONTE

PLANO No.	
-----------	--

	HOJA 05 DE 14
D	FECHA: JULIO 2019

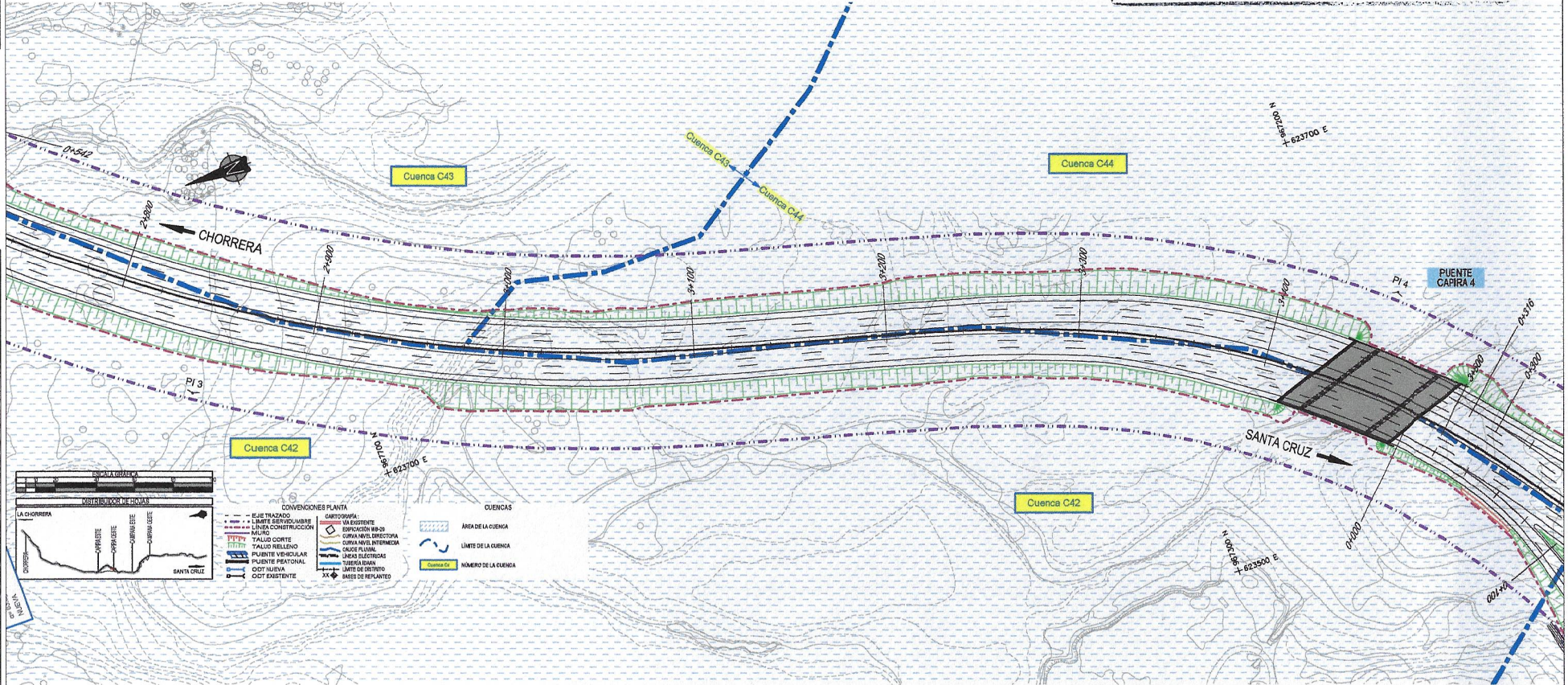
JAMEL J. SERRACIN VALDES
INGENIERO CIVIL
 Licencia No. 2005-006-106

Firma
 Ley 15 del 26 de Enero de 1959
 Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

ARCHIVO: C:\P1-201-001-PL-10306 A DRENAJE TRANSV.dwg

PROYECTO	CONSEJO DE INGENIEROS Y ARQUITECTOS
CLIENTE	SECRETARÍA DE OBRAS PÚBLICAS
PROYECTO	LA CHORRERA
PROYECTO	LA CHORRERA
PROYECTO	LA CHORRERA
PROYECTO	LA CHORRERA
PROYECTO	LA CHORRERA
PROYECTO	LA CHORRERA
PROYECTO	LA CHORRERA
PROYECTO	LA CHORRERA
PROYECTO	LA CHORRERA

VERIFICADO POR:	JOJO CAMPOS
APROBADO POR:	
REVISIÓN:	A
FECHA:	19/07/2019
DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA MODIFICACIÓN:	ENTREGA 14



PROYECTO

"AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1:
 LA CHORRERA-SANTA CRUZ"

CONSTRUCTOR

Consorcio
Corredor Playas I

DISEÑO

iceacsa
 GRUPO
 VIAPONTE

DESCRIPCIÓN

FASE IV - VARIANTE CAPIRA
 DRENAJE - OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL
 PLANO DE CUENCAS
 EST. 2+800 - 3+500

PLANO No.

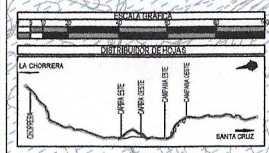
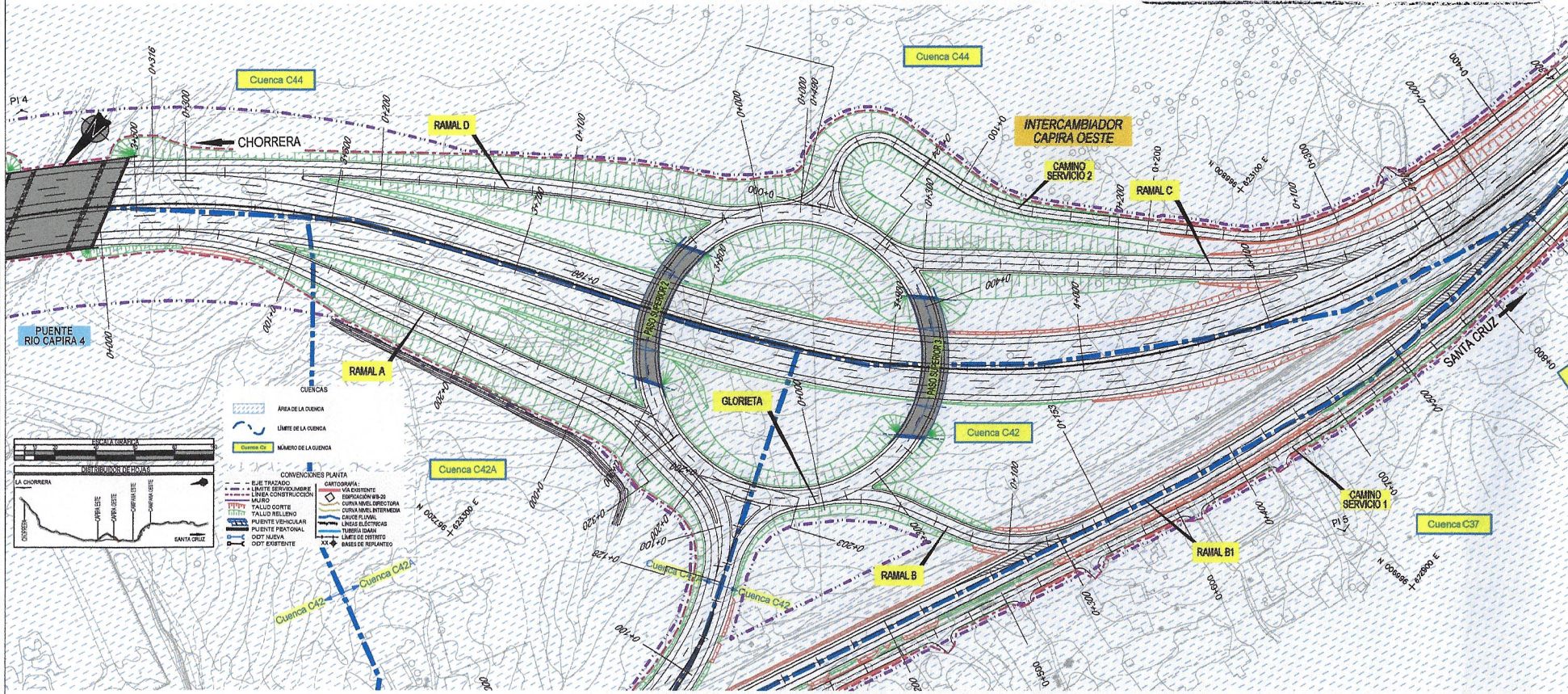
2.10.03
 ESCALA: ORIGINAL ANSI Arch D
 1/1000

HOJA 06 DE 14

FECHA: JULIO 2019

FILED
 Ley 15 del 26 de Enero de 1958
 Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

ARCHIVO: CPI-201-D01-PL-12307_A DRENAJE TRANSV.dwg



- CONVENCIONES PLANTA**
- EJE TRAZADO
 - LÍMITE SERVIDUMBRE
 - LÍMITE CONSTRUCCIÓN
 - LÍMITE DRENAJE
 - TALUD CORTA
 - TALUD RELLENO
 - PUENTE VEHICULAR
 - PUENTE PERSONAL
 - DOT NUEVA
 - DOT EXISTENTE
- CONVENCIONES PLANTA**
- CANTONAL
 - VAL EXISTENTE
 - EDIFICACION 90-30
 - CURVA NIVEL INTERMEDIA
 - CURVA NIVEL
 - LÍNEA ELÉCTRICAS
 - TUBERÍA 1000
 - LÍMITE DE DISTRITO
 - BARRIO DE PLANTEO

PROYECTO	CONSTRUCION	REVISION	FECHA	DESCRIPCION GENERAL DE LA MODIFICACION	ENTREGA 14

APROBADO POR	VERIFICADO POR	REVISADO POR

REVISION	FECHA	DESCRIPCION GENERAL DE LA MODIFICACION



PROYECTO
"AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1: LA CHORRERA-SANTA CRUZ"

CONSTRUCION
 Consorcio
Corredor Playas I



DESCRIPCION
 FASE IV - VARIANTE CAPIRA
 DRENAJE - OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL
 PLANO DE CUENCAS
 EST. 3+500 - 4+200

PLANO No.
 2.10.03
 ESCALA ORIGINAL ANSI Arch D
 1/1000
 HJJA 07 DE 14
 FECHA JULIO 2019

INSTITUTO VECINARIO NACIONAL TUNAY CARRERA
PROYECTO: AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1: LA CHORRERA-SANTA CRUZ
FECHA: 19/07/2019
REVISIÓN: A
ENTREGA: 14
DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA MODIFICACIÓN
VERIFICADO POR: JOAO CAMPOS
APROBADO POR: [Firma]
ELABORADO POR: [Firma]
PROYECTO: AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1: LA CHORRERA-SANTA CRUZ
FECHA: 19/07/2019
REVISIÓN: A
ENTREGA: 14
DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA MODIFICACIÓN

ARCHIVO: CP1201-D01-PL-10306 A DRENAJE TRANSV.dwg

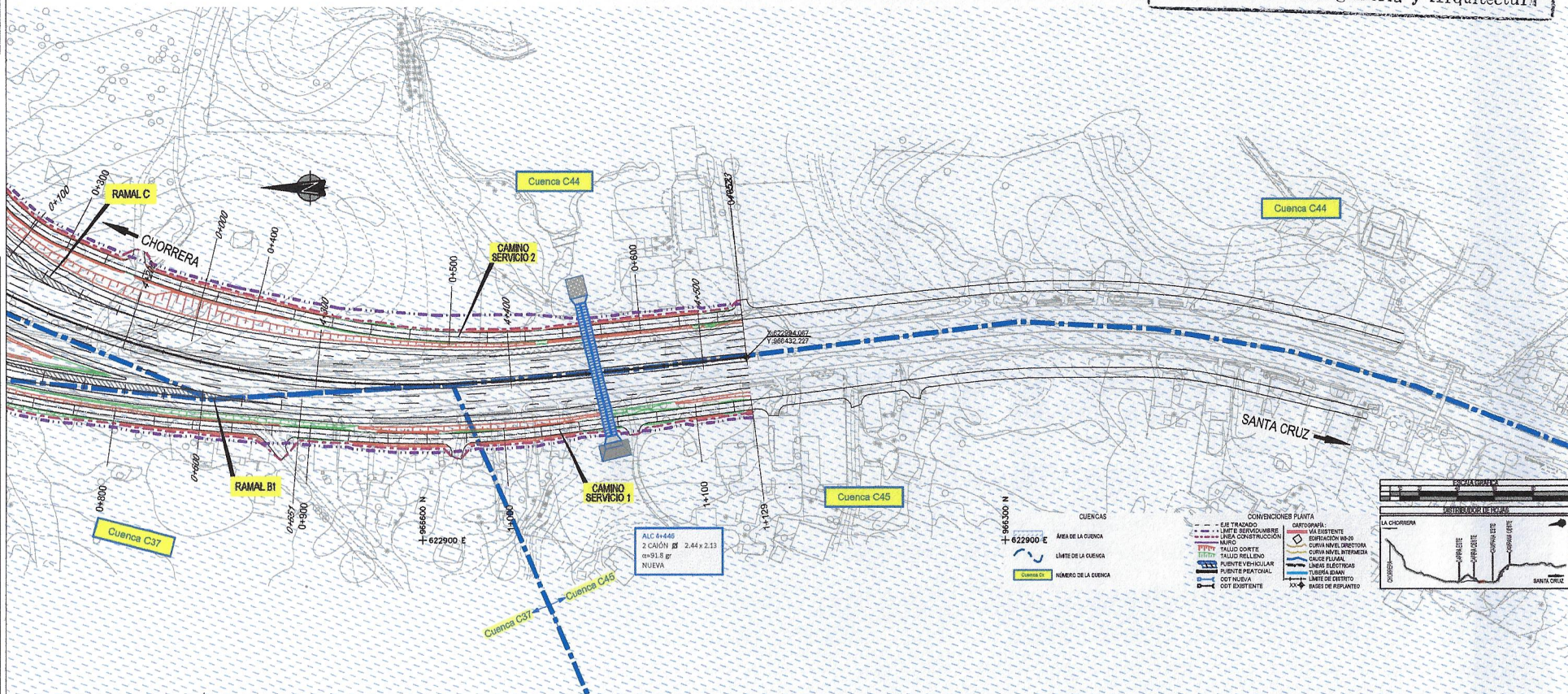
JAMEL J. SERRACIN VALDES

INGENIERO CIVIL

Licencia No. 2005-006-106

FIRMA

Ley 15 del 26 de Enero de 1959
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura



PROYECTO

"AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1:
LA CHORRERA-SANTA CRUZ"

CONSTRUCTOR

Consorcio
Corredor Playas I

DISEÑO



DESCRIPCIÓN

FASE IV - VARIANTE CAPIRA
DRENAJE - OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL
PLANO DE CUENCAS
EST. 4+200 - 4+522.727

PLANO No.

2.10.03

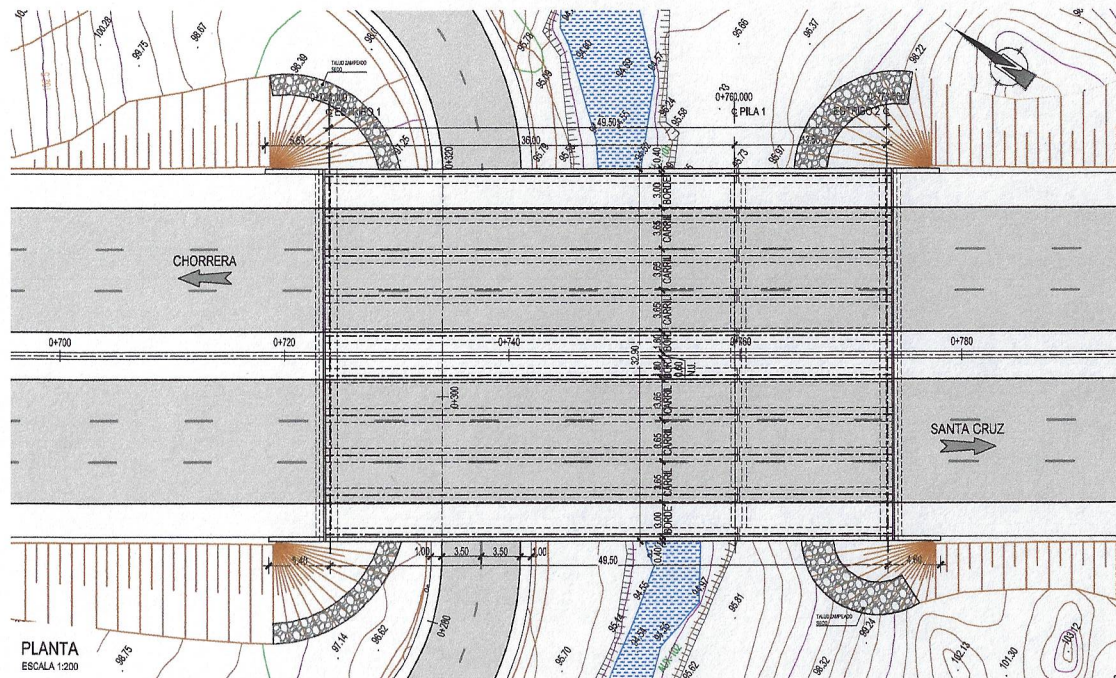
ESCALA: ORIGINAL ANSI Arch D
1/1000

HOJA 06 DE 14

FECHA: JULIO 2019

INSTITUCION NACIONAL, DISEÑO, CALIFICACION	ESTRUC. CIVIL
PROYECTO	CONSTRUCCION DE PUENTE
FECHA	2019-07-02
PROYECTO	CONSTRUCCION DE PUENTE
FECHA	2019-07-02

REVISION	FECHA	DESCRIPCION GENERAL DE LA MODIFICACION	APROBADO POR
1	2019-07-02	ENTREGA 1	MANUEL OTERO
2	2019-07-02	ENTREGA 2	MANUEL OTERO
3	2019-07-02	ENTREGA 3	MANUEL OTERO
4	2019-07-02	ENTREGA 4	MANUEL OTERO
5	2019-07-02	ENTREGA 5	MANUEL OTERO
6	2019-07-02	ENTREGA 6	MANUEL OTERO



PLANTA
ESCALA 1:200

ESPECIFICACIONES DE MATERIALES			
ELEMENTO	RESISTENCIA (f'c del 28 días)	AC	RECUBRIMIENTO (mm)
HORMIGÓN EN MASA / DE LIMPIEZA	14 MPa	0.45	—
ENCEPADOS Y ZAPATAS	30 MPa	0.45	50
ESTRIBOS	30 MPa	0.45	50
PILOTES	25 MPa	0.45	75
PILAS	30 MPa	0.45	50
VIGAS PREFABRICADAS	40 MPa	0.45	30
PRELOSLAS	40 MPa	0.45	30
LOSA DE TABLERO IN-SITU	30 MPa	0.45	35
ACERO DE REFUERZO - ASTM A708 Grado 80 (f'y=420 MPa)			
ACERO DE PRESFUERZO - ASTM A416 Grado 1860 (f'y=1524 mm, f'y=1875 MPa)			

NOTAS GENERALES

- Todas las medidas, dimensiones y coordenadas están en metros a menos que se indique lo contrario.

JAMEL J. SERRACIN VALDES
INGENIERO CIVIL
Licencia No. 2005-006-106
[Firma]
FIRMA
Ley 15 del 26 de Enero de 1958
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura



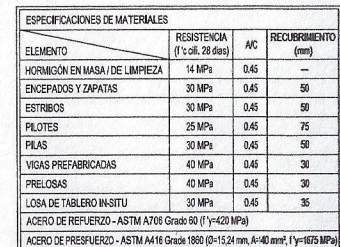
PROYECTO
"AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1:
LA CHORRERA-SANTA CRUZ"

CONSTRUCTOR
Consortio
Corredor Playas I

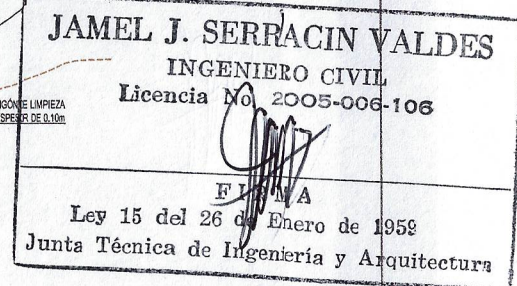
DISEÑO
Iceacsa
GRUPO
VIAPONTE

DESCRIPCION
FASE IV - VARIANTE DE CAPRA
ESTRUCTURAS - PUENTE CAPRA 0
GEOMETRIA GENERAL
PLANTA

PLANO No. 2.09.02
ESCALA ORIGINAL ANSI Arch 0
1:200, 1:100
HOJA 02 DE 33
FECHA: JULIO 2019

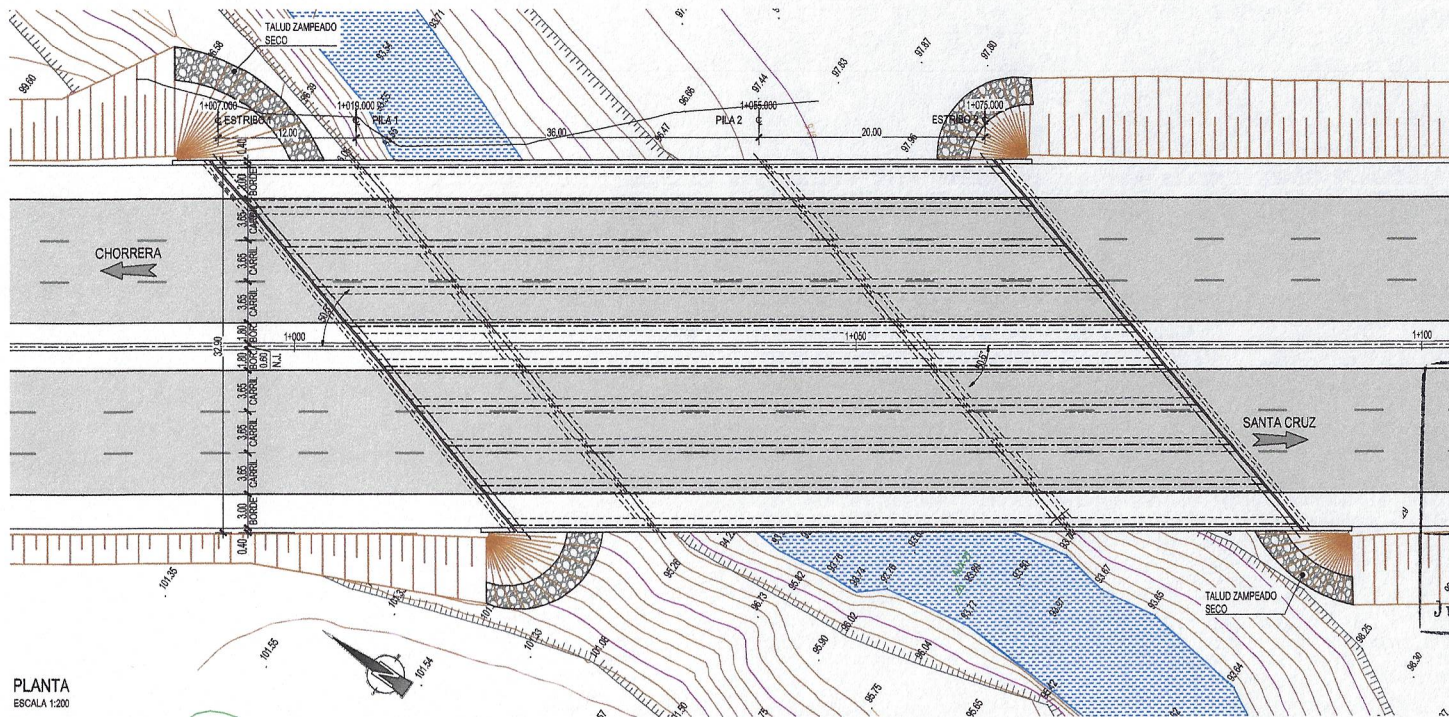


- Todas las medidas, dimensiones y coordenadas están en metros a menos que se indique lo contrario.



INSTITUCIÓN AUTÓNOMA NACIONAL DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA	PROYECTO
INSTITUCIÓN AUTÓNOMA NACIONAL DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA	PROYECTO
INSTITUCIÓN AUTÓNOMA NACIONAL DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA	PROYECTO
INSTITUCIÓN AUTÓNOMA NACIONAL DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA	PROYECTO
INSTITUCIÓN AUTÓNOMA NACIONAL DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA	PROYECTO

APROBADO POR	VERIFICADO POR	ELABORADO POR	REVISIÓN	FECHA	DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA MODIFICACIÓN
	MAURICIO OTERO	FRANCISCO NASIMUNTO	1	1	1
			2	1	1
			3	1	1
			4	1	1



ESPECIFICACIONES DE MATERIALES			
ELEMENTO	RESISTENCIA (f' y c' de 28 días)	A/C	RECUBRIMIENTO (mm)
HORMIGÓN EN MASA / DE LIMPIEZA	14 MPa	0.45	—
ENCEPACHOS Y ZAPATAS	30 MPa	0.45	50
ESTRIBOS	30 MPa	0.45	50
PILOTES	25 MPa	0.45	75
PILAS	30 MPa	0.45	50
VIGAS PREFABRICADAS	40 MPa	0.45	30
PRELOSAS	40 MPa	0.45	30
LOSA DE TABLERO IN-SITU	30 MPa	0.45	55
ACERO DE REFUERZO - ASTM A706 Grade 60 (f' y=420 MPa)			
ACERO DE PRESFUERZO - ASTM A416 Grade 1920 (D=15.24 mm, A=140 mm ² , f' y=975 MPa)			

NOTAS GENERALES

- Todas las medidas, dimensiones y coordenadas están en metros a menos que se indique lo contrario.

JAMEL J. SERRACIN VALDES

INGENIERO CIVIL

Licencia No. 2005-006-106

Ley 15 del 28 de Enero de 1959

Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura



PROYECTO

"AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1:
LA CHORRERA-SANTA CRUZ"

CONSTRUCTOR

Consortio
Corredor Playas I

DISEÑO

Iceacsa
GRUPO



DESCRIPCIÓN

FASE IV - VARIANTE DE CAPIRA
ESTRUCTURAS - PUENTE CAPIRA 1
GEOMETRÍA GENERAL
PLANTA

PLANO No.

2.00.03

ESCALA: ORIGINAL ANSI A4/D
1/200, 1/100

HOJA 02 DE 33

FECHA: JULIO 2019

JAMEL J. SERRACIN VALDES

INGENIERO CIVIL

Licencia No. 2005-006-106

FIRMA

Ley 15 del 26 de Enero de 1951

Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

ESPECIFICACIONES DE MATERIALES

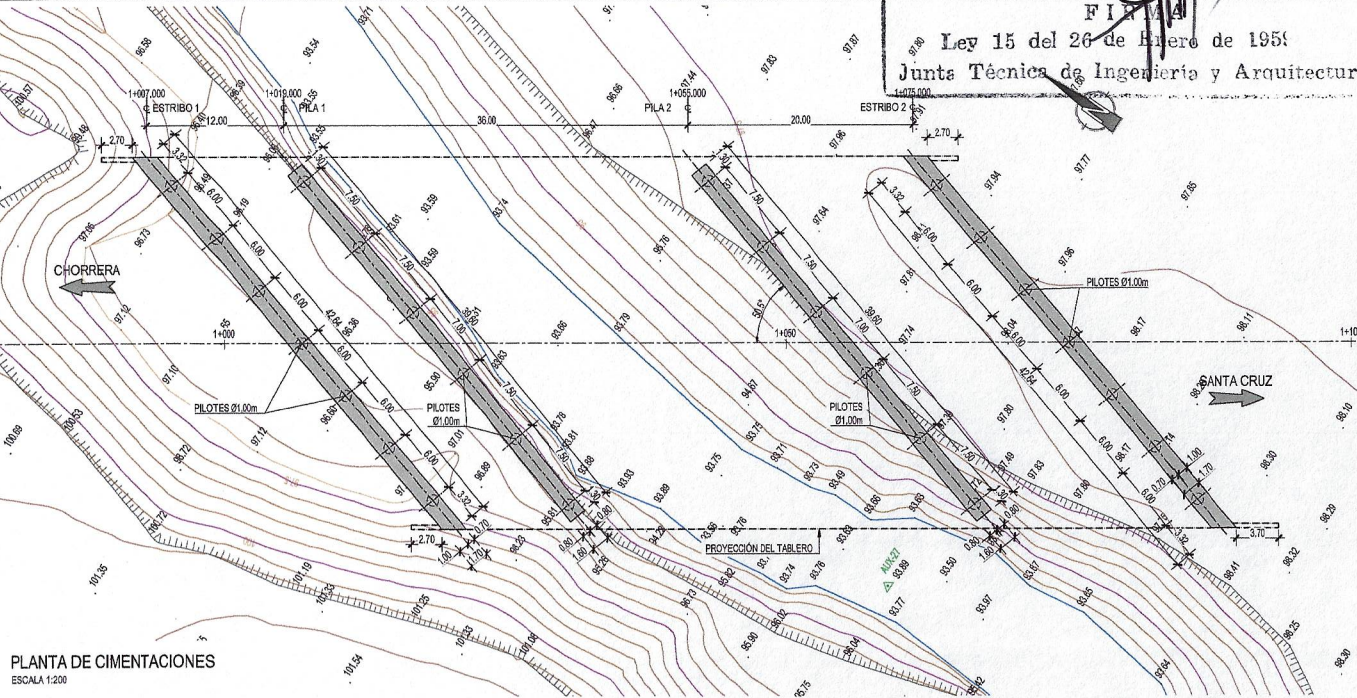
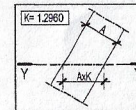
ELEMENTO	RESISTENCIA (f'c cil. 28 días)	A/C	RECURRIMIENTO (mm)
HORMIGÓN EN MASA / DE LIMPIEZA	14 MPa	0.45	—
ENCEPADOS Y ZAPATAS	30 MPa	0.45	50
ESTRIBOS	30 MPa	0.45	50
PILOTES	25 MPa	0.45	75
PILAS	30 MPa	0.45	50
VIGAS PREFABRICADAS	40 MPa	0.45	30
PRELOSAS	40 MPa	0.45	30
LOSA DE TABLERO IN-SITU	30 MPa	0.45	35

ACERO DE REFUERZO - ASTM A706 Grado 60 (f'y=420 MPa)

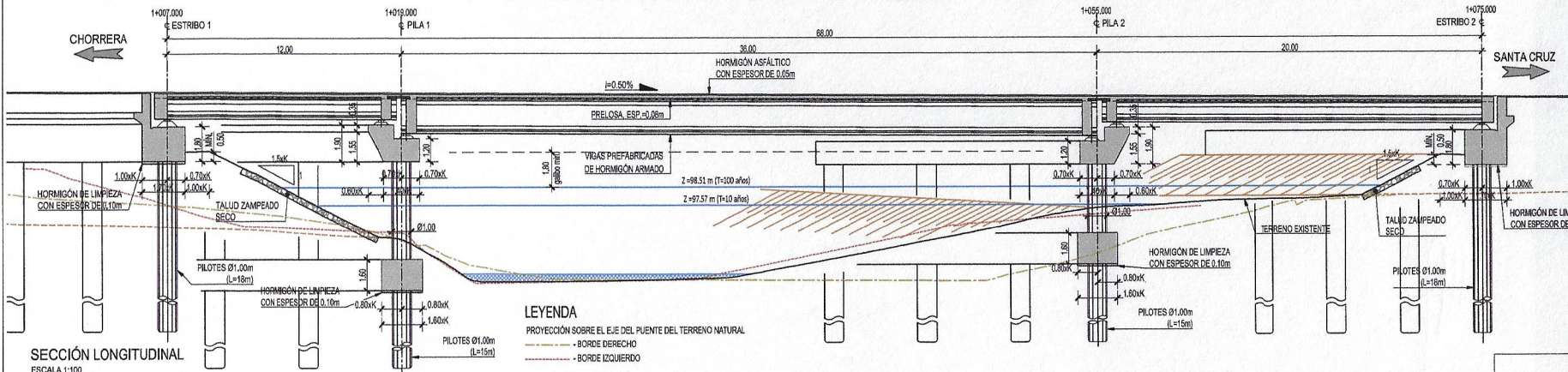
ACERO DE PRESFUERZO - ASTM A416 Grado 1800 (σ=15,24 mm, A=140 mm², f'y=1675 MPa)

NOTAS GENERALES

- Todas las medidas, dimensiones y coordenadas están en metros a menos que se indique lo contrario.



