

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

Jm

F I R M A
Ley 15 del 26 de Enero de 1958
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

**DOCUMENTO FASE 4 – PROYECTO VARIANTE CAMPANA
DRENAJE – HIDROLOGÍA**



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 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 | |
| 1999 | 36.8 | 34 | |
| 2000 | 45.8 | Media | 95.84 |
| 2001 | 55.6 | Desviación | 38.14 |
| 1982 | 63.7 | α | 0.0336 |
| 1986 | 64.6 | u | 78.6733 |
| 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 MÁXIMA 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 |

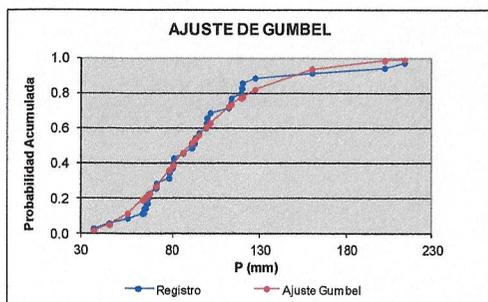


Figura 1.-Valores para la distribución Gumbel. Estación Caimito (140-005)

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

| DATOS | | PARAMETROS | |
|-------|------------------------|------------|---------|
| AÑO | P _{max} 24 h. | Nº Datos | |
| 1977 | 60.0 | 39 | |
| 1989 | 61.4 | Media | 84.07 |
| 1972 | 63.1 | Desviación | 24.55 |
| 1988 | 65.2 | α | 0.0522 |
| 1996 | 65.6 | u | 73.0174 |
| 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 | | |
| 1985 | 76.5 | | |
| 1979 | 77.0 | | |
| 1978 | 77.2 | | |
| 1985 | 79.1 | | |
| 2009 | 81.4 | | |
| 1975 | 84.2 | | |
| 2013 | 90.1 | | |
| 1994 | 90.6 | | |
| 2003 | 90.6 | | |
| 2011 | 91.5 | | |
| 2010 | 92.4 | | |
| 2000 | 94.9 | | |
| 1992 | 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 MÁXIMA 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 |

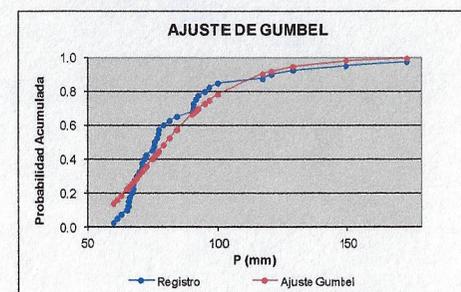


Figura 2.-Valores para la distribución Gumbel. Estación Chame (138-005)

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 períodos 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 | 92.5 | | |
| 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 MÁXIMA 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 |

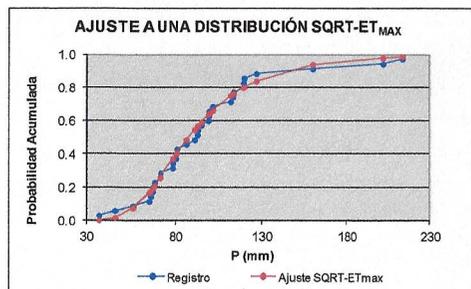


Figura 3.-Valores para la distribución SQRT-ETMAX. Estación Caimito (140-005)

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 | 1.2628 |
| 1988 | 65.2 | k | 1359.0843 |
| 1996 | 65.6 | Cv | 0.2920 |
| 1983 | 65.8 | | |
| 1980 | 66.2 | | |
| 1993 | 67.0 | | |
| 2001 | 67.5 | | |
| 2007 | 67.5 | | |
| 1980 | 68.0 | | |
| 1982 | 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 | 173.6 | | |

| PERIODO RETORNO T (Años) | PRECIPITACIÓN MÁXIMA 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 |

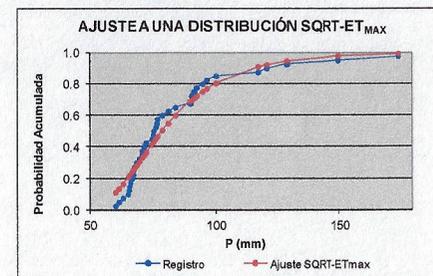


Figura 4.-Valores para la distribución SQRT-ETMAX. Estación Chame (138-005)

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.

$$D = \text{Sup}|F_n(x)_i - F(x)_i|$$

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.

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

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 | 0.269306 | 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 |

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

$u = m - 0.450047 \cdot S$

$d = 0.77696 \cdot S$

med = media

S = desviación

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

| | |
|-------------------------------------|--------|
| Valor crítico de Kolmogorov-Smirnov | |
| D | 0.0796 |

| | |
|-------------------------------|--------|
| Coefficiente 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 |

| | |
|-------------------------------|--------|
| Coefficiente de determinación | |
| R ² = | 0.9679 |

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 |

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

$u = m - 0.450047 * S$

$1/d = 0.779698 * S$

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 | 0.026375 |
| 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 | 0.690925 | 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:

- o Q = Caudal (m³/s).
- o C = Coeficiente de escorrentía (adimensional).
- o A = Área de drenaje (ha).
- o 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:

- o Áreas completamente pavimentadas = 1.00
- o Áreas urbanas = 0.90
- o 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:

- o i = intensidad de lluvia en pulg. / hr.
- o 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:

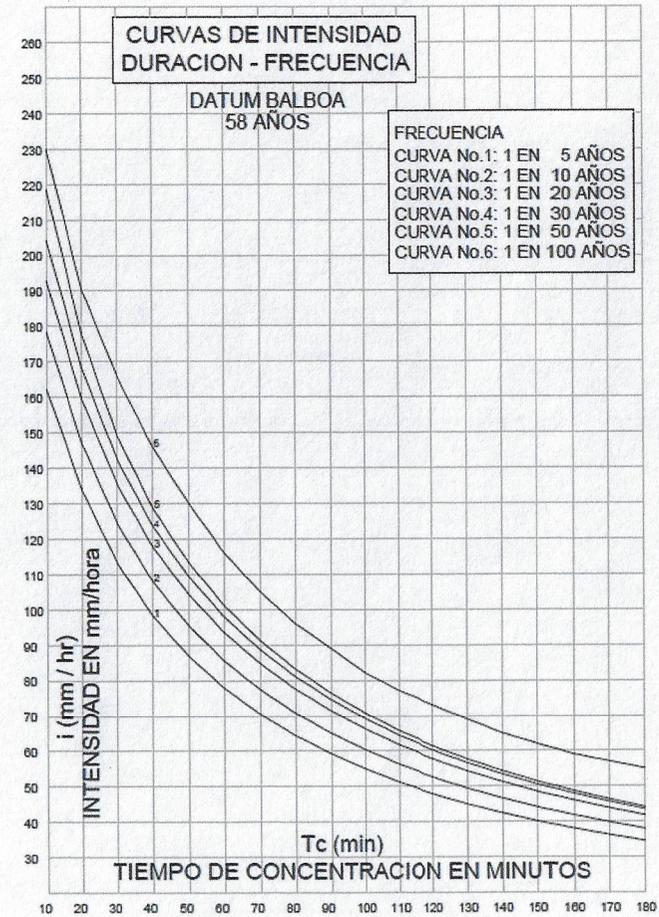


Figura 5.-Curvas IDF Datum Balboa

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.

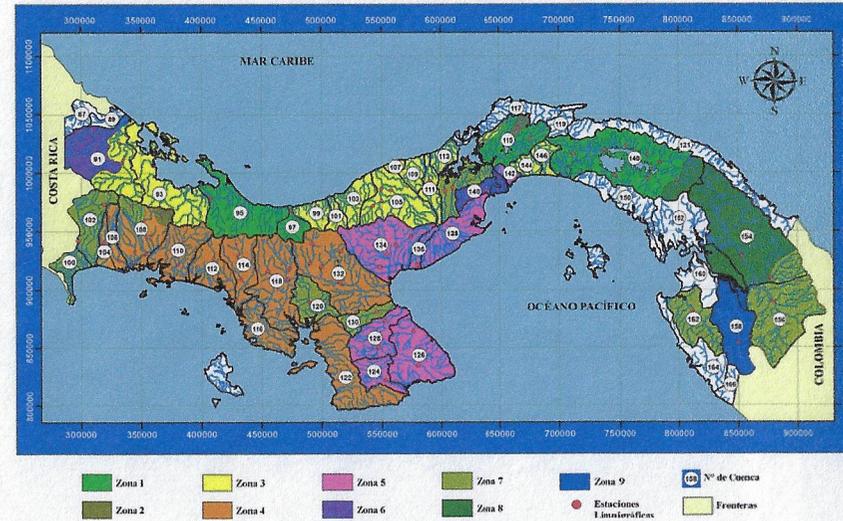


Figura 6.-Regiones hidrográficamente homogéneas. República de Panamá

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 |

$$Q_{p\text{m\acute{a}x}} = 14 \cdot A^{0.59}$$

Donde:

$Q_{p\text{m\acute{a}x}}$: caudal promedio máximo (m³/s).

A: área de la cuenca (km²).

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

| Tr, años | Factores $Q_{m\acute{a}x}/Q_{prom.m\acute{a}x}$ para distintos Tr. | | | |
|----------|--|-----------|-----------|-----------|
| | 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.

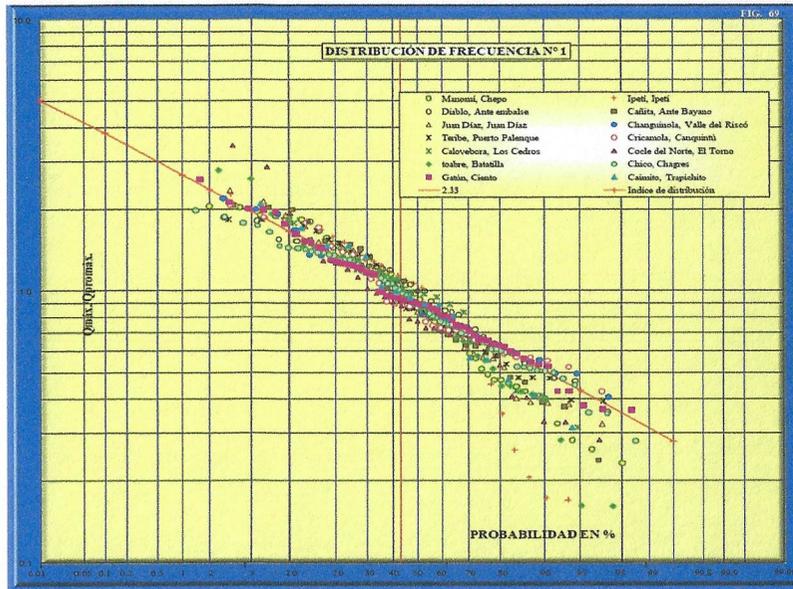


Figura 7.-Tabla de distribución de frecuencia n.º 1

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. Periodo 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 m ³ /s | | | | | | Caudal de diseño (m ³ /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 | 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 | 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 | 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 | 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 | 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 | 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 | 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 | 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 | 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 | 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 | 13.23 |

JAMEL J. SERRACIN VALDES
INGENIERO CIVIL
Licencia No. 2005-008-106

[Handwritten Signature]

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

**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 0.91 m;
- 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 / ø | Cumple | Caudal (T=20 años) (m³/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 ø0.91m, ø1.22m y ø1.83m, 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) (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. |
|--|---|--|--|------------------------------------|------------------------------------|------------------|------|------------------|------------|--------|------|------------|---------------------------------------|--------------------|----------|--------------|---------|--|
| 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.

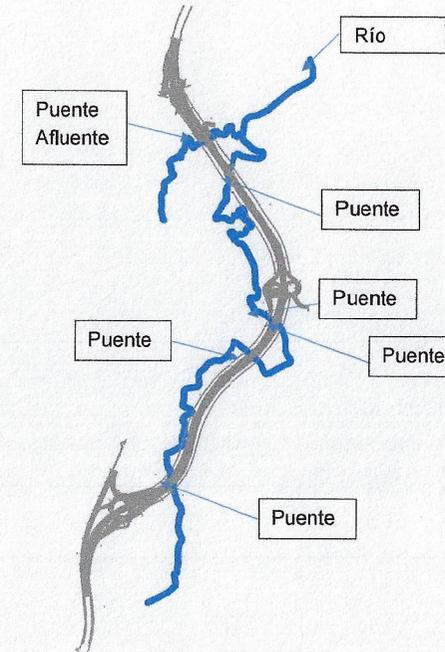
4. SECCIONES TIPO Y DETALLES ESENCIALES

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.



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:

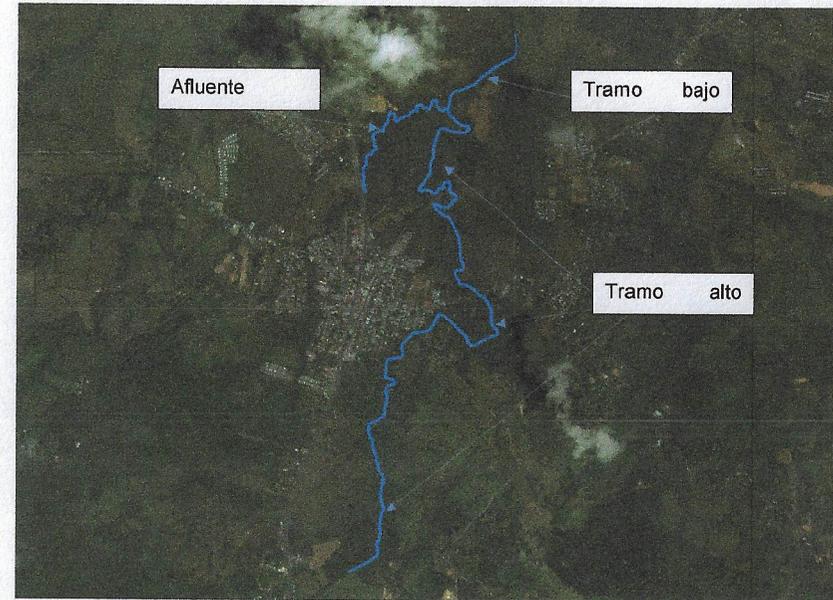
Se han definido en el modelo hidráulico cada uno de los puentes nuevos a construir y mediante la simulación del caudal de avenida correspondiente a los 100 años de periodo de retorno **se ha comprobado que la cota inferior del tablero de cada de uno de los puentes está situada a una altura superior a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

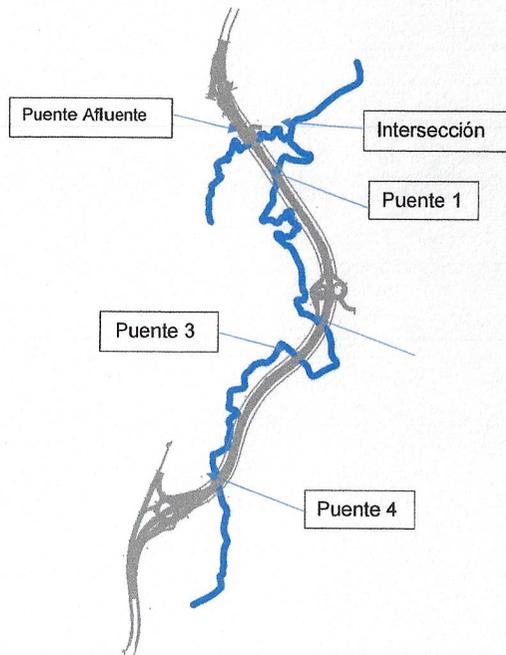
Se ha realizado la simulación de los caudales de avenida para los 100, 50, 20 y 10 años de período de retorno.

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.

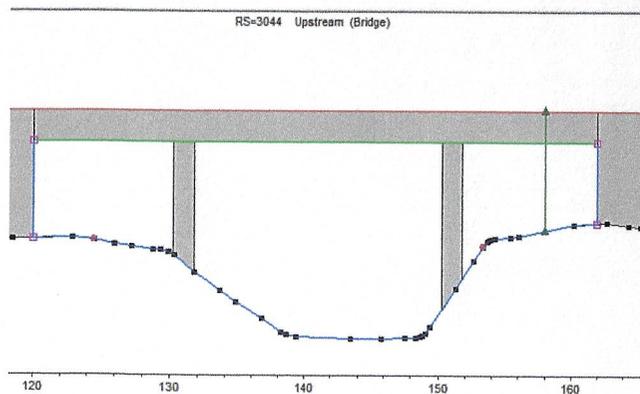
Los puentes introducidos en el modelo están situados en las siguientes secciones transversales:

| 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

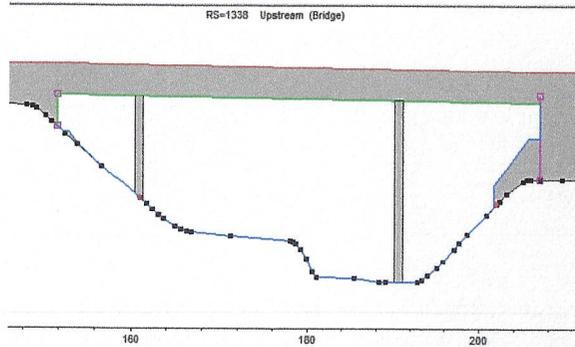
- Cota inferior del tablero: +104 m
- Luz del puente: 42 metros con pilas, según la configuración que se presenta en la siguiente figura.