PLANTA DE CIMENTACIONES
ESCALA 1:200



SECCIÓN LONGITUDINAL
ESCALA 1:100

LEYENDA

PROYECCIÓN SOBRE EL EJE DEL PUENTE DEL TERRENO NATURAL
— BORDE DERECHO
--- BORDE IZQUIERDO

PROYECTO

"AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1:
LA CHORRERA-SANTA CRUZ"

CONSTRUCTOR

Corredor Playas I

DISEÑO

iceasca

VIAPONTE

DESCRIPCIÓN

FASE IV - VARIANTE DE CAPRA
ESTRUCTURAS - PUENTE CAPRA 1
GEOMETRÍA GENERAL
PLANTA DE CIMENTACIONES Y SECCIÓN LONGITUDINAL

PLANO No.

2.09.03

ESCALA: ORIGINAL, ANSI Arch D
1/200, 1/100

HOJA 03 DE 33

FECHA: JULIO 2018

JAMEL J. SERRACIN VALDES

INGENIERO CIVIL

Licencia No. 2005-006-106

FIRMA

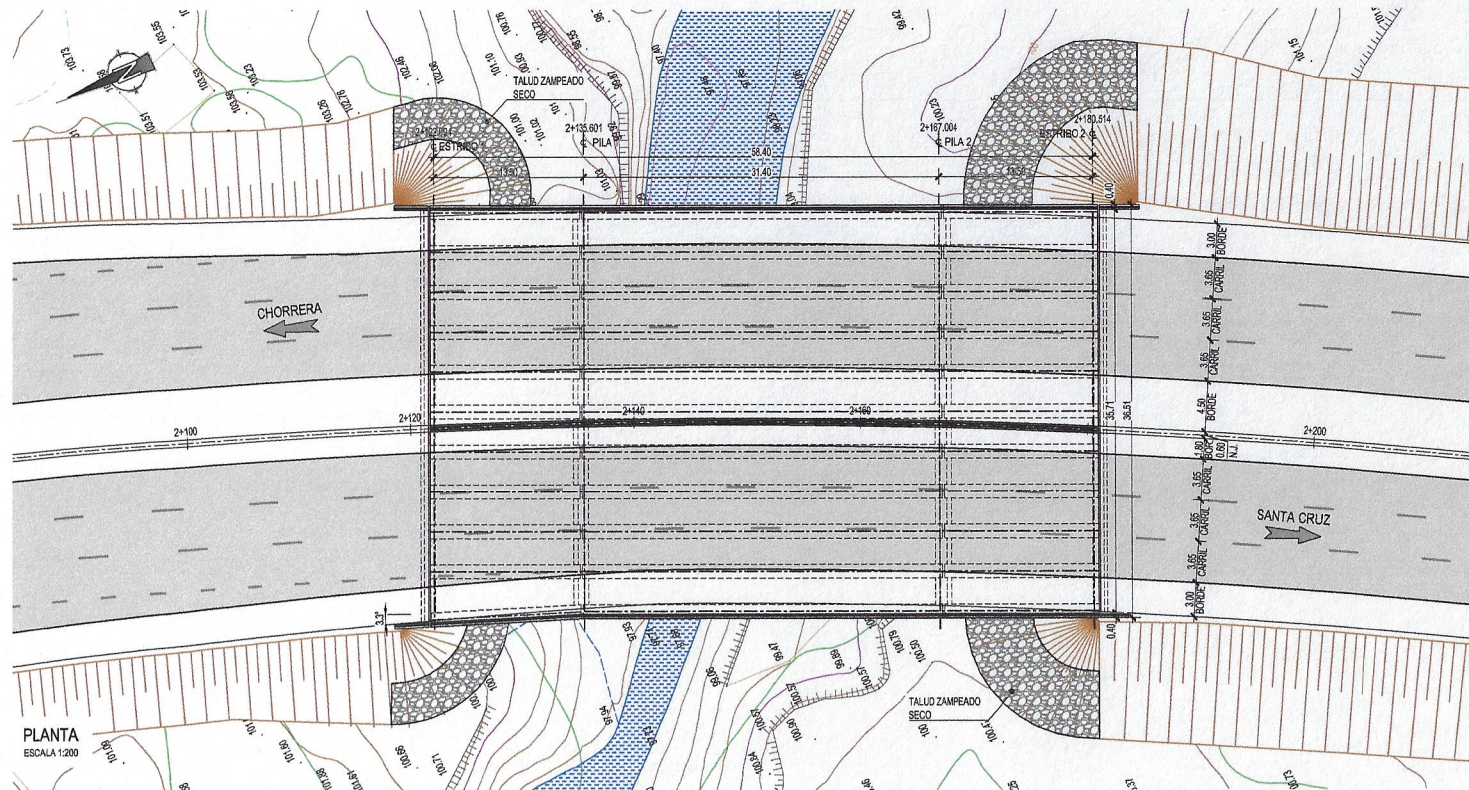
Ley 15 del 26 de Enero de 1959

Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

ESPECIFICACIONES DE MATERIALES			
ELEMENTO	RESISTENCIA (f' y cft. 28 días)	A/C	RECURRIMIENTO (mm)
HORMIGÓN EN MASA / DE LIMPIEZA	14 MPa	0.45	—
ENCEPADOS Y ZAPATAS	30 MPa	0.45	50
ESTRIBOS	30 MPa	0.45	50
PILOTES	25 MPa	0.45	75
PILAS	30 MPa	0.45	50
VIDAS PREFABRICADAS	40 MPa	0.45	30
PRELOSAS	40 MPa	0.45	30
LOSA DE TABLERO IN-SITU	30 MPa	0.45	35
ACERO DE REFUERZO - ASTM A706 Grado 60 (f' y=420 MPa)			
ACERO DE PRESFUERZO - ASTM A19 Grado 1860 (σ=15.24 mm, A=140 mm², f' y=1875 MPa)			

NOTAS GENERALES

- Todas las medidas, dimensiones y coordenadas están en metros a menos que se indique lo contrario.



PLANTA
ESCALA 1:200

ARCHIVO: CP1-201-701-PL-0002 A ESTRUCTURAS.DWG

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS	UNIDAD NACIONAL	UNIDAD NACIONAL
INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS	UNIDAD NACIONAL	UNIDAD NACIONAL
INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS	UNIDAD NACIONAL	UNIDAD NACIONAL
INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS	UNIDAD NACIONAL	UNIDAD NACIONAL
INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS	UNIDAD NACIONAL	UNIDAD NACIONAL

APROBADO POR	VERIFICADO POR	REALIZADO POR	REVISIÓN	FECHA	DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA MODIFICACIÓN
	MAURICIO OLIVERO	FRANCISCO NASIMUNTO	A	15/02/2019	ENTREGA



PROYECTO
"AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1:
LA CHORRERA-SANTA CRUZ"

CONSTRUCTOR
Consortio
Corredor Playas I



DESCRIPCIÓN
FASE IV - VARIANTE DE CAPIRA
ESTRUCTURAS - PUENTE CAPIRA 2
GEOMETRÍA GENERAL
PLANTA

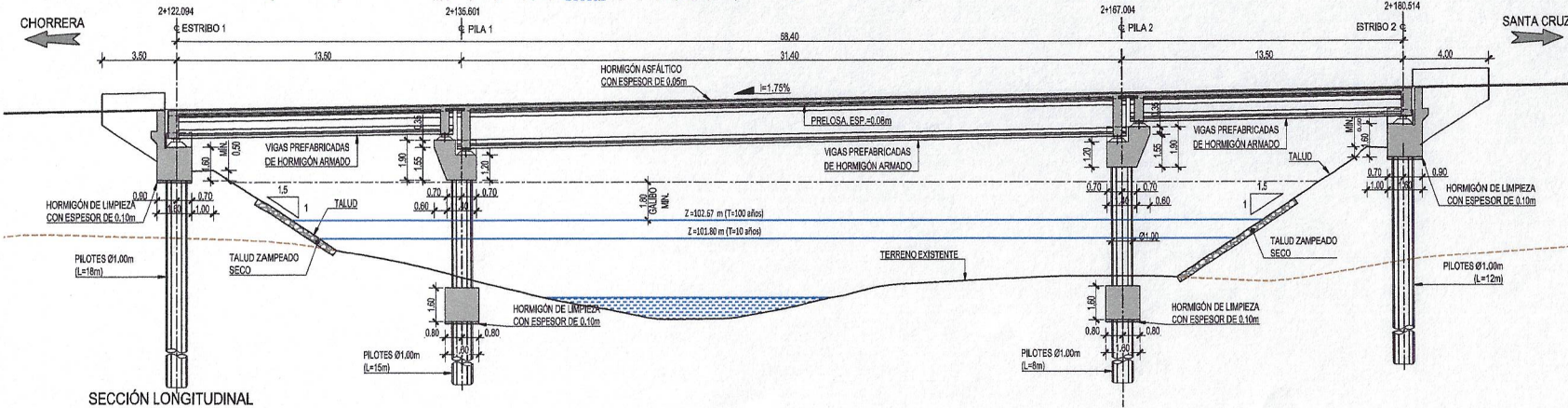
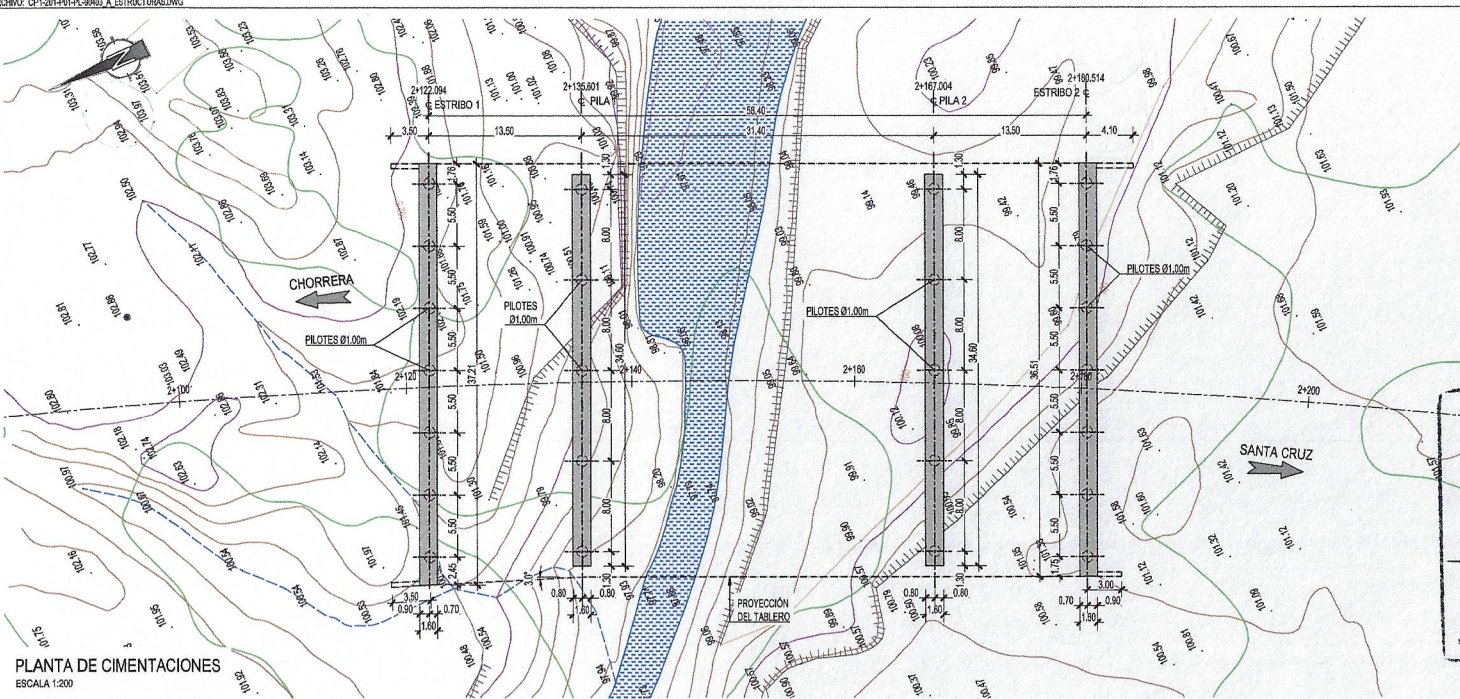
PLANO No.
2.09.04
ESCALA: ORIGINAL ANSI A4/D
1/200, 1/100

HOJA 02 DE 33
FECHA: JULIO 2019

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS	INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS
DEPARTAMENTO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS	DEPARTAMENTO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS
UNIDAD DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS	UNIDAD DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS
PROYECTO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS	PROYECTO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS
FECHA DE ELABORACIÓN	FECHA DE ELABORACIÓN

APROBADO POR	VERIFICADO POR	REVISADO POR
	MANUEL GÓMEZ	FRANCISCO VÁSQUEZ

REVISIÓN	FECHA	DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA MODIFICACIÓN
1	15/02/2019	ENTREGA
2		
3		



ESPECIFICACIONES DE MATERIALES			
ELEMENTO	RESISTENCIA (f'c cil. 28 días)	AC	RECURRIMIENTO (mm)
HORMIGÓN EN MASA / DE LIMPIEZA	14 MPa	0.6	—
ENCAPADOS Y ZAPATAS	30 MPa	0.6	50
ESTRIBOS	30 MPa	0.6	50
PILOTES	25 MPa	0.6	75
PILAS	30 MPa	0.6	50
VIGAS PREFABRICADAS	40 MPa	0.6	30
PRELOSAS	40 MPa	0.6	30
LOSA DE TABLERO IN-SITU	30 MPa	0.6	35
ACERO DE REFUERZO - ASTM A706 Grado 60 (f'y=420 MPa)			
ACERO DE PRESFUERZO - ASTM A186 Grado 1860 (σp=15.24 mm, A=140 mm², f'y=1675 MPa)			

NOTAS GENERALES

- Todas las medidas, dimensiones y coordenadas están en metros a menos que se indique lo contrario.

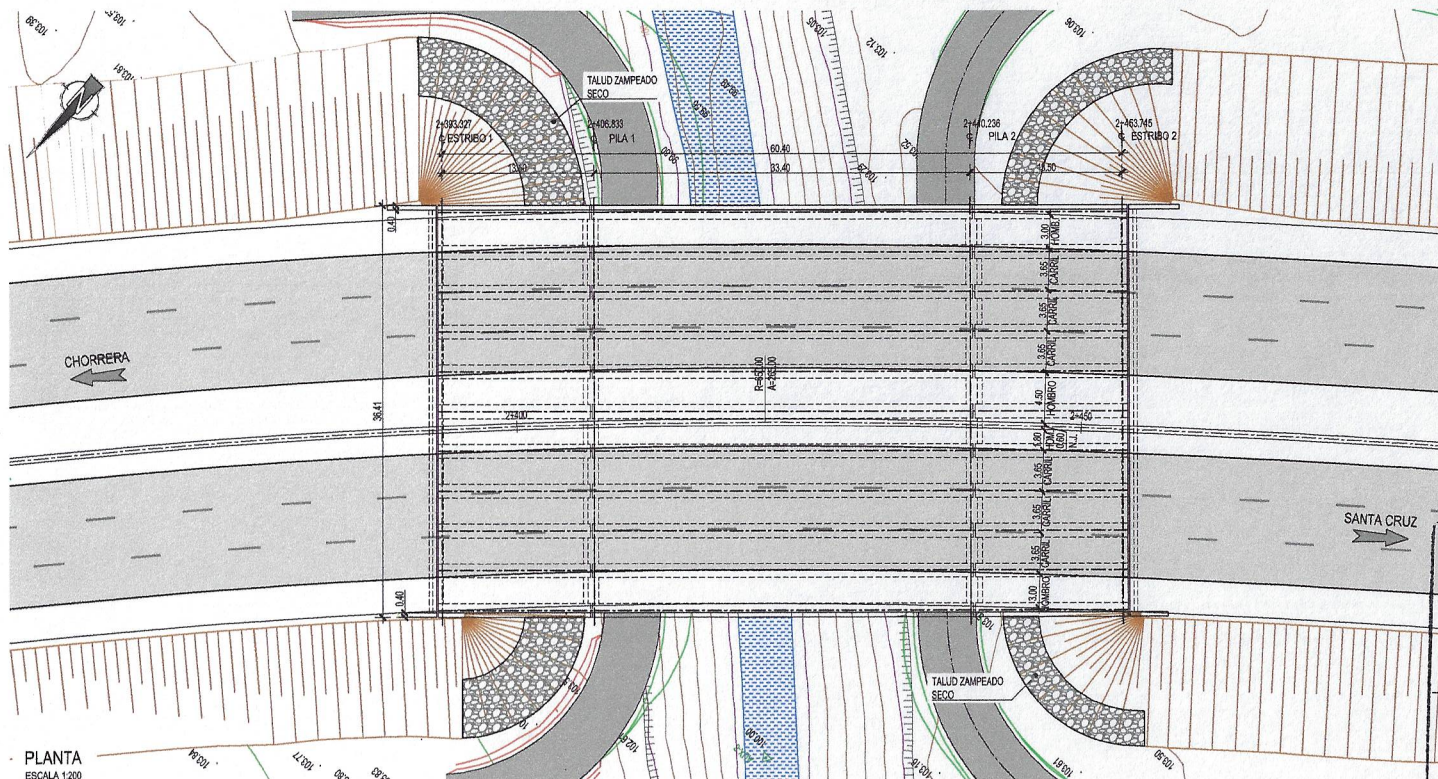
JAMEL J. SERRACÍN VALDES
 INGENIERO CIVIL
 Licencia No. 2005-006-106

[Firma]

Ley 15 del 26 de Enero de 1959
 Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS	INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS
INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS	INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS
INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS	INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS
INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS	INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS
INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS	INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS

REVISIÓN	FECHA	DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA MODIFICACIÓN	ELABORADO POR	VERIFICADO POR	APROBADO POR
1	15/06/2019	ENTREGA	FRANCISCO NAZARIO	MARCO OUTIERO	J. Serracin
2					
3					
4					
5					



ESPECIFICACIONES DE MATERIALES			
ELEMENTO	RESISTENCIA (f'c cil. 28 días)	AC	RECUBRIMIENTO (mm)
HORMIGÓN EN MASA / DE LIMPIEZA	14 MPa	0.45	—
ENCEPADOS Y ZAPATAS	30 MPa	0.45	50
ESTRIBOS	30 MPa	0.45	50
PILOTES	25 MPa	0.45	75
PILAS	30 MPa	0.45	50
VIGAS PREFABRICADAS	40 MPa	0.45	30
PRELOSAS	40 MPa	0.45	30
LOSA DE TABLERO IN-SITU	30 MPa	0.45	35
ACERO DE REFUERZO - ASTM A706 Grado 60 (f'y=420 MPa)			
ACERO DE PRESFUERZO - ASTM A166 Grado 1860 (σ=1524 mm, A=140 mm², f'y=1675 MPa)			

NOTAS GENERALES

- Todas las medidas, dimensiones y coordenadas están en metros a menos que se indique lo contrario.

JAMEL J. SERRACIN VALDES
INGENIERO CIVIL
Licencia No. 2005-006-106

Lev 15 del 26 de Enero de 1959
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura



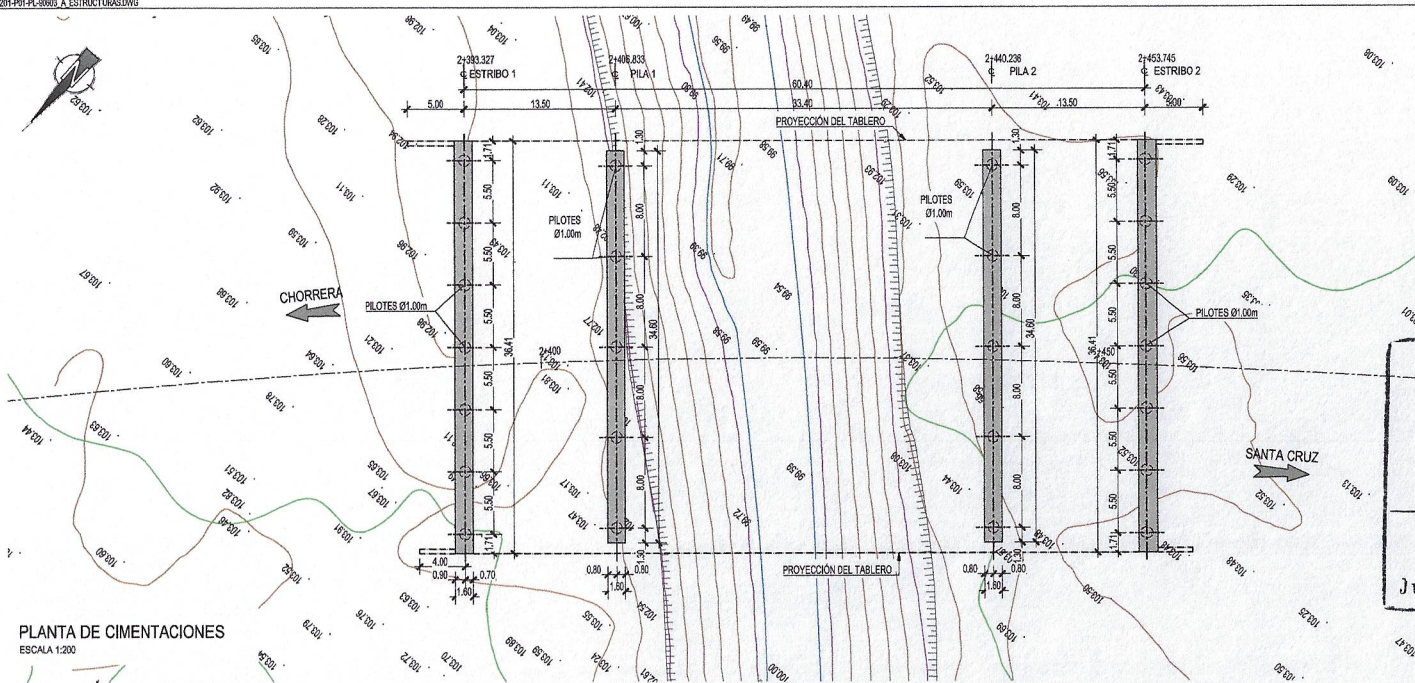
PROYECTO
"AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1:
LA CHORRERA-SANTA CRUZ"

CONSTRUCTOR
Consortio
Corredor Playas I



DESCRIPCIÓN
FASE IV - VARIANTE DE CAPIRA
ESTRUCTURAS - PUENTE CAPIRA 3
GEOMETRÍA GENERAL
PLANTA

PLANO No.
2.09.06
ESCALA: ORIGINAL: ANSI A/D
1/200, 1/100
HOJA 02 DE 33
FECHA: JULIO 2019



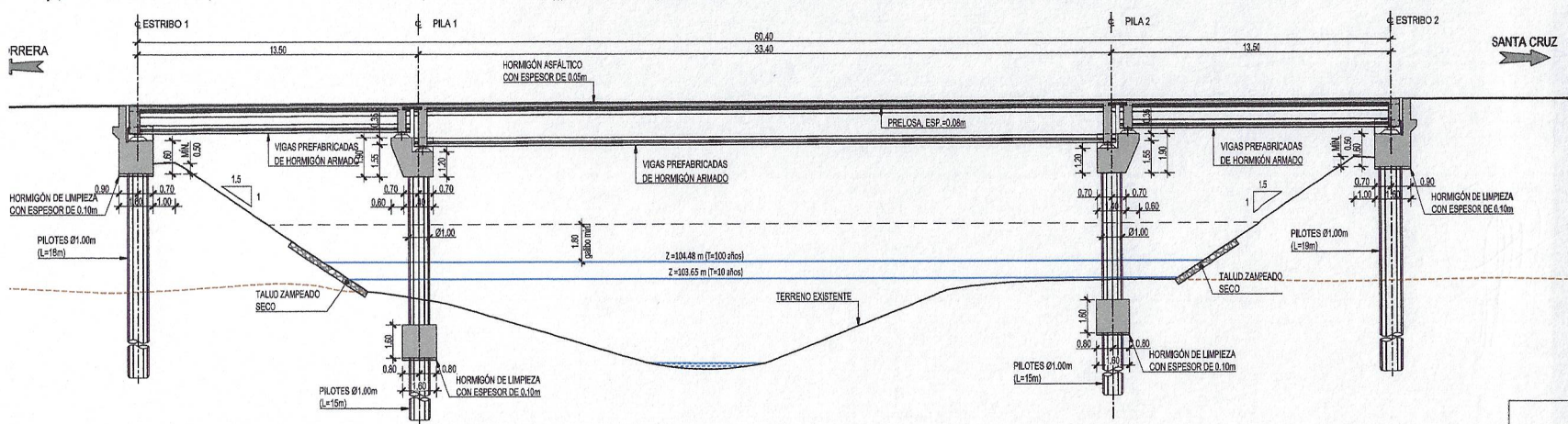
ESPECIFICACIONES DE MATERIALES			
ELEMENTO	RESISTENCIA (f'c col. 28 días)	A/C	RECURRIMIENTO (mm)
HORMIGÓN EN MASA / DE LIMPIEZA	14 MPa	0.45	—
ENCAJES Y ZAPATAS	30 MPa	0.45	50
ESTRIBOS	30 MPa	0.45	50
PILOTES	25 MPa	0.45	75
PILAS	30 MPa	0.45	50
VIGAS PREFABRICADAS	40 MPa	0.45	30
PRELOSAS	40 MPa	0.45	30
LOSA DE TABLERO IN-SITU	30 MPa	0.45	35
ACERO DE REFUERZO - ASTM A706 Grado 60 (f _y =420 MPa)			
ACERO DE PRESFUERZO - ASTM A416 Grado 1860 (σ=15.24 mm, A=140 mm ² , f _y =1875 MPa)			

NOTAS GENERALES
 - Todas las medidas, dimensiones y coordenadas están en metros a menos que se indique lo contrario.

JAMEL J. SERRACIN VALDES
 INGENIERO CIVIL
 Licencia No. 2005-006-106

FIRMA
 Ley 15 del 26 de Enero de 1958
 Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

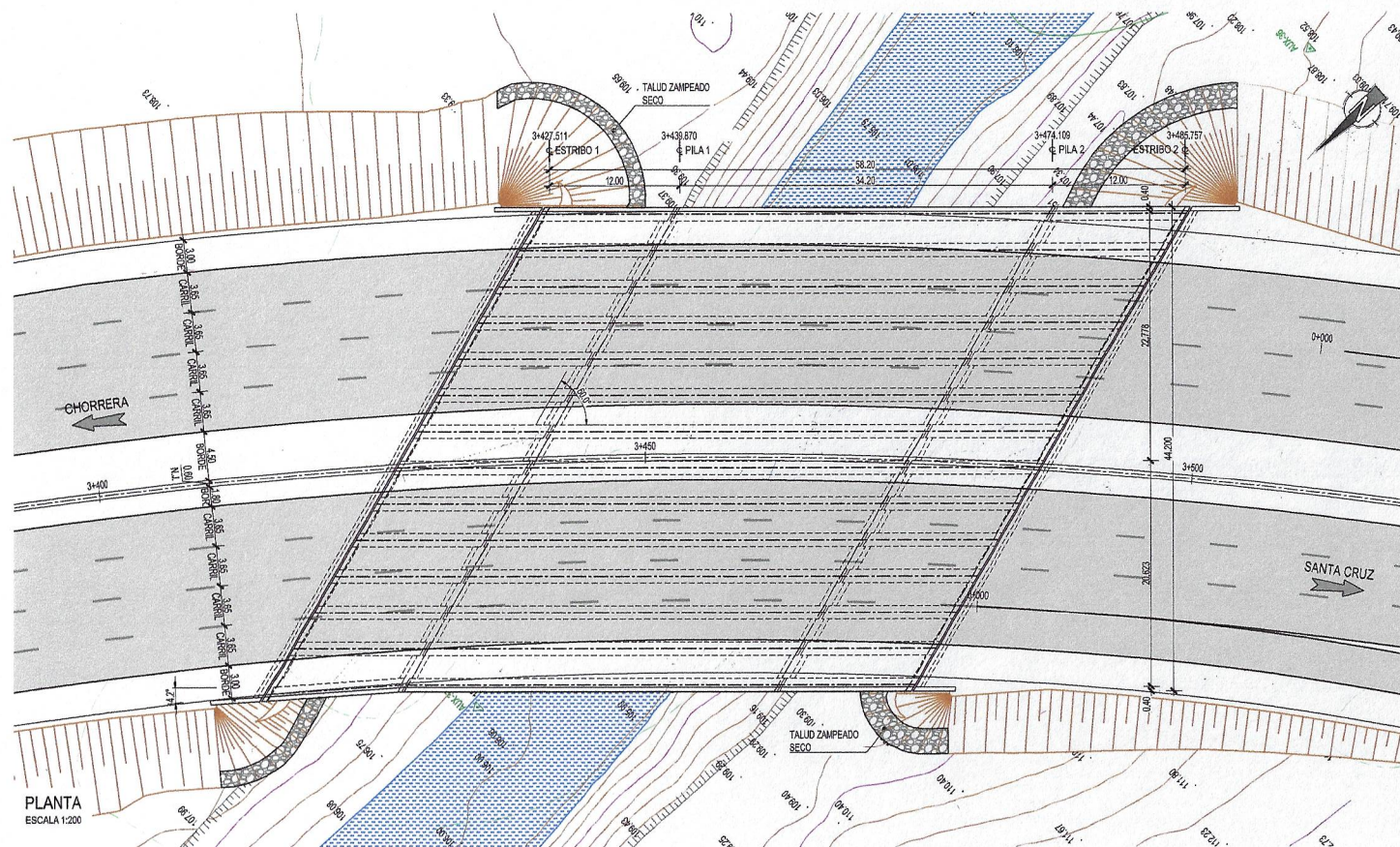
PLANTA DE CIMENTACIONES
 ESCALA 1:200



PROYECTO	CONSTRUCCIÓN DE LA CARRETERA DE LAS PLAYAS
FECHA	15/02/2019
HOJA	02 DE 33
PROYECTO	CONSTRUCCIÓN DE LA CARRETERA DE LAS PLAYAS
FECHA	15/02/2019
HOJA	02 DE 33

PROYECTO	CONSTRUCCIÓN DE LA CARRETERA DE LAS PLAYAS
FECHA	15/02/2019
HOJA	02 DE 33
PROYECTO	CONSTRUCCIÓN DE LA CARRETERA DE LAS PLAYAS
FECHA	15/02/2019
HOJA	02 DE 33

PROYECTO	CONSTRUCCIÓN DE LA CARRETERA DE LAS PLAYAS
FECHA	15/02/2019
HOJA	02 DE 33
PROYECTO	CONSTRUCCIÓN DE LA CARRETERA DE LAS PLAYAS
FECHA	15/02/2019
HOJA	02 DE 33



ESPECIFICACIONES DE MATERIALES			
ELEMENTO	RESISTENCIA (f' y c.f. 28 días)	AC	RECURRIMIENTO (mm)
HORMIGÓN EN MASA / DE LIMPIEZA	14 MPa	0.4i	—
ENCAPADOS Y ZAPATAS	30 MPa	0.4i	50
ESTRIBOS	30 MPa	0.4i	50
PILOTES	25 MPa	0.4i	75
PILAS	30 MPa	0.4i	50
VIGAS PREFABRICADAS	40 MPa	0.4i	30
PRELOSAS	40 MPa	0.4i	30
LOSA DE TABLERO IN-SITU	30 MPa	0.4i	35
ACERO DE REFUERZO - ASTM A706 Grado 60 (f' y 420 MPa)			
ACERO DE PRESFUERZO - ASTM A193 Grado 180 (0=15.24 mm, A=140 mm, f' y 1675 MPa)			

NOTAS GENERALES

- Todas las medidas, dimensiones y coordenadas están en metros a menos que se indique lo contrario.