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

PUENTE 1

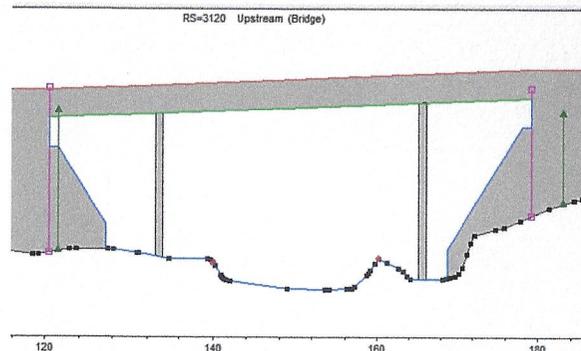
- Cota inferior del tablero: +101.69 m
- Luz del puente: 70 m, según la configuración que se presenta en la siguiente figura.



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

PUENTE 2

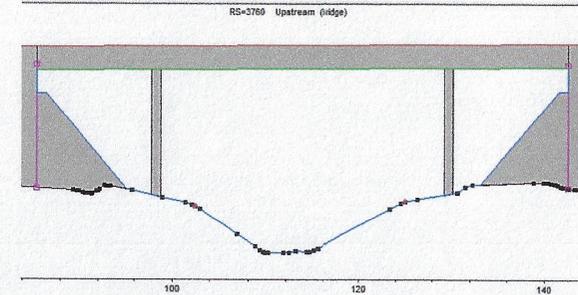
- Cota inferior del tablero: +106.52 m
- Luz del puente: 58.4 m, según la configuración que se presenta en la siguiente figura.



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

PUENTE 3

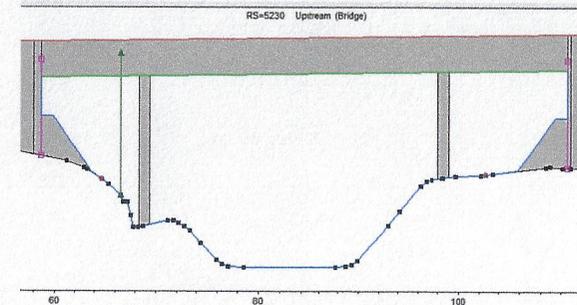
- Cota inferior del tablero: +110.66 m
- Luz del puente: 58.4 m, según la configuración que se presenta en la siguiente figura.



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

PUENTE 4

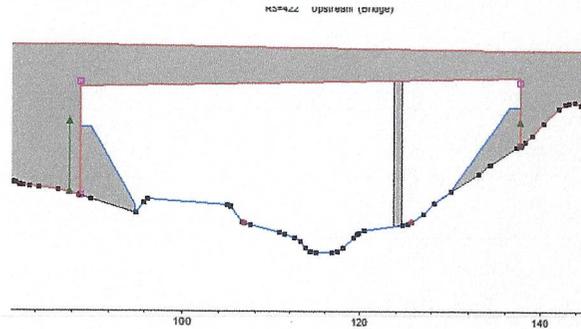
- Cota inferior del tablero: +113.33 m
- Luz del puente: 58.2 m, según la configuración que se presenta en la siguiente figura.



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:

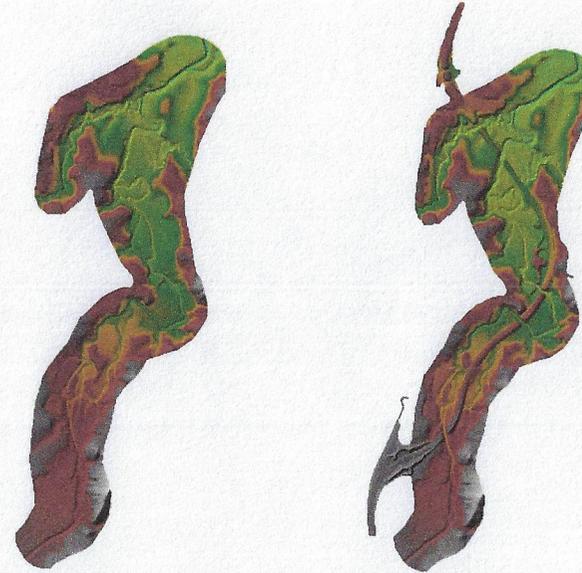
| | |
|---|-------|
| Canales de matabacán repellido | 0.012 |
| Canales de matabacán liso y fondo de tierra | 0.020 |
| Cauce de tierra lisa con vegetación rasante | 0.025 |
| Pradera o arbustos | 0.05 |
| Vegetación dispersa | 0.08 |
| Bosque | 0.13 |
| Árboles | 0.12 |

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

DOCUMENTO FASE 4 – PROYECTO VARIANTE CAPIRA. DRENAJE – HIDRÁULICA TRANSVERSAL

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

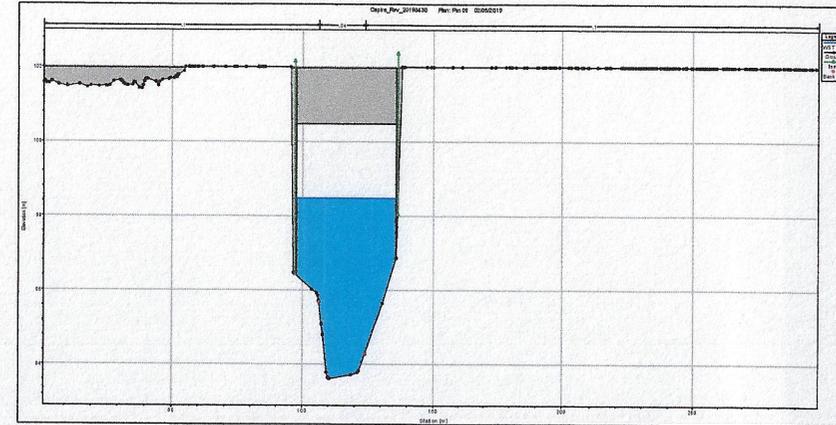
File Type Options Help

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

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

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

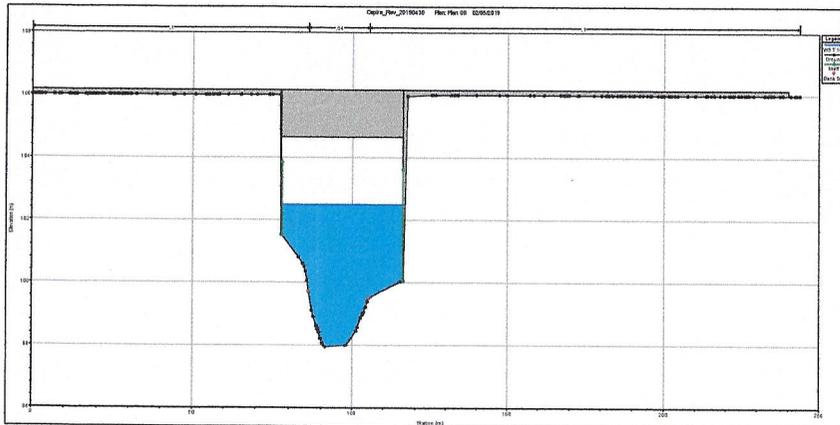
File Type Options Help

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

Resultados hidráulicos T100 para el Puente 2.



Sección aguas arriba del Puente 2: T100.

Resultados hidráulicos T100 para el Puente 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

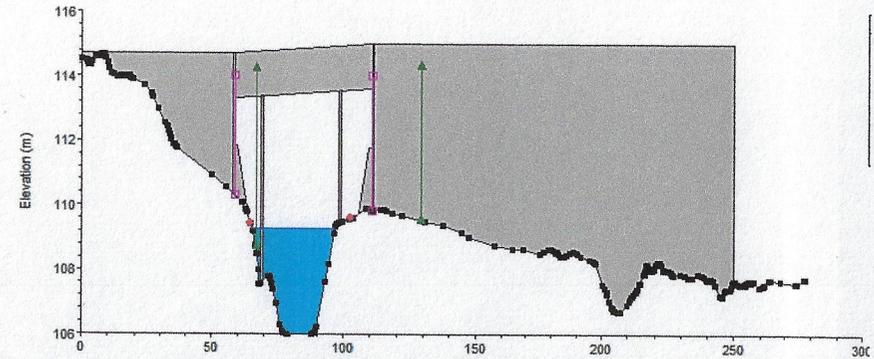
Por lo tanto, el resguardo existente para el T100 es mayor que 1.80 m, exactamente 1.82 m.

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 # Chl | 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.

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

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:

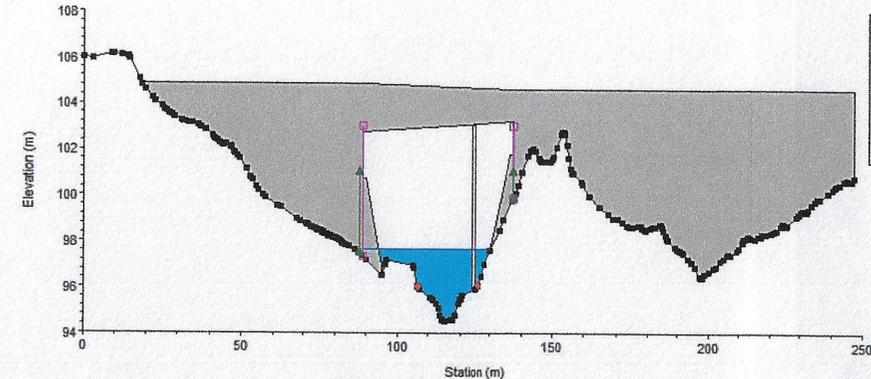
- Cota máxima de agua en la sección aguas arriba = +97.86 m
- Cota inferior del tablero del puente = +101.93 m

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.



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

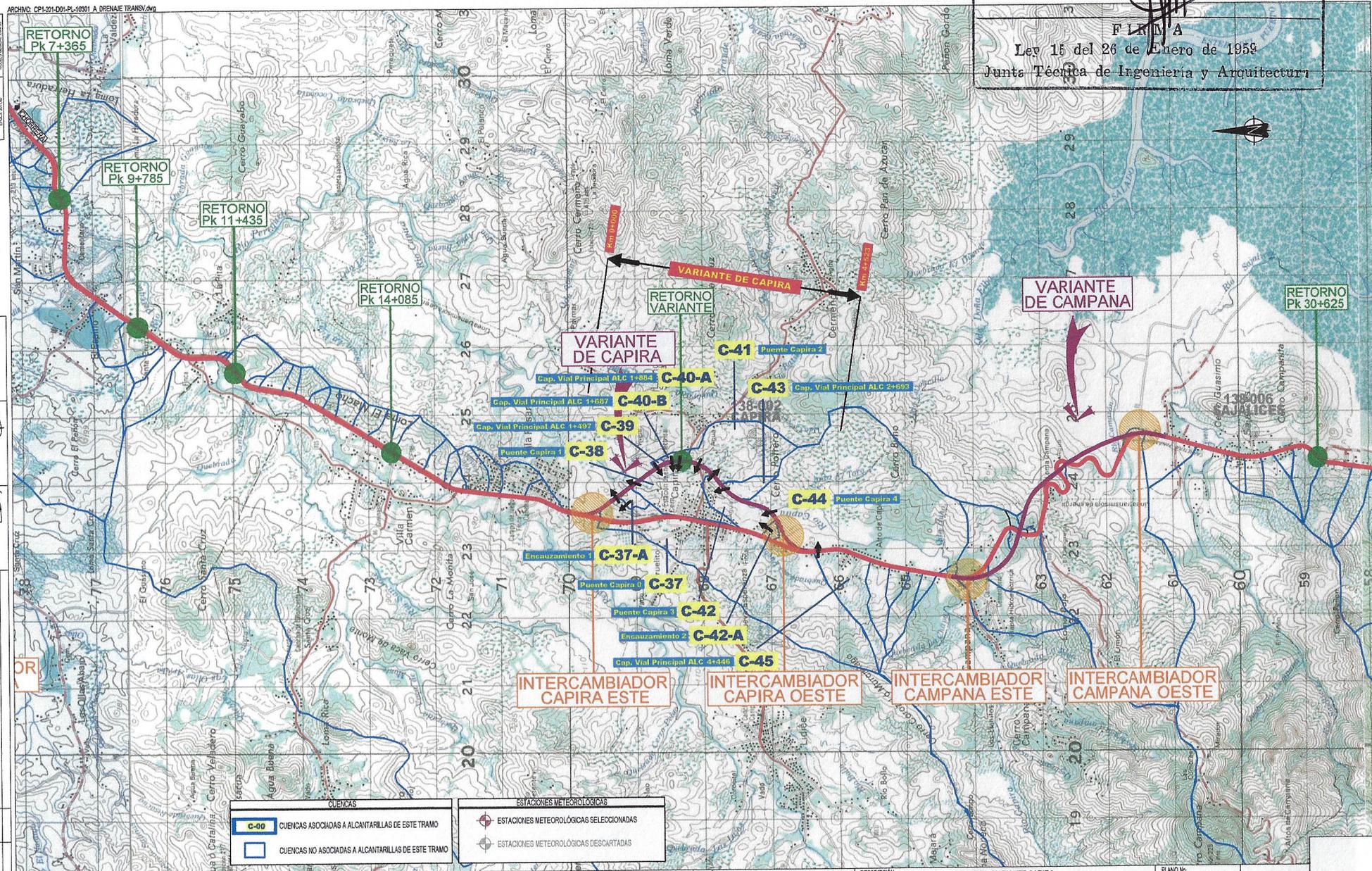
El tramo de la ampliación a seis carriles del Corredor Las Playas, Panamericana - Tramo 1: La Chorrera – Santa Cruz (Panamá) implica la construcción de 4 puentes sobre el río Capira y 1 sobre su afluente. Para el diseño de estas nuevas infraestructuras se ha realizado este estudio hidráulico con la simulación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

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

| | |
|----------------|---|
| PROYECTO | CONSTRUCION DE OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL |
| FECHA | 19/07/2019 |
| REALIZADO POR | ISABEL FERRERA |
| VERIFICADO POR | JOAO CAMPOS |
| APROBADO POR | [Firma] |

| | | |
|----------|--|-------------|
| REVISION | DESCRIPCION GENERAL DE LA MODIFICACION | ENTREGA #14 |
| A | | |



| | |
|--|---|
| C-00 CUENCAS ASOCIADAS A ALCANTARILLAS DE ESTE TRAMO | ESTACIONES METEOROLOGICAS SELECCIONADAS |
| CUENCAS NO ASOCIADAS A ALCANTARILLAS DE ESTE TRAMO | ESTACIONES METEOROLOGICAS DESCARTADAS |

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

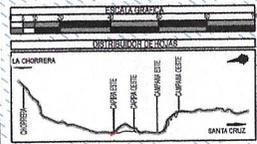
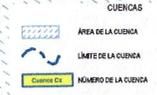
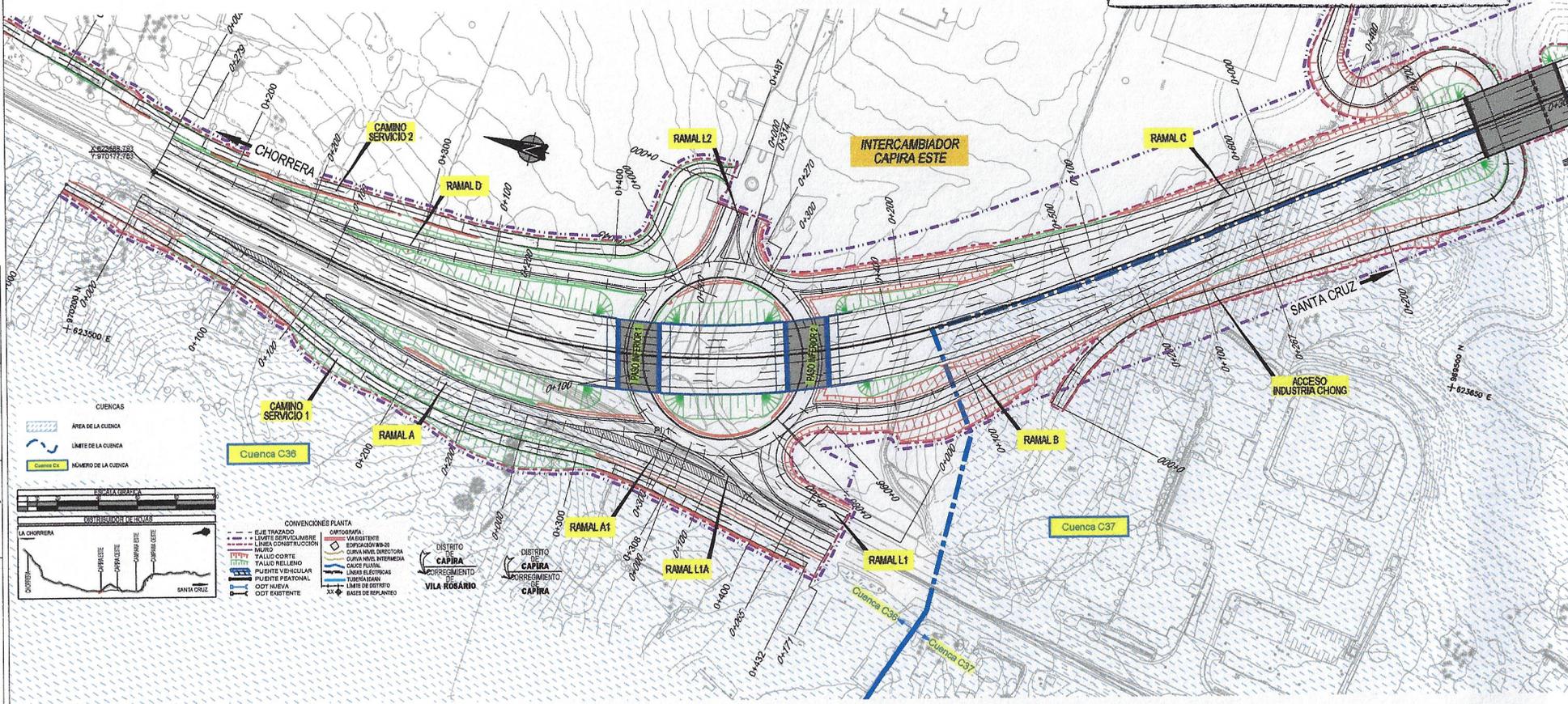
ARCHIVO: C:\PI-201-D01-FL-10302_A_DRENAJE TRANSVERSAL.dwg

| | |
|---|---|
| INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS | INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS |
| BOGOTÁ, COLOMBIA | BOGOTÁ, COLOMBIA |

APROBADO POR:
 VERIFICADO POR:
 RESULTADO POR:

JOAO CAMPOS
 MINO CARVALHO

REVISIÓN: FECHA: DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA MODIFICACION:
 A. 18/07/2019 ENTREGA 14



- CONVENCIONES PLANTA**
- EJE TRAZADO
 - LÍMITE SERVICIO
 - LÍMITE CONSTRUCCIÓN
 - MURO
 - TALLO CORTO
 - TALLO RELLENO
 - PUENTE VEHICULAR
 - PUENTE PEATONAL
 - COT NUEVA
 - COT EXISTENTE

- CONVENCIONES PLANTA**
- CANTONERA
 - VAQUETE
 - CONEXIÓN 90°
 - CURVA NIVEL DIRECTA
 - CURVA NIVEL INVERSA
 - GRABE PLURAL
 - LINER ELÉCTRICAS
 - TUBERÍA ADAN
 - LÍMITE DE DISTRITO
 - BASES DE REPLANTO

DISTRITO DE CAPIRA
 CORREIMIENTO CAPIRA
 VILA ROSARIO



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

CONSTRUCTOR: Consorcio Corredor Playas I

DISEÑO: iceasca GRUPO VIAPONTE

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

JAMEL J. SERRACIN VALDES

INGENIERO CIVIL

Licencia No. 2005-006-106

FIRMA

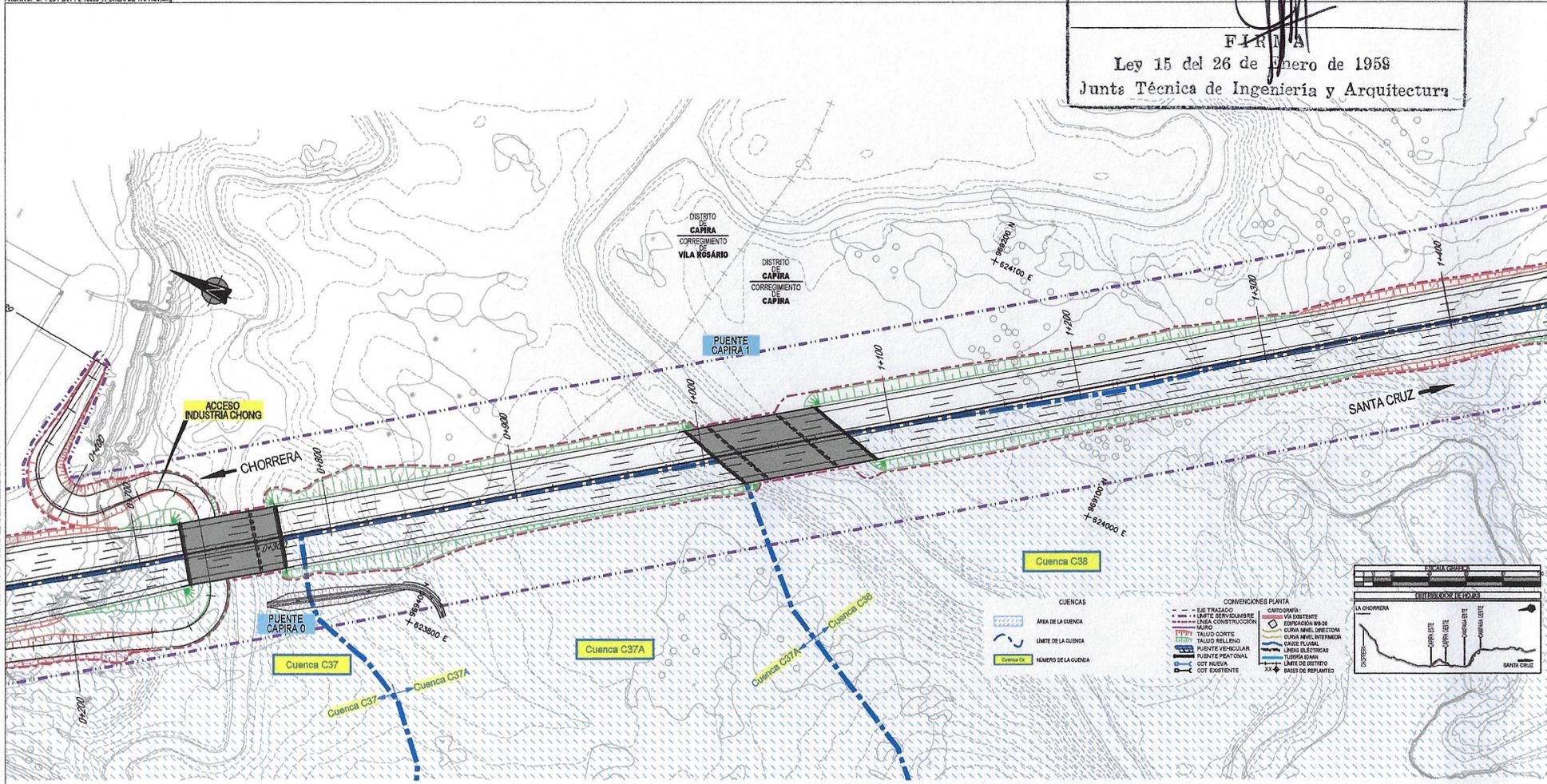
Ley 15 del 26 de Enero de 1958

Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

ARCHIVO: CPI-201-D01-PL-10303 A DRENAJE TRANSV.dwg

| |
|---------------------------------------|
| INSTITUCION AUTONOMA DE VIAL VALENTIN |
| PROYECTO |
| FECHA |
| REVISION |
| VERIFICADO POR |
| APROBADO POR |

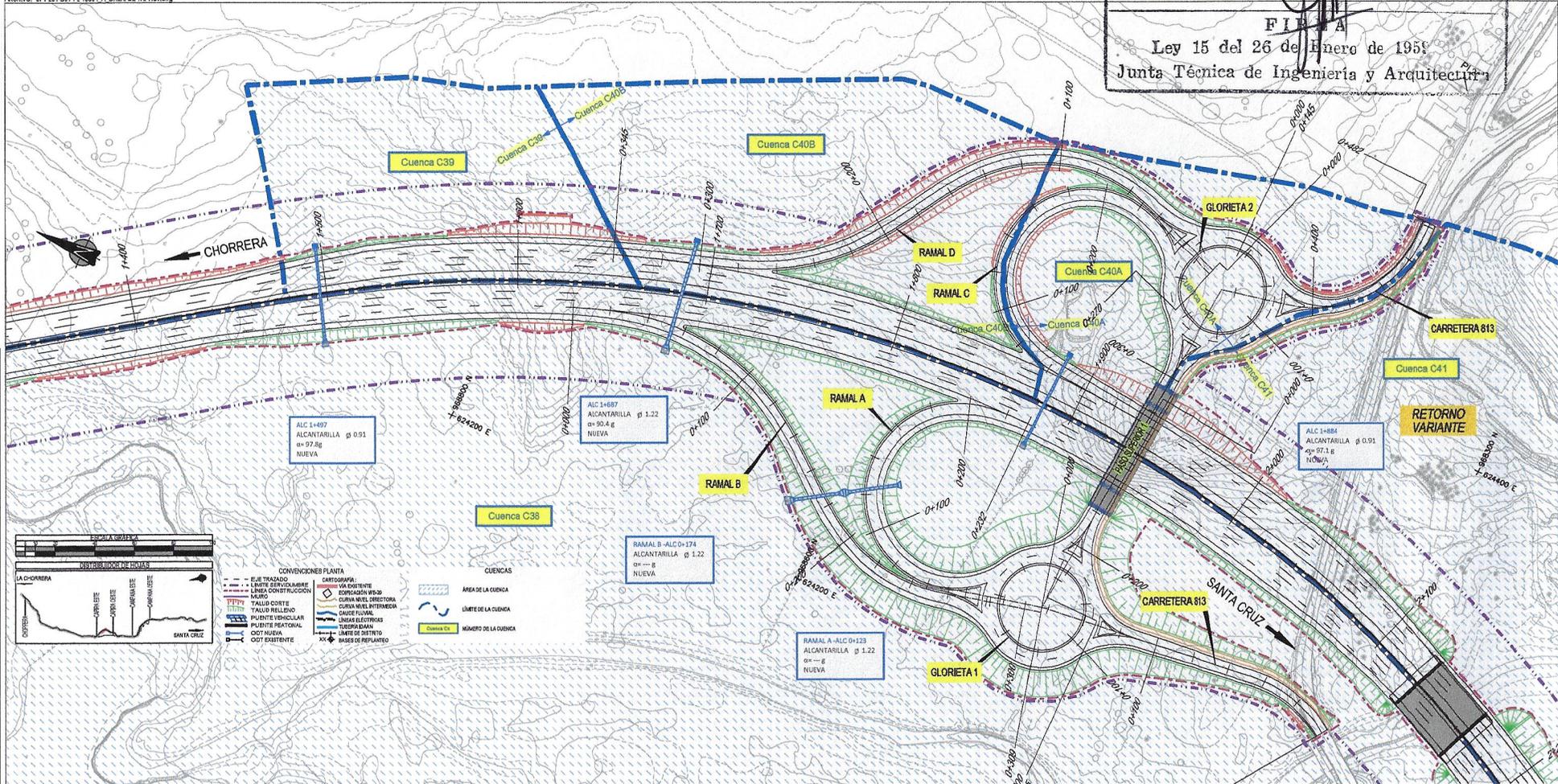
| | |
|--|----------------|
| VERIFICADO POR | JOAO CAMPOS |
| APROBADO POR | [Firma] |
| REALIZADO POR | HUMIO CARVALHO |
| DESCRIPCION GENERAL DE LA MODIFICACION | ENTREGA 14 |
| FECHA | 19/07/2019 |
| REVISION | A |



| | | | | | | |
|--|---|-----------------|------------|--|---|------------------------------------|
| | PROYECTO "AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1: LA CHORRERA-SANTA CRUZ" | CONSTRUCTOR | DISEÑO | DESCRIPCION FASE IV - VARIANTE CAPIRA DRENAJE - OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL PLANO DE CUENCAS EST. 0+700 - 1+400 | PLANO No. 2.10.03 ESCALA: ORIGINAL ANSI A4/D 1/1000 | HOJA 03 DE 14 FECHA: JULIO 2019 |
|--|---|-----------------|------------|--|---|------------------------------------|

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

ARCHIVO: CPl-201-001-Pl-10304 A DRENAJE TRANSV.AWG

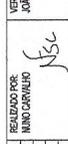


| | |
|-----------------|---------------|
| VERIFICADO POR: | JOAO CAMPOS |
| REVISADO POR: | MINO CARVALHO |
| FECHA: | 19/07/2019 |
| REVISION: | A |

| | |
|--------------|--|
| PROYECTO: | "AMPLIACION A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1: LA CHORRERA-SANTA CRUZ" |
| CONSTRUCTOR: | Consortio Corredor Playas I |
| DESCRIPCION: | FASE IV - VARIANTE CAPIRA DRENAJE - OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL PLANO DE CUENCAS EST. 1+400 - 2+100 |

| | |
|------------------------------|-------------------|
| PLANO No.: | 2.10.03 |
| ESCALA ORIGINAL ANSI Arch D: | 1/1000 |
| HUJA 04 DE 14 | FECHA: JULIO 2019 |

| | |
|--------------------|---|
| CONVENIONES PLANTA | <ul style="list-style-type: none"> EJE TRAZADO LIMITE DERIVACION LIMITE CONSTRUCCION MURO TALUD CORTA TALUD RELLENDO PUENTE VEHICULAR PUENTE PEATONAL ODT NUEVA ODT EXISTENTE |
| CARTOGRAFIA | <ul style="list-style-type: none"> VAL EXISTENTE ORDENACION VEBOS CURVA RAYO DIRECTORA CURVA RAYO INTERMEDIA LINEA ELÉCTRICAS TUBERIAS LIMITE DE DISTRITO BASES DE REPLANTEO |
| CUENCAS | <ul style="list-style-type: none"> AREA DE LA CUENCA LIMITE DE LA CUENCA CUENCA No. NÚMERO DE LA CUENCA |

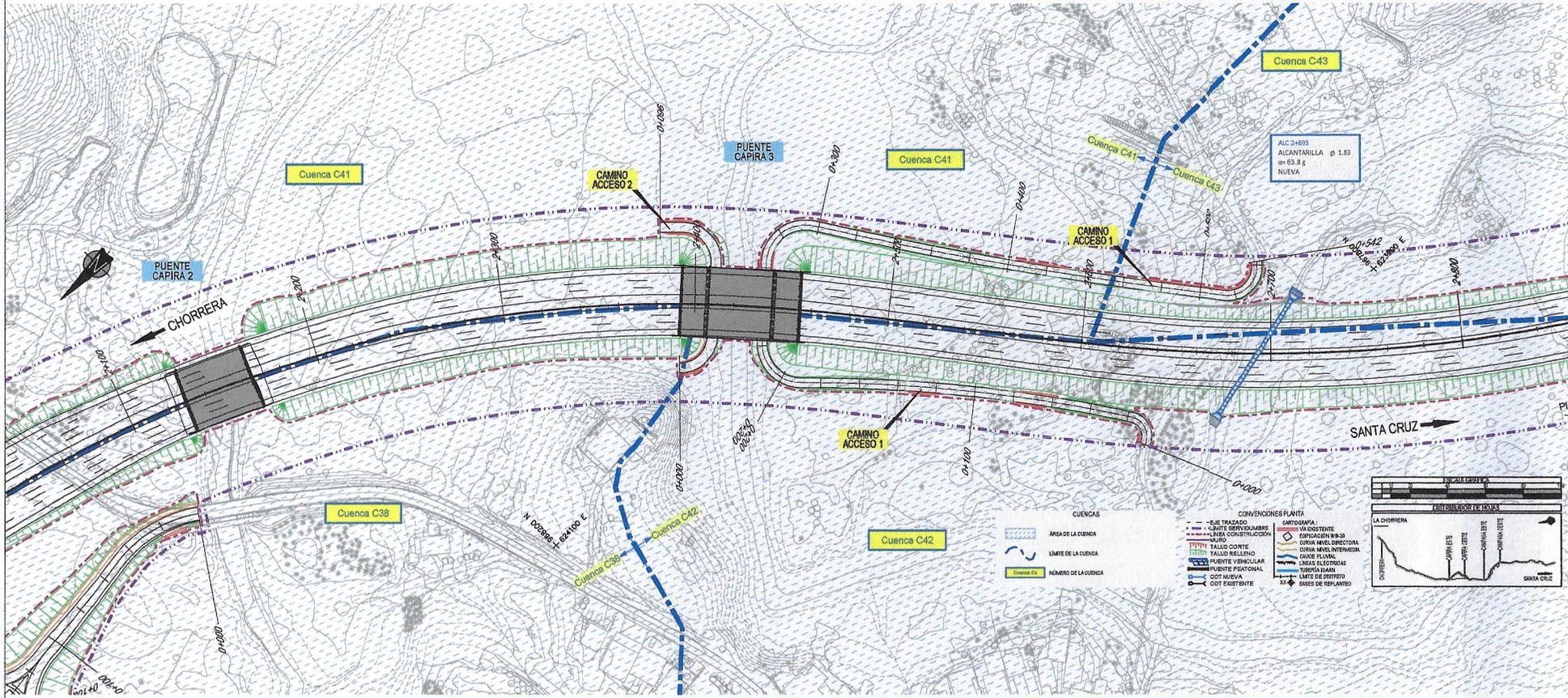


| | | |
|----------|--------------------|---------------|
| LOGO MOP | LOGO ICEACSA GRUPO | LOGO VIAPONTE |
|----------|--------------------|---------------|

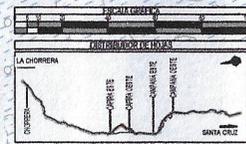
ARCHIVO: CPH-201-D01-PL-16305 A DRENAJE TRANSV.dwg

| | |
|-------------------------|-----------------------|
| IDENTIFICACION NACIONAL | TOYOTA CAJONERA |
| TIPO DE VEHICULO | VEHICULO DE PASAJEROS |
| ANIO DE FABRICACION | 2010 |
| NUMERO DE PLACA | 123456789 |
| TIPO DE MOTOR | MOTOR DIESEL |
| NUMERO DE MOTOR | 123456789 |
| TIPO DE TRANSMISION | MANUAL |
| NUMERO DE TRANSMISION | 123456789 |
| TIPO DE PNEUMATICOS | PNEUMATICOS ESTANDAR |
| NUMERO DE PNEUMATICOS | 123456789 |

| | |
|---|-------------------|
| APROBADO POR: | |
| REVISADO POR: | JOSÉ CAMPOS |
| REALIZADO POR: | HUMBERTO CARRILLO |
| FECHA: | 19/07/2019 |
| DESCRIPCION GENERAL DE LA MODIFICACION: | ENTREGA 14 |
| REVISION: | A |



| CUENCAS | | CONVENIONES PLANTA | |
|----------|---------------------|--------------------|--------------------|
| [Symbol] | AREA DE LA CUENCA | [Symbol] | VA EXISTENTE |
| [Symbol] | LIMITE DE LA CUENCA | [Symbol] | VA EN CONSTRUCCION |
| [Symbol] | Numero de la Cuenca | [Symbol] | VA EN PROYECTO |
| [Symbol] | | [Symbol] | VA EN ESTUDIO |
| [Symbol] | | [Symbol] | VA EN REVISION |
| [Symbol] | | [Symbol] | VA EN APROBACION |
| [Symbol] | | [Symbol] | VA EN SUSPENSA |
| [Symbol] | | [Symbol] | VA EN REPLANTO |