JAMEL J. SERRACIN VALDES
INGENIERO CIVIL
Licencia No. 2005-006-108

Firma
Ley 15 del 26 de Enero de 1959
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura



PROYECTO
"AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1:
LA CHORRERA-SANTA CRUZ"

CONSTRUCTOR
Consortio
Corredor Playas I

DISEÑO
Iceasca
GRUPO
VIAPONTE

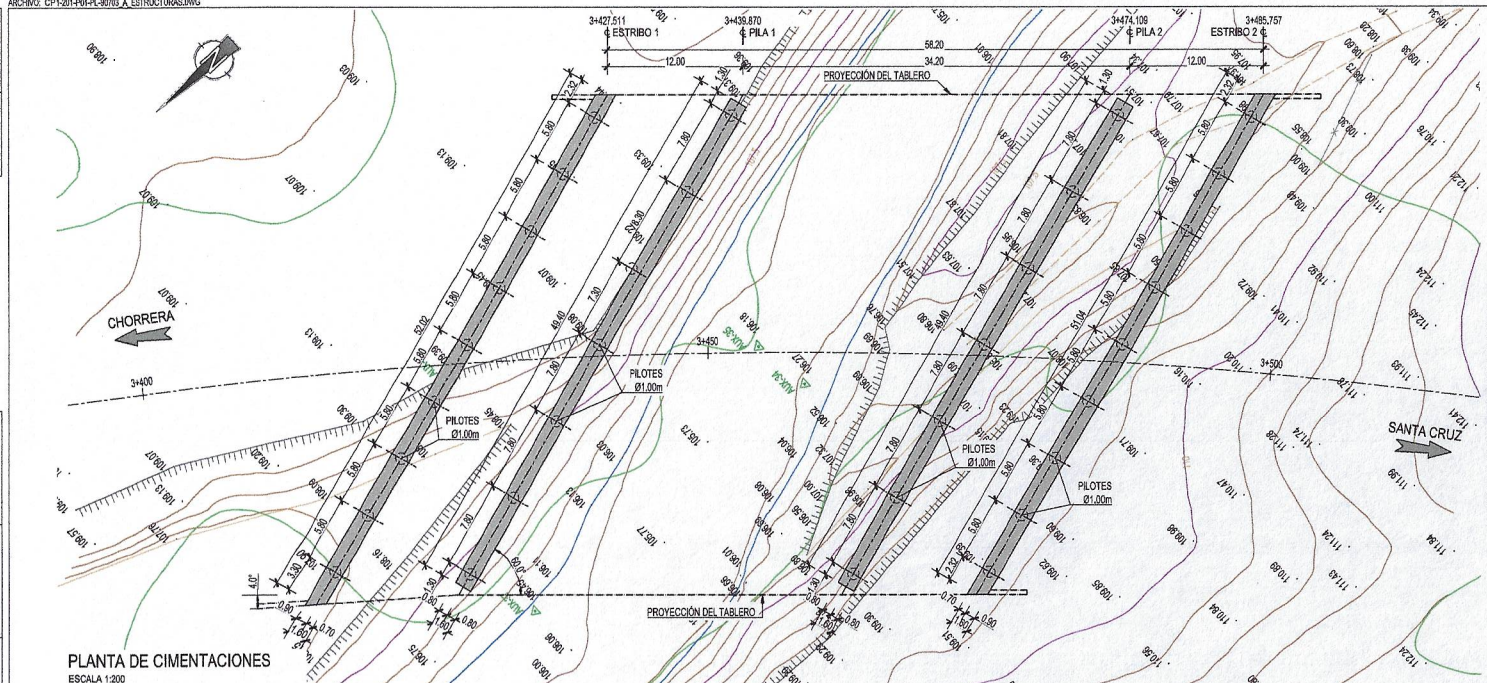
DESCRIPCIÓN
FASE IV - VARIANTE DE CAPRA
ESTRUCTURAS - PUENTE CAPRA 4
GEOMETRÍA GENERAL
PLANTA

PLANO No.
2.00.07
ESCALA: ORIGINAL ANSI Arch D
1:200, 1:100
FECHA: JULIO 2019

HOJA 02 DE 33

PROYECTO	CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE DE LA CHORRERA-SANTA CRUZ
FECHA	15/05/2019
REVISIÓN	1
REVISOR	ING. J. SERRACIN VALDES
PROYECTANTE	ING. J. SERRACIN VALDES
PROYECTO	CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE DE LA CHORRERA-SANTA CRUZ

PROYECTO	CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE DE LA CHORRERA-SANTA CRUZ
FECHA	15/05/2019
REVISIÓN	1
REVISOR	ING. J. SERRACIN VALDES
PROYECTANTE	ING. J. SERRACIN VALDES
PROYECTO	CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE DE LA CHORRERA-SANTA CRUZ



ESPECIFICACIONES DE MATERIALES			
ELEMENTO	RESISTENCIA (f'c cl. 28 días)	AC	RECURRIMIENTO (mm)
HORMIGÓN EN MASA / DE LIMPIEZA	14 MPa	0.45	—
ENCEPADOS Y ZAPATAS	30 MPa	0.45	50
ESTRIBOS	30 MPa	0.45	50
PILOTOS	25 MPa	0.45	75
PILAS	30 MPa	0.45	50
VIGAS PREFABRICADAS	40 MPa	0.45	30
PRELCSAS	40 MPa	0.45	30
LOSA DE TABLERO IN-SITU	30 MPa	0.45	35
ACERO DE REFUERZO - ASTM A706 Grado 60 (f'y=420 MPa)			
ACERO DE PRESFUERZO - ASTM A16 Grado 180 (D=15.24 mm, A=140 mm², f'y=1675 MPa)			

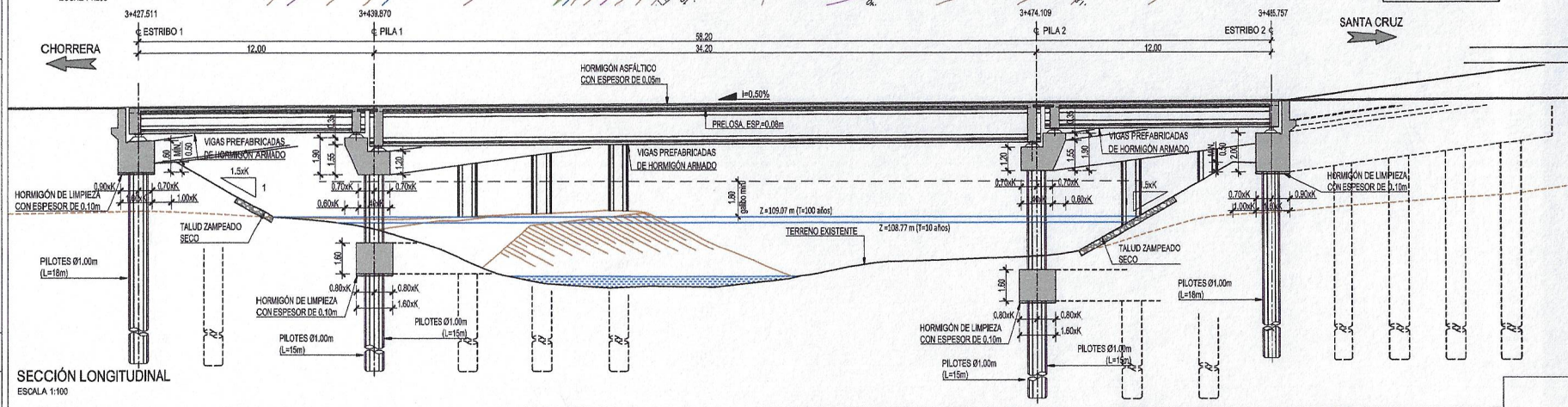
NOTAS GENERALES

- Todas las medidas, dimensiones y coordenadas están en metros y milímetros se incluye el símbolo.

JAMEL J. SERRACIN VALDES
INGENIERO CIVIL
Licencia No. 2005-006-106

F. 15/11/14

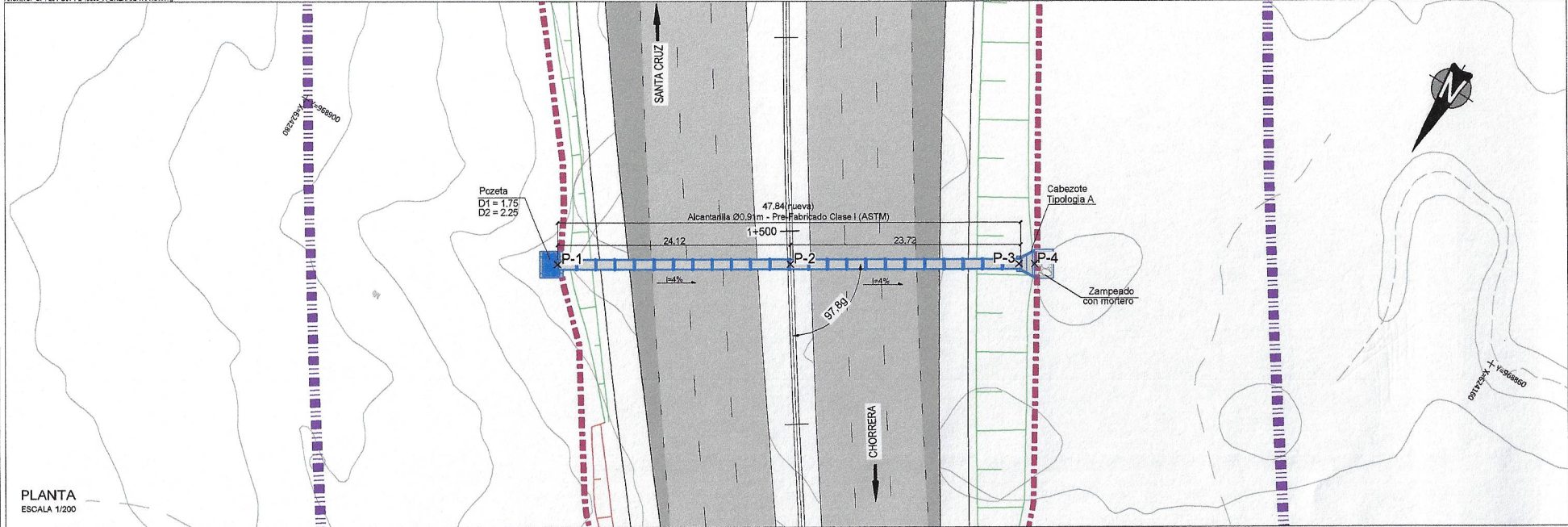
Ley 15 del 28 de Enero de 1959
 Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura



PROYECTO	"AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1: LA CHORRERA-SANTA CRUZ"
CONSTRUCTOR	Consortio Corredor Playas I
DISEÑO	Iceasca GRUPO
VIAPONTE	
DESCRIPCIÓN	FASE IV - VARIANTE DE CAPIRA ESTRUCTURAS - PUENTE CAPIRA 4 GEOMETRÍA GENERAL PLANTA DE CIMENTACIONES Y SECCIÓN LONGITUDINAL
PLANO No.	2.09.07
ESCALA ORIGINAL ANSI Arch D	1:200, 1:100
HOJA 03 DE 33	FECHA: JULIO 2019

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS	INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS
INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS	INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS
INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS	INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS
INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS	INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS
INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS	INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS
INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS	INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS
INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS	INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS
INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS	INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS
INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS	INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS
INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS	INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS

ARCHIVO: C:\P1-201-001-PL-10309 A DRENAJE TRANSV\Ang



PLANTA
ESCALA 1/200

EST. 1+497
ALCANTARILLA - 0.91m

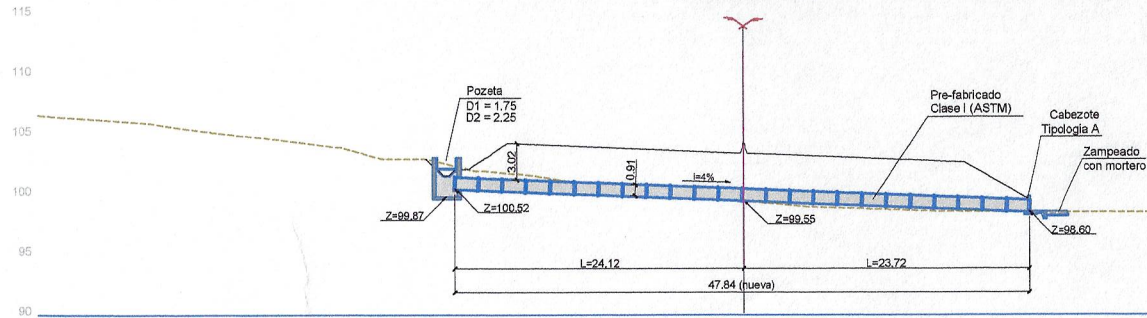
EXISTENTE

NUEVA
ALCANTARILLA 0.91m
Clase I (ASTM)

CUADRO DE REPLANTEO ALC

PUNTOS	COORDENADAS	
P-1	X=624248.51	Y=968901.07
P-2	X=624227.86	Y=968888.62
P-3	X=624207.67	Y=968876.45
P-4	X=624206.24	Y=968875.59

CAP - VIAL PRINCIPAL
ALC - 1+497
ALCANTARILLA - 0.91m



ALZADO
ESCALA 1/200

JAMEL J. SERRACIN VALDES
INGENIERO CIVIL
Licencia No. 2005-006-106
Firma
Ley 15 del 26 de Enero de 1959
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

REVISIÓN	FECHA	DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA MODIFICACIÓN
A	08/07/09	ENTREGA 1



PROYECTO
"AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1:
LA CHORRERA-SANTA CRUZ"

CONSTRUCTOR
Consorcio
Corredor Playas I

DISEÑO
Iceacsa
GRUPO
VIAPONTE

DESCRIPCIÓN
FASE IV - VARIANTE CAPIRA
DRENAJE - OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL
ALCANTARILLA EST. 1+497 - VIAL PRINCIPAL
PLANTA Y ALZADO

PLANO No.
2.10.03
ESCALA: ORIGINAL ANS Arch D
1/200
HOJA 08 DE 14
FECHA: JULIO 2019

INSTITUTO VECES DE INGENIERIA NACIONAL TONY GARCIA
 INGENIERO CIVIL
 CARRERA DE INGENIERIA CIVIL
 2004-2008
 2004-2008
 2004-2008
 2004-2008

APROBADO POR:
 JUAN CAMPOS

VERIFICADO POR:
 JUAN CAMPOS

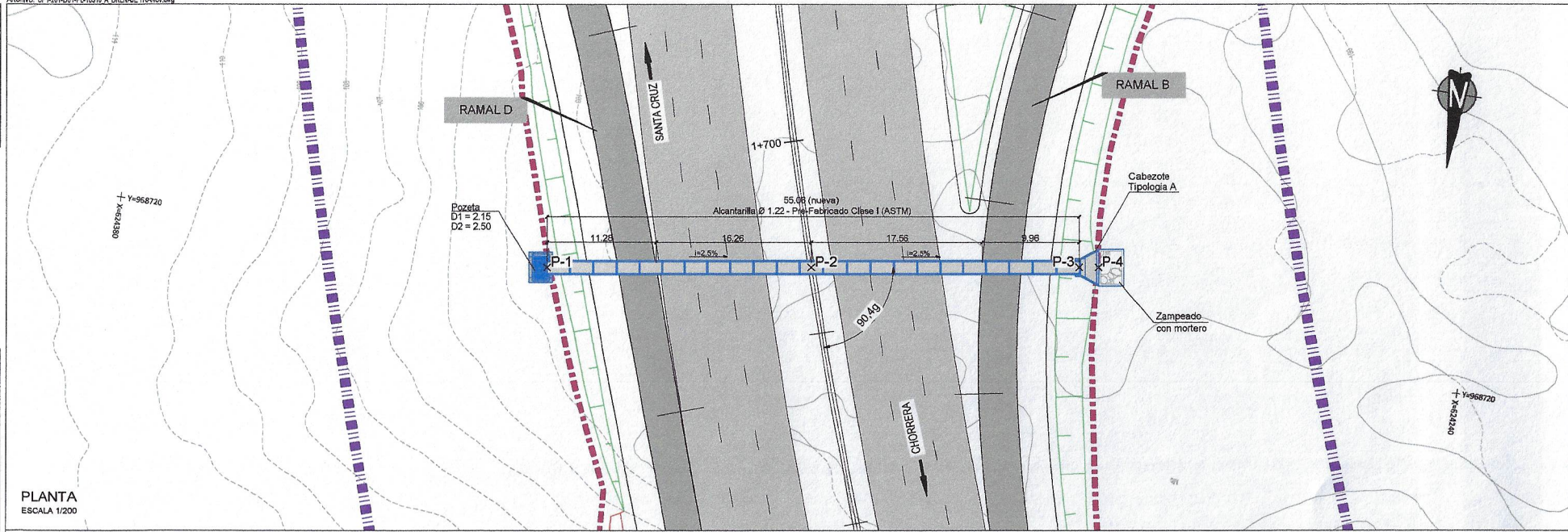
REALIZADO POR:
 JAMEL SERRACIN

DESCRIPCION GENERAL DE LA MODIFICACION
 ENTREGA

FECHA
 15/07/2018

REVISION
 A

ARCHIVO: CPI-201-001-PL-10310 A DRENAETRANSI.dwg



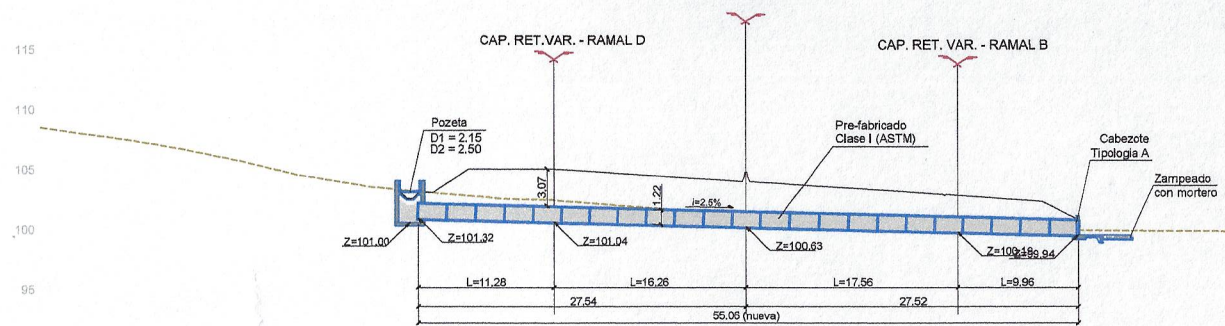
PLANTA
 ESCALA 1/200

EST. 1+687
 ALCANTARILLA - 1.22m

EXISTENTE
 NUEVA
 ALCANTARILLA 1.22m
 Clase I (ASTM)

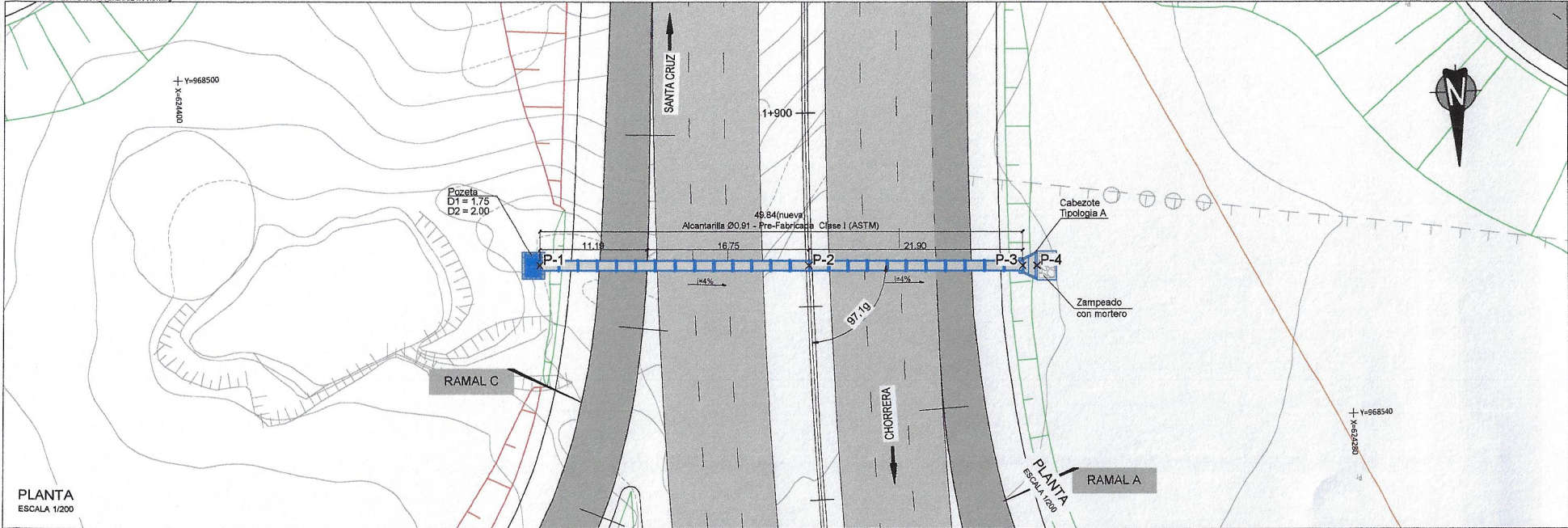
CUADRO DE REPLANTEO ALC		
PUNTOS	COORDENADAS	
P-1	X=624335.34	Y=968720.79
P-2	X=624308.08	Y=968716.79
P-3	X=624280.85	Y=968712.78
P-4	X=624278.85	Y=968712.49

CAP - VIAL PRINCIPAL
 ALC - 1+687
 ALCANTARILLA - 1.22m



ALZADO
 ESCALA 1/200

JAMEL J. SERRACIN VALDES
 INGENIERO CIVIL
 Licencia No. 2005-006-108
 Ley 15 del 26 de Enero de 1959
 Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

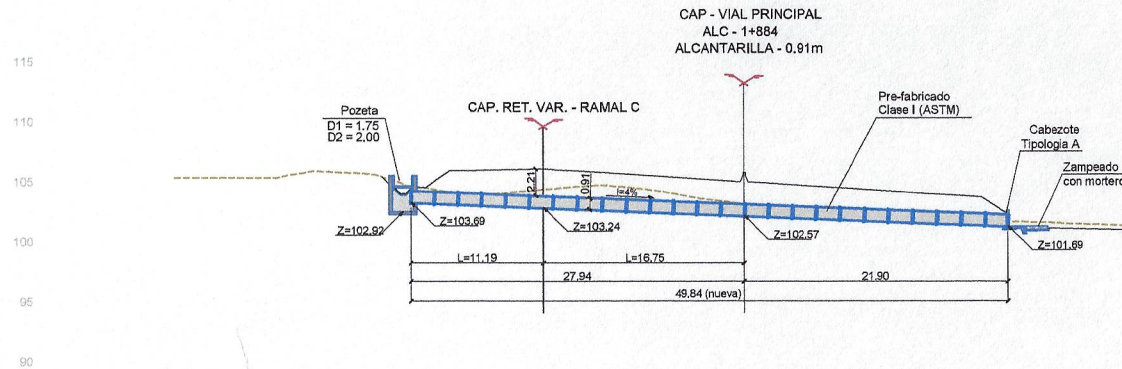


PLANTA
ESCALA 1/200

EST. 1+884
ALCANTARILLA - 0.91m

EXISTENTE	NUEVA
	ALCANTARILLA 0.91m Clase I (ASTM)

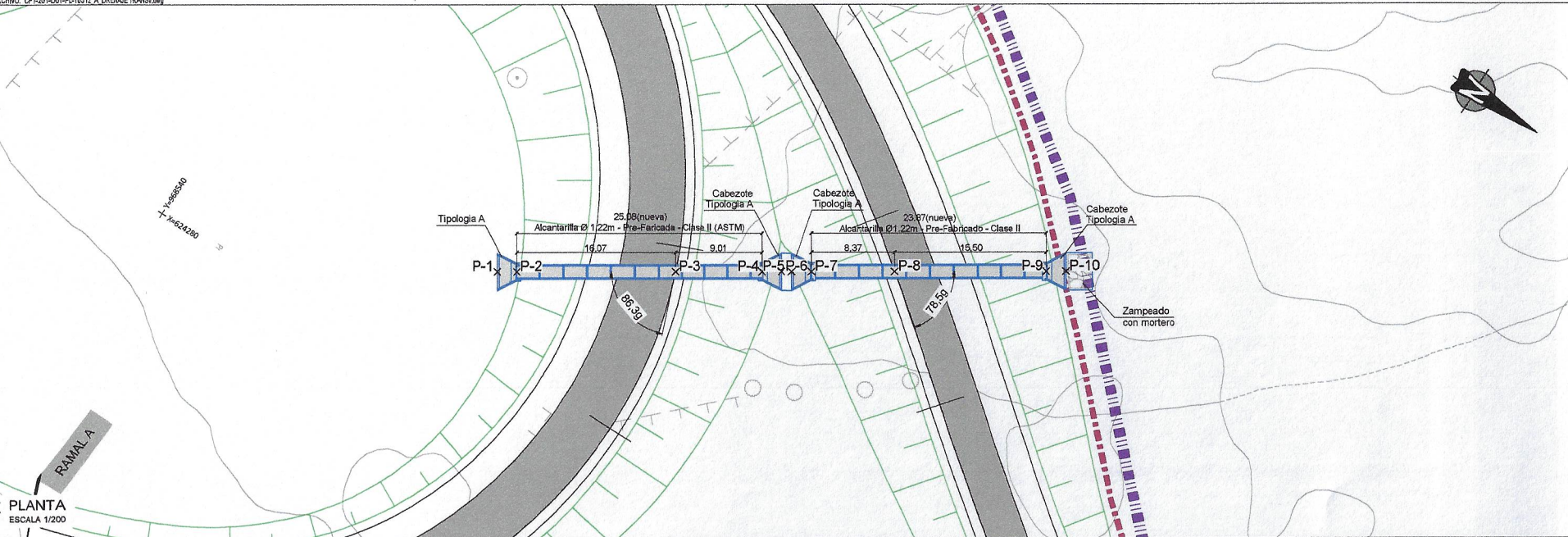
CUADRO DE REPLANTEO ALC		
PUNTOS	COORDENADAS	
P-1	X=624363.39	Y=968520.76
P-2	X=624335.50	Y=968522.07
P-3	X=624313.57	Y=968523.11
P-4	X=624312.10	Y=968523.18



ALZADO
ESCALA 1/200

JAMEL J. SERRACIN VALDES
 INGENIERO CIVIL
 Licencia No. 2003-006-106
 Canal transversal
 pie de terraplén
 Ley 15 del 26 de Enero de 1959
 Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

PLANTA
ESCALA 1/200



PUNTOS	COORDENADAS	
P-1	X=624266.51	Y=968571.85
P-2	X=624285.42	Y=968573.54
P-3	X=624256.70	Y=968587.05
P-4	X=624251.82	Y=968594.61
P-5	X=624250.72	Y=968596.31
P-6	X=624250.15	Y=968597.20
P-7	X=624249.05	Y=968598.90
P-8	X=624244.52	Y=968605.93
P-9	X=624236.11	Y=968618.96
P-10	X=624235.01	Y=968620.66

ALZADO
ESCALA 1/200

**"AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1:
LA CHORRERA-SANTA CRUZ"**

Consortio
Corredor Playas I



Iceacsa
GRUPO



MARBONT

FASE IV - VARIANTE CAPIRA
OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL
CAP. RET. VAR. / ALC EST. 0+174 - RAMAL B - CAP. RET. VAR.
PLANTA Y ALZADO

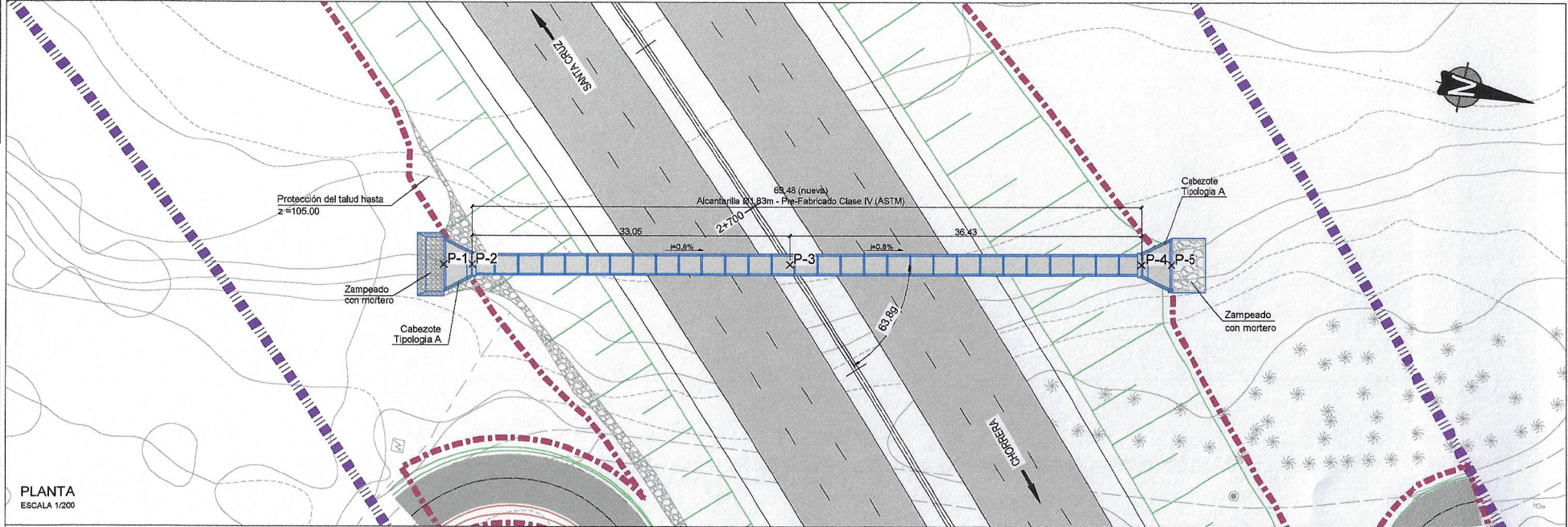
2.10.03
A: ORIGINAL ANSI Arch D
1/200

HSIA 12 DE 14	
FECHA: JULIO 2	

JAMEL J. SERRACIN VALDES
INGENIERO CIVIL
Licencia No. 2005-006-106

Ley 15 del 26 de Enero de 1959
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

ARCHIVO: CP1-201-001-PL-10313 A DRENAJE TRANSV.dwg



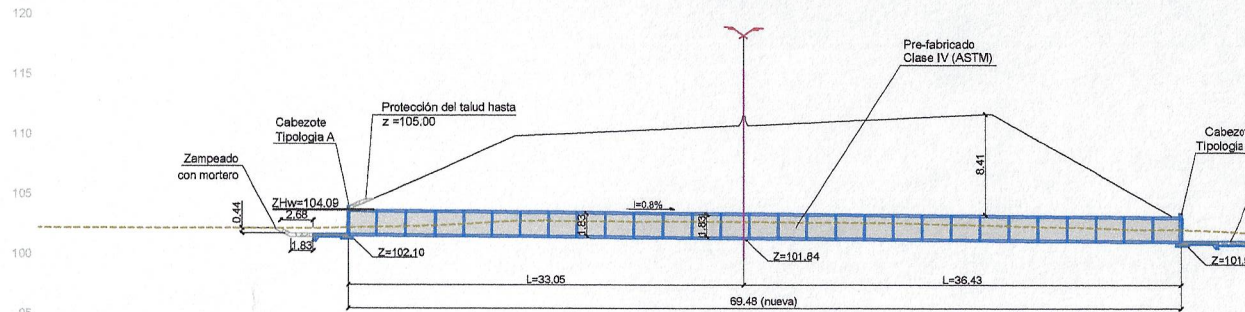
PLANTA
ESCALA 1/200

EST. 2+693
ALCANTARILLA - 1.83m

EXISTENTE
NUEVA
ALCANTARILLA 1.83m
Clase IV (ASTM)
Ø1.83

CUADRO DE REPLANTEO ALC		
PUNTOS	COORDENADAS	
P-1	X=623919.02	Y=967837.73
P-2	X=623918.40	Y=967840.68
P-3	X=623911.55	Y=967873.02
P-4	X=623904.01	Y=967908.65
P-5	X=623903.38	Y=967911.59

CAP - VIAL PRINCIPAL
ALC - 2+693
ALCANTARILLA - 1.83m



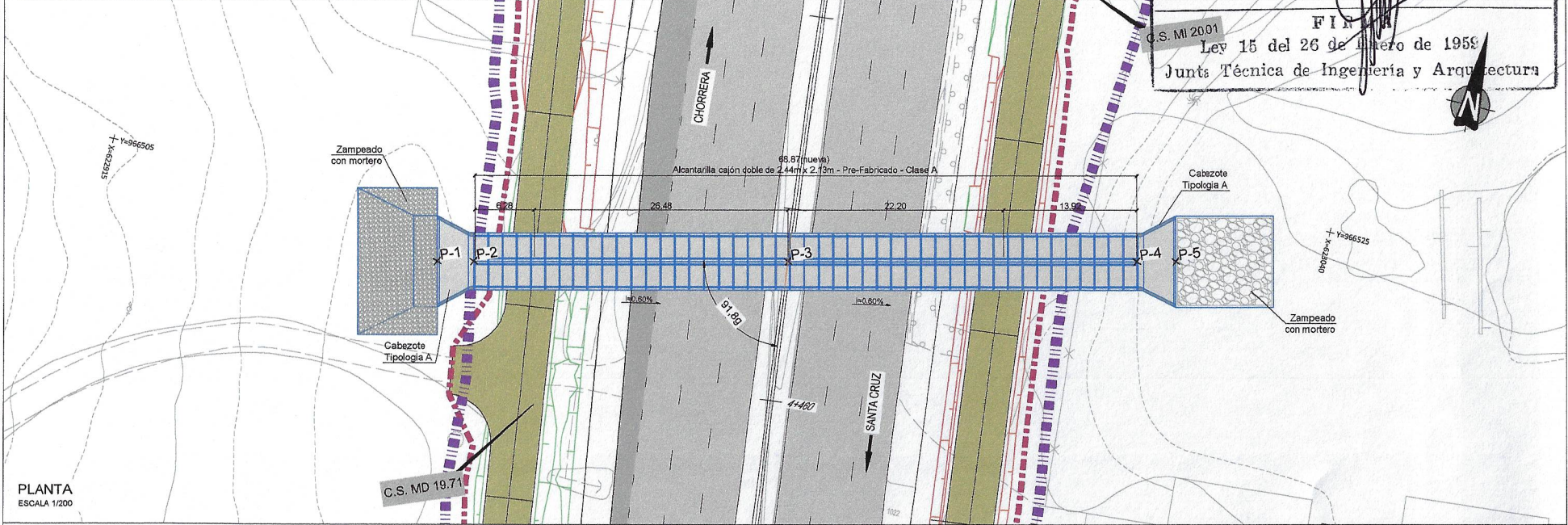
ALZADO
ESCALA 1/200

JAMEL J. SERRACIN VALDES
 INGENIERO CIVIL
 Licencia No. 2005-006-106
 FIRMA
 Ley 15 del 26 de Enero de 1959
 Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

FIN
Ley 15 del 26 de Enero de 1958
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

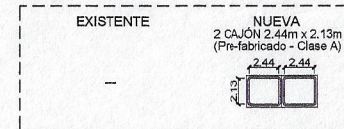


ARCHIVO: CP-201-001-PL-10314 A DRENAJE TRANSVERSA



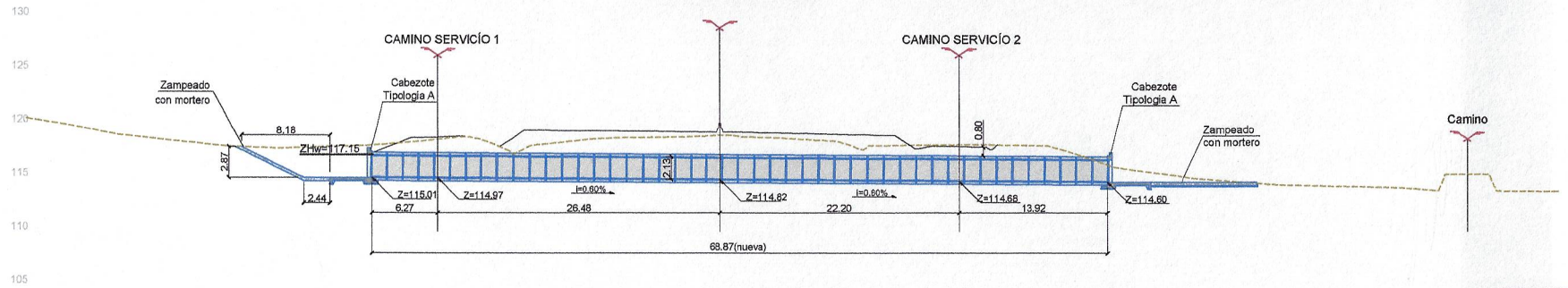
PLANTA
ESCALA 1/200

EST. 4+446
2 CAJÓN 2.44m x 2.13m



CUADRO DE REPLANTEO ALC		
PUNTOS	COORDENADAS	
P-5	X=623025.05	Y=966518.34
P-4	X=623021.18	Y=966517.42
P-3	X=622986.05	Y=966509.06
P-2	X=622954.06	Y=966501.45
P-1	X=622950.31	Y=966500.56

CAP - VIAL PRINCIPAL
ALC - 4+446
2 CAJÓN 2.44m x 2.13m - CLASE A



ALZADO
ESCALA 1/200



PROYECTO
"AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1:
LA CHORRERA-SANTA CRUZ"

CONSTRUCTOR
Consortio
Corredor Playas I

DESEÑO
Iceasca
GRUPO
VIAPONTE

DESCRIPCIÓN
FASE IV - VARIANTE CAPIRA
DRENAJE - OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL
ALCANTARILLA EST. 4+446 - VIAL PRINCIPAL
PLANTA Y ALZADO

PLANO No.
2.10.03
ESCALA: ORIGINAL ANSI A4/D
1/200
HOJA 14 DE 14
FECHA: JULIO 2019

ALZADO

PLANTA

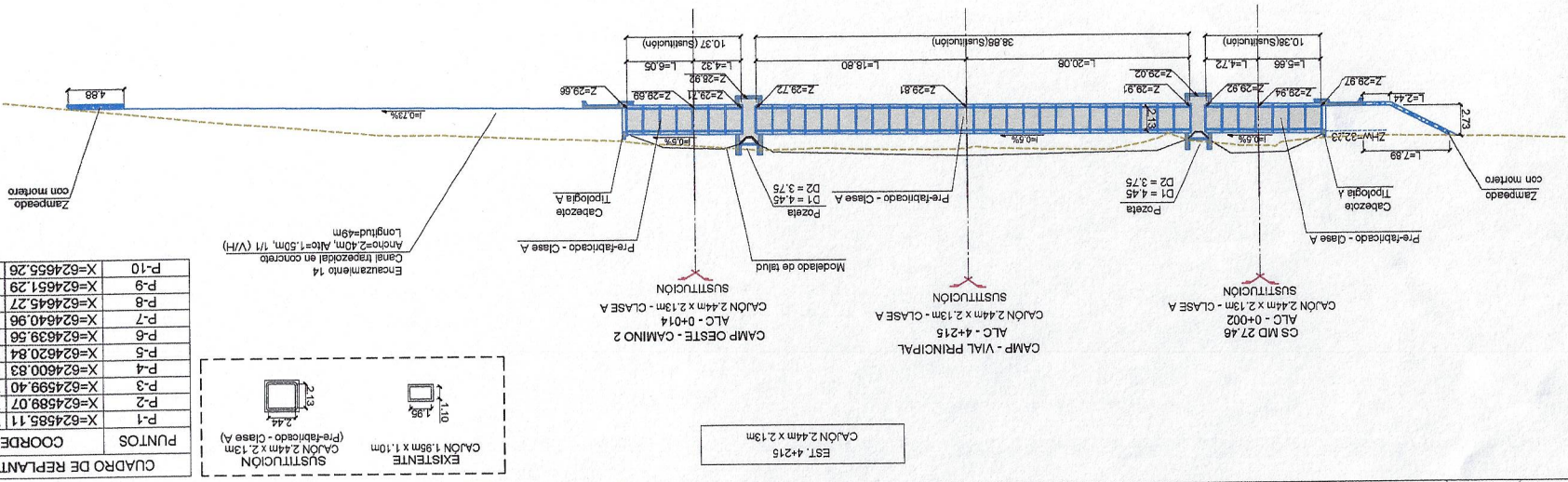
"AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1: LA CHORRERA-CORREDOR DE SANTA CRUZ"

Corredor Playas I

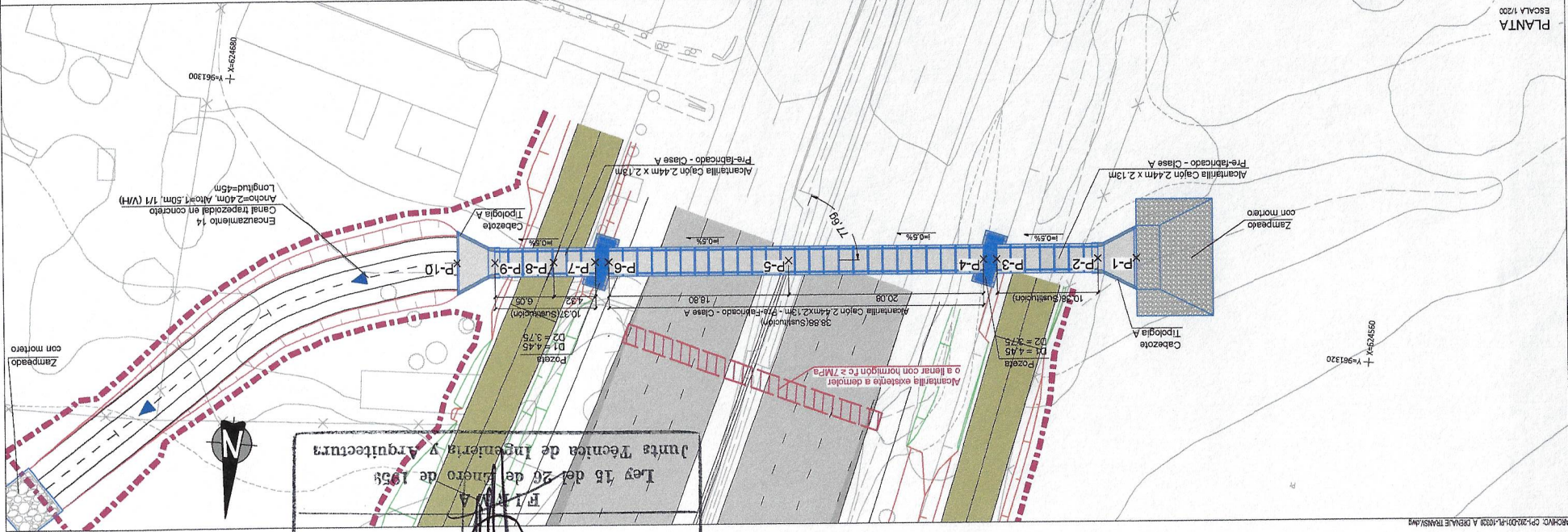
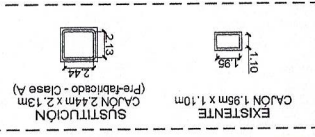


FASE IV - VARIANTE CAMPANA
DRENAJE - OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL
ALCANTARILLA EST. 4+215 - VIAL PRINCIPAL
PLANTA Y ALZADO

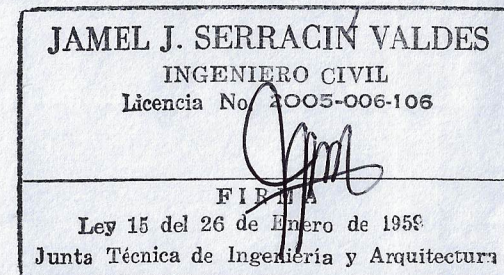
PLANO No. 2.10.03
ESCALA: ORIGINAL ANS y B D 1/200
FECHA: JULIO 20 1995



PUNTOS	COORDENADAS
P-1	X=624585.11 Y=961311.13
P-2	X=624589.07 Y=961311.47
P-3	X=624599.40 Y=961312.37
P-4	X=624600.83 Y=961312.50
P-5	X=624620.84 Y=961314.24
P-6	X=624639.56 Y=961315.88
P-7	X=624640.96 Y=961316.00
P-8	X=624645.27 Y=961316.37
P-9	X=624651.29 Y=961316.90
P-10	X=624655.26 Y=961317.25



JAMIEL J. SERRACIN VALDES
INGENIERO CIVIL
Licencia No 2005-006-106
Firma: [Firma]
Ley 15 del 20 de febrero de 1995
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura



DOCUMENTO FASE 4 – PROYECTO VARIANTE CAMPANA DRENAJE – HIDROLOGÍA

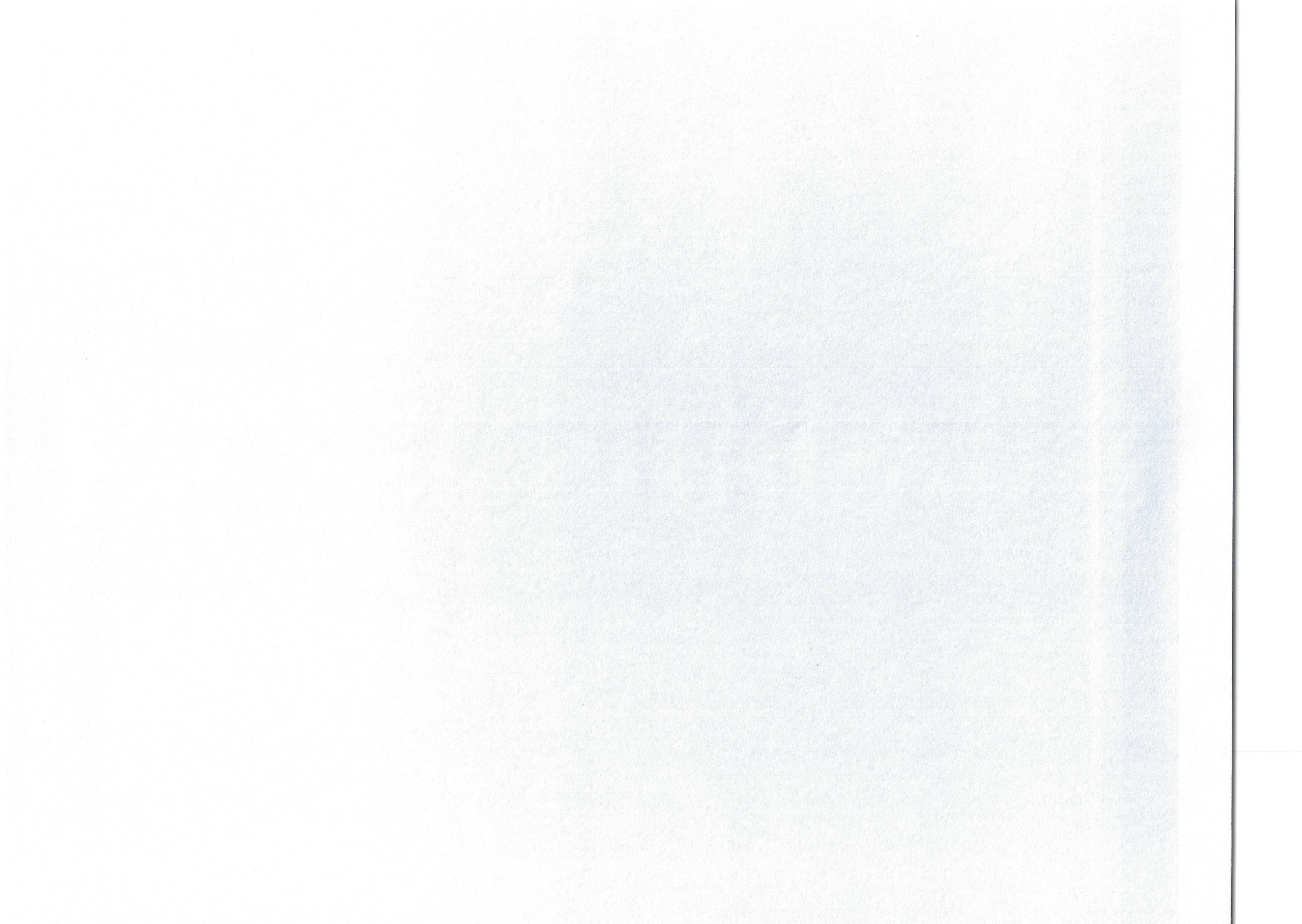
Sp

DOCUMENTO FASE 4 – PROYECTO VARIANTE CAMPANA

DRENAJE – HIDROLOGÍA

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	1
2. CLIMATOLOGIA	1
3. HIDROLOGÍA.....	1
3.1. DATOS DE PARTIDA	1
3.2. ESTUDIO DE LAS PRECIPITACIONES MÁXIMAS PREVISIBLES.....	1
3.2.1. MODELIZACIÓN ESTADÍSTICA DE DATOS PLUVIOMÉTRICOS	1
3.2.2. RESUMEN DE DATOS POR ESTACIÓN	8
3.3. ESTUDIO DE CUENCAS	8
3.4. CÁLCULO DE CAUDALES.....	9
3.4.1. FORMULACIONES UTILIZADAS	9
3.4.2. CAUDALES DE LAS CUENCAS.....	13



1. INTRODUCCIÓN

El presente documento responde a lo indicado en el apartado 8 del Anexo 4 del Pliego de Cargos, en lo referente a la hidrología de la Variante Campana.

El presente capítulo tiene por finalidad conocer las circunstancias hidrológicas de las alcantarillas de drenaje transversal, permitiendo así definir las condiciones necesarias para el diseño de las obras de desagüe.

Los datos utilizados principalmente son los aportados por ETESA (Empresa de Transmisión Eléctrica S.A).

2. CLIMATOLOGIA

Debe ser consultado el “CAPÍTULO 7) CLIMATOLOGÍA E HIDROLOGÍA” de la Fase 3, entregada al MOP.

3. HIDROLOGÍA

En el presente apartado se ha determinado la máxima precipitación diaria para una serie de periodos de retorno, realizándose para ello un análisis de las precipitaciones máximas diarias mediante ajustes estadísticos (Gumbel y SQRT-ET_{MAX}).

3.1. DATOS DE PARTIDA

El estudio hidrológico se ha iniciado con el análisis detallado de la pluviometría de la zona de actuación, a partir del cual se han determinado los valores de las precipitaciones para distintos periodos de retorno.

Los datos de precipitación empleados son los correspondientes a las estaciones hidrometeorológicas de Caimito (140-005) y Chame (138-005), pudiéndose observar los registros completos en el “CAPÍTULO 7) CLIMATOLOGÍA E HIDROLOGÍA” de la Fase 3, entregada al MOP.

3.2. ESTUDIO DE LAS PRECIPITACIONES MÁXIMAS PREVISIBLES

3.2.1. MODELIZACIÓN ESTADÍSTICA DE DATOS FLUVIOMÉTRICOS

3.2.1.1. ESTIMACIÓN DE PD MEDIANTE AJUSTE DE GUMBEL

Una variable aleatoria sigue una distribución de probabilidad de Gumbel si:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-u)}} \quad -\infty \leq x \leq \infty$$

Donde x representa el valor a asumir por la variable aleatoria, con α y u parámetros y e base de los logaritmos neperianos.

Los resultados obtenidos al aplicar esta función a los datos de precipitaciones máximas en 24 horas de las estaciones anteriormente mencionadas son los siguientes:

Tabla 1.-Valores para la distribución Gumbel. Estación Caimito (140-005)

DATOS		PARAMETROS	
AÑO	P _{max} 24 h	Nº Datos	34
1999	36.8	Media	95.84
2000	45.8	Desviación	38.14
2001	55.6	α	0.0336
1982	63.7	u	78.6733
1986	64.6		
2003	65.8	PERIODO	PRECIPITACIÓN
2007	66.0	RETORNO	MÁXIMA
1997	66.9	T (Años)	Pd (mm)
1976	70.3	2	89.6
1975	70.6	5	123.3
2011	77.9	10	145.6
1989	78.1	25	173.8
1983	80.0	50	194.7
2009	80.2	75	206.9
1978	80.6	100	215.5
1994	86.1	250	242.8
1977	90.8	500	263.5
1984	92.4	1000	284.1
1990	92.8		
1996	94.8		
1992	98.9		
1979	99.2		
1974	99.5		
1988	101.4		
1980	111.8		
1985	113.1		
1981	113.5		
1993	119.0		
2010	119.4		
2014	119.7		
1995	127.0		
2006	159.9		
2012	202.3		
2013	214.0		

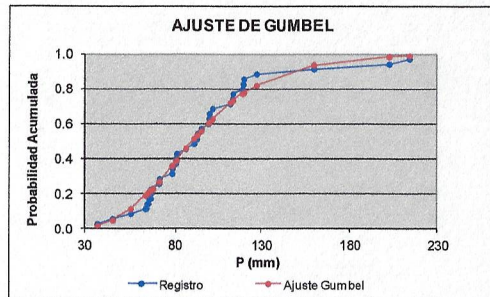


Figura 1.-Valores para la distribución Gumbel. Estación Caimito (140-005)

Tabla 2.-Valores para la distribución Gumbel. Estación Chame (138-005)

DATOS		PARAMETROS	
AÑO	P _{max} 24 h	Nº Datos	39
1977	60.0	Media	84.07
1989	61.4	Desviación	24.55
1972	63.1	α	0.0522
1988	65.2	u	73.0174
1986	65.6		
1983	65.8	PERIODO	PRECIPITACIÓN
1990	66.2	RETORNO	MÁXIMA
1993	67.0	T (Años)	Pd (mm)
2001	67.5	2	80.0
2007	67.5	5	101.7
1980	68.0	10	116.1
1992	68.8	25	134.2
1995	69.9	50	147.7
1971	71.0	75	155.5
1976	71.0	100	161.1
2012	71.7	250	178.7
1981	72.5	500	192.0
1999	74.8	1000	205.2
1973	75.4		
1997	75.5		
1986	76.5		
1979	77.0		
1978	77.2		
1985	79.1		
2009	81.4		
1975	84.2		
2013	90.1		
1984	90.6		
2003	90.6		
2011	91.5		
2010	92.4		
2000	94.9		
1982	96.6		
1974	100.0		
1984	116.8		
2006	120.2		
2014	128.3		
1998	149.5		
2005	173.8		

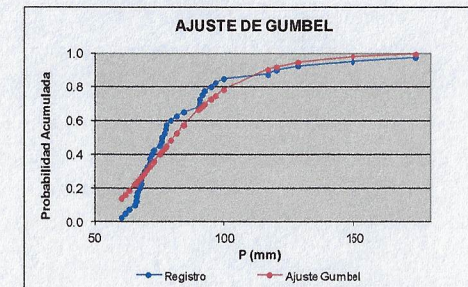


Figura 2.-Valores para la distribución Gumbel. Estación Chame (138-005)

3.2.1.2. ESTIMACIÓN DE PD MEDIANTE AJUSTE DE SQRT-ET_{MAX}

Esta ley utiliza funciones de distribución con dos parámetros, ajustándola por el método de máxima verosimilitud y presentando una gran estabilidad ante nuevos datos.

La función de distribución SQRT-ET_{MAX} tiene la siguiente expresión:

$$F(x) = 0 \quad (x < 0)$$

$$F(x) = e^{-k(1 + \sqrt{\alpha x})e^{-\sqrt{\alpha x}}} \quad (x \geq 0)$$

Siendo:

- F(X) = Función de distribución de probabilidad de ocurrencia de una determinada tormenta.
- X = Precipitación máxima correspondiente a un periodo.
- α y k = Parámetro de escala y forma, respectivamente. Definen la ley y deben ser ajustados a los datos existentes.

La función logarítmica de máxima verosimilitud L, tiene la siguiente expresión:

$$L = \sum_{i=1}^N \ln f(x_i) \quad (2)$$

Siendo:

$$f(x) = \frac{k}{1 - e^{-k}} h(x) F(x) \quad (3)$$

$$h(x) = \frac{a}{2} e^{-\sqrt{ax}} \quad (4)$$

Para obtener α y β se deriva la función (2) y se iguala a cero. De esta forma se obtiene:

$$k = \frac{\sum_{i=1}^N \sqrt{ax_i} - 2N}{\sum_{i=1}^N ax_i e^{-\sqrt{ax_i}}} \quad (5)$$

Donde:

- x_i = Valores de la precipitación máxima en 24 horas en el lugar "i", ordenados de menor a mayor.
- N = Número de datos.

Se sustituye (5) en (2), con lo cual esta queda en función de α y se obtiene el valor de α que maximiza (2).

Se obtiene el valor de k mediante (5).

De esta forma se obtienen las precipitaciones máximas diarias, en distintos periodos de retorno.

Los resultados obtenidos al aplicar esta función a los datos de precipitaciones máximas en 24 horas de las estaciones anteriormente mencionadas son los siguientes:

Tabla 3.-Valores para la distribución SQRT-ET_{MAX}. Estación Caimito (140-005)

DATOS	
AÑO	P _{max} 24 h
1999	36.8
2000	45.8
2001	55.6
1982	63.7
1986	64.6
2003	65.8
2007	66.0
1997	66.9
1976	70.3
1975	70.6
2011	77.9
1989	78.1
1983	80.0
2009	80.2
1978	80.6
1994	86.1
1977	90.8
1984	92.4
1990	92.8
1996	94.8
1992	98.9
1979	99.2
1974	99.5
1988	101.4
1980	111.8
1985	113.1
1981	113.5
1993	119.0
2010	119.4
2014	119.7
1995	127.0
2006	158.9
2012	202.3
2013	214.0

PARAMETROS	
Nº Datos	34
Media	95.84
Desviación	38.14
α	0.6504
k	152.0129
Cv	0.3980

PERIODO RETORNO T (Años)	PRECIPITACIÓN MÁXIMA P _d (mm)
2	87.3
5	119.3
10	142.8
25	175.4
50	201.5
100	229.0
500	298.9
1000	331.5

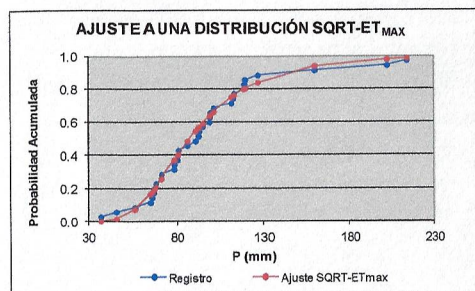


Figura 3.-Valores para la distribución SQRT-ETMAX. Estación Caimito (140-005)

Tabla 4.-Valores para la distribución SQRT-ET_{MAX}. Estación Chame (138-005)

DATOS	
AÑO	P _{max} 24 h
1977	60.0
1989	61.4
1972	63.1
1988	65.2
1996	65.6
1983	65.8
1990	66.2
1993	67.0
2001	67.5
2007	67.5
1990	68.0
1992	68.8
1995	69.9
1971	71.0
1976	71.0
2012	71.7
1981	72.5
1999	74.8
1973	75.4
1997	75.5
1986	76.5
1979	77.0
1978	77.2
1985	79.1
2009	81.4
1975	84.2
2013	90.1
1984	90.6
2003	90.6
2011	91.5
2010	92.4
2000	94.9
1982	96.6
1974	100.0
1994	116.8
2006	120.2
2014	128.3
1998	149.5
2005	173.8

PARAMETROS	
Nº Datos	39
Media	84.07
Desviación	24.55
α	1.2626
k	1359.0843
Cv	0.2920

PERIODO RETORNO T (Años)	PRECIPITACIÓN MÁXIMA P _d (mm)
2	73.9
5	99.7
10	114.7
25	135.0
50	151.1
100	167.9
500	206.9
1000	229.2

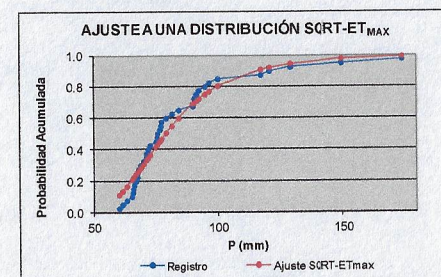


Figura 4.-Valores para la distribución SQRT-ETMAX. Estación Chame (138-005)

3.2.1.3. TEST DE COMPROBACIÓN

Una vez realizada la modelización estadística, se ha llevado a cabo el test de comprobación para determinar la bondad del ajuste realizado.

Se ha empleado el test de Kolmogorov-Smirnov, que consiste en la comparación de la función de distribución teórica con la empírica observada. Este ajuste se adapta bien al presente caso puesto que, el modelo propuesto es de tipo continuo y el tamaño muestral es pequeño.

La frecuencia observada se ha determinado ordenando de menor a mayor los datos y aplicando la siguiente expresión:

$$F_n = n / (N+1)$$

Siendo:

- $F_n(x)$ = Frecuencia observada acumulada.
- n = Número de orden del dato.
- N = Número total de datos.

La frecuencia teórica se ha determinado aplicando los parámetros anteriores a las funciones de distribución GUMBEL y SQRT-ET_{MAX}.

Este test de comprobación estudia las desviaciones verticales entre ambas funciones de distribución a través del estadístico D.

$$D = \sup |F_n(x) - F(x)|$$

Asumiendo un valor de significancia, se recurre a la tabla de valores críticos de D en la prueba de bondad del ajuste de Kolmogorov-Smirnov, y considerando el tamaño de la muestra se establece el siguiente criterio de aceptación:

Si $D < D_{\text{tabla}}$, se acepta que el ajuste es adecuado con el nivel de confiabilidad asumido.

Se ha determinado también un coeficiente de determinación que indica qué proporción de la variación total de frecuencias observadas es explicado por las frecuencias teóricas acumuladas. El coeficiente de determinación se encuentra definido por la siguiente expresión.

$$R^2 = 1 - \frac{\sum (F_n(x))_i - F(x)_i)^2}{\sum (F_n(x)_i - F_n(x)_i)^2}$$

Siendo:

- R^2 = Coeficiente de determinación $0 \leq R^2 \leq 1$.
- $\overline{F_n(x)}_i$ = Media de las frecuencias observadas acumuladas.

A continuación, se expone el resultado de los cálculos realizados para los ajustes de Gumbel y SQRT-ET_{MAX}:

Tabla 5.-Test de Kolmogorov-Smirnov. Ajuste de Gumbel. Estación Caimito (140-005)

n	Precipitación máxima en 24 hrs	Frecuencia Relativa Acumulada	Frecuencia Teórica Acumulada	Fn(x) _i - F(x)
1	36.8	0.028571	0.016771	0.011800
2	45.8	0.057143	0.048775	0.008368
3	55.6	0.085714	0.113890	0.028176
4	63.7	0.114286	0.191185	0.076899
5	64.6	0.142857	0.200851	0.057994
6	65.8	0.171429	0.214015	0.042587
7	66.0	0.200000	0.216238	0.016238
8	66.9	0.228571	0.228339	0.002233
9	70.3	0.257143	0.265748	0.008605
10	70.6	0.285714	0.269306	0.016408
11	77.9	0.314286	0.358315	0.044029
12	78.1	0.342857	0.380788	0.017931
13	80.0	0.371429	0.384287	0.012858
14	80.2	0.400000	0.386758	0.013242
15	80.6	0.428571	0.391698	0.036873
16	86.1	0.457143	0.458863	0.001720
17	90.8	0.485714	0.514212	0.028497
18	92.4	0.514286	0.532442	0.018157
19	92.8	0.542857	0.536945	0.005912
20	94.8	0.571429	0.559108	0.012320
21	98.9	0.600000	0.602581	0.002581
22	99.2	0.628571	0.605653	0.022919
23	99.5	0.657143	0.608709	0.048434
24	101.4	0.685714	0.627702	0.058013
25	111.8	0.714286	0.720177	0.005892
26	113.1	0.742857	0.730361	0.012497
27	113.5	0.771429	0.733433	0.037995
28	119.0	0.800000	0.772849	0.027151
29	119.4	0.828571	0.775515	0.053057
30	119.7	0.857143	0.777496	0.079647
31	127.0	0.885714	0.821278	0.064437
32	159.9	0.914286	0.936949	0.022663
33	202.3	0.942857	0.984471	0.041614
34	214.0	0.971429	0.989495	0.018067

$$F(x) = e^{-e^{-(d(x-u))}}$$

$$u = m - 0.450047 \cdot S$$

$$1/d = 0.779696 \cdot S$$

med = media

S = desviación

m=	95.84
S=	38.14
u=	78.6733
d=	0.0336

Valor crítico de Kolmogorov-Smirnov	
D	0.0796

Coeficiente de determinación	
R ² =	0.9841

Tabla 6.-Test de Kolmogorov-Smirnov. Ajuste de SQRT-ET_{MAX}. Estación Caimito (140-005)

n	Precipitación máxima en 24 hrs	Frecuencia Relativa Acumulada	Frecuencia Teórica Acumulada	Fn(x) _i - F(x)
1	36.8	0.028571	0.001205	0.027367
2	45.8	0.057143	0.015227	0.041916
3	55.6	0.085714	0.073728	0.011987
4	63.7	0.114286	0.163518	0.049233
5	64.6	0.142857	0.175318	0.032481
6	65.8	0.171429	0.191472	0.020043
7	66.0	0.200000	0.194207	0.005793
8	66.9	0.228571	0.206654	0.021918
9	70.3	0.257143	0.255310	0.001833
10	70.6	0.285714	0.259697	0.029017
11	77.9	0.314286	0.367846	0.053560
12	78.1	0.342857	0.370791	0.027934
13	80.0	0.371429	0.396577	0.027149
14	80.2	0.400000	0.401478	0.001478
15	80.6	0.428571	0.407264	0.021308
16	86.1	0.457143	0.484174	0.027031
17	90.8	0.485714	0.544977	0.059263
18	92.4	0.514286	0.564483	0.050197
19	92.8	0.542857	0.569261	0.026403
20	94.8	0.571429	0.592548	0.021119
21	98.9	0.600000	0.637125	0.037125
22	99.2	0.628571	0.640220	0.011649
23	99.5	0.657143	0.643293	0.013850
24	101.4	0.685714	0.662230	0.023485
25	111.8	0.714286	0.750689	0.036403
26	113.1	0.742857	0.760067	0.017210
27	113.5	0.771429	0.762883	0.008545
28	119.0	0.800000	0.798473	0.001527
29	119.4	0.828571	0.800845	0.027726
30	119.7	0.857143	0.802606	0.054537
31	127.0	0.885714	0.840934	0.044781
32	159.9	0.914286	0.938563	0.024277
33	202.3	0.942857	0.980417	0.037580
34	214.0	0.971429	0.985472	0.014043

Valor crítico de Kolmogorov-Smirnov	
D	0.0593

Coeficiente de determinación	
R ² =	0.9879

Tal y como se desprende de los test de comprobación realizados para la estación Caimito (140-005), para el ajuste estadístico mediante la distribución Gumbel el coeficiente de determinación resulta ser de 0.9841; por su parte, para la distribución SQRT-ET_{MAX} el valor del coeficiente es

de 0.9879. En consecuencia, se considera que los ajustes realizados son válidos, ya que en ambos casos el modelo explica en más de un 98% las variaciones observadas.