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

CONSTRUCTOR
Consorcio Corredor Playas I

DISEÑO
iceacsa GRUPO
VIAPONTE

DESCRIPCION
**FASE IV - VARIANTE CAPIRA
 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

IGJA 06 DE 14
 ECHA: 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: CPI-201-001-PL-10306 A DRENAJE TRANSVERSAL.dwg

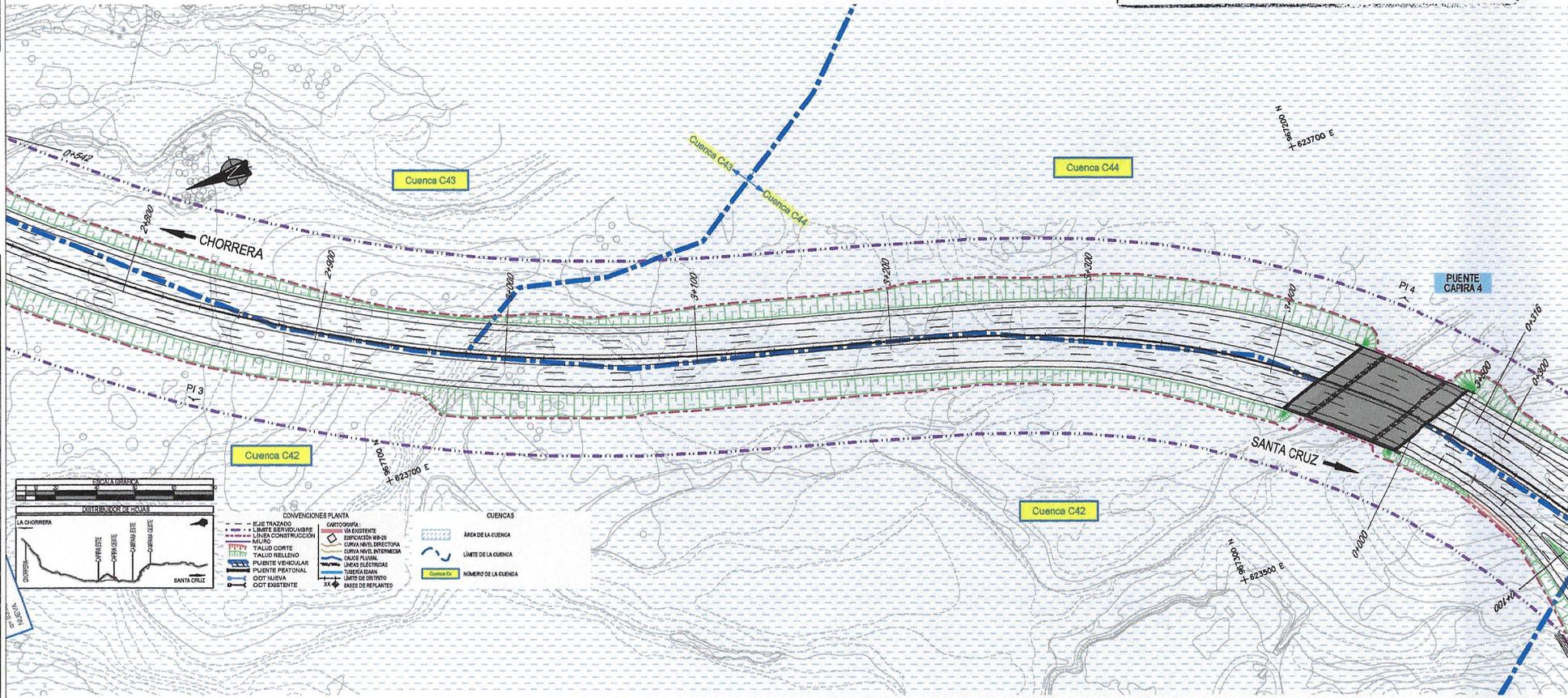
| |
|--|
| INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS |
| LABORATORIO NACIONAL DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS |
| LABORATORIO NACIONAL DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS |
| LABORATORIO NACIONAL DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS |
| LABORATORIO NACIONAL DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS |
| LABORATORIO NACIONAL DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS |
| LABORATORIO NACIONAL DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS |
| LABORATORIO NACIONAL DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS |
| LABORATORIO NACIONAL DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS |
| LABORATORIO NACIONAL DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS |

APROBADO POR: [Firma]

VERIFICADO POR: JOAO CAMPOS

REALIZADO POR: NIMO CERVALLAO

| | | |
|---------|------------|--|
| REVISOR | FECHA | DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA MODIFICACIÓN |
| A | 19/07/2019 | ENTREGA 04 |



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

CONSTRUCTOR
Consorcio Corredor Playas I



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
 IDJA 08 DE 14
 FECHA: JULIO 2019

JAMEL J. SERRACIN VALDES

INGENIERO CIVIL

Licencia No. 2005-006-106

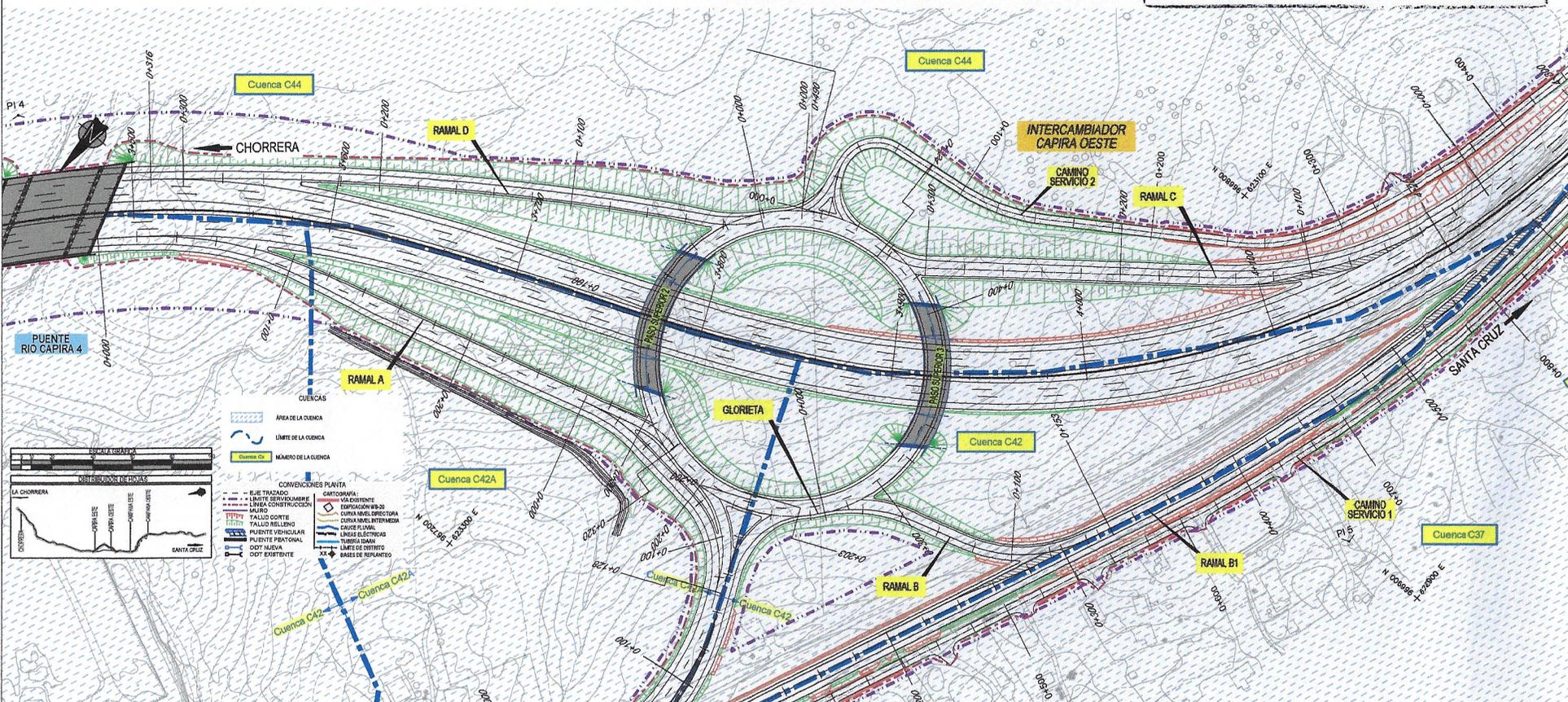
FILE

Ley 15 del 26 de Enero de 1958

Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

ARCHIVO: CPI-201-D01-PL-10307_A DRENAJE TRANSV.dwg

| | |
|--------------|--------------------------|
| ESTADO | PROYECTO |
| FECHA | 19/07/2019 |
| REVISOR | A |
| PROYECTANTE | JAMEL J. SERRACIN VALDES |
| VERIFICADOR | JOAO DAMAS |
| APROBADO POR | [Firma] |



APROBADO POR

VERIFICADO POR
JOAO DAMAS

REALIZADO POR
JAMEL J. SERRACIN VALDES

DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA MODIFICACION
ENTREGA 14

| | |
|---------|------------|
| FECHA | 19/07/2019 |
| REVISOR | A |



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

CONSTRUCTOR
Corredor Playas I

DESEÑO
iceacsa GRUPO
VIAPONTE

DESCRIPCIÓN
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

HJA 07 DE 14
FECHA: JULIO 2019

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

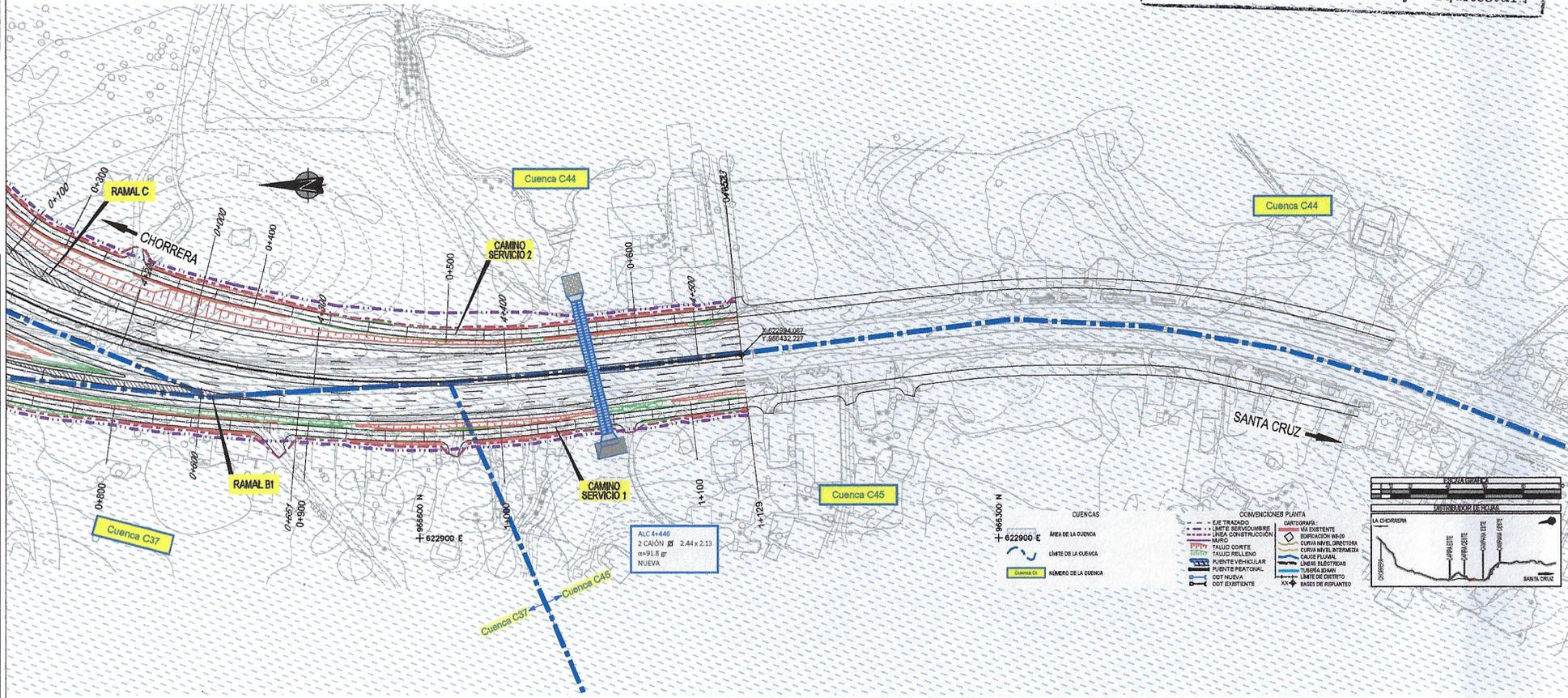
[Firma]
F I L I A
 Ley 15 del 26 de Enero de 1959
 Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

ARCHIVO: CP1-201-D01-PL-10306 A DRENAJE TRANSVERSAL.dwg

| | |
|-------------------------|--|
| INSTITUCION PROFESIONAL | INSTITUTO VENEZOLANO DE INGENIERIA CIVIL |
| ESTADO | ESTADO BOLIVAR |
| CIUDAD | PUERTO LA CRUZ |
| PROFESION | INGENIERO CIVIL |
| NUMERO DE LICENCIA | 2005-006-106 |
| FECHA DE EMISION | 15/07/2019 |
| TIPO DE LICENCIA | PROFESION |
| FECHA DE VENCIMIENTO | 15/07/2024 |

| | |
|-----------------|---------------|
| APROBADO POR: | [Firma] |
| VERIFICADO POR: | JOAO CAMPOS |
| REALIZADO POR: | MINO CARVALHO |

| | |
|--|------------|
| DESCRIPCION GENERAL DE LA MODIFICACION | ENTREGA H |
| FECHA | 15/07/2019 |
| REVISION | A |



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

CONSTRUCTOR
 Consorcio
Corredor Playas I

DISEÑO
 iceacsa GRUPO
 VIAPONTE

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

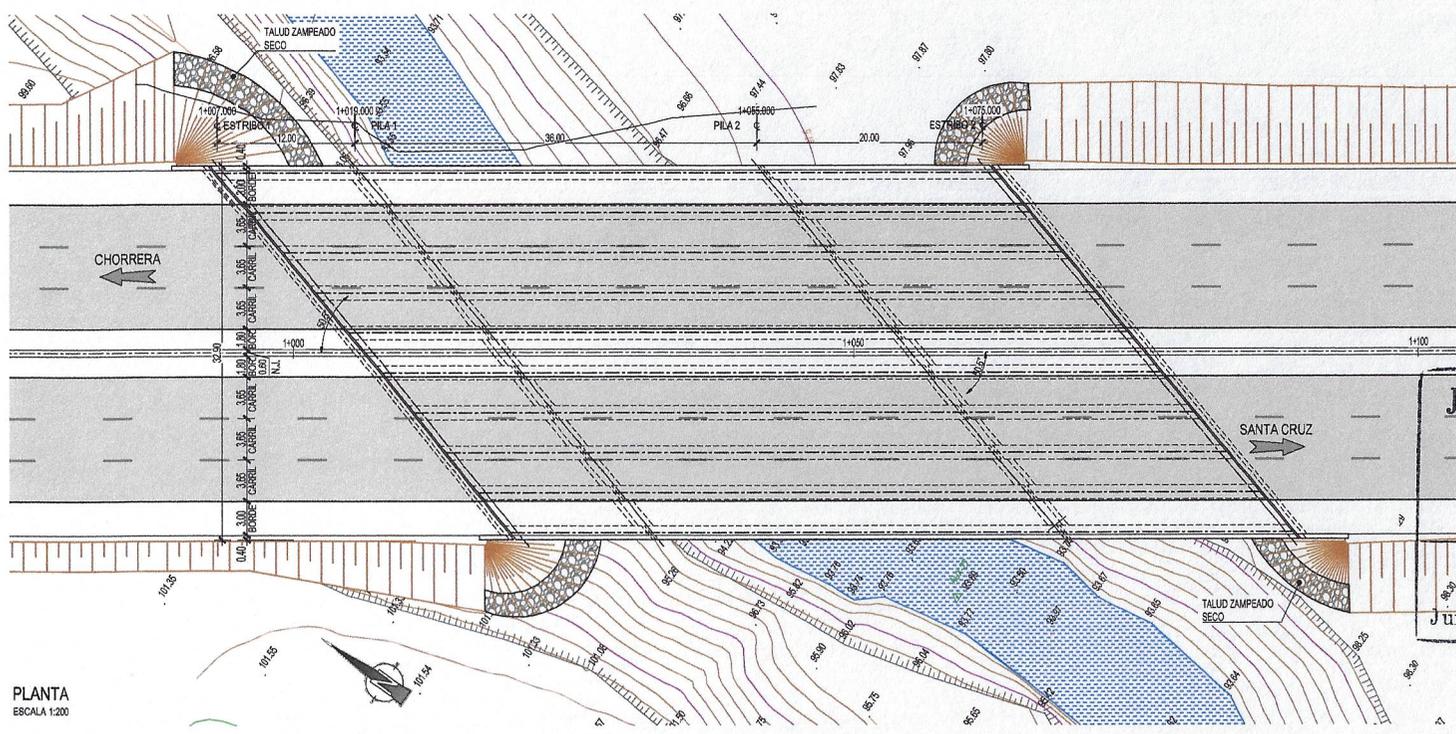
PLANO No. 2.10.03
 ESCALA: ORIGINAL ANSI Arch D 1/1000
 HOJA 08 DE 14
 FECHA: JULIO 2019

| | |
|---|---|
| INSTITUCION AUTONOMA NACIONAL DE CONSTRUCCION CIVIL | UNIDAD DE PROYECTO |
| PROYECTO | CONSTRUCCION DE LA OBRERA DE LAS PLAYAS |
| FECHA | 2019-07-01 |
| PROYECTANTE | JAMIEL J. SERRACIN VALDES |
| VERIFICADO | JAMIEL J. SERRACIN VALDES |
| APROBADO | JAMIEL J. SERRACIN VALDES |

| | |
|----------------|---|
| PROYECTO | CONSTRUCCION DE LA OBRERA DE LAS PLAYAS |
| VERIFICADO POR | AMARCO OTERO |
| REALIZADO POR | FRANCISCO MANSUETO |
| FECHA | 2019-07-01 |
| PROYECTANTE | JAMIEL J. SERRACIN VALDES |
| VERIFICADO | JAMIEL J. SERRACIN VALDES |
| APROBADO | JAMIEL J. SERRACIN VALDES |

| ESPECIFICACIONES DE MATERIALES | | | |
|---|---------------------------------|------|--------------------|
| ELEMENTO | RESISTENCIA (f' o cil. 28 dias) | 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 | 55 |
| ACERO DE REFUERZO - ASTM A706 Grade 60 (f' y=420 MPa) | | | |
| ACERO DE PRESFUERZO - ASTM A416 Grade 1800 (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.