Tabla 7.-Test de Kolmogorov-Smirnov. Ajuste de Gumbel. Estación Chame (138-005)

n	Precipitación máxima en 24 hrs	Frecuencia Relativa Acumulada	Frecuencia Teórica Acumulada	Fn(x) - F(x)
1	60.0	0.025000	0.138911	0.113911
2	61.4	0.050000	0.159660	0.109660
3	63.1	0.075000	0.186598	0.111598
4	65.2	0.100000	0.222157	0.122157
5	65.6	0.125000	0.229176	0.104176
6	65.8	0.150000	0.232712	0.082712
7	66.2	0.175000	0.239835	0.064835
8	67.0	0.200000	0.254269	0.054269
9	67.5	0.225000	0.263406	0.038406
10	67.5	0.250000	0.263406	0.013406
11	68.0	0.275000	0.272623	0.002377
12	68.8	0.300000	0.287518	0.012482
13	69.9	0.325000	0.308245	0.016755
14	71.0	0.350000	0.329183	0.020817
15	71.0	0.375000	0.329183	0.045817
16	71.7	0.400000	0.342582	0.057418
17	72.5	0.425000	0.357938	0.067062
18	74.8	0.450000	0.402089	0.047911
19	75.4	0.475000	0.413554	0.061446
20	75.5	0.500000	0.415461	0.084539
21	76.5	0.525000	0.434456	0.090544
22	77.0	0.550000	0.443895	0.106105
23	77.2	0.575000	0.447658	0.127342
24	79.1	0.600000	0.482979	0.117021
25	81.4	0.625000	0.524459	0.100541
26	84.2	0.650000	0.572601	0.077399
27	90.1	0.675000	0.663865	0.011135
28	90.6	0.700000	0.670914	0.029086
29	90.6	0.725000	0.670914	0.054086
30	91.5	0.750000	0.683325	0.069675
31	92.4	0.775000	0.695381	0.079619
32	94.9	0.800000	0.727008	0.072992
33	96.6	0.825000	0.748974	0.078026
34	100.0	0.850000	0.783291	0.066709
35	116.8	0.875000	0.903434	0.028434
36	120.2	0.900000	0.918488	0.018488
37	128.3	0.925000	0.945831	0.020831
38	149.5	0.950000	0.981768	0.031768
39	173.8	0.975000	0.994843	0.019843

$$F(x) = e^{-(e^{-(x-u)/d})}$$

$$u = m - 0.450047 * S$$

$$1/d = 0.779696 * S$$

med = media

S = desviación

m=	84.07
S=	24.55
u=	73.0174
d=	0.0522

Valor crítico de Kolmogorov-Smirnov	
D	0.1273

Coeficiente de determinación	
$R^2 =$	0.9348

Tabla 8.-Test de Kolmogorov-Smirnov. Ajuste de SQRT-ETMAX. Estación Chame (138-005)

n	Precipitación máxima en 24 hrs	Frecuencia Relativa Acumulada	Frecuencia Teórica Acumulada	Fn(x) - F(x)
1	60.0	0.025000	0.112065	0.087065
2	61.4	0.050000	0.135460	0.085460
3	63.1	0.075000	0.166457	0.091457
4	65.2	0.100000	0.207965	0.107965
5	65.6	0.125000	0.216198	0.091198
6	65.8	0.150000	0.220348	0.070348
7	66.2	0.175000	0.228709	0.053709
8	67.0	0.200000	0.245654	0.045654
9	67.5	0.225000	0.256375	0.031375
10	67.5	0.250000	0.256375	0.006375
11	68.0	0.275000	0.267180	0.007820
12	68.8	0.300000	0.284610	0.015390
13	69.9	0.325000	0.308774	0.016226
14	71.0	0.350000	0.333051	0.016949
15	71.0	0.375000	0.333051	0.041949
16	71.7	0.400000	0.348502	0.051498
17	72.5	0.425000	0.366118	0.058882
18	74.8	0.450000	0.416173	0.033827
19	75.4	0.475000	0.429012	0.045988
20	75.5	0.500000	0.431141	0.088859
21	76.5	0.525000	0.452244	0.072766
22	77.0	0.550000	0.462658	0.087342
23	77.2	0.575000	0.466796	0.108204
24	79.1	0.600000	0.505250	0.094750
25	81.4	0.625000	0.549498	0.075502
26	84.2	0.650000	0.599592	0.050408
27	90.1	0.675000	0.690825	0.015825
28	90.6	0.700000	0.697671	0.002329
29	90.6	0.725000	0.697671	0.027329
30	91.5	0.750000	0.709657	0.040343
31	92.4	0.775000	0.721216	0.053784
32	94.9	0.800000	0.751158	0.048842
33	96.6	0.825000	0.789780	0.056220
34	100.0	0.850000	0.803122	0.046878
35	116.8	0.875000	0.909320	0.034320
36	120.2	0.900000	0.922357	0.022357
37	128.3	0.925000	0.946129	0.021129
38	149.5	0.950000	0.978607	0.028607
39	173.8	0.975000	0.992109	0.017109

Valor crítico de Kolmogorov-Smirnov	
D	0.1082

Coeficiente de determinación	
R ² =	0.9582

Tal y como se desprende de los test de comprobación realizados para la estación Chame (138-005), para el ajuste estadístico mediante la distribución Gumbel el coeficiente de determinación

resulta ser de 0.9348; por su parte, para la distribución SQRT-ET_{MAX} el valor del coeficiente es de 0.9582. En consecuencia, se considera que los ajustes realizados son válidos, ya que en ambos casos el modelo explica en más de un 93% las variaciones observadas.

3.2.2. RESUMEN DE DATOS POR ESTACIÓN

Seleccionando los valores máximos de entre los obtenidos por los diferentes ajustes se llega a la precipitación máxima diaria previsible para cada periodo de retorno, siendo los valores obtenidos los recogidos en la tabla adjunta.

Tabla 9.-Valores de precipitaciones máximas en 24 horas (mm)

T	Estación Caimito			Estación Chame		
	Gumbel	SQRT-ET _{MAX}	Valor máximo	Gumbel	SQRT-ET _{MAX}	Valor máximo
2	89.6	87.3	89.6	80.0	78.8	80.0
5	123.3	119.3	123.3	101.7	99.7	101.7
10	145.6	142.8	145.6	116.1	114.7	116.1
25	173.8	175.4	175.4	134.2	135.0	135.0
50	194.7	201.5	201.5	147.7	151.1	151.1
100	215.5	229.0	229.0	161.1	167.9	167.9
500	263.5	298.9	298.9	192.0	209.9	209.9
1000	284.1	331.5	331.5	205.2	229.2	229.2

3.3. ESTUDIO DE CUENCAS

En este apartado se definen las cuencas hidrográficas en la zona de la Variante Campana que vierten a los distintos cauces naturales interceptados por el trazado proyectado.

Para la delimitación de las cuencas vertientes se utilizó la Carta Nacional a escala 1:50.000 y la topografía de detalle a escala 1:1.000.

El plano de cuencas se muestra en el documento de planos.

En el cuadro que se presenta a continuación se muestran las principales características físicas de las cuencas identificadas.

Se presenta un plano con la delimitación de las cuencas.

Tabla 10.-Características físicas de las cuencas identificadas

Cuenca	Área (ha)	Longitud máx. (m)	Desnivel máx. (m)	Pendiente (m/m)	Uso del suelo (%)		
					Pavimentado	Urbano	Suburbano
C-50	1 956.83	8 648.08	865	0.0850	Método de Crecidas Máximas		
C-50A	2 184.03	8 821.08	865	0.0835	Método de Crecidas Máximas		
C-51	163.17	2 229.88	480	0.1561	2%	-	98%
C-51-A	71.93	1 905.60	460	0.1706	2%	-	98%
C-52	58.26	1 381.72	285	0.1107	4%	-	96%
C-53	11.38	691.56	181	0.0607	5%	-	95%
C-54	2.99	269.00	235	0.1970	8%	-	92%
C-54A	3.77	194.00	183	0.0773	8%	-	92%
C-55	16.92	200.00	160	0.1800	15%	-	85%
C-55A	1.26	110.00	218	0.2355	15%	-	85%
C-56	8.09	254.00	128	0.1063	7%	-	93%
C-57	583.91	4 513.34	600	0.1283	Método de Crecidas Máximas		
C-58	3.38	432.61	33	0.0254	4%	-	96%
C-59	36.05	797.18	50	0.0213	3%	-	97%

Estos porcentajes se refieren al porcentaje de área de cada cuenca que se ve afectada por los coeficientes de pavimento, urbano y suburbano. En estos casos el área de las cuencas es prácticamente toda suburbana, presentando pocas áreas pobladas y el porcentaje de área asfaltada es la correspondiente al área de la vía que se construirá.

Así, el valor del coeficiente de escorrentía de una cuenca se obtiene del siguiente modo:

$$C_{cuenca} = 1.0 \times \% \text{suelo pavimentado} + 0.9 \times \% \text{suelo urbano} + 0.75 \times \% \text{suelo suburbano}$$

El valor de las “%” del uso del suelo están presentadas en la tabla 10 y el valor del C de cada cuenca se presenta en la tabla 13.

3.4. CÁLCULO DE CAUDALES

3.4.1. FORMULACIONES UTILIZADAS

De acuerdo con lo expuesto en el Pliego de Cargos, y siguiendo las especificaciones del Manual de Requisitos y Normas Generales actualizadas para la Revisión de Planos, elaborado por el Ministerio de Obras Públicas del Gobierno de la República de Panamá, el Método Racional se ha aplicado para cuencas con áreas inferiores a las 250 hectáreas.

3.4.1.1. MÉTODO RACIONAL

El Método Racional emplea la siguiente formulación:

$$Q = \frac{C \cdot A \cdot I}{360}$$

Donde:

- Q = Caudal (m³/s).
- C = Coeficiente de escorrentía (adimensional).
- A = Área de drenaje (ha).
- I = intensidad de la lluvia en (mm/h).

En función de la formulación expuesta, en los siguientes apartados se definen los parámetros empleados, a partir de los cuales se obtuvieron los resultados sobre la demanda hidráulica de las diferentes cuencas estudiadas mediante el Método Racional.

3.4.1.1.1. COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA

Para la determinación del coeficiente de escorrentía se tuvo en cuenta lo establecido en el Pliego de Cargos, en el que se requiere que los valores a considerar son los que siguen:

- Áreas completamente pavimentadas = 1.00
- Áreas urbanas = 0.90
- Áreas suburbanas forestadas = 0.75

3.4.1.1.2. INTENSIDAD DE LA LLUVIA

El cálculo de la intensidad de lluvia se ha realizado de acuerdo con las formulaciones recogidas en el Manual de Requisitos y Normas Generales actualizadas para la Revisión de Planos.

Las intensidades de lluvia adoptadas para la ciudad de Panamá y que vienen siendo utilizadas por el MOP en sus diseños, se encuentran en las fórmulas contenidas en el Estudio de Drenaje de la Ciudad de Panamá, elaborado en el año de 1972. Estas fórmulas fueron obtenidas de datos estadísticos sobre precipitaciones pluviales en un periodo de 57 años; dichos datos fueron obtenidos en las Estaciones Meteorológicas de Balboa Heights y Balboa Docks, adyacentes a la Ciudad de Panamá y en la Estación Pluviométrica de la Universidad de Panamá.

La intensidad de precipitación considerada para aplicar en la formulación debería corresponder a una precipitación uniforme por toda la extensión de la cuenca durante el tiempo considerado. De acuerdo con la publicación anteriormente mencionada, las formulaciones consideradas para la vertiente del Pacífico, y para los diferentes periodos de retorno considerados son las siguientes:

Periodo de retorno = 1 cada 2 años

$$i = \frac{227}{29 + TC}$$

Periodo de retorno = 1 cada 5 años

$$i = \frac{294}{36 + TC}$$

Periodo de retorno = 1 cada 10 años

$$i = \frac{323}{36 + TC}$$

Periodo de retorno = 1 cada 25 años

$$i = \frac{370}{37 + TC}$$

Periodo de retorno = 1 cada 50 años

$$i = \frac{370}{33 + TC}$$

Donde:

- i = intensidad de lluvia en pulg. / hr.
- TC = Tiempo de concentración en minutos.

Para el Periodo de retorno de 100 años no existe formulación, por lo que se aplicará directamente la curva IDF del Manual para la Revisión del Planos del MOP, para el DATUM BALBOA:

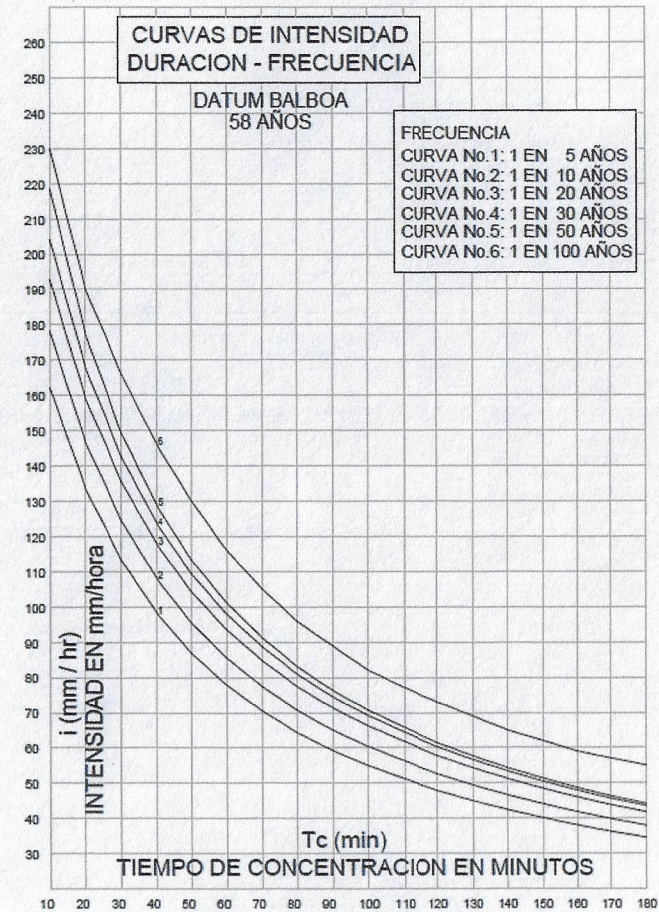


Figura 5.-Curvas IDF Datum Balboa

A la vista de las formulaciones anteriores y de la curva IDF para T=100 años de la figura anterior, para el cálculo de la intensidad de precipitación ha sido necesario determinar el tiempo de concentración de cada cuenca o área aportante, ya que en caso de emplear un tiempo menor de concentración no se logra que toda la cuenca contribuya al caudal, y si ocurre el caso opuesto (un tiempo mayor de concentración), la intensidad máxima sería menor.

Existen muchos métodos para estimar el tiempo de concentración, el cual depende de la longitud del cauce principal, así como de la diferencia de nivel entre dos puntos, el más bajo y el más elevado, donde éste último es el lugar donde la gota inicia su recorrido. En el análisis de caudales del presente estudio se ha empleado la formulación de Kirpich, al ser la de uso más común en proyectos de esta índole en el ámbito de estudio, siendo la expresión empleada la siguiente:

$$T_c = 3.9780 \cdot L^{0.77} \cdot S^{-0.385}$$

Donde:

- T_c : tiempo de concentración de la hoya hidrográfica (min).
- L : longitud del cauce principal (km).
- S : pendiente total del cauce principal, igual a la caída total entre la longitud del cauce (m/m).

La estimación del tiempo de concentración se realizó tomando los valores obtenidos mediante la formulación anterior, definiéndose, no obstante, una duración mínima de 15 minutos, para tener en consideración el tiempo mínimo que tarda la lluvia en concentrarse inicialmente, el cual no tiene en cuenta las características físicas de la cuenca.

3.4.1.2. ANÁLISE REGIONAL DE CRECIDAS MÁXIMAS

Para el estudio de los caudales aportados por áreas de drenaje mayores a 250 ha se han utilizado los parámetros indicados en el folleto “Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá. Periodo 1971-2006”, elaborado por ETESA.

En dicho documento se proponen una serie de fórmulas para cada una de las regiones de Panamá, a partir de las cuales se obtiene el valor del caudal promedio máximo de una avenida teniendo en cuenta el área de la cuenca correspondiente.

Para definir las regiones de crecidas máximas, la publicación anteriormente mencionada divide el territorio de la República de Panamá en 9 zonas, cada una de ellas con idéntica ecuación y tabla de distribución de frecuencia.

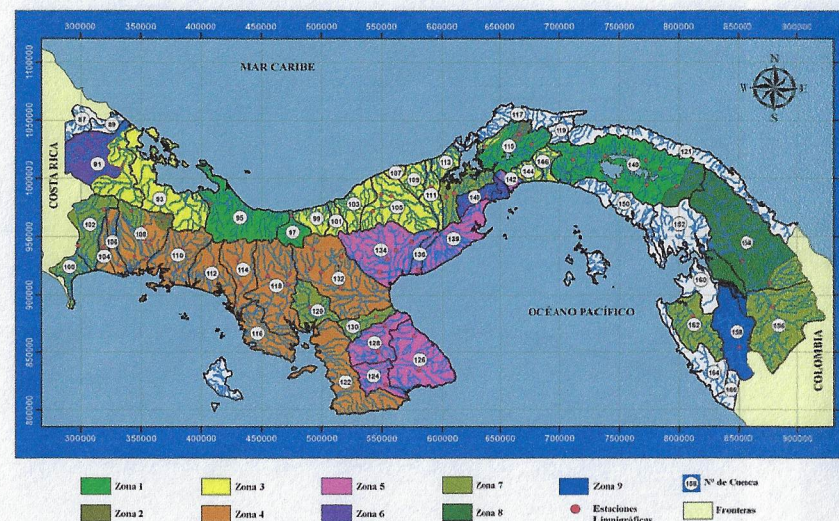


Figura 6.-Regiones hidrológicamente homogéneas. República de Panamá

De acuerdo con la división del territorio mostrada en la imagen adjunta, el ámbito de estudio se encuadra dentro de la Zona 5. Así, el caudal promedio máximo se ha calculado a partir de las formulaciones recogidas en la

Tabla 11.- Ecuaciones y distribuciones de frecuencia según la zona considerada

Zona	Número de ecuación	Ecuación	Distribución de frecuencia
1	1	$Q_{\max} = 34A^{0.59}$	Tabla # 1
2	1	$Q_{\max} = 34A^{0.59}$	Tabla # 3
3	2	$Q_{\max} = 25A^{0.59}$	Tabla # 1
4	2	$Q_{\max} = 25A^{0.59}$	Tabla # 4
5	3	$Q_{\max} = 14A^{0.59}$	Tabla # 1
6	3	$Q_{\max} = 14A^{0.59}$	Tabla # 2
7	4	$Q_{\max} = 9A^{0.59}$	Tabla # 3
8	5	$Q_{\max} = 4.5A^{0.59}$	Tabla # 3
9	2	$Q_{\max} = 25A^{0.59}$	Tabla # 3

$$Q_{p\max} = 14 \cdot A^{0.59}$$

Donde:

$Q_{p\max}$: caudal promedio máximo (m^3/s).

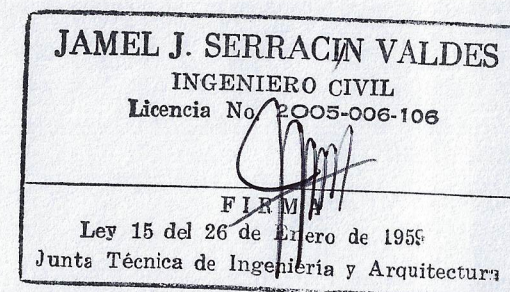
A: área de la cuenca (km^2).

El caudal máximo instantáneo para los distintos periodos de recurrencia se ha obtenido multiplicando el caudal promedio máximo, calculado conforme a la expresión anterior, por los factores que se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 12.- Factores para diferentes periodos de retorno en años

Factores $Q_{\max}/Q_{prom.\max}$ para distintos Tr .				
Tr , años	Tabla # 1	Tabla # 2	Tabla # 3	Tabla # 4
1.005	0.28	0.29	0.3	0.34
1.05	0.43	0.44	0.45	0.49
1.25	0.62	0.63	0.64	0.67
2	0.92	0.93	0.92	0.93
5	1.36	1.35	1.32	1.30
10	1.66	1.64	1.6	1.55
20	1.96	1.94	1.88	1.78
50	2.37	2.32	2.24	2.10
100	2.68	2.64	2.53	2.33
1,000	3.81	3.71	3.53	3.14
10,000	5.05	5.48	4.6	4.00

Los factores para los diferentes periodos de retorno se han obtenido del Cuadro 6 del folleto "Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá. Periodo 1971-2006", elaborado por ETESA. El factor para el periodo de retorno de 500 años (probabilidad 0,2%), no incluido en la tabla anterior, se ha obtenido a partir de la tabla de distribución de frecuencia correspondiente (en este caso la número 1), incluida en la mencionada publicación, siendo el valor considerado igual a 3.45.



DOCUMENTO FASE 4 – PROYECTO VARIANTE CAMPANA DRENAJE – HIDRÁULICA TRANSVERSAL

DOCUMENTO FASE 4 – VARIANTE CAMPANA

DRENAJE – HIDRÁULICA TRANSVERSAL

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	1
2. CUMPLIMIENTO DEL PLIEGO DE CARGOS Y DE LOS CRITERIOS DE LOS ORGANISMOS COMPETENTES	1
3. CONDICIONANTES DEL DRENAJE EXISTENTE	1
4. DRENAJE TRANSVERSAL	1
4.1. INTRODUCCIÓN	1
4.2. CAUDALES DE DISEÑO	2
4.3. INVENTARIO DE LAS OBRAS DE DRENAJE EXISTENTES Y ANÁLISIS DE SU APROVECHAMIENTO	2
4.4. DIMENSIONES DE LAS OBRAS TRANSVERSALES PROYECTADAS, A REEMPLAZAR O A PROLONGAR Y COMPROBACIÓN DE SU VALIDEZ	3
4.4.1. INTRODUCCIÓN	3
4.4.2. OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL	3
4.5. ENCAUZAMIENTOS	8
4.6. CLASE RESISTENTE DE TUBERÍAS	8
5. SECCIONES TIPO Y DETALLES ESENCIALES	8
6. ESTUDIO HIDRÁULICO DEL RÍO CAPIRA	9
6.1. INTRODUCCIÓN	9
6.2. OBJETIVO	9
6.3. DESCRIPCIÓN DEL ÁMBITO DE ESTUDIO	9
6.4. ESCENARIOS SIMULADOS	10
6.5. CAUDALES DE AVENIDA CONSIDERADOS	10
6.6. MODELIZACIÓN HIDRÁULICA	10

6.6.1. DEFINICIÓN DE LOS PUENTES INTRODUCIDOS EN EL MODELO HIDRÁULICO	11
6.6.2. COEFICIENTES DE RUGOSIDAD APLICADOS	12
6.6.3. MODELO DIGITAL DEL TERRENO	13
6.6.4. RESULTADOS DE LA MODELIZACIÓN HIDRÁULICA: CAUDAL DE AVENIDA T100	13
6.7. JUSTIFICACIÓN HIDRÁULICA DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA	16
6.8. CONCLUSIONES	17
APÉNDICE N°1. – INVENTARIO DE OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL EXISTENTES	1
APÉNDICE N°2. – CÁLCULOS HIDRÁULICOS DEL DRENAJE TRANSVERSAL EXISTENTE (SALIDAS DEL PROGRAMA HY8)	1
APÉNDICE N°3. – CÁLCULOS HIDRÁULICOS DEL DRENAJE TRANSVERSAL NUEVA Y A SUSTITUIR (SALIDAS DEL PROGRAMA HY8)	1
APÉNDICE N°4. – CÁLCULOS HIDRÁULICOS DE LOS ENCAUZAMIENTOS Y CLASE RESISTENTE DE LAS TUBERÍAS	1
APÉNDICE N°5. – COMPARATIVA SITUACIÓN ACTUAL – PROYECTO EN PUENTES	1
APÉNDICE N°6. – RESULTADOS HIDRÁULICOS	1
APÉNDICE N°7. – LÁMINA DE INUNDACIÓN	1
APÉNDICE N°8. – COMPARATIVA DE LÁMINAS DE INUNDACIÓN	1
APÉNDICE N°9. – ALTURA DE LÁMINA DE AGUA EN LAS SECCIONES DE LOS PUENTES	1

1. INTRODUCCIÓN

Este documento, responde al apartado 6.8 del Anexo 3; y a los apartados 18 y 32 del Anexo 4 del Pliego de Cargos, en lo referente al drenaje transversal de la Variante de Campana.

El presente estudio tiene por finalidad presentar el dimensionamiento y justificación de los elementos de drenaje transversal a proyectar, así como la identificación y comprobación de funcionamiento de las estructuras de drenaje transversal existente. La red de drenaje aquí definida tiene como objetivo garantizar la permeabilidad de la infraestructura dando continuidad a los cursos del agua existentes, y asegurar el tránsito vial durante los eventos hidrológicos de máxima intensidad.

En el diseño y dimensionamiento de los distintos elementos de drenaje se han seguido los criterios expuestos tanto en el Pliego de Cargos, como en las especificaciones del “Manual de Requisitos y Normas Generales Actualizadas para la Revisión de Planos” elaborado por el Ministerio de Obras Públicas del Gobierno de la República de Panamá.

En complemento a este informe se debe consultar la respectiva memoria de Hidrología.

2. CUMPLIMIENTO DEL PLIEGO DE CARGOS Y DE LOS CRITERIOS DE LOS ORGANISMOS COMPETENTES

Se ha dado cumplimiento a cada requerimiento especificado en el Pliego de Cargos por el MOP y en el “Manual de Requisitos y Normas Generales actualizadas para la Revisión de Planos” del MOP, de acuerdo con el siguiente:

- Las obras de drenaje transversal fueron proyectadas para períodos de retorno de 50 años para el tramo variante y 20 años para la obra de drenaje a proyectar en el tramo de ampliación;
- Se ha hecho el análisis de las obras de drenaje transversal existentes que sean susceptibles de ser aprovechadas y/o ampliadas;
- Se garantizará que la sección de control de flujo sea a la entrada, en todas las obras de drenaje transversal ($H_w < 1.2D$). En los casos en que no sea posible que $H_w < 1.2D$, se garantizará que la altura del agua no alcanzará la plataforma de la vía.
- Se garantizará siempre el cumplimiento de la relación $d/D < 0.80$;

- El recubrimiento mínimo de las tuberías sobre la corona será de 0.45 m hasta la parte inferior de la estructura de pavimento;
- A la salida de todas las obras de drenaje transversal serán proyectados elementos disipadores para control de velocidad;
- Todas las obras de drenaje transversal se proyectarán con cabezal con aletas, siempre que sea posible;
- De acuerdo con las especificaciones del Pliego de Cargos, el diámetro mínimo para los tubos de drenaje enterrados es de 0.61m para obras de drenaje transversal, exceptuando todas aquellas obras con longitud superior a 15m en las que se fija, como mínimo, un diámetro de 0.91m;
- Todos los sistemas de drenaje serán proyectados (siempre que sea posible) de acuerdo con los límites de velocidad a la salida entre los valores $1\text{m/s} < v < 5\text{m/s}$;

3. CONDICIONANTES DEL DRENAJE EXISTENTE

Para el cálculo y dimensionamiento de las obras de drenaje transversal se ha considerado la posibilidad de prolongar las obras existentes.

Partiendo de las cuencas y caudales definidos y del inventario de las obras de drenaje existentes en la variante, se ha comprobado su capacidad y condiciones de descarga para verificar su aprovechamiento.

El cálculo de los caudales de diseño de cada cuenca o alcantarilla se presenta en la memoria de Hidrología.

4. DRENAJE TRANSVERSAL

4.1. INTRODUCCIÓN

Para el cálculo y dimensionamiento de las obras de drenaje transversal se han seguido los criterios establecidos en el Pliego de Cargos y en la Normativa de Aplicación para el cálculo de los caudales de diseño, dimensiones mínimas de las obras y condiciones de desagüe.

Las dimensiones mínimas de estas obras, de acuerdo con el Pliego de Cargos, no deberán ser inferiores a 910mm, correspondiente a un ancho de plataforma superior a 15m.

El plano de cuencas se muestra en el documento de planos.

4.2. CAUDALES DE DISEÑO

El cálculo de los caudales de diseño de cada cuenca se presenta en la memoria de Hidrología.

Se han considerado los siguientes periodos de retorno para las obras de drenaje transversal:

- o Tramo variante 50 años y obra de drenaje en el tramo existente 20 años (ampliación).

4.3. INVENTARIO DE LAS OBRAS DE DRENAJE EXISTENTES Y ANÁLISIS DE SU APROVECHAMIENTO

Se ha realizado un inventario de las obras de drenaje transversal existentes en la variante.

Se llevó a cabo un recorrido a lo largo de toda la traza dónde se han registrado las dimensiones y situación de las obras existentes.

Tabla 4.1 – Inventario de las obras existentes

Cuenca	ALC (Estación)	Caudal (T=20 años) (m³/s)	Caudal (T=50 años) (m³/s)	ALC Existente (*) (Ancho x Alto / ø)	Longitud (m)	Cota de entrada (m)	Cota de salida (m)	Pendiente (%)	Pendiente (m/m)
-	ALC 24+635	-	-	Alcantarilla ø 0.60	33.54	177.816	176.245	4.68	0.468 (**)
-	ALC 24+700	-	-	Alcantarilla ø 0.60	35.46	-	174.052	-	- (**)
-	ALC 24+760	-	-	Alcantarilla ø 0.60	33.63	169.408	167.610	5.35	0.535 (**)
-	ALC – 25+945	-	-	Alcantarilla ø 0.90	38.36	104.999	103.776	3.19	0.319 (***)
C-59	ALC – 28+250 / ALC – 4+215	13.23	-	Cajón 1.95 x 1.10	27.94	31.29	30.67	2.22	0.222 (***)

(*) - En las presentes alcantarillas, las dimensiones indicadas de la obra de drenaje existente son las de la entrada y salida, que pueden ser distintas.

(**) – Obras de drenaje transversal existentes en el tramo variante no rectificado. Se realizará un mantenimiento de acuerdo con lo indicado en las “Normas de ejecución. Mantenimiento rutinario y periódico por estándar” de la Dirección Nacional de Mantenimiento del Ministerio de Obras Públicas.

(***) – Alcantarilla a rellenar o a demoler

Nota: ALC = Alcantarilla.

En el Apéndice n.º1, se presenta el inventario realizado, con fotos ilustrativas de cada obra de drenaje transversal.

El cálculo de las alcantarillas existentes ha sido hecho con el programa HY-8 y se presentan los listados de resultados y salidas graficas / esquemas en el Apéndice n.º2.

A continuación, se ha realizado el análisis de aprovechamiento de las obras de drenaje existente, como se muestra seguidamente, en una tabla resumen.

Tabla 4.2 – Análisis de aprovechamiento de las obras transversales existentes (Resumen del cálculo hecho con HY-8)

Cuenca	ALC (Estación)	ALC Existente Ancho x Alto / ϕ	Cumple	Caudal (T=20 años) (m ³ /s)	Solución Adoptada
-	ALC – 24+635	Alcantarilla d= 0,60m	-	-	Limpieza, alcantarilla existente sin intervención
-	ALC – 24+700	Alcantarilla d= 0,60m	-	-	Limpieza, alcantarilla existente sin intervención
-	ALC – 24+760	Alcantarilla d= 0,60m	-	-	Limpieza, alcantarilla existente sin intervención
-	ALC – 25+945	Alcantarilla d= 0,90m	-	-	Alcantarilla para rellenar o demoler
C-59	ALC – 28+250 / ALC – 4+215	Cajón 1.95 x 1.10	NO	13.23	Alcantarilla para rellenar o demoler; se sustituye por una otra alcantarilla cajón

4.4. DIMENSIONES DE LAS OBRAS TRANSVERSALES PROYECTADAS, A REEMPLAZAR O A PROLONGAR Y COMPROBACIÓN DE SU VALIDEZ

4.4.1. INTRODUCCIÓN

Partiendo de las cuencas y caudales definidos en apartados anteriores y del inventario de las obras de drenaje existentes en el tramo de la variante y siguiendo los criterios indicados en el Pliego de Cargos, se han calculado las dimensiones de las obras transversales y encauzamientos a implantar para dar continuidad a los actuales cauces.

Las obras tendrán control de entrada con relación $H_w < 1.2D$ (siempre que ha sido posible) y una relación de $d/D < 0.80$.

En lo que respecta a las pendientes, estas cumplirán la velocidad de flujo de salida mínima de 1m/s y media de 5 m/s.

El recubrimiento mínimo de la corona de la tubería será de 0.45m hasta la parte inferior de la estructura del pavimento. Cuando el recubrimiento sea inferior a 0.45m será necesario el diseño de una losa tipo puente sobre las tuberías.

Los diámetros de las tuberías circulares contempladas son de $\phi 0.91m$, $\phi 1.22m$, $\phi 1.52m$ y $\phi 1.83m$, de los cajones son de 1.83mx1.83m, 2.44mx2.13m y doble de 3.05mx3.05m.

El cálculo de las pequeñas obras de drenaje transversal (tuberías y cajones) se ha realizado a través del HY-8 de La Federal Highway Administration (FHWA), que, partiendo de los datos iniciales como el caudal de diseño, la geometría de la obra propuesta, la longitud, la pendiente, etc., determina entre otros, el tipo de régimen, el calado, la velocidad, la altura del agua a la entrada y el tipo de control dominante, que deberá ser el de entrada.

Para el dimensionamiento se ha empleado un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.013 tanto para los tubos, como para los cajones de concreto.

4.4.2. OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL

o CAMP ESTE – RAMAL C – ALC 0+118

En esta estación, se proyecta una alcantarilla de 1.52m. Los caudales generados por las áreas interiores definidas por los ramales y por el vial principal se conducen a través de esta tubería hasta el Río Capira.

Para el caudal de diseño de 50 años se cumple la condición de $H_w < 1.2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 80% de la altura de la sección. La velocidad a salida es de 2.72m/s.

○ **CAMP ESTE – RAMAL E – ALC 0+019**

En la estación 0+019, se proyecta una alcantarilla de 1.52m. Los caudales generados por las áreas interiores definidas por los ramales y por el vial principal se conducen a través de esta tubería hasta la alcantarilla del Ramal C.

Para el caudal de diseño de 50 años se cumple la condición de $H_w < 1,2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 80% de la altura de la sección. La velocidad a salida es de 2.61m/s.

○ **CAMP – VIAL PRINCIPAL – ALC 0+150**

En esta estación, se proyecta una alcantarilla de 1.22m. Los caudales generados por las áreas interiores definidas por los ramales y por el vial principal se conducen a través de esta tubería hasta la alcantarilla del Ramal E.

Para el caudal de diseño de 50 años se cumple la condición de $H_w < 1,2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 80% de la altura de la sección. La velocidad de salida es de 2.37m/s.

○ **CAMP – VIAL PRINCIPAL – ALC 0+270**

En la Variante, estación 0+270, asociada a la cuenca C-51, se proyecta una alcantarilla cajón doble de 3.05m de ancho por 3.05m de alto.

Para el caudal de diseño de 50 años se cumple la condición de $H_w < 1,2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 80% de la altura de la sección. La velocidad de salida es de 4.76m/s y el caudal de diseño se conduce hasta el Río Capira a través del encauzamiento 7.

En esta alcantarilla se proyecta una protección del talud hasta la cuota 133.50m, de modo que el talud de la vía no sea afectado para el caudal de diseño de 50 años.

○ **CAMP ESTE – RAMAL F – ALC 0+239**

En esta estación, se proyecta una alcantarilla de 0.91m. Los caudales generados por las áreas interiores definidas por los ramales y por el vial principal se conducen a través de esta tubería hasta el encauzamiento 5 y seguirán por la alcantarilla en la estación 0+270 del vial principal.

Para el caudal de diseño de 50 años se cumple la condición de $H_w < 1,2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 80% de la altura de la sección. La velocidad a salida es de 2.01m/s.

○ **Canal trapezoidal en concreto – Encauzamiento 1**

El canal trapezoidal 1 en concreto, conduce el caudal de la pequeña cuenca que se forma entre el vial principal y los puntos altos del terreno. Conduce un caudal de 1.26m³/s para 50 años. Aguas abajo se conecta con el encauzamiento 4.

○ **Canal trapezoidal en concreto – Encauzamiento 4**

El canal trapezoidal en concreto asociado a la cuenca C-51A conduce el caudal de 50 años producido por las cuencas C-51A y C-53, o sea un caudal de 34.25m³/s. El cauce natural que cruza el retorno se desvía por el canal trapezoidal bordeando el Ramal B2 del retorno de Campana Este, conectando con el encauzamiento 5, aguas abajo. La velocidad en el canal es de 4.72m/s.

○ **Canal trapezoidal en concreto – Encauzamiento 6**

El canal trapezoidal 6 en concreto asociado a la cuenca C-51 conduce un caudal para 50 años de 66.89m³/s. Aguas arriba se conecta con el encauzamiento 4 y aguas abajo se conecta con la alcantarilla del Vial principal – ALC – 0+270 que es una alcantarilla cajón doble de 3.05m de ancho por 3.05m de alto.

○ **Canal trapezoidal en concreto – Encauzamiento 7**

El canal trapezoidal en concreto asociado a la cuenca C-52 conduce el caudal de 50 años producido por las cuencas C-51 y C-52, o sea un caudal de 90.97m³/s. El cauce natural que cruza el retorno se desvía por el canal trapezoidal bordeando la Glorieta 1 del retorno de Campana Este, conectando con el cauce natural (Río Capira) aguas abajo. La velocidad en el canal es de 4.87m/s.

○ **CAMP – VIAL PRINCIPAL – ALC 0+615**

En la Variante, estación 0+615, asociada a la cuenca C-53, se proyecta una tubería de 1.83m.

Para el caudal de diseño de 50 años se cumple la condición de $H_w < 1,2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 80% de la altura de la sección. La velocidad a salida es de 3.26m/s.

○ **CAMP ESTE – RAMAL B2 – ALC 0+227**

En esta estación, se proyecta una alcantarilla de 1.83m, asociada a la cuenca C-53. Esta tubería se encuentra aguas abajo de la tubería Camp – Vial principal – ALC 0+615 .

Para el caudal de diseño de 50 años se cumple la condición de $H_w < 1,2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 80% de la altura de la sección. La velocidad de salida es de 3.21m/s.

○ **Canal trapezoidal en concreto – Encauzamiento 11**

El canal trapezoidal en concreto conduce el caudal de 50 años producido por la cuenca C-54 que es de 1.25m³/s. El cauce natural que cruza el Restablecimiento Panamericana es conducido por este canal hasta el cauce natural aguas abajo, eliminando así una tubería.

El canal trapezoidal bordea el Restablecimiento Panamericana, con una velocidad en el canal de 1.84m/s.

○ **CAMP – VIAL PRINCIPAL – ALC 1+279**

En la Variante, estación 1+279, asociada a la cuenca C-54A, se proyecta una tubería de 1.22m.

Para el caudal de diseño de 50 años se cumple la condición de $H_w < 1,2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 80% de la altura de la sección. La velocidad de salida es de 3.11m/s.

○ **CAMP – VIAL PRINCIPAL – ALC 2+089**

En la Variante, estación 2+089, asociada a la cuenca C-55, se proyecta una alcantarilla cajón de 1.83mx1.83m.

Para el caudal de diseño de 50 años se cumple la condición de $H_w < 1,2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 80% de la altura de la sección. La velocidad de salida es de 4.06m/s.

La altura del relleno sobre el dintel de la alcantarilla es superior a nueve metros. Por este motivo se ha proyectado una losa complementaria para el cajón, de acuerdo con lo indicado en el plano de detalle de la alcantarilla.

○ **CAMP REST PANAMERICANA – ALC 0+490**

En el Restablecimiento Panamericana, estación 0+490, asociada a la cuenca C-55A, se proyecta una tubería de 0.91m.

Para el caudal de diseño de 50 años se cumple la condición de $H_w < 1,2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 80% de la altura de la sección. La velocidad de salida es de 1.86m/s.

○ **CAMP RECT PANAMERICANA – ALC 0+209**

En la Rectificación Panamericana, estación 0+209, asociada a la cuenca C-56, se proyecta una tubería de 1.52m.

Para el caudal de diseño de 50 años se cumple la condición de $H_w < 1,2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 80% de la altura de la sección. La velocidad de salida es de 4.83m/s.

○ **CAMP OESTE – RAMAL D – ALC 0+069**

En esta estación, se proyecta una alcantarilla de 1.22m. Los caudales generados por las áreas interiores definidas por los ramales se conducen a través de esta nueva tubería, que conecta con la tubería de cruce del Ramal B en la estación 0+541.

Para el caudal de diseño de 50 años se cumple la condición de $H_w < 1,2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 80% de la altura de la sección. La velocidad de salida es de 2.79m/s.

○ **CAMP OESTE – RAMAL B – ALC 0+541**

En esta estación, se proyecta una alcantarilla de 1.22m. Los caudales generados por las áreas interiores definidas por los ramales se conducen a través de esta tubería, que conecta con la tubería de cruce del camino 2 en la estación 0+699.

Para el caudal de diseño de 50 años se cumple la condición de $H_w < 1,2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 80% de la altura de la sección. La velocidad de salida es de 2.86m/s.

○ **CAMP OESTE – CAMINO 2 – ALC 0+699**

En esta estación, se proyecta una alcantarilla de 1.22m. Los caudales generados por las áreas interiores definidas pelos ramales serán conducidos a través de esta tubería hasta el cauce natural.

Para el caudal de diseño de 50 años se cumple la condición de $H_w < 1,2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 80% de la altura de la sección. La velocidad de salida es de 2.74m/s.

○ **CAMP – VIAL PRINCIPAL – ALC 4+215**

En el vial principal, estación 4+215, asociada a la cuenca C-59, se proyecta una alcantarilla cajón de 2.44mx2.13m que sustituirá a la alcantarilla cajón existente de 1.95mx1.10m. En el cálculo del caudal de diseño se consideró 20 años de período de retorno, por situarse en el tramo de ampliación de la actual carretera.

Para el caudal de diseño se cumple la condición de $H_w < 1,2D$ y se tiene una altura de flujo uniforme en el interior que no sobrepasa el 80% de la altura de la sección. La velocidad a salida es de 3.91m/s.

Seguidamente se muestra una tabla resumen de las obras.

El cálculo de las alcantarillas nuevas se ha realizado con el programa HY-8 y se presentan los listados de resultados y las salidas graficas / esquemas en el Apéndice n.º3.

Tabla 4.3 – Análisis de las obras transversales existentes y su actuación (Resumen del cálculo hecho con HY-8)

Cuenca	ALC (Estación)	ALC Existente Ancho x Alto / ø	Cumple	Caudal (T=20 años) (m³/s)	Caudal (T=50 años) (m³/s)	Hw	1,2 D 1,2 H	Hw < 1,2 D	d (hu)	hu/D	hu/D < 0,8	Solución Adoptada
-	ALC – 24+635	Alcantarilla d= 0,60m	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Limpieza, alcantarilla existente sin intervención
-	ALC – 24+700	Alcantarilla d= 0,60m	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Limpieza, alcantarilla existente sin intervención
-	ALC – 24+760	Alcantarilla d= 0,60m	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Limpieza, alcantarilla existente sin intervención
-	ALC – 25+945	Alcantarilla d= 0,90m	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Limpieza, alcantarilla existente sin intervención
C-59	ALC – 28+250 / ALC - 4+215	Cajón 1.95 x 1.10	NO	13.23	-	2.21	1.32	falso	0.61	0.55	ok	Sustitución del cajón existente por un cajón de 2.44m x 2.13m

Tabla 4.4 – Análisis de las obras transversales nuevas / intervenciones y su actuación (Resumen del cálculo hecho con HY-8)

Cuenca	ALC (Estación)	Caudal (T=20 años) (m ³ /s)	Caudal (T=50 años) (m ³ /s)	Solución Adoptada	ALC Proyectada Ancho x Alto / ø	Pendiente (%)	Hw	1,2xD o 1,2xH	Hw < 1,2xD	d (hu)	hu/D	hu/D < 0,8	Sección de control del flujo	Velocidad (m/s)	Zampeado	Flow Type	Canales	Obsv.
-	CAMP ESTE - RAMAL C - ALC0+118	-	1.54	Nueva alcantarilla de 1.52m	Alcantarilla d=1.52m	0.80	0.90	1.82	ok	0.49	0.32	ok	Entrada	2.72	-	1 - S2n	Sí	-
-	CAMP ESTE - RAMAL E - ALC0+019	-	1.15	Nueva alcantarilla de 1.52m	Alcantarilla d=1.52m	0.80	0.75	1.82	ok	0.42	0.28	ok	Entrada	2.61	-	1 - S2n	Sí	-
-	CAMP - VIAL PRINCIPAL - ALC 0+150	-	0.67	Nueva alcantarilla de 1.22m	Alcantarilla d=1.22m	0.80	0.60	1.46	ok	0.35	0.29	ok	Entrada	2.37	-	1 - S2n	Sí	-
C-51	CAMP - VIAL PRINCIPAL - ALC 0+270	-	66.89	Nueva alcantarilla doble cajón de 3.05mx3.05m	Cajón doble 3.05mx3.05m	0.40	3.71	3.55	ok	2.30	0.75	ok	Entrada	4.76	-	5 - S2n	Sí	-
-	CAMP ESTE - RAMAL F - ALC 0+239	-	0.75	Nueva alcantarilla de 0.91m	Alcantarilla d=0.91m	0.50	0.76	1.09	ok	0.48	0.53	ok	Entrada	2.01	-	1 - S2n	Sí	-
C-51A	-	-	34.26	Encauzamiento 4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Conduce el caudal producido por las cuencas C- 51A y C-53
C-52	-	-	90.97	Encauzamiento 7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Conduce el caudal producido por las cuencas C- 51 y C-52
C-53	CAMP - VIAL PRINCIPAL - ALC 0+615	-	4.72	Nueva alcantarilla de 1.83m	Alcantarilla d=1.83m	0.54	1.62	2.20	ok	0.93	0.51	ok	Entrada	3.26	-	1 - S2n	Sí	-
	CAMP ESTE - RAMAL B2 - ALC 0+227	-	4.72	Nueva alcantarilla de 1.83m	Alcantarilla d=1.83m	0.52	1.62	2.20	ok	0.94	0.51	ok	Entrada	3.21	-	1 - S2n	Sí	-
C-54	-	-	1.25	Encauzamiento 11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C-54A	CAMP - VIAL PRINCIPAL - ALC 1+279	-	1.58	Nueva alcantarilla de 1.22m	Alcantarilla d=1.22m	1.00	1.02	1.46	ok	0.51	0.42	ok	Entrada	3.11	Sí	1 - S2n	-	-

Cuenca	ALC (Estación)	Caudal (T=20 años) (m³/s)	Caudal (T=50 años) (m³/s)	Solución Adoptada	ALC Proyectada Ancho x Alto / ø	Pendiente (%)	Hw	1,2xD o 1,2xH	Hw < 1,2xD	d (hu)	hu/D	hu/D < 0,8	Sección de control del flujo	Velocidad (m/s)	Zampeado	Flow Type	Canales	Obsv.
C-55	CAMP - VIAL PRINCIPAL - ALC 2+089	-	7.25	Nueva alcantarilla cajón de 1.83mx1.83m	Cajón 1.83mx1.83m	1.20	1.82	2.20	ok	0.79	0.43	ok	Entrada	4.06	Sí	1 - S2n	Sí	-
C-55A	CAMP REST PANAMERICANA - ALC 0+490	-	0.54	Nueva alcantarilla de 0.91m	Alcantarilla d=0.91m	0.50	0.62	1.09	ok	0.40	0.44	ok	Entrada	1.86	Sí	1 - S2n	-	-
C-56	CAMP RECT. PANAMERICANA - ALC 0+209	-	3.38	Nueva alcantarilla de 1.52m	Alcantarilla d=1.52m	2.50	1.45	1.82	ok	0.55	0.36	ok	Entrada	4.83	Sí	1 - S2n	-	-
C-58	CAMP OESTE - RAMAL D - ALC 0+069	-	1.40	Nueva alcantarilla de 1.22m	Alcantarilla d=1.22m	1.00	0.95	1.46	ok	0.48	0.39	ok	Entrada	2.79	-	1 - S2n	-	-
	CAMP OESTE - RAMAL B - ALC 0+541	-	1.40	Nueva alcantarilla de 1.22m	Alcantarilla d=1.22m	1.00	0.95	1.46	ok	0.48	0.39	ok	Entrada	2.86	-	1 - S2n	Sí	-
	CAMP OESTE - CAMINO 2 - ALC 0+699	-	1.40	Nueva alcantarilla de 1.22m	Alcantarilla d=1.22m	1.00	0.95	1.46	ok	0.48	0.39	ok	Entrada	2.74	Sí	1 - S2n	-	-
C-59	CAMP - VIAL PRINCIPAL - ALC 4+215	13.23	-	Sustitución del cajón existente por un cajón de 2.44mx2.13m	Cajón 2.44mx2.13m	0.50	2.26	2.56	ok	1.32	0.62	ok	Entrada	3.91	-	5 - S2n	-	Alcantarilla en final del vial principal en lo tramo de ampliación del tranco

4.5. ENCAUZAMIENTOS

Los encauzamientos necesarios tienen revestimiento en hormigón y sección trapezoidal adecuada a cada situación. En los taludes en terreno de relleno y de corte se debe hacer la aplicación de hidrosiembrado.

Los cálculos de los encauzamientos se presentan en el Apéndice N°4.

4.6. CLASE RESISTENTE DE TUBERÍAS

La clase de las alcantarillas se calculó a través del programa de la "Asociación de Fabricantes de Tubos de Hormigón Armado – ATHA", teniendo en cuenta el tipo de apoyo, terreno y las cargas actuantes.

Los cálculos de la clase resistente de las tuberías se presentan en el Apéndice N°4.

5. SECCIONES TIPO Y DETALLES ESENCIALES

Las secciones tipo, así como los detalles esenciales de los elementos que se incluyen en este proyecto, se definen en los planos de detalle.

6. ESTUDIO HIDRÁULICO DEL RÍO CAPIRA

6.1. INTRODUCCIÓN

Una de las actuaciones en el Corredor Las Playas, Panamericana - Tramo 1: La Chorrera – Santa Cruz (Panamá) es la variante de Campana que implica la construcción de 2 puentes nuevos, situados aguas arriba y aguas abajo del puente existente sobre el Río Capira. Para el diseño de estas nuevas infraestructuras se ha realizado este estudio hidráulico que permitirá definir la ubicación de los estribos y la altura del tablero de cada uno de estos 2 puentes a construir.

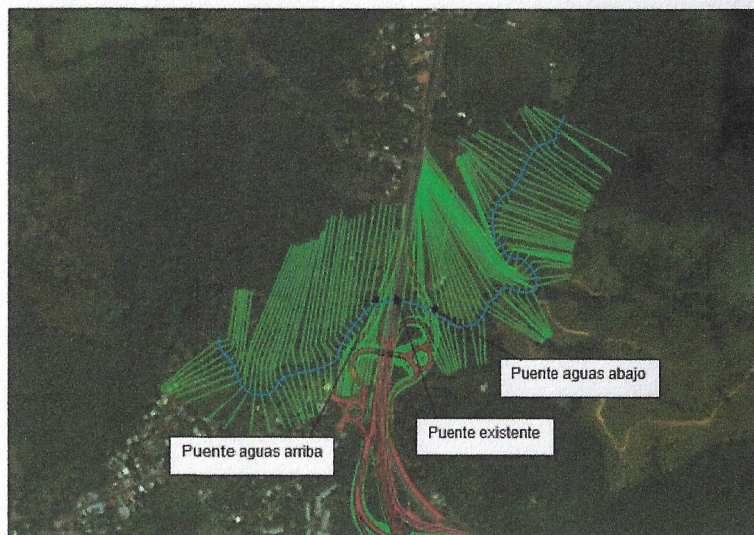


Figura 1.- Corredor Las Playas, Tramo 1. Variante de Campana

6.2. OBJETIVO

El objetivo del presente apartado es describir el estudio hidráulico realizado del tramo del río Capira situado en el entorno de la actuación de la Variante Campana correspondiente con la ampliación del Corredor Las Playas. Como se ha comentado, sobre este río Capira se construirán 2 puentes para la ampliación del Corredor. Para ello se ha empleado el software de modelización hidráulica HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center's - River Analysis System) desarrollado por el *US Army Corps of Engineers* y referencia dentro de su campo.

En este estudio se ha simulado el siguiente escenario:

Se han definido en el modelo hidráulico cada uno de los puentes nuevos a construir y mediante la simulación del caudal de avenida correspondiente a los 100 años de período de retorno **se ha comprobado que la cota inferior del tablero de cada uno de los puentes está situada a una altura superior a 1,80 m sobre la lámina de agua resultante.**

Además, se han estudiado los caudales para 10, 20, 50 y 100 años de período de retorno para la definición de las correspondientes llanuras de inundación.

6.3. DESCRIPCIÓN DEL ÁMBITO DE ESTUDIO

La modelización hidráulica realizada en el río Capira para la Variante de Campana consta de 1 tramo con las siguientes características:

- Tramo del río Capira con unos 1.752 metros de longitud, que se puede dividir tomando de referencia el puente existente. El tramo aguas arriba de este puente es de unos 710 metros, mientras que el tramo aguas abajo es de unos 1.042 metros. Como se ha comentado, los nuevos puentes a construir están ubicados muy próximos al puente existente, situándose uno de ellos unos metros aguas arriba y el otro unos metros aguas abajo de esta infraestructura existente.

El tramo en estudio es el siguiente:



Figura 2.- Tramo del río Capira modelizado

6.4. ESCENARIOS SIMULADOS

Se ha realizado la simulación de los caudales de avenida para 10, 20, 50 y 100 años de período de retorno.

6.5. CAUDALES DE AVENIDA CONSIDERADOS

Los caudales de avenida para los diferentes periodos de retorno considerados se han calculado en cada uno de los puentes nuevos (aguas arriba y aguas abajo). Los valores asignados en cada punto se presentan en la siguiente tabla y su ubicación en la siguiente figura:

Tabla 6.1 – Caudales asignados al modelo hidráulico

DESCRIPCIÓN DEL PUNTO	QMAX (m³/s) T=10 AÑOS	QMAX (m³/s) T=20 AÑOS	QMAX (m³/s) T=50 AÑOS	QMAX (m³/s) T=100 AÑOS
Puente aguas arriba	134.35	158.64	191.82	216.91
Puente aguas abajo	143.35	169.26	204.66	231.43

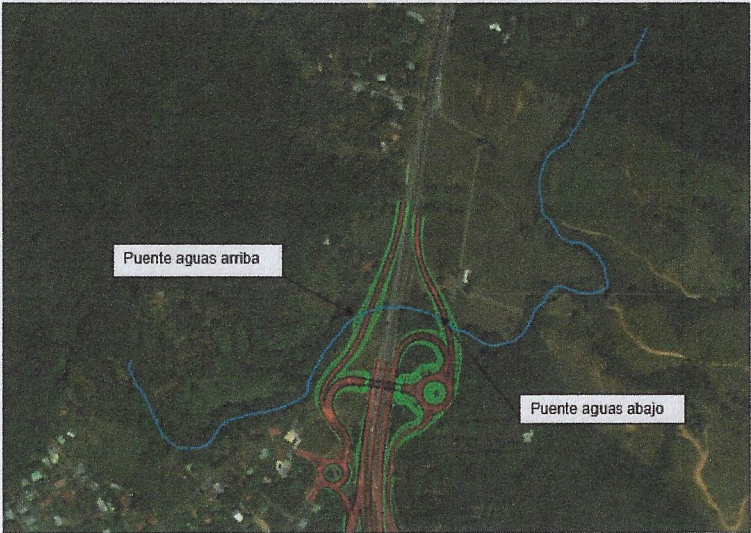


Figura 3.- Ubicación de caudales asignados al modelo hidráulico

6.6. MODELIZACIÓN HIDRÁULICA

El modelo elaborado en HEC-RAS se presenta en la siguiente figura:



Figura 4.- Modelo hidráulico en HEC-RAS

6.6.1. DEFINICIÓN DE LOS PUENTES INTRODUCIDOS EN EL MODELO HIDRÁULICO

En este apartado se presenta la definición de los puentes introducidos en el modelo hidráulico.

Los puentes en el modelo están situados en las siguientes secciones transversales:

TRAMO	SECCIÓN	PUENTE
Río Capira	1105	PUENTE AGUAS ARRIBA
Río Capira	1060	PUENTE EXISTENTE
Río Capira	964	PUENTE AGUAS ABAJO

○ PUENTE EXISTENTE

A continuación, se presenta la definición geométrica del puente existente. Se presenta un croquis con acotaciones del puente existente.

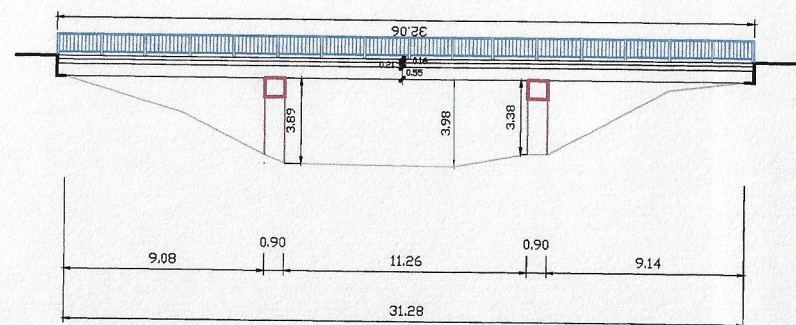


Figura 5.- Croquis desde aguas arriba del puente existente

Partiendo del croquis anterior se ha definido el puente existente en el modelo hidráulico.

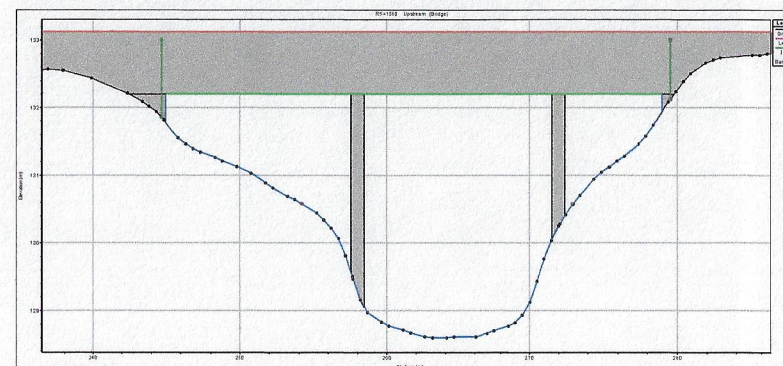


Figura 6.- Vista desde aguas arriba del puente existente en la sección 1060 del modelo

○ PUENTE AGUAS ARRIBA

El puente situado aguas arriba del existente se ha definido en el modelo en base al siguiente esquema.

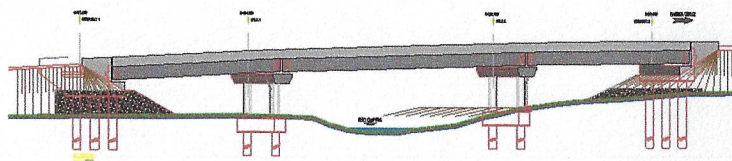


Figura 7.- Esquema del alzado oeste del puente aguas arriba

- Cota inferior del tablero = +135.39 m
- Puente con 2 pilas, se indica la luz libre de cada uno de los 3 vanos:
 - Vano 1 = 19.5 m
 - Vano 2 = 30 m
 - Vano 3 = 19.5 m

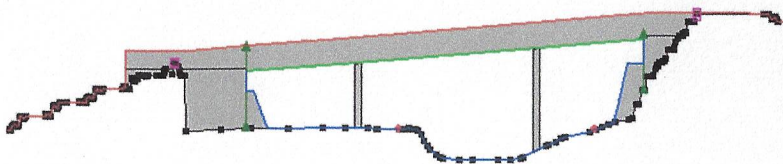


Figura 8.- Vista desde aguas arriba del puente Aguas arriba en la sección 1105 del modelo

○ PUENTE AGUAS ABAJO

El puente situado aguas abajo del existente se ha definido en el modelo en base al siguiente esquema.

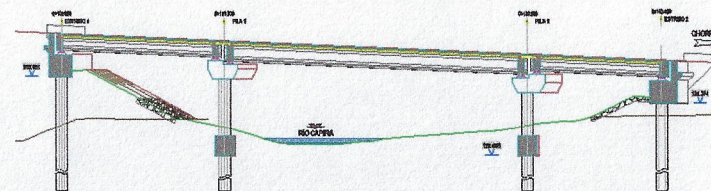


Figura 9.- Esquema de la sección del puente aguas abajo

- Cota inferior del tablero = + 133.54 m
- Puente con 2 pilas, se indica la luz libre de cada uno de los 3 vanos:
 - Vano 1 = 13 m
 - Vano 2 = 25.5 m
 - Vano 3 = 19.9m

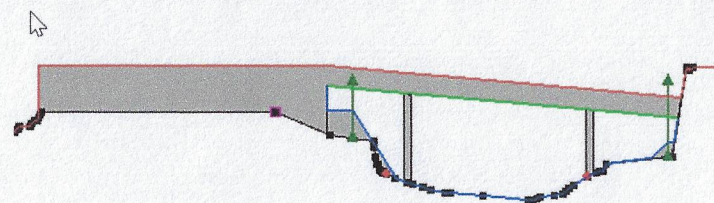


Figura 10.- Vista desde aguas arriba del puente existente en la sección 964 del modelo

6.6.2. COEFICIENTES DE RUGOSIDAD APLICADOS

Los coeficientes de n Manning habitualmente utilizados en los estudios hidráulicos pueden consultarse en la siguiente tabla:

Tabla 6.2 – Coeficientes de Manning

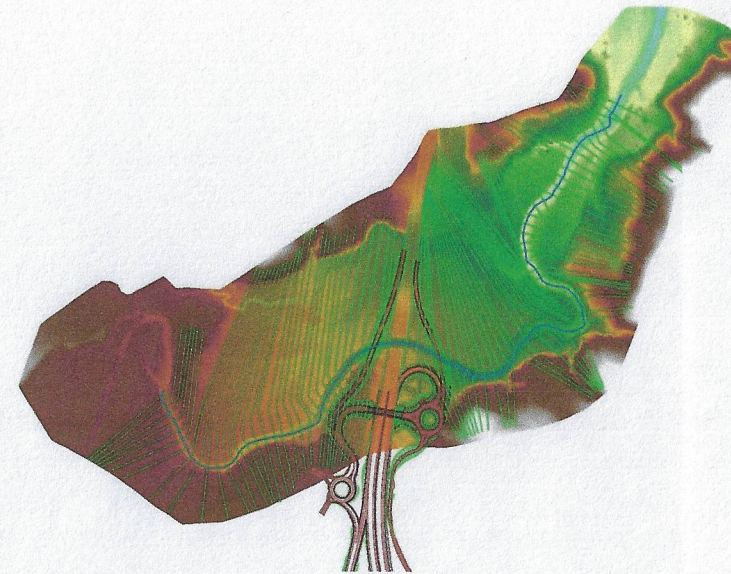
Canales de matacán repellado	0.012
Canales de matacán liso y fondo de tierra	0.020
Cauce de tierra lisa con vegetación rasante	0.025
Pradera o arbustos	0.05
Vegetación dispersa	0.08
Bosque	0.13
Árboles	0.12

En este estudio se han considerado coeficientes de Manning muy conservadores tanto para el cauce como para las llanuras de inundación. Son los siguientes:

- Cauce del río: 0.04
- Llanuras de inundación: 0.10

6.6.3. MODELO DIGITAL DEL TERRENO

El modelo digital del terreno (MDT) en coordenadas UTM empleado en la zona de estudio se presenta la siguiente figura.

**Figura 11.- Modelo digital del terreno**

6.6.4. RESULTADOS DE LA MODELIZACIÓN HIDRÁULICA: CAUDAL DE AVENIDA T100

Los resultados obtenidos para la simulación de los caudales de avenida de 100 años de período de retorno en las secciones donde se han definido los puentes nuevos contemplados en la actuación proyectada en la zona de estudio son los siguientes.