PLANTA
 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

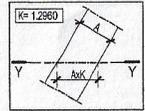
JAMEL J. SERRACIN VALDES
INGENIERO CIVIL
 Licencia No. 2005-006-106

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

| ESPECIFICACIONES DE MATERIALES | | | |
|--------------------------------|--------------------------------|------|--------------------|
| ELEMENTO | RESISTENCIA (f'c cil. 28 días) | A/C | RECURRIMIENTO (mm) |
| HORMIGÓN EN MASA / DE LIMPIEZA | 14 MPa | 0.45 | — |
| ENCAPADOS 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 |
| PRELOSAS | 40 MPa | 0.45 | 30 |
| LOSA DE TABLERO IN-SITU | 30 MPa | 0.45 | 35 |

ACERO DE REFUERZO - ASTM A706 Grado 80 (f_y=420 MPa)
 ACERO DE PRESFUERZO - ASTM A416 Grado 1860 (σ=15.24 mm, A=140 mm², f_y=1675 MPa)

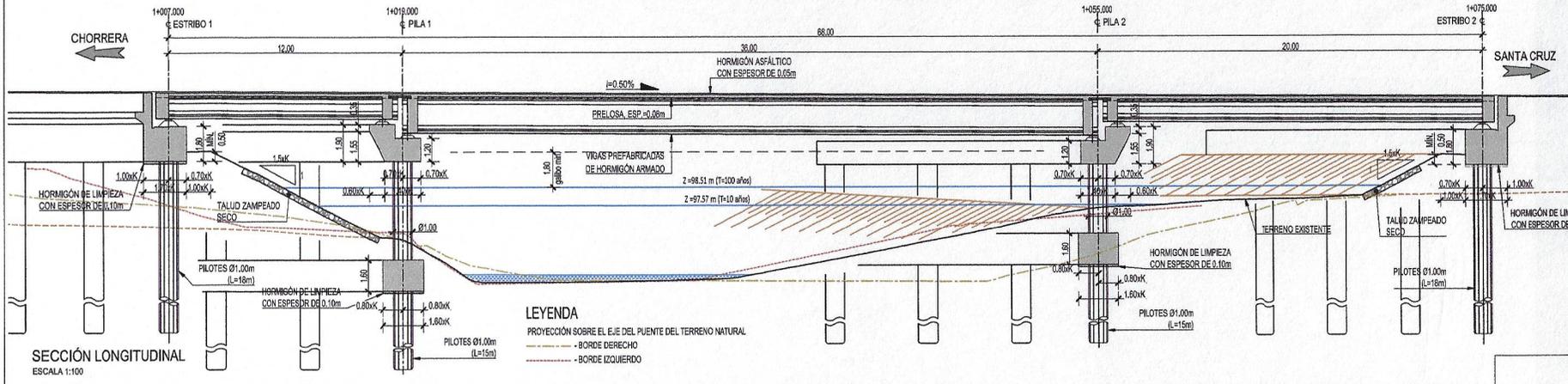
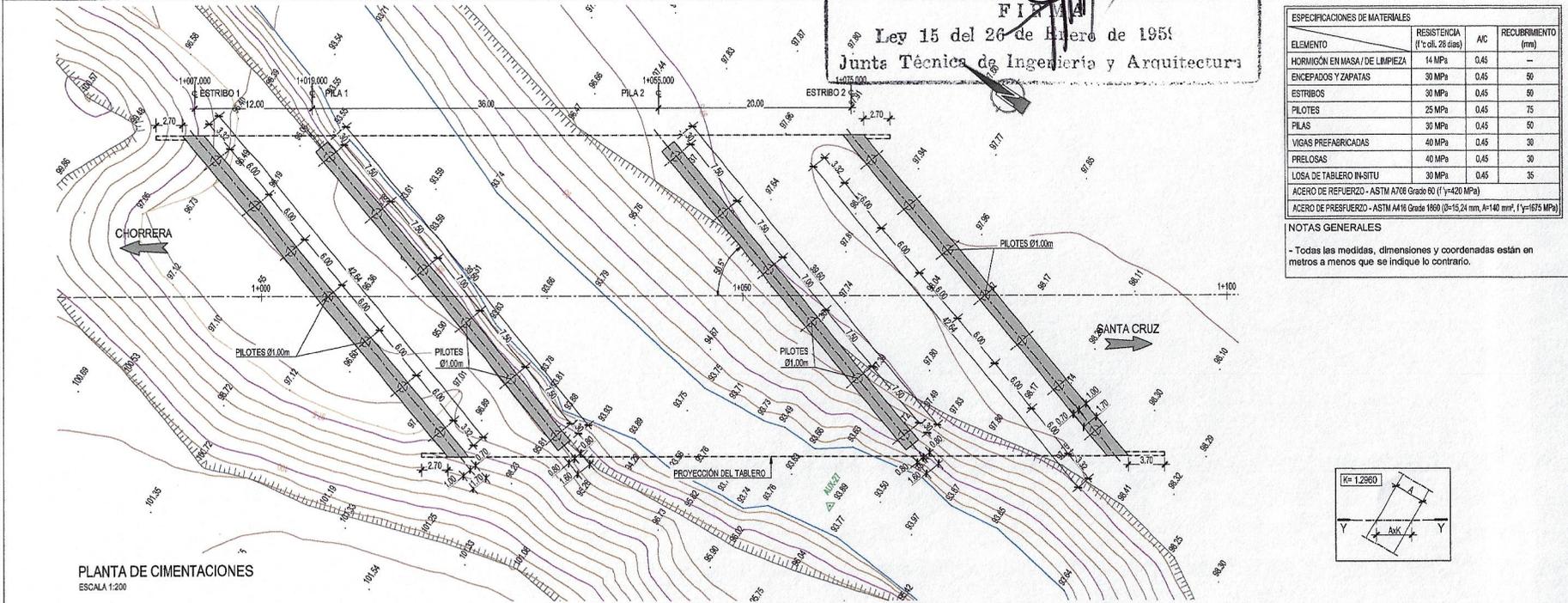
NOTAS GENERALES
 - Todas las medidas, dimensiones y coordenadas están en metros a menos que se indique lo contrario.



ARCHIVO: CFI-2014-01-PL-00303_A_ESTRUCTURAS.DWG

| | |
|---------------|----------------|
| PROYECTO | CONSTRUCION |
| REALIZADO POR | REVISADO POR |
| APROBADO POR | VERIFICADO POR |

| | |
|---------------|----------------|
| PROYECTO | CONSTRUCION |
| REALIZADO POR | REVISADO POR |
| APROBADO POR | VERIFICADO POR |



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 | DISEÑO | DESCRIPCIÓN FASE IV - VARIANTE DE CAPIRA ESTRUCTURAS - PUENTE CAPIRA I 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

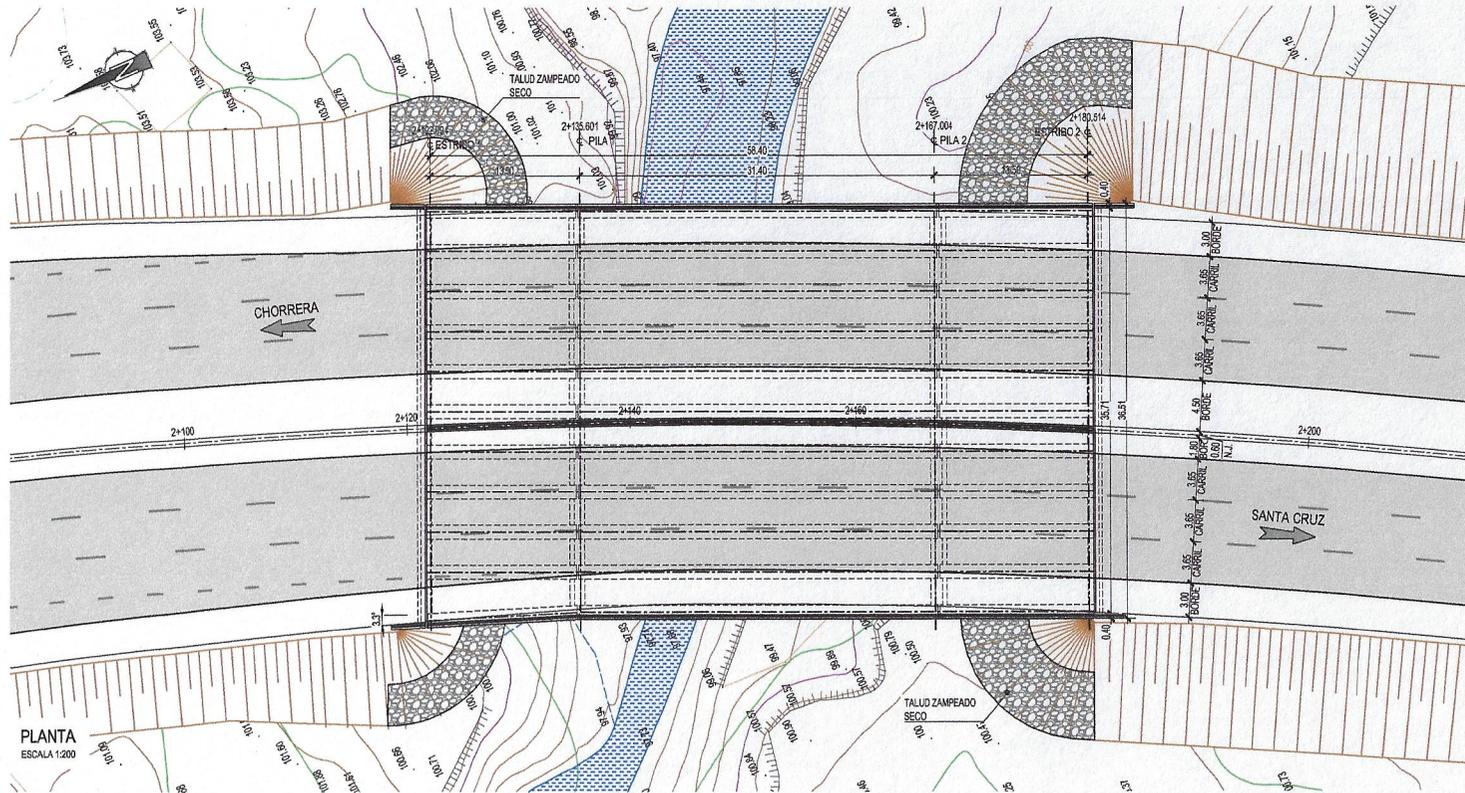
ARCHIVO: CP1-201701-PL-0002_A_ESTRUCTURAS.DWG

| ESPECIFICACIONES DE MATERIALES | | | |
|--------------------------------|--------------------------------|------|--------------------|
| ELEMENTO | RESISTENCIA (f'c cil. 28 días) | A/C | 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 A19 Grado 1860 (σ_p=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

| | |
|--|--------------|
| PROYECTADO POR | APROBADO POR |
| VERIFICADO POR | |
| REALIZADO POR | |
| DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA MODIFICACIÓN | |
| REVISIÓN | |
| A | |
| B | |
| C | |
| D | |
| E | |



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

CONSTRUCTOR
Consortio
ICorredor Playas I

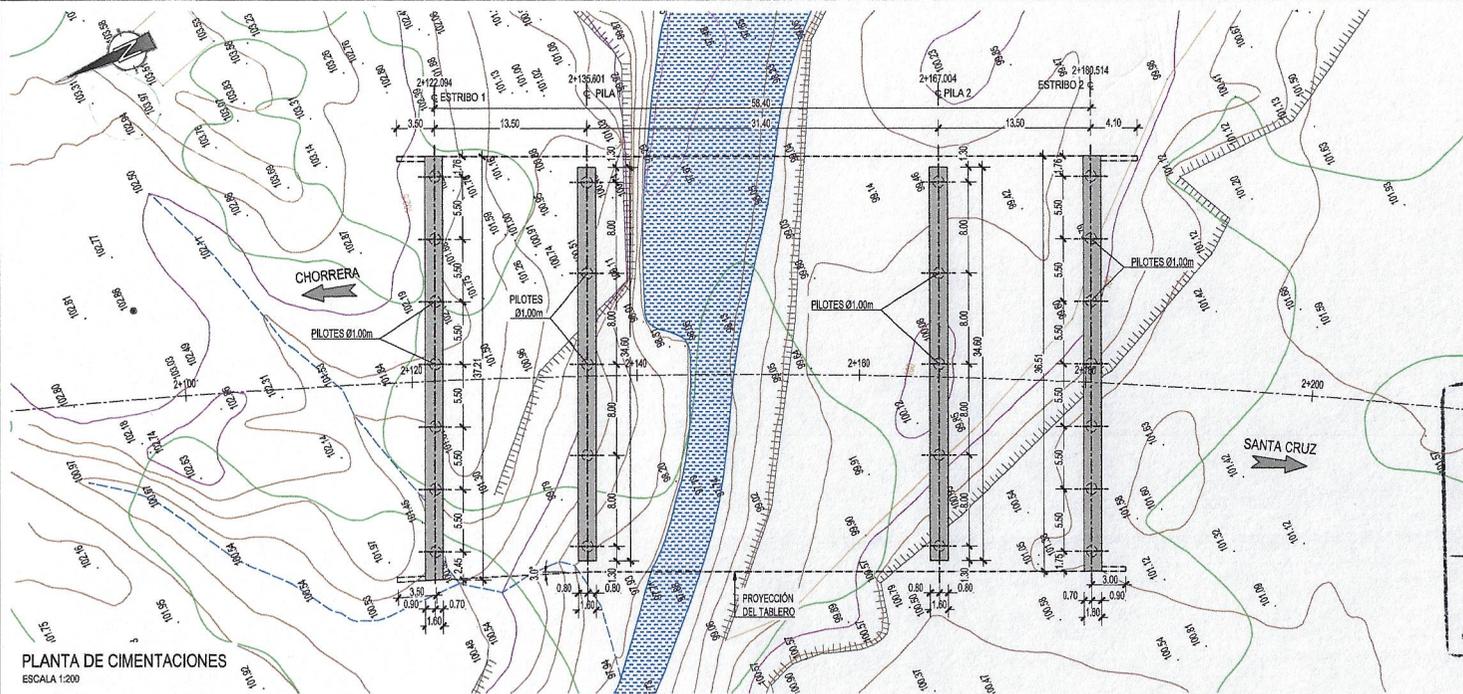


DESCRIPCIÓN
FASE IV - VARIANTE DE CAPIRA
ESTRUCTURAS - PUENTE CAPIRA 2
GEOMETRÍA GENERAL
PLANTA

PLANO No. 2.00.04
ESCALA ORIGINAL ANSI A4/D
1/200, 1/100

HOJA 02 DE 33
FECHA: JULIO 2019

| |
|---|
| INSTITUCIÓN NACIONAL DE CALIDAD |
| ESTADO DE GUAYAMA |
| PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DEL PUENTE DE LA CAPIRA |
| PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DEL PUENTE DE LA CAPIRA |
| PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DEL PUENTE DE LA CAPIRA |
| PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DEL PUENTE DE LA CAPIRA |
| PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DEL PUENTE DE LA CAPIRA |



| ESPECIFICACIONES DE MATERIALES | | | |
|--|--------------------------------|-----|--------------------|
| ELEMENTO | RESISTENCIA (f'c cil. 28 días) | AC | RECURRIMIENTO (mm) |
| HORMIGÓN EN MASA / DE LIMPIEZA | 14 MPa | 0,6 | — |
| ENCEPADOS Y ZAPATAS | 30 MPa | 0,6 | 50 |
| ESTRIBOS | 30 MPa | 0,6 | 50 |
| PILOTOS | 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 90 (f' = 420 MPa) | | | |
| ACERO DE PRESFUERZO - ASTM A18 Grado 1860 (σ _p = 15,24 mm, A = 140 mm ² , f _y = 1625 MPa) | | | |

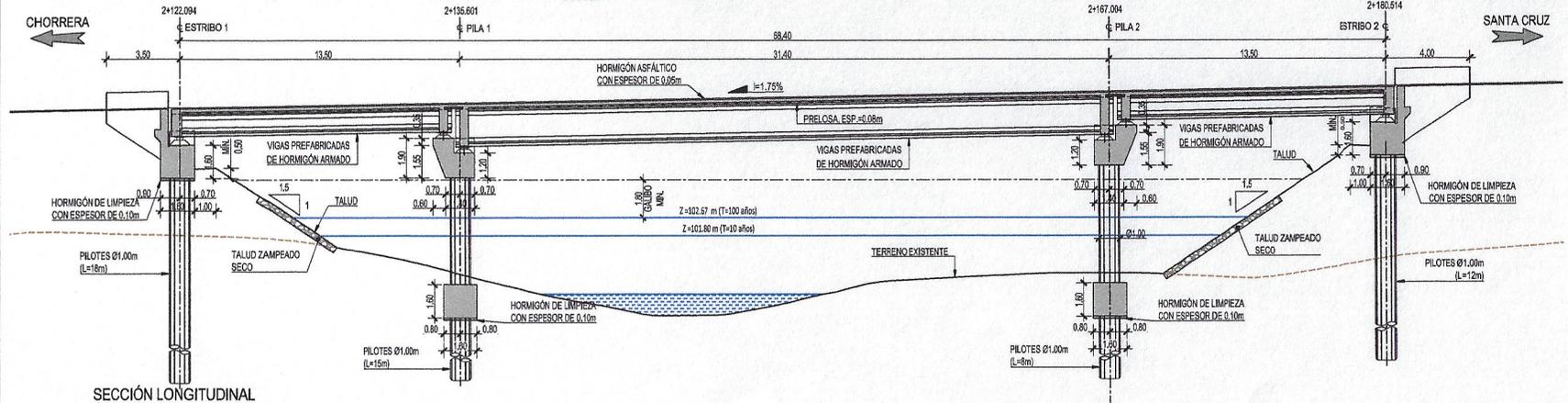
NOTAS GENERALES
 - Todas las medidas, dimensiones y coordenadas están en metros a menos que se indique lo contrario.