○ PUENTE AGUAS ARRIBA

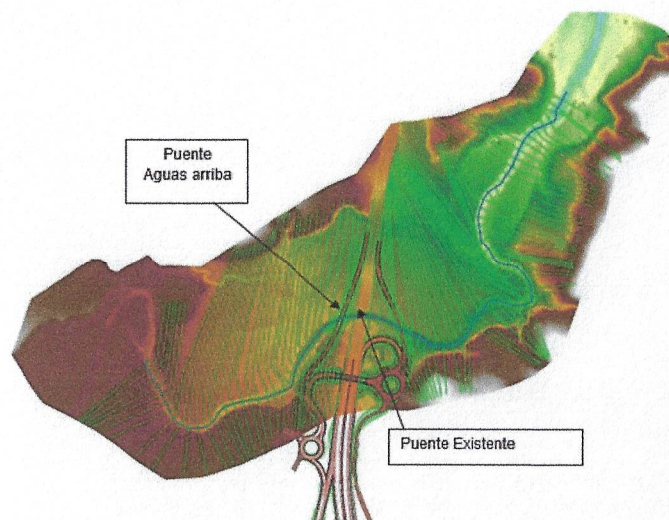


Figura 12.- Ubicación del puente Aguas arriba en el modelo hidráulico

En el puente Aguas arriba, ubicado en la sección 1105 del tramo Alto del río Capira, los resultados son los siguientes:

- Cota máxima de agua bajo el puente ($T=100$ años) = +133.51 m
- Cota inferior del tablero del puente = +135.39 m

Por lo tanto, el resguardo existente para el T100 es de +1.88 m.

El resumen de los resultados hidráulicos en este puente aguas arriba se presenta a continuación.

Tabla 6.3 – Resultados hidráulicos T100 para el Puente Aguas arriba

River:	Capira	Profile:	T100	
Reach:	Capira	RS:	1105	Plan: julio_19
Plan: julio_19 Capira Capira RS: 1105 Profile: T100				
E.G. US. (m)	133.62	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	133.53	E.G. Elev (m)	133.62	133.61
Q Total (m3/s)	216.91	W.S. Elev (m)	133.51	133.48
Q Bridge (m3/s)	216.91	Crit W.S. (m)	131.50	131.55
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	4.59	4.63
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	1.21	1.22
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	178.60	177.77
Weir Submerg		Froude # Chl	0.26	0.28
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	334.97	329.47
Min El Weir Flow (m)	137.16	Hydr Depth (m)	3.02	2.95
Min El Prs (m)	137.66	W.P. Total (m)	74.49	74.47
Delta EG (m)	0.02	Conv. Total (m3/s)	7044.5	6678.2
Delta WS (m)	0.03	Top Width (m)	59.09	60.36
BR Open Area (m2)	360.29	Frctn Loss (m)	0.01	0.00
BR Open Vel (m/s)	1.22	C & E Loss (m)	0.00	0.01
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	22.29	24.70
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	27.07	30.13

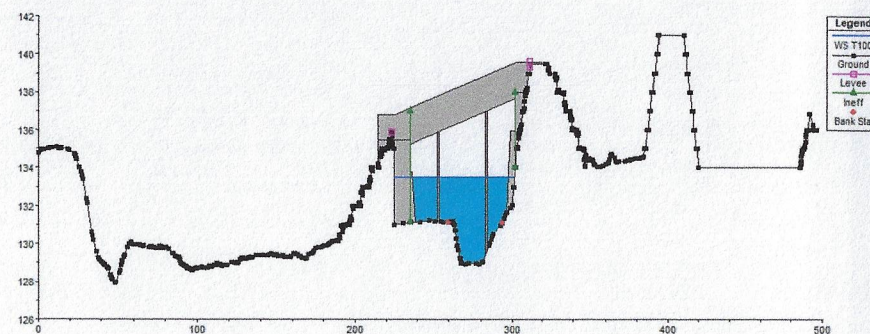


Figura 13.- Sección aguas arriba del Puente Aguas arriba: T100

En el anexo correspondiente se incluyen los datos para los demás periodos de retorno estudiados.

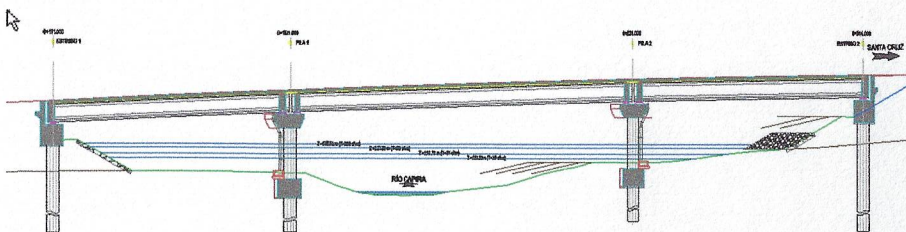


Figura 14.- Sección del puente con alturas de lámina de agua

Tabla 6.4 – Altura de lámina de agua para cada periodo de retorno

Puente Sección 1105	Cotas Sección aguas arriba del puente (m)
T100	133.51
T50	133.20
T20	132.72
T10	132.33

○ PUENTE AGUAS ABAJO

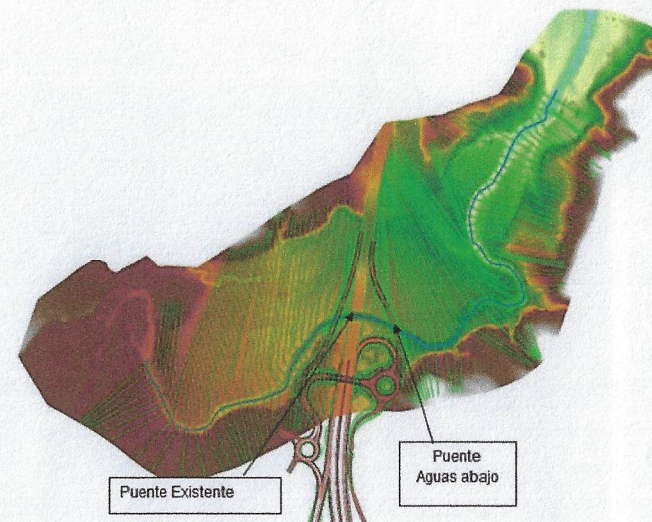


Figura 15.- Ubicación del puente Aguas abajo en el modelo hidráulico

En el puente Aguas abajo, ubicado en la sección 964 del tramo Alto del río Capira, los resultados son los siguientes:

- Cota máxima de agua en la sección aguas arriba (T=100 años) = +131.24 m
- Cota inferior del tablero del puente = +133.54 m

Por lo tanto, el resguardo existente para el T100 es de +2.3 m.

El resumen de los resultados hidráulicos en este puente Aguas abajo se presenta a continuación.

Tabla 6.5 – Resultados hidráulicos T100 para el Puente Aguas abajo

River:	Capira	Profile:	T100
Reach:	Capira	RS:	964
Plan:	julio_19	Capira	Capira RS: 964
Profile:	T100	Profile:	T100
E.G. US. (m)	131.70	Element	Inside BR US
W.S. US. (m)	131.33	E.G. Elev (m)	131.69
Q Total (m3/s)	216.91	W.S. Elev (m)	131.22
Q Bridge (m3/s)	216.91	Crit W.S. (m)	130.46
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	3.22
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	2.78
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	78.02
Weir Submerg		Froude # Chl	0.59
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	166.57
Min El Weir Flow (m)	135.05	Hydr Depth (m)	2.11
Min El Prs (m)	135.73	W.P. Total (m)	45.60
Delta EG (m)	0.10	Conv. Total (m3/s)	3004.6
Delta WS (m)	0.04	Top Width (m)	36.97
BR Open Area (m2)	214.18	Frctn Loss (m)	0.04
BR Open Vel (m/s)	2.78	C & E Loss (m)	0.01
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	87.46
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	243.14

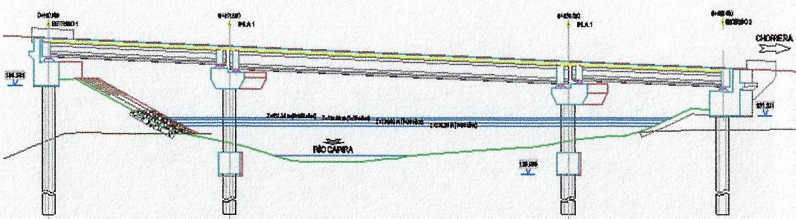


Figura 17.- Sección del puente con alturas de lámina de agua

Tabla 6.6 – Altura de lámina de agua para cada periodo de retorno

Puente Sección 964	Calados Sección aguas arriba del puente
T100	131.24
T50	131.08
T20	130.82
T10	130.59

6.7. JUSTIFICACIÓN HIDRÁULICA DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

En el Apéndice N°.5 podemos observar que la variación del perfil hidráulico es prácticamente el mismo en todo el tramo de estudio para la situación actual y la de proyecto, variando únicamente entre las secciones 880 y 1600, es decir, en el tramo que va desde el puente existente hasta unos 60 m aguas abajo del puente del Ramal D.

Para la avenida de 10 años de periodo de retorno en el Ramal A se alcanza 1,2 m de altura de agua en el talud izquierdo, mientras que en la parte derecha el agua no llega a tocar el talud. En el Ramal D, el agua alcanza 0.6 m en el talud izquierdo y 0.4 m en el derecho.

En ningún caso se alcanza a mojar los estribos, ni para T=10 años ni para T=100 años.

En el Apéndice N°.8 se analiza la afectación de los episodios de inundación a los terrenos colindantes comparando la situación actual (rojo) con la de proyecto (azul). Como puede observarse en los planos la superficie de inundación es prácticamente idéntica, observándose variaciones en la zona de actuación y un pequeño incremento de la superficie inundada

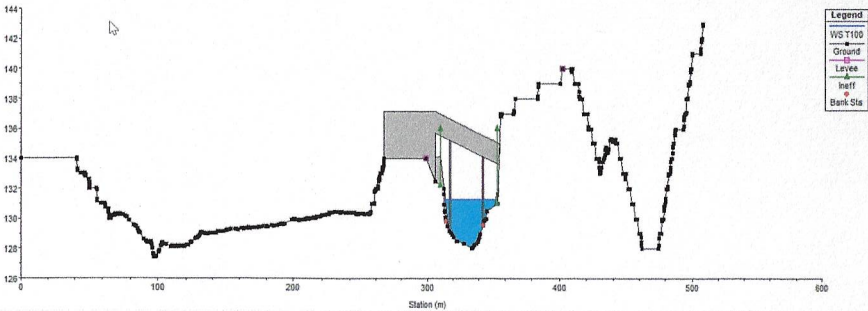


Figura 16.- Sección aguas arriba del Puente Aguas abajo: T100

inmediatamente aguas abajo del Ramal D lo que se justifica por el desplazamiento de las zonas de inundables actuales que ocupa la actuación propuesta y porque, en la situación actual el tronco del vial es rebasado por las avenidas superiores a T=10 años y en la situación de proyecto no ocurre esto ya que se sube la rasante de esta vía, por ello toda el agua que cruzaba por encima de la carretera en el proyecto pasa bajo el puente y por eso aumenta la zona inundable inmediatamente aguas abajo del Ramal D.

Se ha tanteado el aumento de luces hasta 20 m en ambos ramales sin que se apreciara ninguna mejora en las cotas de la lámina de agua.

6.8. CONCLUSIONES

De los resultados obtenidos para este escenario T100 se puede concluir que el diseño de ambos puentes nuevos a construir en esta actuación cumple con el margen mínimo de seguridad de 1.80 metros que debe existir entre la cota máxima de agua para este escenario (T100) y la cota inferior del tablero del puente.

Se observa en los perfiles que para ningún período de retorno estudiado el agua alcanza a mojar los estribos de los puentes.

Las llanuras de inundación y por tanto los terrenos afectados por las inundaciones apenas sufren cambios de la situación actual a la de proyecto.

En el Apéndice N°.5 se incluye una comparativa de la situación actual y la situación con proyecto en el entorno de los puentes.

En el Apéndice N°.6 se recogen los resultados hidráulicos obtenidos mediante el modelo realizado para cada caso de estudio.

El Apéndice N°.7 refleja las llanuras de inundación en la situación actual y en la situación del proyecto para cada período de retorno.

El Apéndice N°.8 recoge la comparación de las llanuras de inundación actual y de proyecto.

El Apéndice N°.9 incluye los perfiles de los puentes con la altura de la lámina de agua para cada período de retorno

Licencia N.º 2005-006-106

Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura



"AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1:
LA CHORRERA-SANTA CRUZ"

Consortio
Corredor Playas I


Iceacsa
GRUPO

FASE IV - VARIANTE CAMPWA
DRENAJE - OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL
PLANO DE CUENCAS
PLANTA

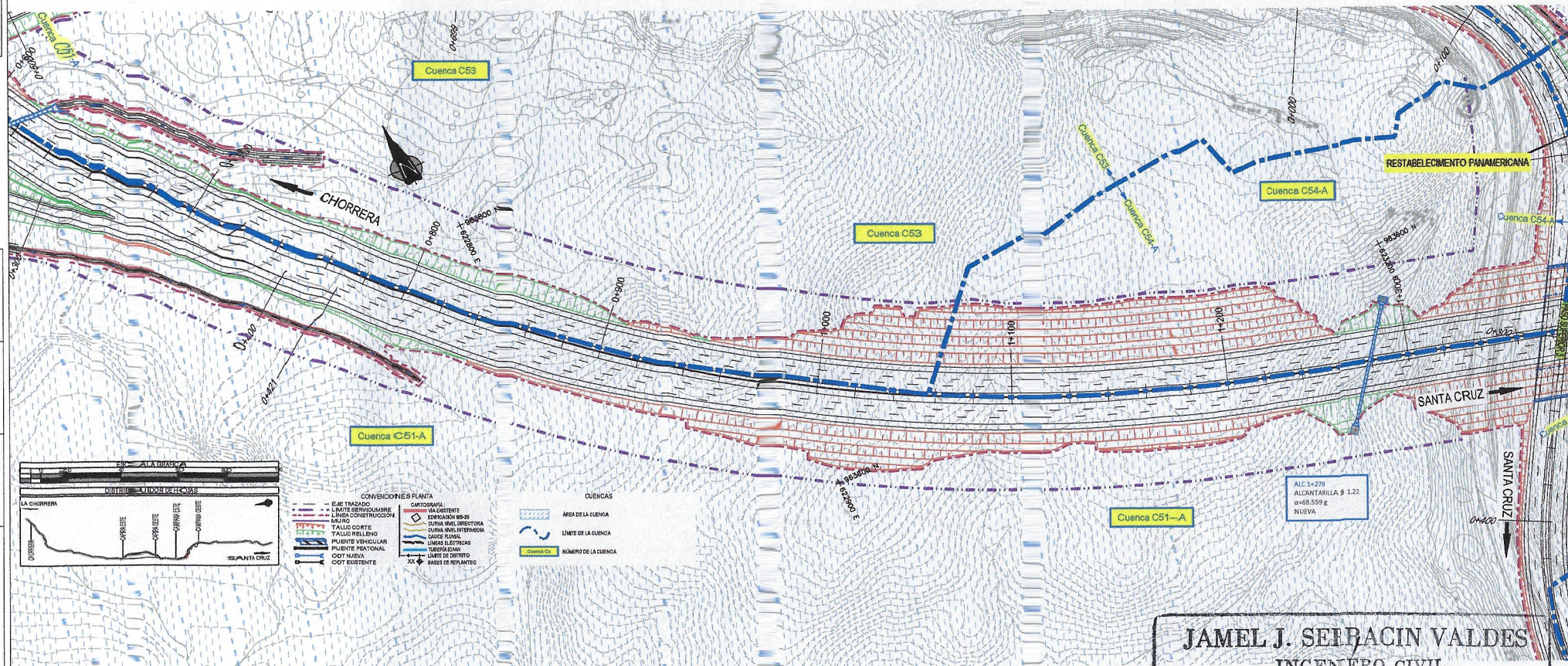
ESCALA: ORIGINAL ANSI Arch D
1/25000

hD	FECHA: JUNO 201
----	-----------------

Ley 15 del 26 de Enero de 1956
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

PLANO No. 2.10.03	FOLHA 02 DE 2
ESCALA: ORIGINAL ANSI Arch D 1/1000	FICHA: JULHO

REVISIÓN	FECHA	DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA MODIFICACIÓN	RESULTADO POR	VERIFICADO POR	APROBADO POR
1	08/07/2018	ENTREGA 1	ISABEL FERRERA	JUAN CAMPOS	J. J. SEIBACIN VALDES



JAMEL J. SEIBACIN VALDES
 INGENIERO CIVIL
 Licencia N° 2005-006-106

[Firma]

Ley 15 del 26 de Enero de 1959
 Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura



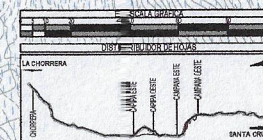
PROYECTO
**"AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1:
 LA CHORRERA-SANTA CRUZ"**

CONSTRUCTOR
 Consorcio
Corredor Playas I

DISEÑO
iceacsa
 GRUPO
 VIAPONTE

DESCRIPCIÓN
 FASE IV - VARIANTE CAMPAÑA
 DRENAJE - OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL
 PLANO DE CUENCAS
 EST. 0+700 - 1+400

PLANO N°
 2.10.03
 ESCALA: ORIGINAL ANSI A11
 1:1000
 HOJA
 FECHA



CONVENCIONES PLATA

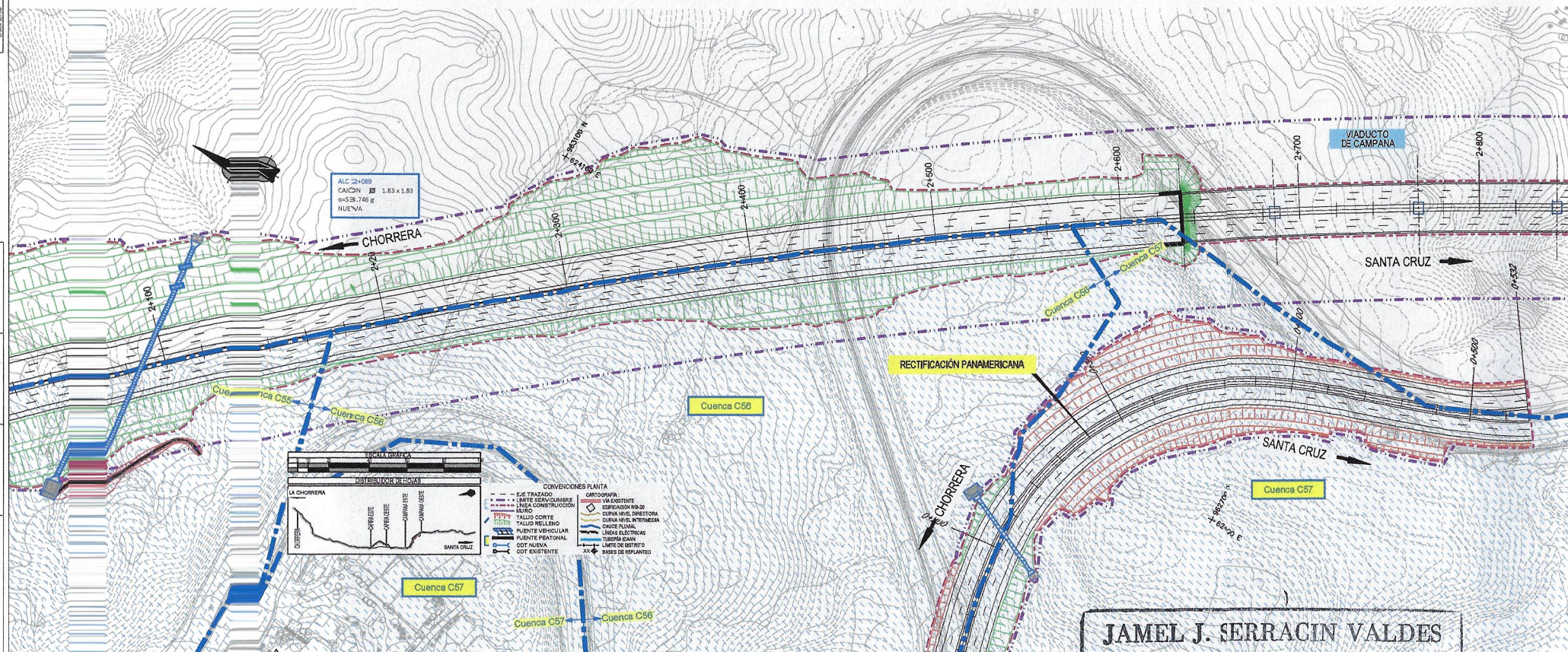
	EJE TRAZADO		CANALIZACION
	LIMITE SERVIDUMBRE		VIA EXISTENTE
	LINEA CONSTRUCCION		EDIFICACION W-20
	MURO		CURVA NIVEL DIRECTO
	TALUD CORTE		CURVA NIVEL INTERVENCION
	TALUD RELLENO		CAUCE FLUVIAL
	PUENTE VEHICULAR		LINEAS ELECTRICAS
	PUENTE PEATONAL		TUBERIA IDAN
	ODT NUEVA		LIMITE DE DISTRITO
	ODT EXISTENTE		BASES DE REPLANTACION

Diagram illustrating the components of a watershed (Cuenca):

- ÁREA DE LA CUENCA**: Represented by a blue hatched rectangle.
- LÍMITE DE LA CUENCA**: Represented by a blue dashed line.
- Cuenca Col**: Represented by a yellow box with the name "Cuenca Col".
- NÚMERO DE LA CUENCA**: Represented by a blue box with the number "1".

Licencia No. 2005-026-106

Ley 15 del 26 de Enero de 1958.
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura



JAMEL J. SERRACIN VALDES
INGENIERO CIVIL
Licencia No. 2005-006-106

FIRM

Ley 15 del 16 de Enero de 1958.
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura



PROYECTO

"AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1:
LA CHORRERA-SANTA CRUZ"

CONSTRUCTOR

Consortio
Corredor Playas I

DISEÑO	
--------	--



DESCRIPCIÓN

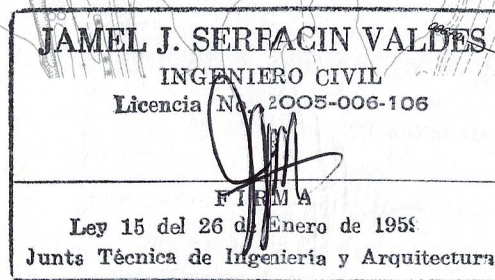
FASE IV - VARIANTE CAMPAÑA
DRENAJE - OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL
PLANO DE CUENCAS
EST. 2+100 - 2+800

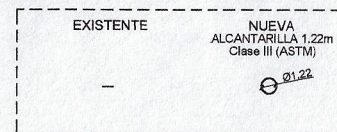
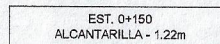
PLANO No.	
-----------	--

2.10.03
ESCALA: ORIGINAL ANSI Arch D
1/1000

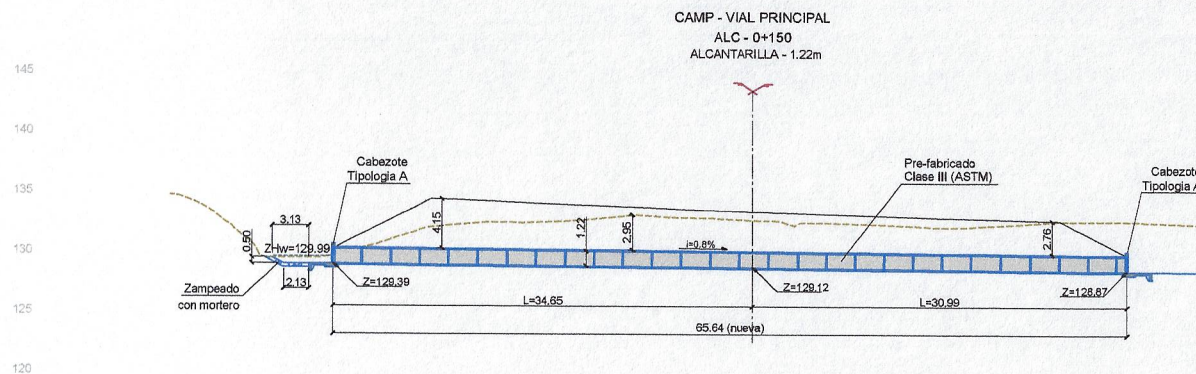
1994 DE DE 20

	HUA 05 DE 20
hD	FECHA: JULIO 2019





CUADRO DE REPLANTEO ALC		
PUNTOS	COORDENADAS	
P-1	X=822536.07	Y=964360.5
P-2	X=822537.79	Y=964361.5
P-3	X=822567.26	Y=964379.8
P-4	X=822593.63	Y=964396.0
P-5	X=822595.34	Y=964397.1



JAMEL J. SERRACIN VALDES
INGENIERO CIVIL

Encauzamento 8
Resolução 2005-006-106

Encauzamiento No. 2005-006-106
Canal trapezoidal en concreto
Ancho=1.20m, Alto=0.80m, 1/1" (V/H)
Longitud=58m

Lev 15 del 26 de Enero de 1959
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

ALZADO
ESCALA 1/200


PROYECTO	
----------	--

"AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1:
LA CHORRERA-SANTA CRUZ"

CONSTRUCTOR

Consortio
Corredor Playas I

DISEÑO



Iceacsa
GRUPO

DESCRIPCIÓN

FASE IV - VARIANTE CAMPANI
DRENAJE - OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL
ALCANTARILLA EST. 0+150 - VIAL PRINCIPAL
PLANTA Y ALZADO

PLANO No.	2 10 03
-----------	---------

ESCALA: ORIGINAL ANSI Arch D
1/200

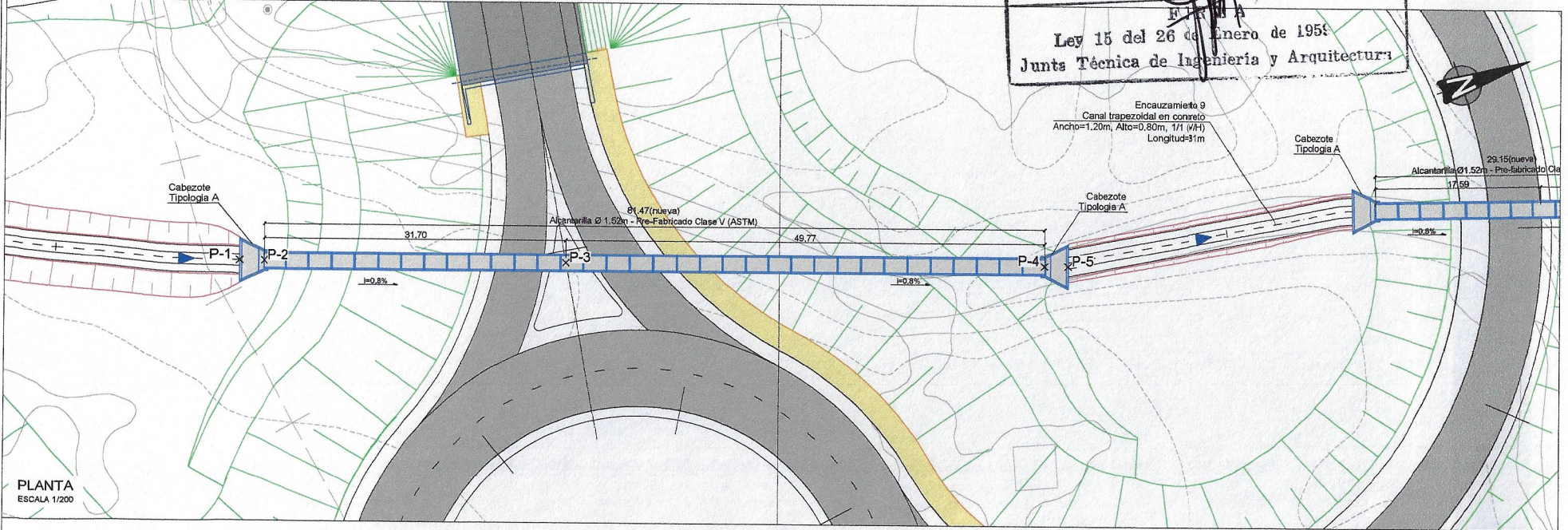
	H0JA 08 DE 20
D	FECHA: JULIO 201

INSTITUTO VECINARIO NACIONAL TONAL YAMAL	PROYECTO	FECHA	REVISIÓN
PROYECTO DE DRENAJE	FECHA	REVISIÓN	FECHA
PROYECTO DE DRENAJE	FECHA	REVISIÓN	FECHA
PROYECTO DE DRENAJE	FECHA	REVISIÓN	FECHA
PROYECTO DE DRENAJE	FECHA	REVISIÓN	FECHA

ARCHIVO: CP-202-D01-PL-10309 A DRENAJE TRANSV.dwg

JAMEL J. SERRACIN VALDES
INGENIERO CIVIL
Licencia No. 2005-006-106

Ley 15 del 26 de Enero de 1951
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura



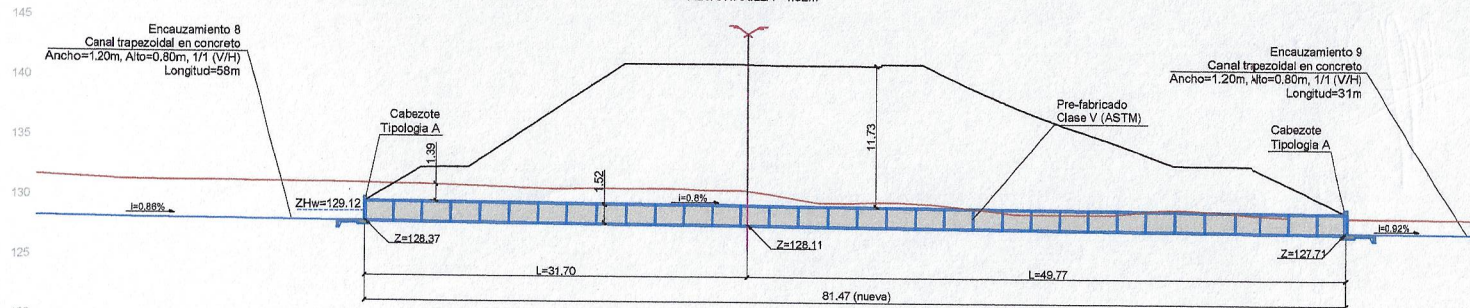
PLANTA
ESCALA 1/200

ALC - 0+019
ALCANTARILLA - 1.52m

EXISTENTE
NUEVA
ALCANTARILLA 1.52m
Clase V (ASTM)
Ø 1.52

CUADRO DE REPLANTEO ALC	
PUNTOS	COORDENADAS
P-1	X=622626.87 Y=964445.04
P-2	X=622627.71 Y=964447.36
P-3	X=622638.46 Y=964477.18
P-4	X=622655.34 Y=964524.01
P-5	X=622656.18 Y=964526.33

CAMP ESTE - RAMAL E
ALC - 0+019
ALCANTARILLA - 1.52m



ALZADO
ESCALA 1/200

PROYECTO
**"AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1:
LA CHORRERA-SANTA CRUZ"**

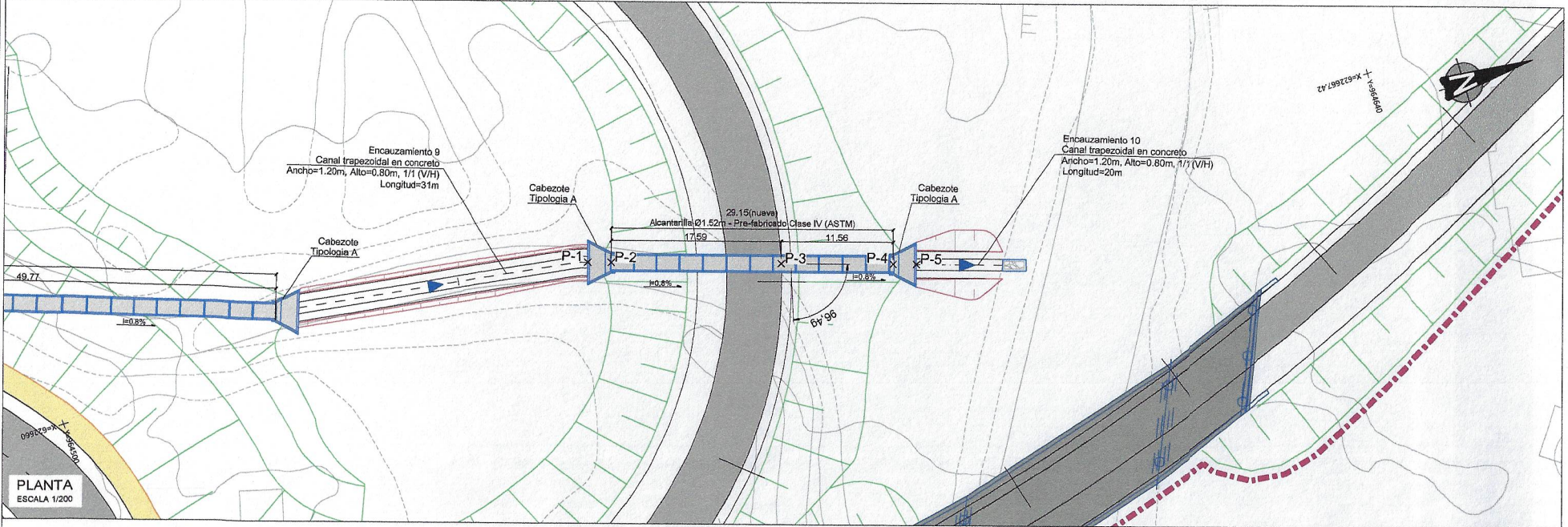
CONSTRUCTOR
Corredor Playas I

DISEÑO
Iceacsa
GRUPO VIAPONTE

DESCRIPCIÓN
FASE IV - VARIANTE CAMPANI
DRENAJE - OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL
ALCANTARILLA EST. 0+019 - RAMAL E
PLANTA Y ALZADO