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

FIRMADO

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

PLANTA DE CIMENTACIONES
 ESCALA 1:200



SECCIÓN LONGITUDINAL
 ESCALA 1:100

| | | |
|-----------|----------------|--|
| APROBADOR | VERIFICADOR | REALIZADOR |
| | MARCO QUINTERO | FRANCISCO NASAMENTO |
| | | |
| REVISIÓN | FECHA | DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA MODIFICACIÓN |
| A | 18/07/2019 | ENTREGA |
| B | | |
| C | | |
| D | | |

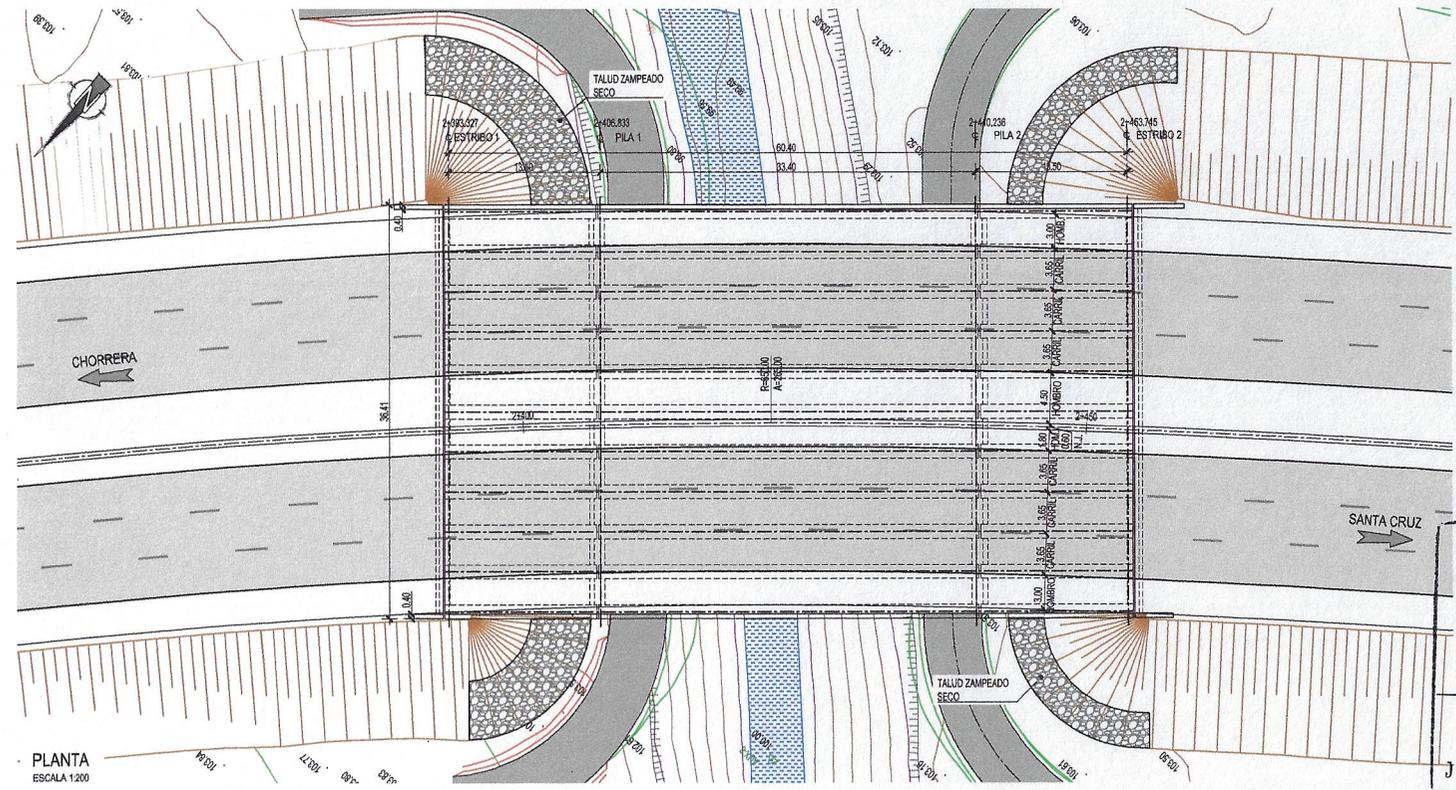
| | | | | | |
|--|-----------------------------|------------------------|---|--|-------------------|
| PROYECTO | CONSTRUCTOR | DISEÑO | DESCRIPCIÓN | PLANO No. | HOJA 03 DE 33 |
| "AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1: LA CHORRERA-SANTA CRUZ" | Consorcio Corredor Playas I | Iceacsa GRUPO VIAPONTE | FASE IV - VARIANTE DE CAPIRA ESTRUCTURAS - PUENTE CAPIRA 2 GEOMETRÍA GENERAL PLANTA DE CIMENTACIONES Y SECCIÓN LONGITUDINAL | 2.00.04 ESCALA: ORIGINAL ANSI Arch D 1/200, 1/100 | FECHA: JULIO 2019 |

| | |
|--------------------------------|--|
| INSTITUCIÓN EJECUTORA NACIONAL | TRONCAL |
| INSTITUCIÓN EJECUTORA LOCAL | LA CHORRERA |
| PROYECTO | AMPLIACIÓN A SEIS CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1: LA CHORRERA-SANTA CRUZ |
| FECHA DE ELABORACIÓN | 2019 |
| FECHA DE APROBACIÓN | 2019 |

| | | | |
|----------------|---------------------|--|--|
| REALIZADO POR | FRANCISCO NASIMENDO | APROBADO POR | |
| VERIFICADO POR | MARCOS OJEDA | | |
| REVISADO POR | M. J. | | |
| REVISIÓN | FECHA | DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA MODIFICACIÓN | |
| 1 | 15/07/2019 | ENTREGA | |

| ESPECIFICACIONES DE MATERIALES | | |
|---|----------------------------------|--------------------|
| ELEMENTO | RESISTENCIA (f'c c/cil. 28 días) | RECUBRIMIENTO (mm) |
| HORMIGÓN EN MASA / DE LIMPIEZA | 14 MPa | 0.45 |
| ENCEPADOS Y ZAPATAS | 30 MPa | 0.45 |
| ESTRIBOS | 30 MPa | 0.45 |
| PILOTES | 25 MPa | 0.45 |
| PILAS | 30 MPa | 0.45 |
| VIGAS PREFABRICADAS | 40 MPa | 0.45 |
| PRELOSAS | 40 MPa | 0.45 |
| LOSA DE TABLERO IN-SITU | 30 MPa | 0.45 |
| ACERO DE REFUERZO - ASTM A706 Grado 60 (f' = 420 MPa) | | |
| ACERO DE PRESFUERZO - ASTM A116 Grado 1860 (σ = 1524 mm, A=140 mm ² , f' = 1675 MPa) | | |

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

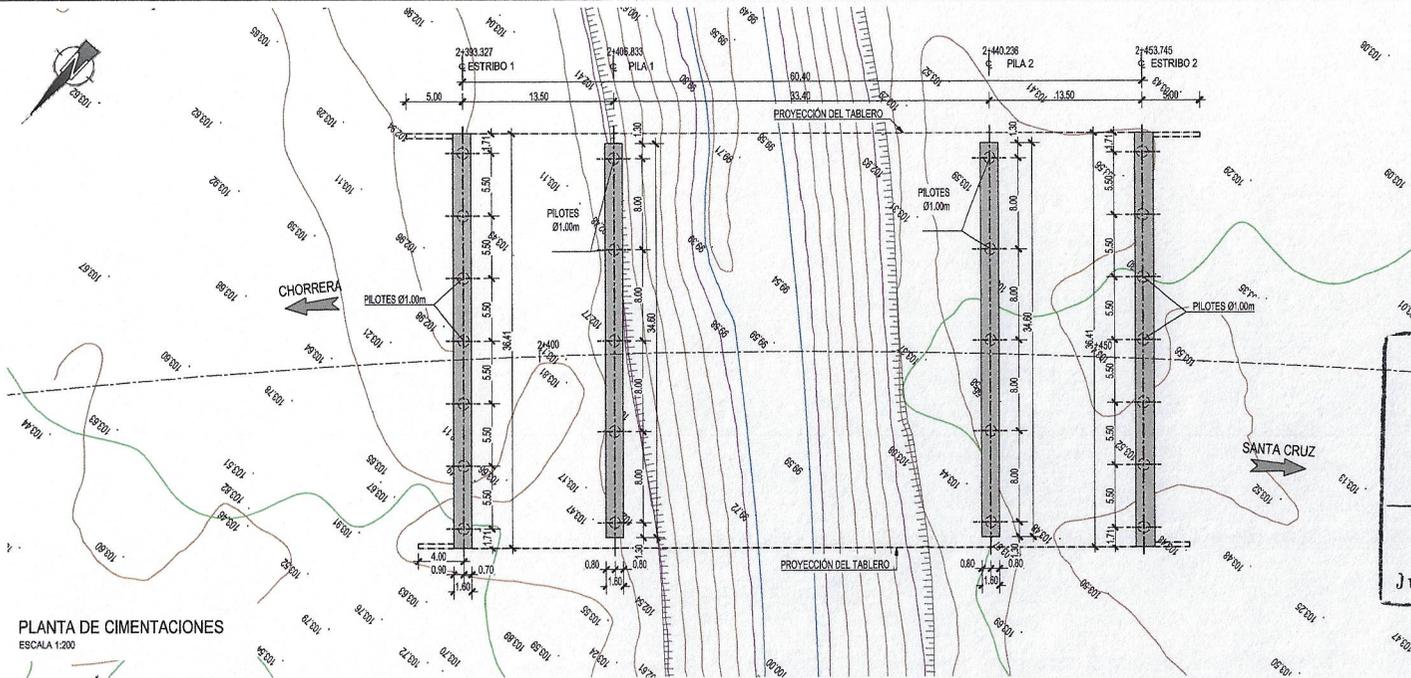


JAMEL J. SERRACIN VALDES
 INGENIERO CIVIL
 Licencia No. 2005-006-106

FIG. 1
 Ley 15 del 26 de Enero de 1959
 Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

| | |
|----------------------|--------------------------|
| INSTITUCION NACIONAL | UNIVERSIDAD NACIONAL |
| PROYECTO | LA CHORRERA - SANTA CRUZ |
| FECHA | 2019 |
| ESCALA | 1:200 |
| PROYECTANTE | J. Serracin Valdes |
| REVISOR | M. Otero |
| APROBADO | M. Otero |

| | | |
|---|----------|---|
| APROBADO POR: | M. Otero | |
| REVISADO POR: | M. Otero | |
| ELABORADO POR: | M. Otero | |
| ESPECIFICACION GENERAL DE LA MODIFICACION | | |
| REVISION | FECHA | ESPECIFICACION GENERAL DE LA MODIFICACION |
| 1 | 1 | |
| 2 | 2 | |
| 3 | 3 | |



| ESPECIFICACIONES DE MATERIALES | | | |
|--|----------------------------------|------|--------------------|
| ELEMENTO | RESISTENCIA (f'c c/cil. 28 dias) | f'c | RECUBRIMIENTO (mm) |
| HORMIGÓN EN MASA / DE LIMPIEZA | 14 MPa | 0.45 | - |
| ENCAJADOS 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' = 420 MPa) | | | |
| ACERO DE PRESFUERZO - ASTM A416 Grado 1860 (E = 15,24 mm, A = 140 mm ² , f' = 1875 MPa) | | | |

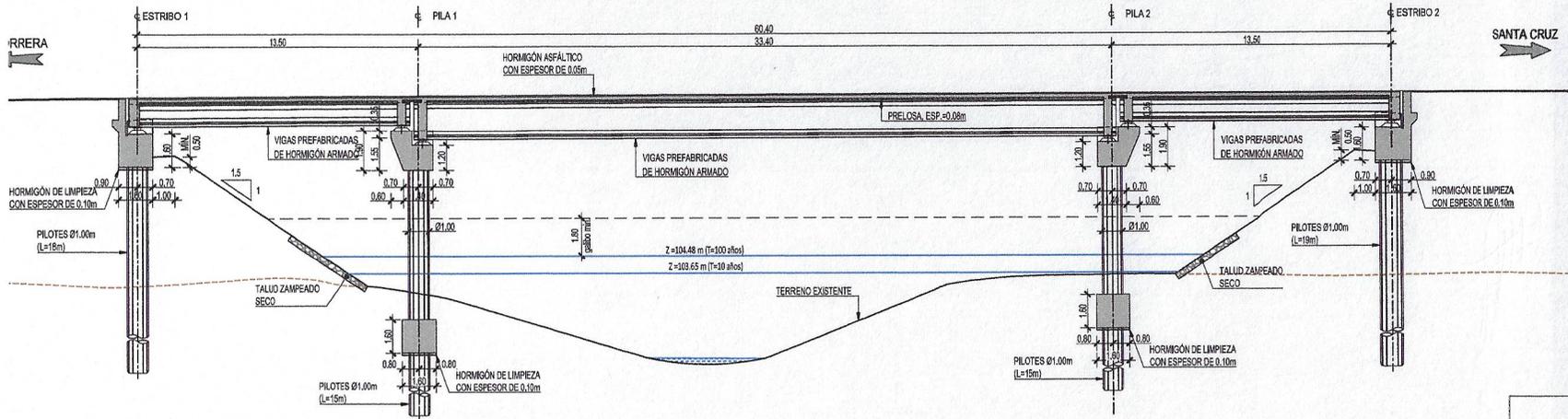
NOTAS GENERALES
 - Todas las medidas, dimensiones y coordenadas están en metros a menos que se indique lo contrario.

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

CONSTRUCTOR
Corredor Playas I

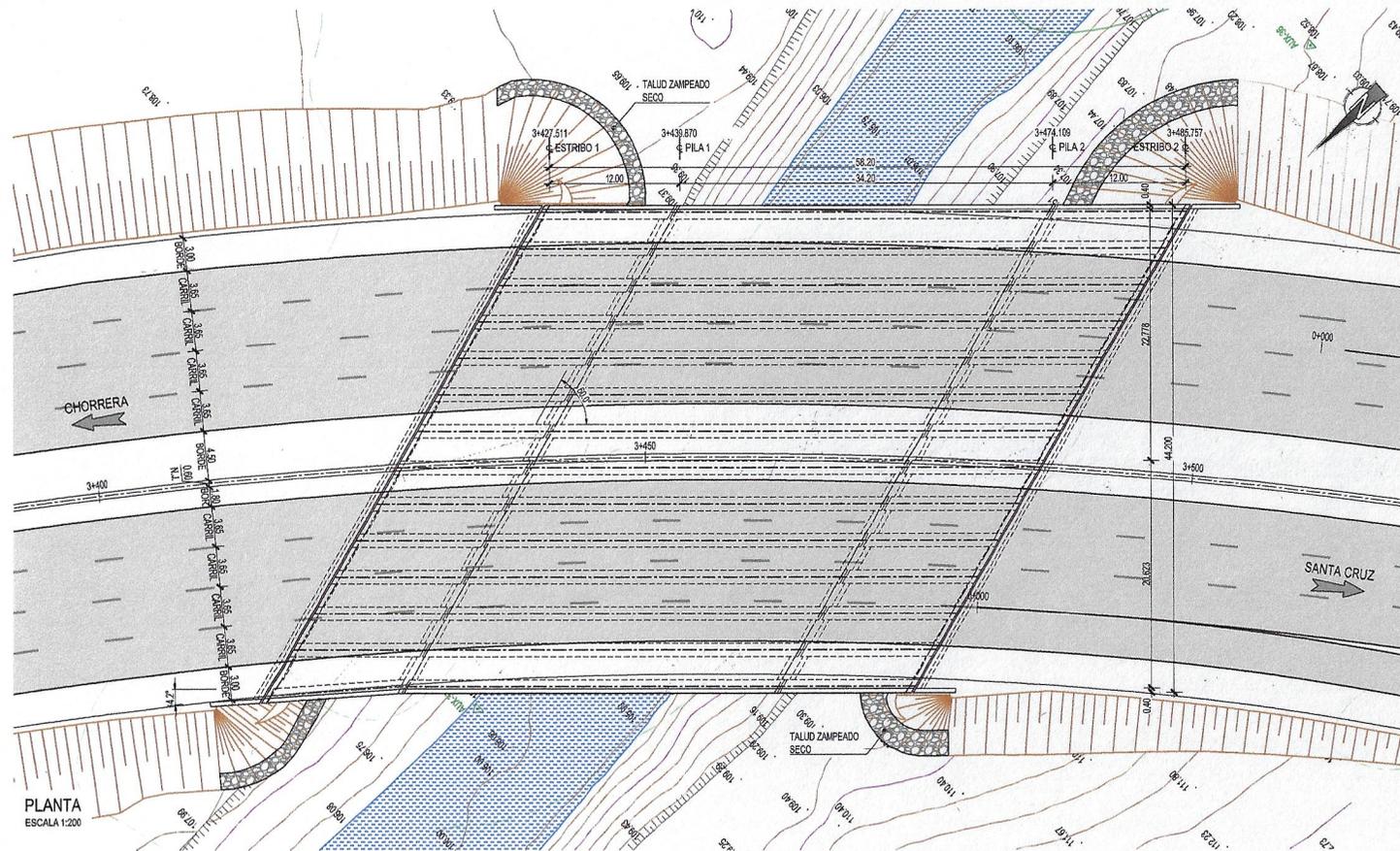
DISEÑO
Iceacsa
 VIAPONTE

DESCRIPCIÓN
 FASE IV - VARIANTE DE CAPIRA
 ESTRUCTURAS - PUENTE CAPIRA 3
 GEOMETRÍA GENERAL
 PLANTA DE CIMENTACIONES Y SECCIÓN LONGITUDINAL

PLANO No. 2.00.06
 ESCALA ORIGINAL ANSI Arch D 1:200, 1:100
 HOJA 03 DE 33
 FECHA, JULIO 2019

| | |
|----------------------|------------------------------------|
| INSTITUCION NACIONAL | UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CARLOS |
| PROFESION | INGENIERIA CIVIL |
| AREA | ESTRUCTURAS |
| PROYECTO | CONSTRUCCION DE LA OBRERA |
| FECHA | 15/07/2019 |
| PROYECTANTE | JAMEL J. SERRACIN VALDES |

| | |
|--|---------------------|
| PROBADO POR | |
| VERIFICADO POR | MANRICO OTERO |
| REVISADO POR | FRANCISCO NASIMENDO |
| DESCRIPCION GENERAL DE LA MODIFICACION | |
| REVISION | FECHA |
| A | 15/07/2019 |
| B | |
| C | |
| D | |



PLANTA
ESCALA 1:200

| ESPECIFICACIONES DE MATERIALES | | |
|---|---------------------------|--------------------|
| ELEMENTO | RESISTENCIA (f' c ó f' d) | RECURRIMIENTO (mm) |
| HORMIGÓN EN MASA / DE LIMPIEZA | 14 MPa | 0.4% |
| ENCAJADOS Y ZAPATAS | 30 MPa | 0.4% |
| ESTRIBOS | 30 MPa | 0.4% |
| PILOTES | 25 MPa | 0.4% |
| PILAS | 30 MPa | 0.4% |
| VIGAS PREFABRICADAS | 40 MPa | 0.4% |
| PRELOSAS | 40 MPa | 0.4% |
| LOSA DE TABLERO IN-SITU | 30 MPa | 0.4% |
| ACERO DE REFUERZO - ASTM A706 Grado 60 (f' y=420 MPa) | | |
| ACERO DE PRESFUERZO - ASTM A116 Grado 1960 (σ=15.24 mm, f=140 mmf, f' y=1675 MPa) | | |

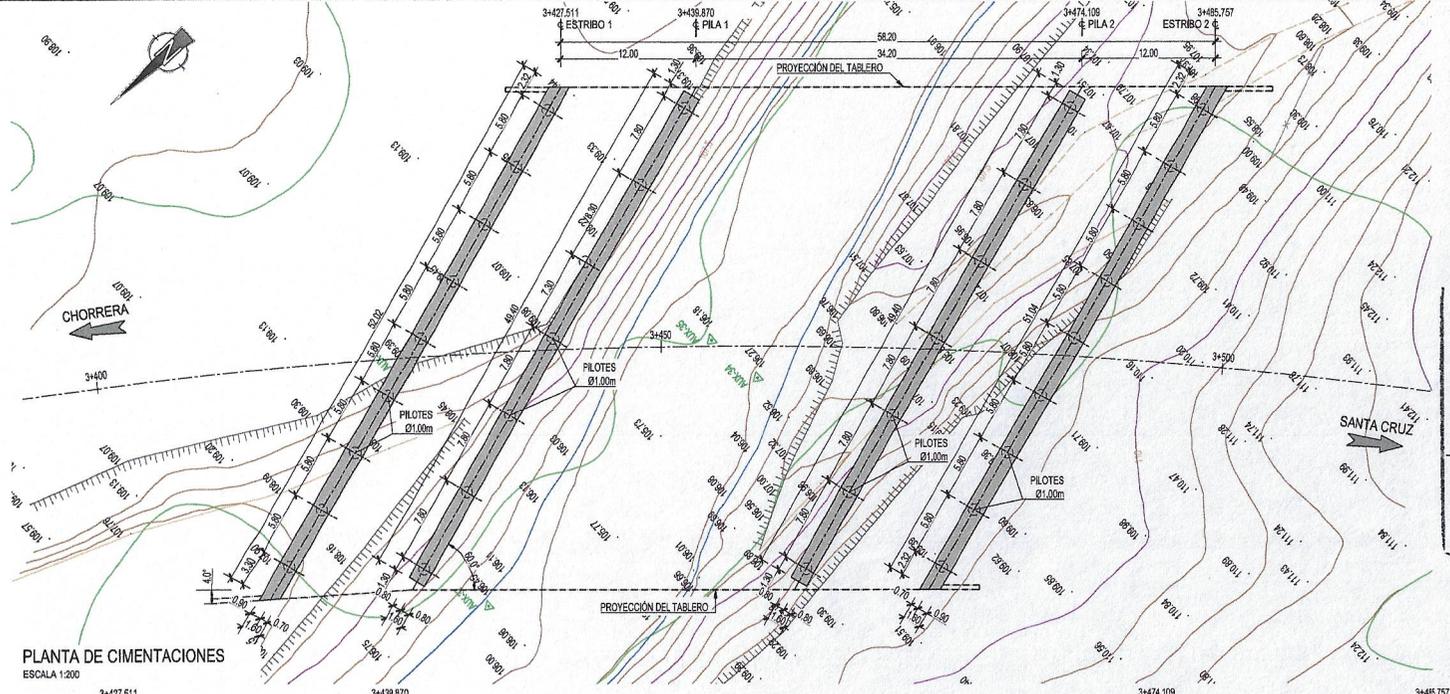
NOTAS GENERALES
- Todas las medidas, dimensiones y coordenadas están en metros a menos que se indique lo contrario.

JAMEL J. SERRACIN VALDES
INGENIERO CIVIL
Licencia N° 2005-006-108

FIRMA

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

| | |
|--------------------------------------|-----------------------|
| ESTADO DE CALIFICACION NACIONAL | TIPO DE PROYECTO |
| ESTADO DE CALIFICACION PROFESIONAL | FECHA DE CALIFICACION |
| ESTADO DE CALIFICACION DE LA EMPRESA | FECHA DE CALIFICACION |
| ESTADO DE CALIFICACION DEL PROYECTO | FECHA DE CALIFICACION |



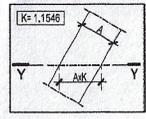
| ESPECIFICACIONES DE MATERIALES | | | |
|---|-------------------------------|------|--------------------|
| ELEMENTO | RESISTENCIA (f' c de 28 días) | AC | RECURRIMIENTO (mm) |
| HORMIGÓN EN MASA / DE LIMPIEZA | 14 MPa | 0.45 | — |
| ENCEPADOS Y ZAPATAS | 30 MPa | 0.45 | 50 |
| ESTRIBOS | 30 MPa | 0.45 | 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 M16 Grado 1850 (D=15.24 mm, A=140 mm ² , f' y=1875 MPa) | | | |

NOTAS GENERALES

- Todas las medidas, dimensiones y coordenadas están en metros y no se incluye el desnivel.

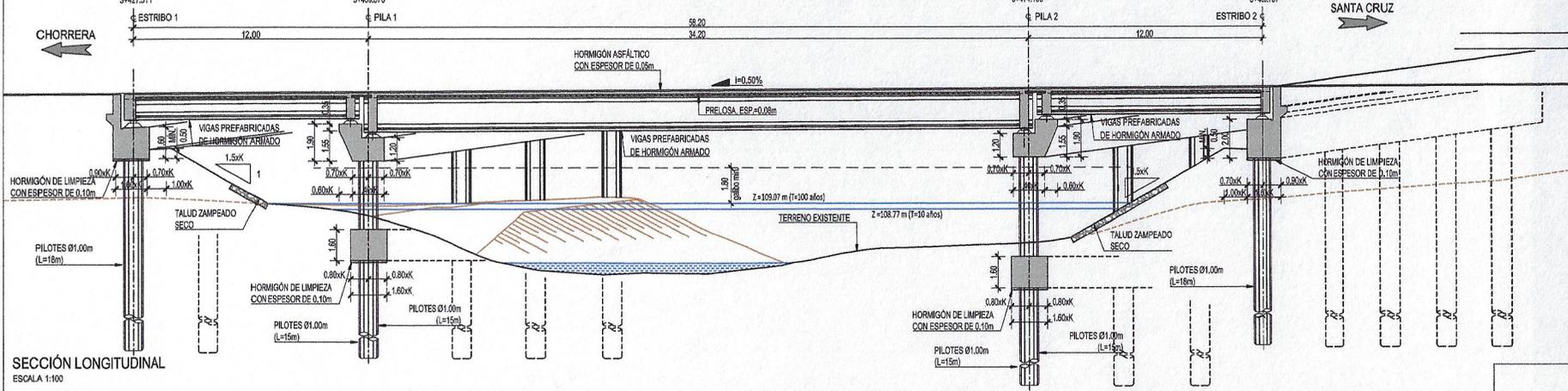
JAMEL J. SERRACIN VALDES
 INGENIERO CIVIL
 Licencia No. 2005-006-106

F 1114
 Ley 15 del 28 de Enero de 1959
 Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura



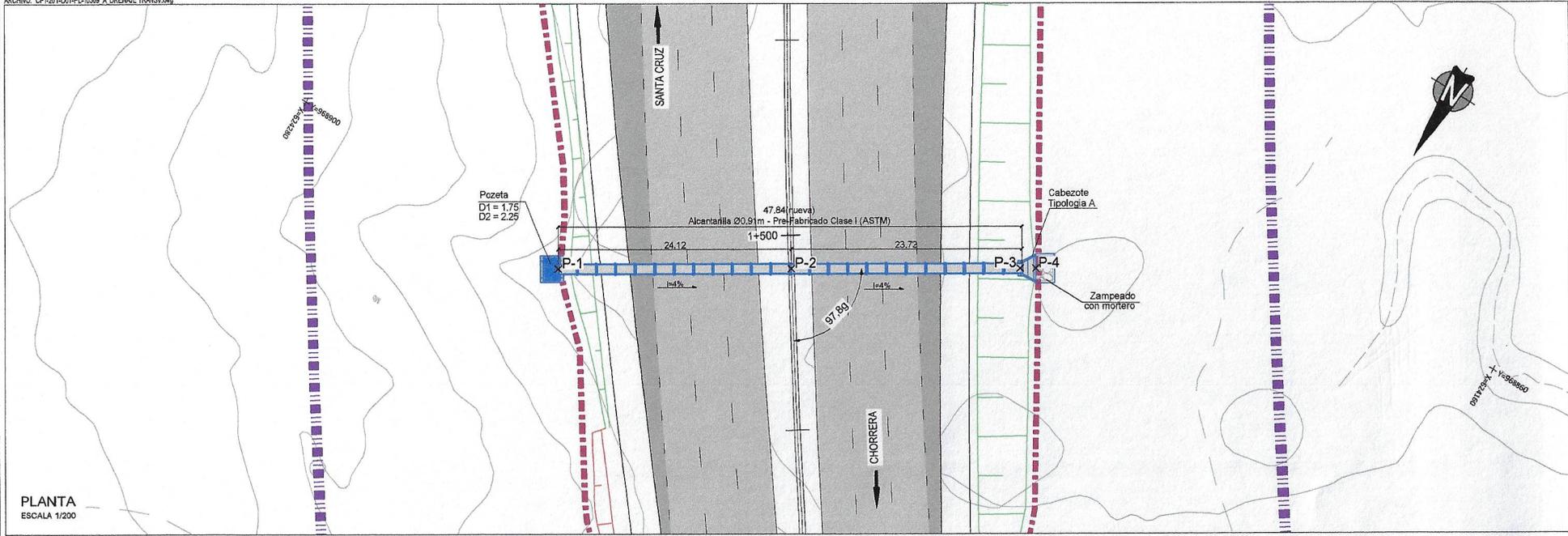
| | |
|----------------|-----------------|
| APROBADO POR: | VERIFICADO POR: |
| ELABORADO POR: | REVISADO POR: |
| REVISADO POR: | REVISADO POR: |
| REVISADO POR: | REVISADO POR: |
| REVISADO POR: | REVISADO POR: |

PLANTA DE CIMENTACIONES
 ESCALA 1:200



SECCIÓN LONGITUDINAL
 ESCALA 1:100

| |
|---|
| INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS |



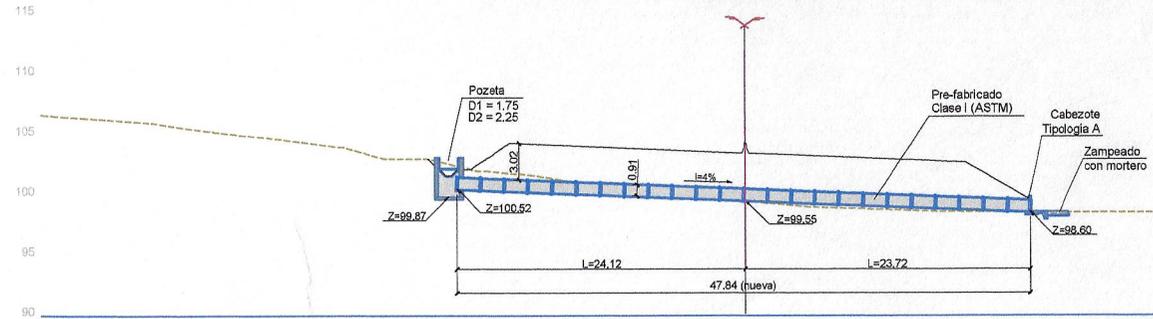
| | | | | |
|---------------|-----------------|---|------------|---|
| APROBADO POR: | VERIFICADO POR: | REALIZADO POR: | FECHA: | DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA MODIFICACIÓN: |
| [Signature] | JUAN CAMPOS | ISABEL PEREIRA | 08/07/2018 | ENTREGA Nº 1 |
| REVISIÓN: | FECHA: | DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA MODIFICACIÓN: | FECHA: | ENTREGA Nº: |
| A. | | | | |

EST. 1+497
ALCANTARILLA - 0.91m

| | |
|-----------|---|
| EXISTENTE | NUEVA ALCANTARILLA 0.91m Clase I (ASTM) |
| - | Ø 90.91 |

| CUADRO DE REPLANTEO ALC | | |
|-------------------------|-------------|-------------|
| PUNTOS | COORDENADAS | |
| P-1 | X=624248.51 | Y=968901.07 |
| P-2 | X=624227.86 | Y=968888.82 |
| 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



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

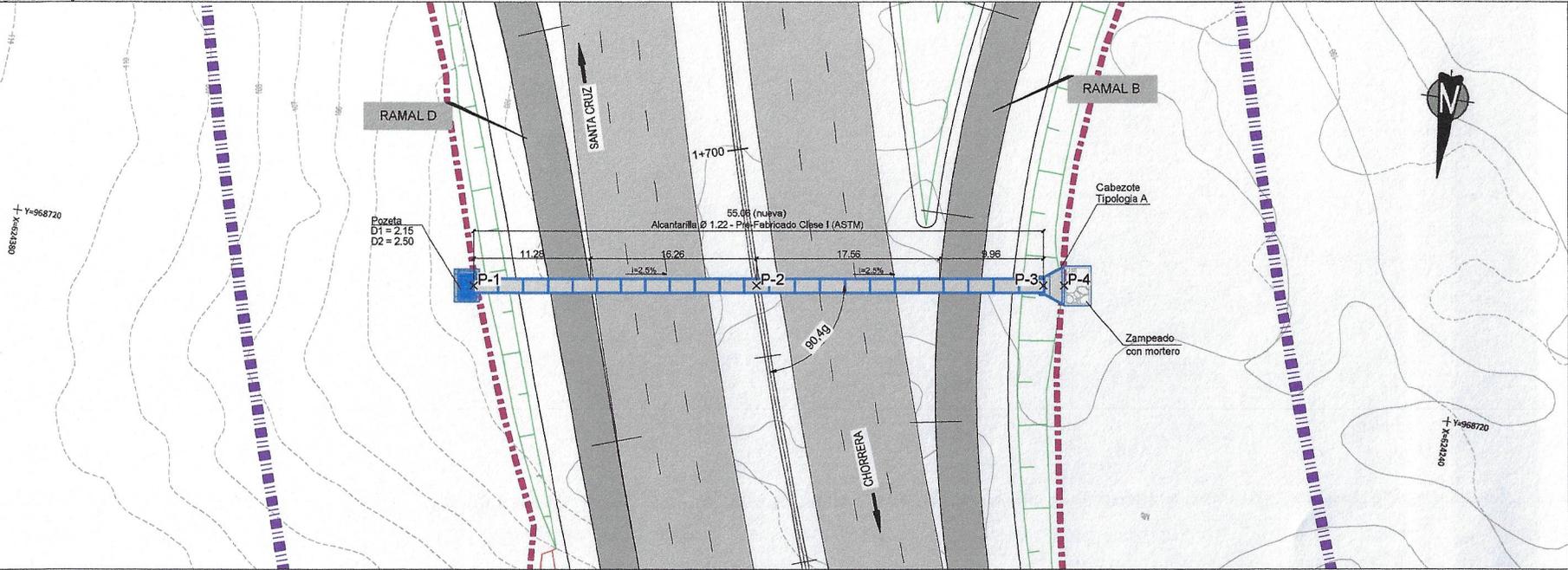
| | |
|----------------------------------|----------------|
| INSTITUCIÓN AUTÓNOMA DE VIALIDAD | PROYECTO |
| INSTITUCIÓN AUTÓNOMA DE VIALIDAD | CONSTRUCTOR |
| INSTITUCIÓN AUTÓNOMA DE VIALIDAD | DISEÑO |
| INSTITUCIÓN AUTÓNOMA DE VIALIDAD | VERIFICADO POR |
| INSTITUCIÓN AUTÓNOMA DE VIALIDAD | APROBADO POR |

| | |
|----------------|--------------|
| VERIFICADO POR | APROBADO POR |
| JUAN CAMPOS | |

| | |
|----------------|-------|
| REALIZADO POR | FECHA |
| ISABEL FERRERA | |

| | | |
|----------|-------|--|
| REVISIÓN | FECHA | DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA MODIFICACIÓN |
| A | | |