PLANO No.
2.10.03
ESCALA: ORIGINAL ANS Arch D
1/200
FECHA: JULIO 2019

HJIA 09 DE 30

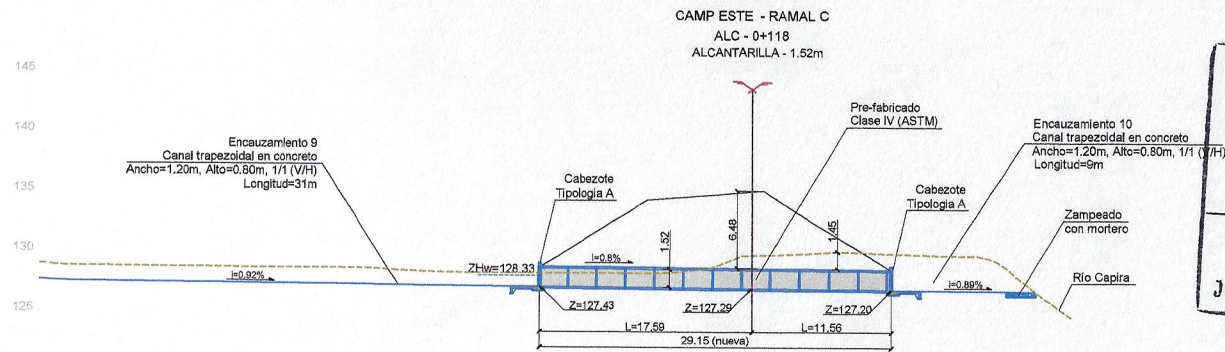


EXISTENTE

NUEVA
ALCANTARILLA 1.52m
Clase IV (ASTM)

01.52

CUADRO DE REPLANTEO ALC		
PUNTOS	COORDENADAS	
P-1	X=622660.70	Y=964556.64
P-2	X=622661.49	Y=964558.98
P-3	X=622667.09	Y=964575.66
P-4	X=622670.77	Y=964586.62
P-5	X=622671.56	Y=964588.96



JAMEL J. SERRACIN VALDES

INGENIERO CIVIL

Licencia No. 2005-006-106

~~FILE~~

Ley 15 del 28 de Enero de 1959
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

ALZADO
ESCALA 1/200



PROYECTO

**"AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1:
LA CHORRERA-SANTA CRUZ"**

CONSTRUCTOR

Consortio
Corredor Playas I

DISEÑO

 **Iceacsa**
GRUPO



VIA PONTI

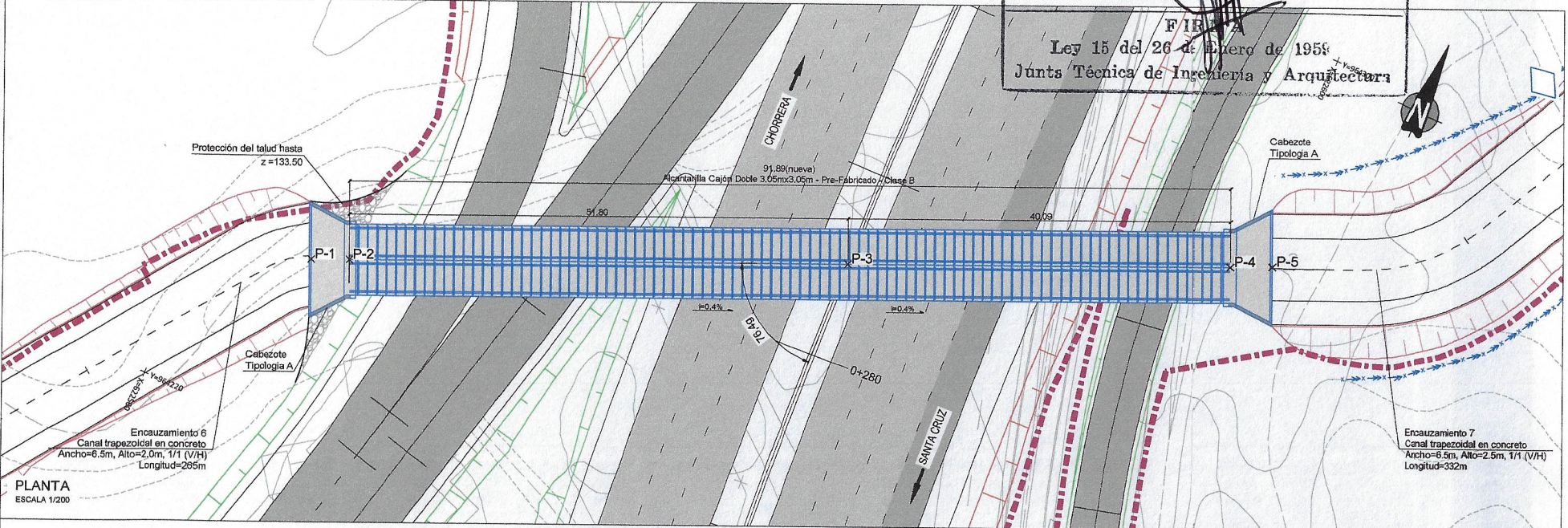
DESCRIPCIÓN

FASE IV - VARIANTE CAMPANI
DRENAJE - OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL
ALCANTARILLA EST. 0+118 - RAMAL C
PLANTA Y ALZADO

PLANO No.	2.10.03
ESCALA: ORIGINAL A	1/200

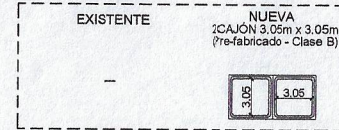
	HUJA 10 DE 20
h D	FECHA: JULIO 2019

ARCHIVO: CFI-2022-001-PL-10311 A DRENAJE TRANSV.dwg

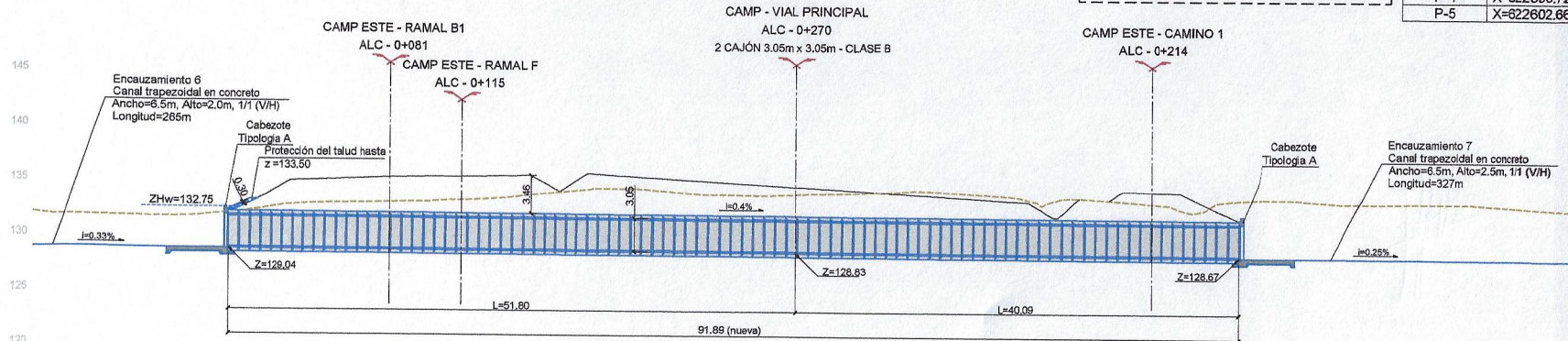


PLANTA
ESCALA 1/200

EST. 0+270
2 CAJÓN 3.05m x 3.05m



CUADRO DE REPLANTEO ALC	
PUNTOS	COORDENADAS
P-1	X=622510.68 Y=964237.72
P-2	X=622514.45 Y=964239.36
P-3	X=622561.96 Y=964260.00
P-4	X=622598.72 Y=964275.96
P-5	X=622602.66 Y=964277.72



ALZADO
ESCALA 1/200

PROYECTO
"AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1:
LA CHORRERA-SANTA CRUZ"

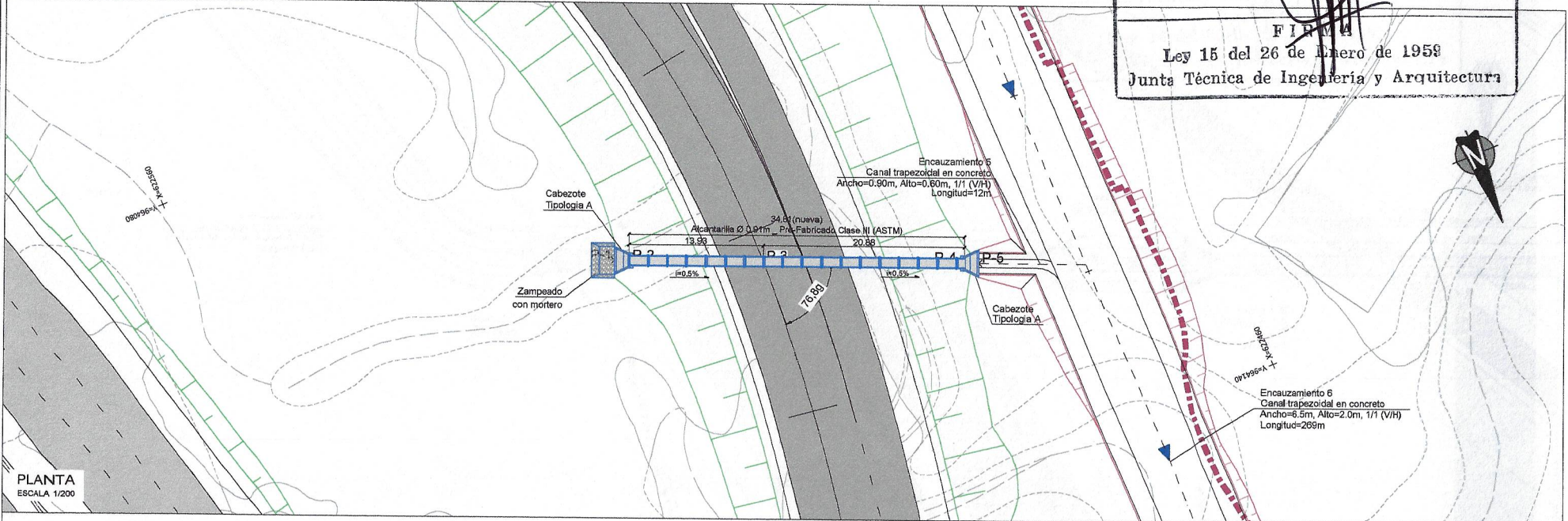
CONSTRUCTOR
Consorcio
Corredor Playas I

DISÑO
iceacsa
GRUPO
VIAPONTE

DESCRIPCIÓN
FASE IV - VARIANTE CAMPANA
DRENAJE - OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL
ALC. EST. 0+081 - RAMAL B1/EST. 0+115 - RAMAL FIEST. 0+270 - VIAL PRINCIPAL/EST. 0+214 - CAMINO 2
PLANTA Y ALZADO

PLANO No.
2.10.03
ESCALA: ORIGINAL ANSI A/D
1/200
Hoy 11 DE 20
FECHA: JULIO 2019

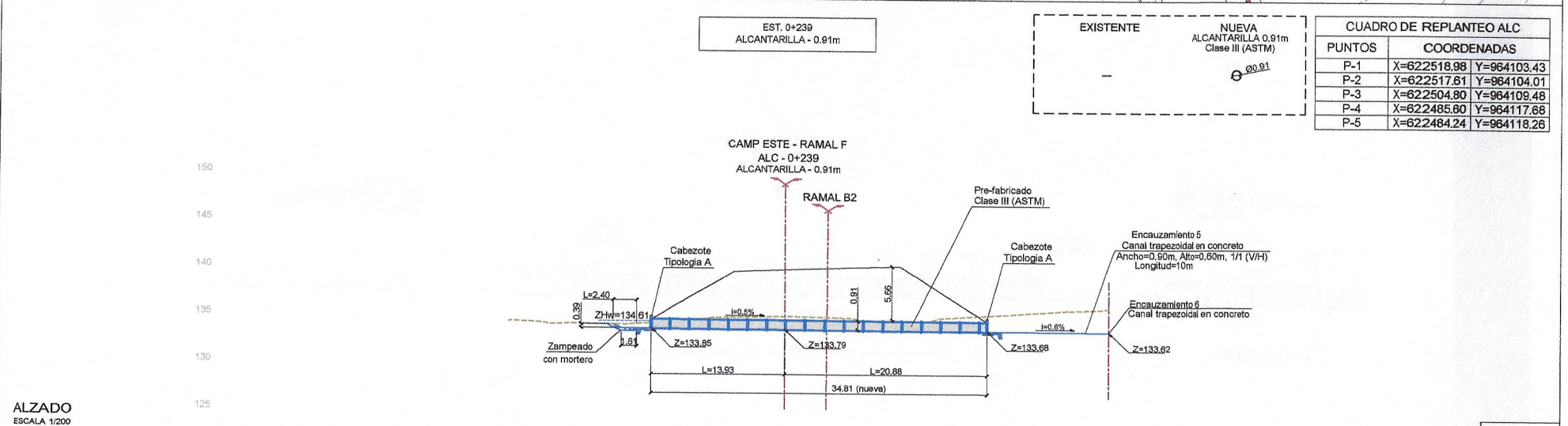
ARCHIVO: CP1-202-D01-PL-10312 A DRENAJE TRANSV.dwg



EST. 0+239
ALCANTARILLA - 0.91m

EXISTENTE
NUEVA
ALCANTARILLA 0.91m
Clase III (ASTM)

CUADRO DE REPLANTEO ALC		
PUNTOS	COORDENADAS	
P-1	X=622518.98	Y=964103.43
P-2	X=622517.61	Y=964104.01
P-3	X=622504.80	Y=964109.48
P-4	X=622485.60	Y=964117.68
P-5	X=622484.24	Y=964118.26

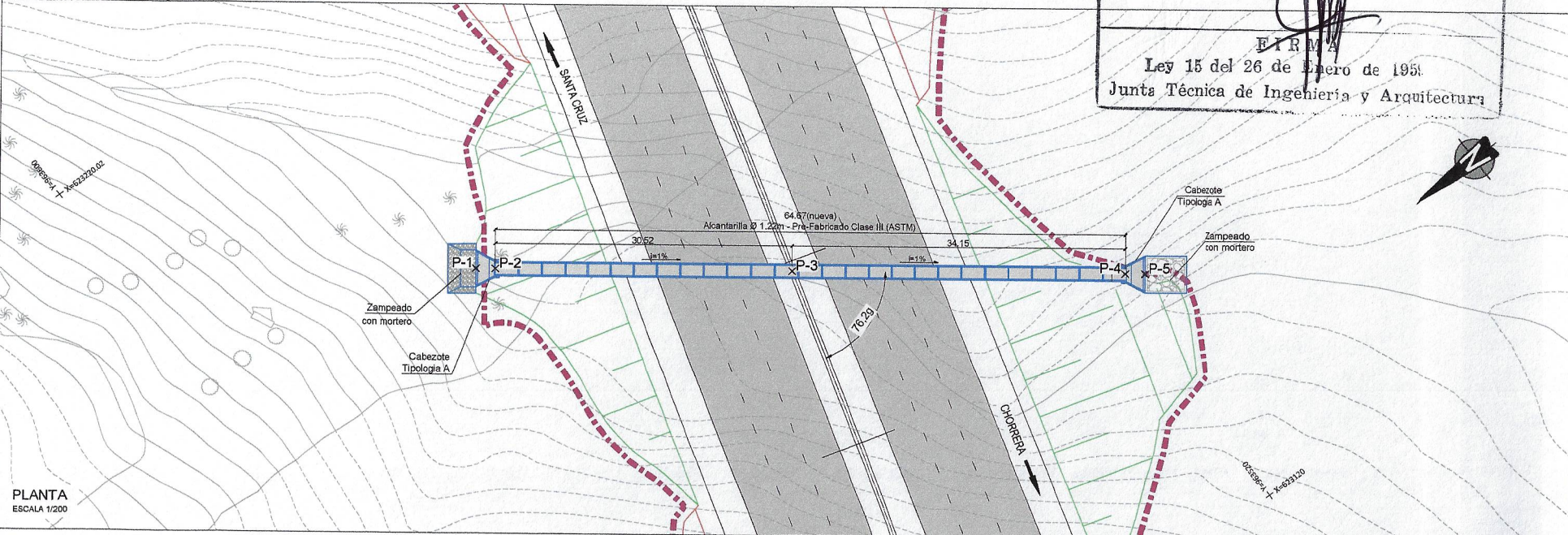


JAMEL J. SERRACIN VALDES
INGENIERO CIVIL
Licencia No. 2005-006-106

FIRMA
Ley 15 del 26 de Enero de 1951
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

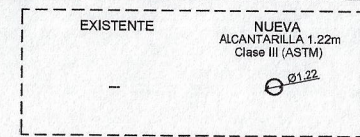


ARCHIVO: CP1-202-001-PL-10315 A DRENAJE TRANS/Ano



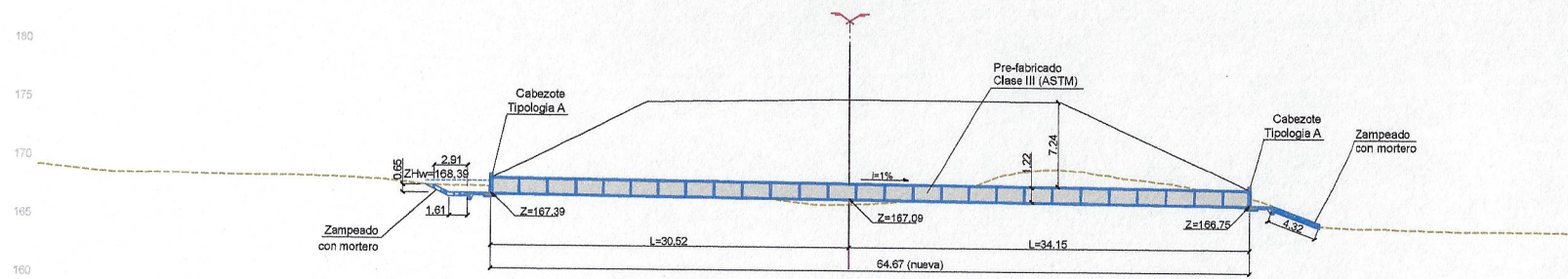
PLANTA
ESCALA 1/200

EST. 1+279
ALCANTARILLA - 1.22m



CUADRO DE REPLANTEO ALC		
PUNTOS	COORDENADAS	
P-1	X=823188.22	Y=963570.83
P-2	X=823186.98	Y=963569.24
P-3	X=823168.24	Y=963545.15
P-4	X=823147.27	Y=963518.20
P-5	X=823146.03	Y=963516.60

CAMP - VIAL PRINCIPAL
ALC - 1+279
ALCANTARILLA - 1.22m



ALZADO
ESCALA 1/200

PROYECTO
**"AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1:
LA CHORRERA-SANTA CRUZ"**

CONSTRUCTOR
Consortio
Corredor Playas I

DISEÑO
iceacsa
GRUPO
VIAPONTE

DESCRIPCIÓN
FASE IV - VARIANTE CAMPANA
DRENAJE - OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL
ALCANTARILLA EST. 1+279 - VIAL PRINCIPAL
PLANTA Y ALZADO

PLANO No.
2.10.03
ESCALA: ORIGINAL ANEXO D
1/200
HJIA 15 DE 20
FECHA: JULIO 2019

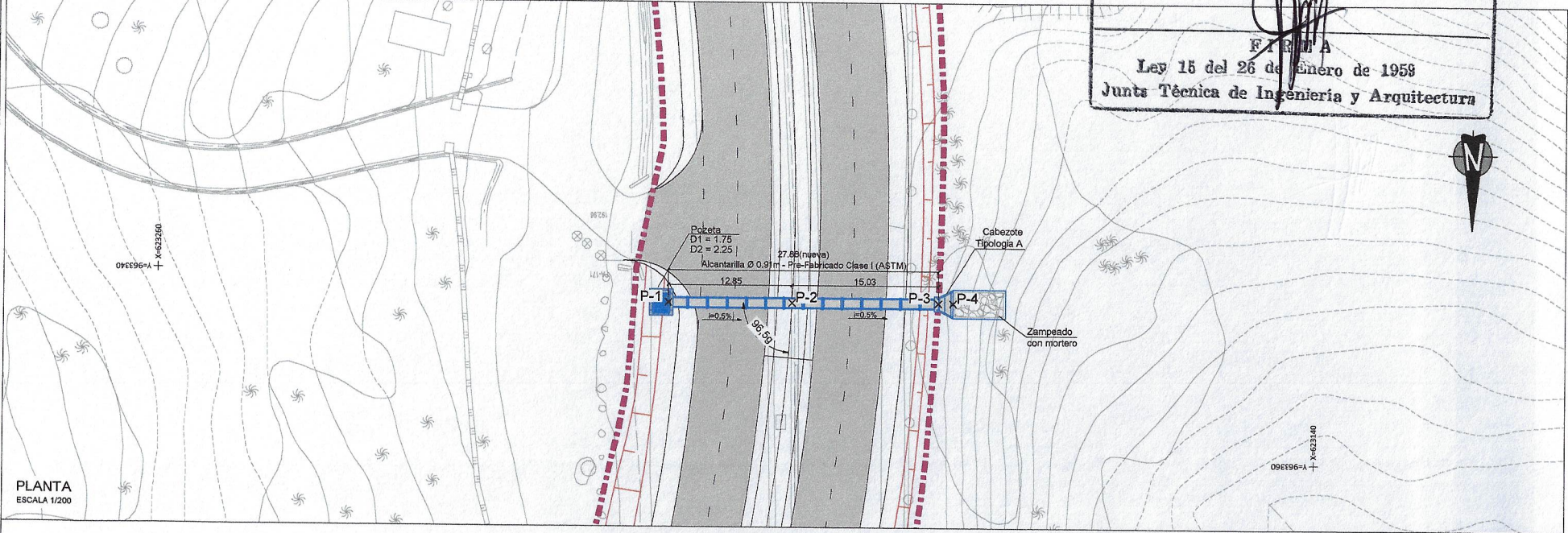


INSTITUTO VECINARIO NACIONAL TONAM CAMARÁ	PROYECTO	FECHA	REVISIÓN	ESCALA	DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA MODIFICACIÓN	REVISADO POR	VERIFICADO POR	APROBADO POR
ALCANTARILLA	ALCANTARILLA	16/07/2018	A	1/200	AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1: LA CHORRERA-SANTA CRUZ	ISABEL FERRERA	JOSÉ CAMPOS	
ALCANTARILLA	ALCANTARILLA	16/07/2018	A	1/200	AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1: LA CHORRERA-SANTA CRUZ	ISABEL FERRERA	JOSÉ CAMPOS	
ALCANTARILLA	ALCANTARILLA	16/07/2018	A	1/200	AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1: LA CHORRERA-SANTA CRUZ	ISABEL FERRERA	JOSÉ CAMPOS	
ALCANTARILLA	ALCANTARILLA	16/07/2018	A	1/200	AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1: LA CHORRERA-SANTA CRUZ	ISABEL FERRERA	JOSÉ CAMPOS	
ALCANTARILLA	ALCANTARILLA	16/07/2018	A	1/200	AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1: LA CHORRERA-SANTA CRUZ	ISABEL FERRERA	JOSÉ CAMPOS	

ARCHIVO: C:\P1-2023-01-PL-10518_A DRENAJE TRANSV.dwg

JAMEL J. SERRACIN VALDES
 INGENIERO CIVIL
 Licencia No. 2005-006-106

[Firma]
Firma
 Ley 15 del 26 de Enero de 1959
 Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura



PLANTA
 ESCALA 1/200

EST. 0+490
 ALCANTARILLA - 0.91m

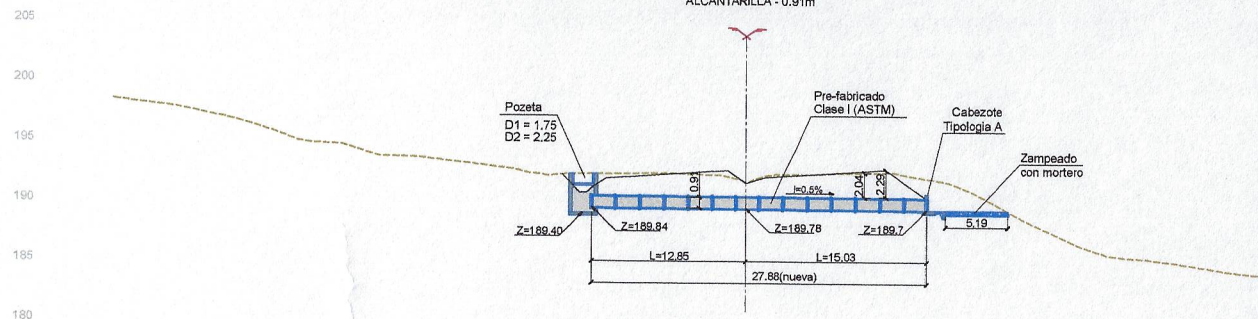
EXISTENTE

NUEVA
 ALCANTARILLA 0.91m
 Clase I (ASTM)

Ø 0.91

CUADRO DE REPLANTEO ALC		
PUNTOS	COORDENADAS	
P-1	X=623206.99	Y=963343.34
P-2	X=623194.14	Y=963343.37
P-3	X=623179.12	Y=963343.41
P-4	X=623177.64	Y=963343.41

CAMP - REST. PANAMERICANA
 ALC - 0+490
 ALCANTARILLA - 0.91m



ALZADO
 ESCALA 1/200

	PROYECTO "AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1: LA CHORRERA-SANTA CRUZ"	CONSTRUCTOR Consorcio Corredor Playas I	DISEÑO ORUPO 	DESCRIPCIÓN FASE IV - VARIANTE CAMPANA DRENAJE - OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL ALCANTARILLA EST. 0+490 - CAMP REST. PANAMERICANA PLANTA Y ALZADO	PLANO No. 2.10.03	HOJA 16 DE 20
					ESCALA: ORIGINAL ANSI A/D 1/200	FECHA: JULIO 2019

JAMEL J. SERRACIN VALDES

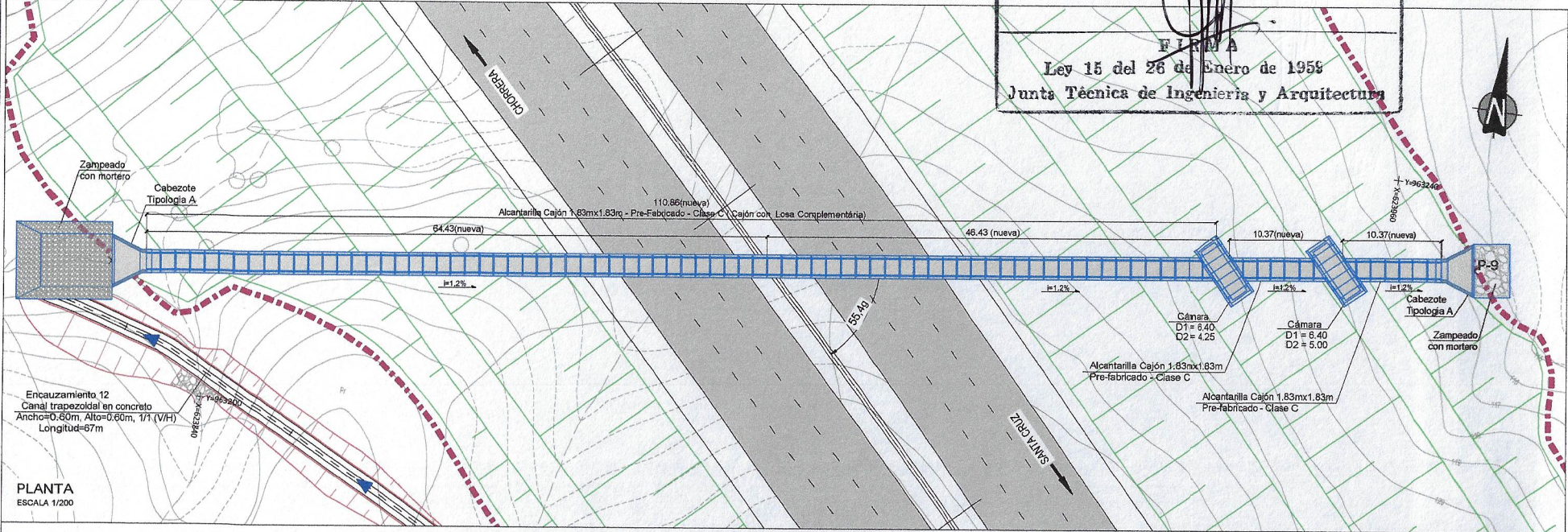
INGENIERO CIVIL

Licencia No. 2005-006-106

FIRMA

Ley 15 del 26 de Enero de 1958
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

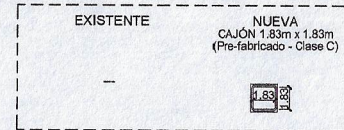
ARCHIVO: CP1-202-D01-PL10317 A DRENAJE TRANS.dwg



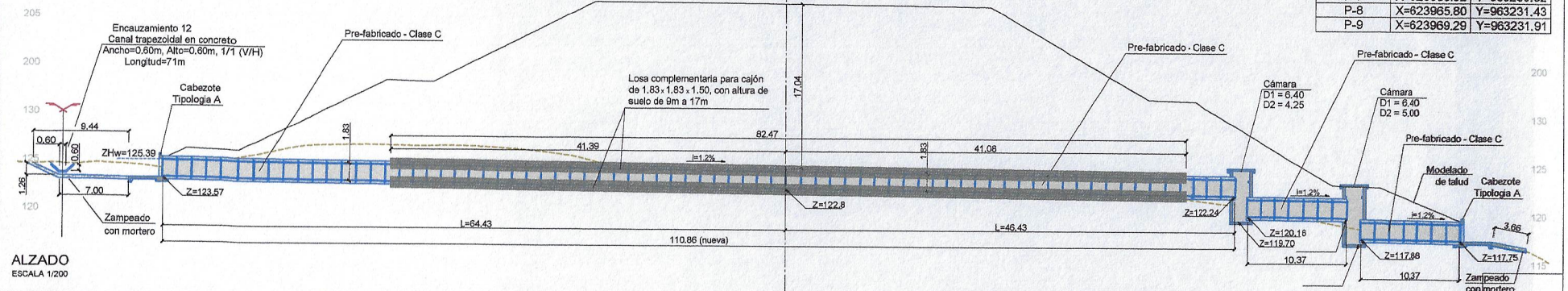
PLANTA
ESCALA 1/200

EST. 2+089
CAJÓN 1.83m x 1.83m

CAMP - VIAL PRINCIPAL
ALC - 2+089
CAJÓN 1.83m x 1.83m - CLASE C



CUADRO DE REPLANTEO ALC	
PUNTOS	COORDENADAS
P-1	X=623829.07 Y=963212.68
P-2	X=623832.56 Y=963213.16
P-3	X=623896.39 Y=963221.91
P-4	X=623942.41 Y=963228.22
P-5	X=623943.78 Y=963228.41
P-6	X=623954.08 Y=963229.82
P-7	X=623955.52 Y=963230.02
P-8	X=623965.80 Y=963231.43
P-9	X=623969.29 Y=963231.91



ALZADO
ESCALA 1/200