PLANTA
ESCALA 1/200

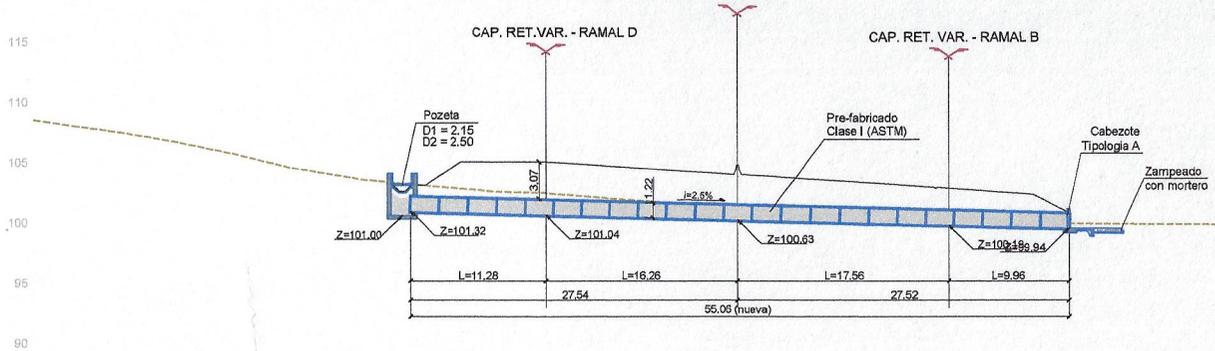


EST. 1+687
ALCANTARILLA - 1.22m

EXISTENTE
NUEVA
ALCANTARILLA 1.22m
Clase I (ASTM)
Ø 01.22

| 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

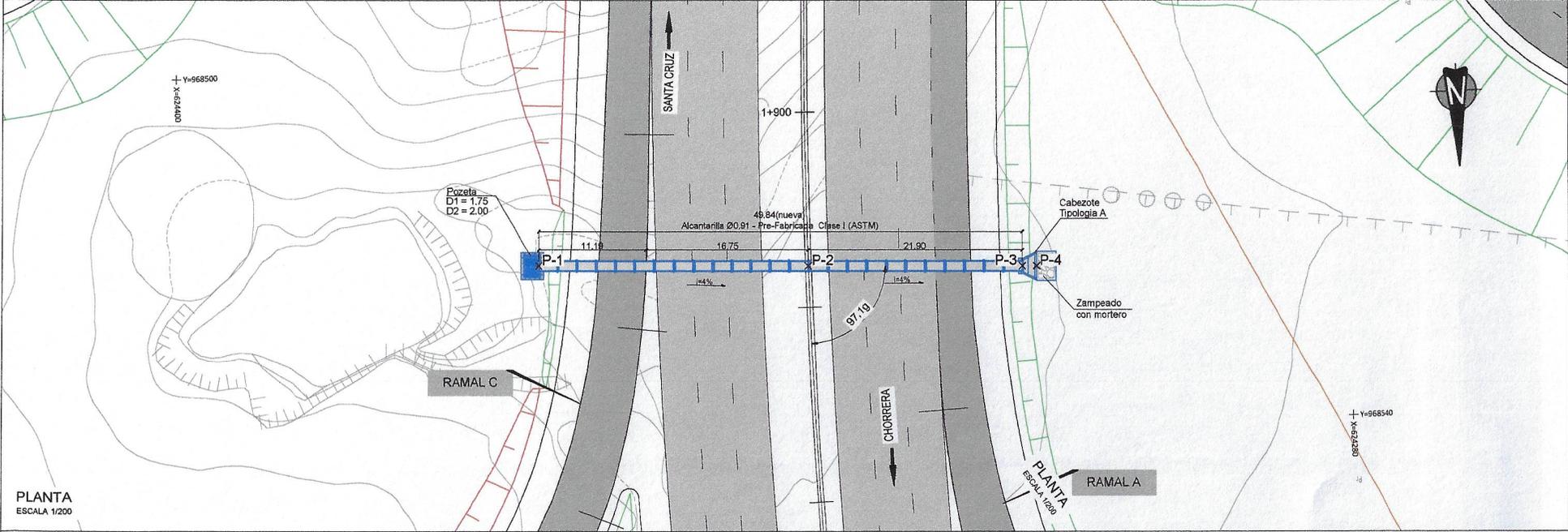
JAMEL J. SERRACIN VALDES
INGENIERO CIVIL
Licencia No. 2005-006-108

EXCARVACIÓN

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

| | |
|-----------------------|--|
| INSTITUCIÓN | INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS |
| PROYECTO | FASE IV - VARIANTE CAPIRA DRENAJE - OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL |
| PROYECTO N.º | 2003-006-106 |
| FECHA DE EMISIÓN | 15/07/2003 |
| FECHA DE REVISIÓN | |
| FECHA DE APROBACIÓN | |
| FECHA DE VERIFICACIÓN | |
| FECHA DE REVISIÓN | |
| FECHA DE APROBACIÓN | |
| FECHA DE VERIFICACIÓN | |

| | |
|-----------------------|----------------|
| APROBADO POR | [Firma] |
| VERIFICADO POR | JUAN CAMPOS |
| REVISADO POR | ISABEL FERRERA |
| FECHA DE EMISIÓN | 15/07/2003 |
| FECHA DE REVISIÓN | |
| FECHA DE APROBACIÓN | |
| FECHA DE VERIFICACIÓN | |

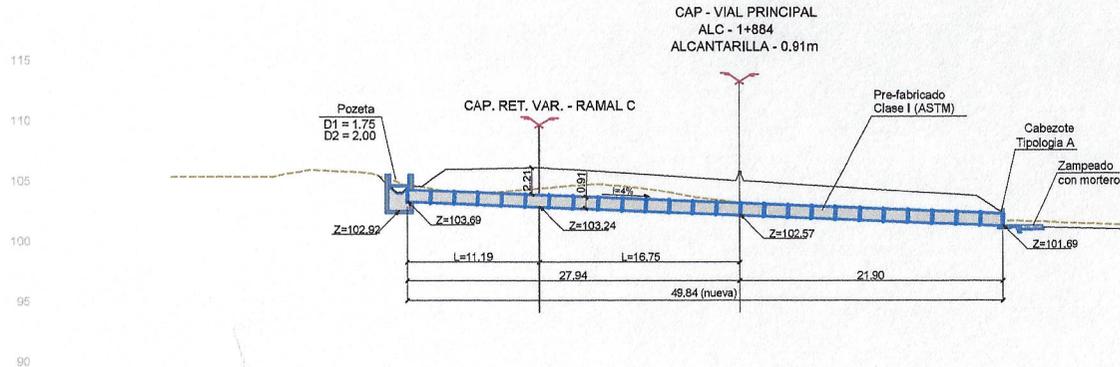


PLANTA
ESCALA 1/200

EST. 1+884
ALCANTARILLA - 0.91m

| | |
|-----------|---|
| EXISTENTE | NUEVA ALCANTARILLA 0.91m Clase I (ASTM) |
| | Ø 20.91 |

| 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

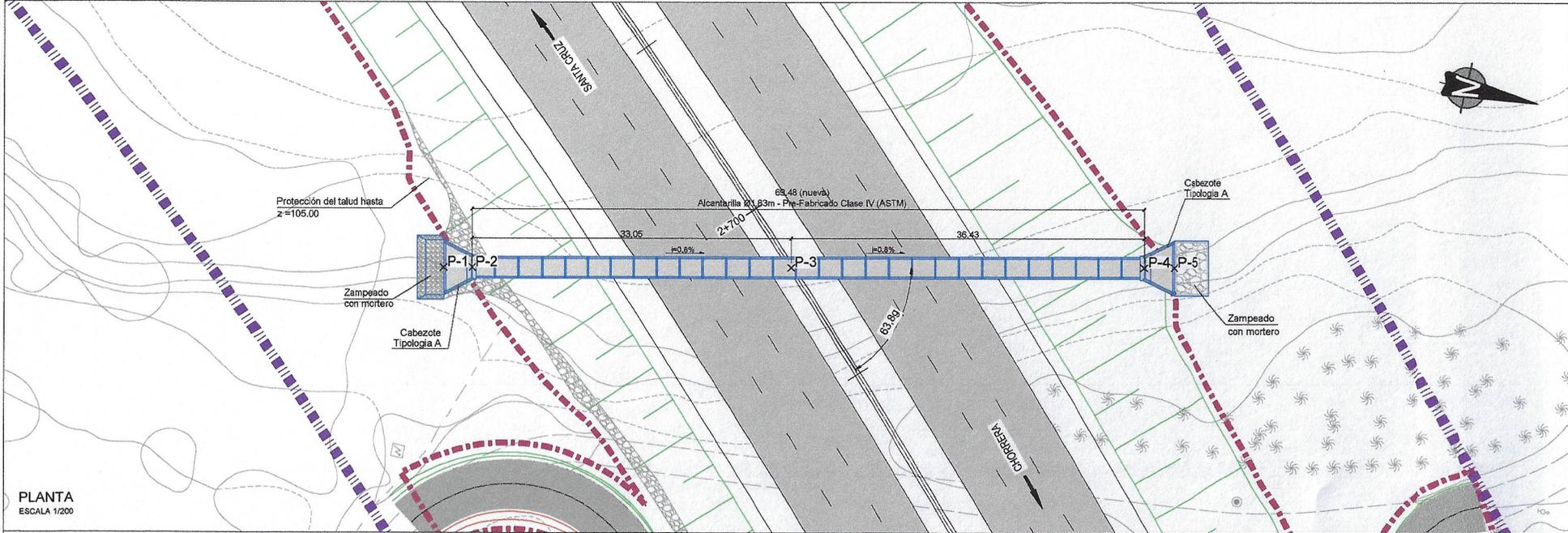
JAMEL J. SERRACIN VALDES
INGENIERO CIVIL
Licencia No. 2003-006-106

Canal trapezoidal
plé de terraplén

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

| | | | | | | |
|--|--|---------------------------------------|------------------------------|---|---|-------------------------------|
| | PROYECTO | CONSTRUCTOR | DISÑO | DESCRIPCIÓN | PLANO No. | HOJA |
| | "AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1: LA CHORRERA-SANTA CRUZ" | Consorcio Corredor Playas I | iceacsa GRUPO VIAPONTE | FASE IV - VARIANTE CAPIRA DRENAJE - OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL ALCANTARILLA EST. 1+884 - VIAL PRINCIPAL PLANTA Y ALZADO | 2.10.03 ESCALA: ORIGINAL ANSI Arch D 1/200 | 11 de 14 FECHA: JULIO 2003 |

| | |
|------------------------------|------------------------------|
| INSTITUTO VECORARIO NACIONAL | TOBARI GUARANÍ |
| SECRETARÍA DE OBRAS PÚBLICAS | SECRETARÍA DE OBRAS PÚBLICAS |
| SECRETARÍA DE OBRAS PÚBLICAS | SECRETARÍA DE OBRAS PÚBLICAS |
| SECRETARÍA DE OBRAS PÚBLICAS | SECRETARÍA DE OBRAS PÚBLICAS |
| SECRETARÍA DE OBRAS PÚBLICAS | SECRETARÍA DE OBRAS PÚBLICAS |
| SECRETARÍA DE OBRAS PÚBLICAS | SECRETARÍA DE OBRAS PÚBLICAS |

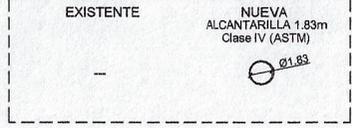


PLANTA
ESCALA 1/200

| | |
|-----------------|----------------|
| APROBADO POR: | [Signature] |
| VERIFICADO POR: | JUAN CAMPOS |
| REALIZADO POR: | ISABEL PEREIRA |

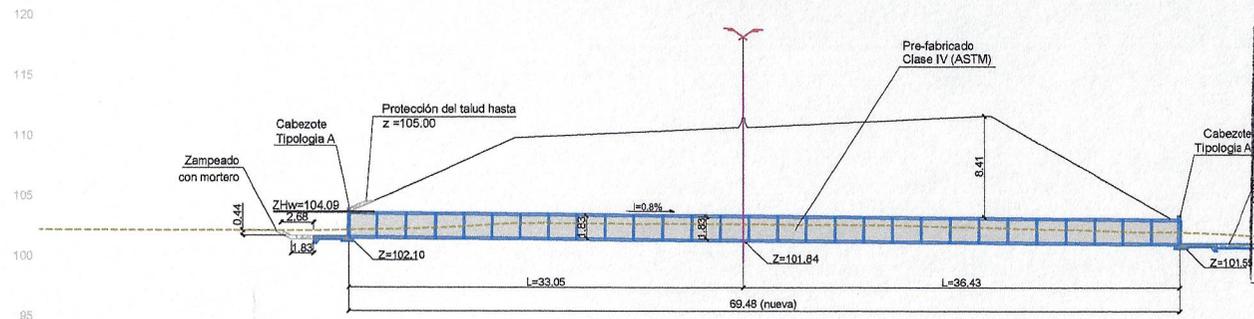
| | | |
|----------|------------|--|
| REVISIÓN | FECHA | DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA MODIFICACIÓN |
| A | 20/07/2019 | ENTREGA |

EST. 2+693
ALCANTARILLA - 1.83m



| 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

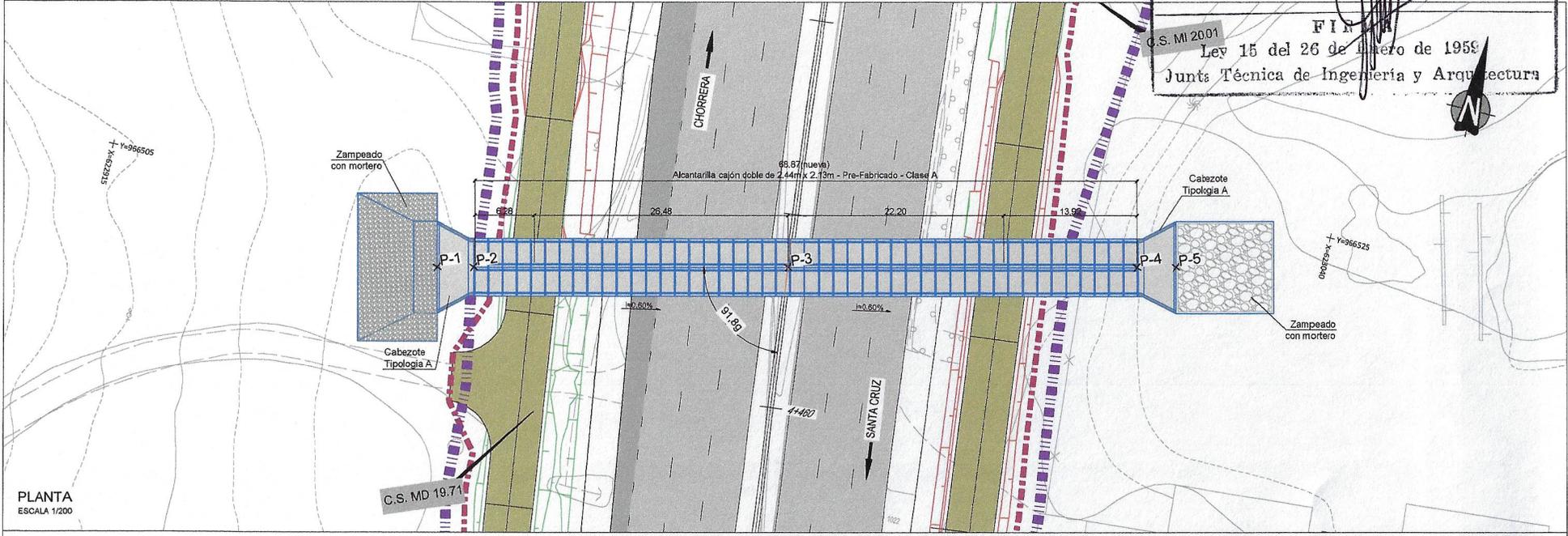
JAMEL J. SERRACIN VALDES
INGENIERO CIVIL
Licencia No. 2005-006-106

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

FIN
 Ley 15 del 26 de febrero de 1959
 Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

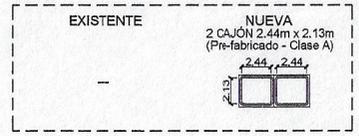


ARCHIVO: CP-201-001-PL-10314 A DRENAJE TRANSVERSA



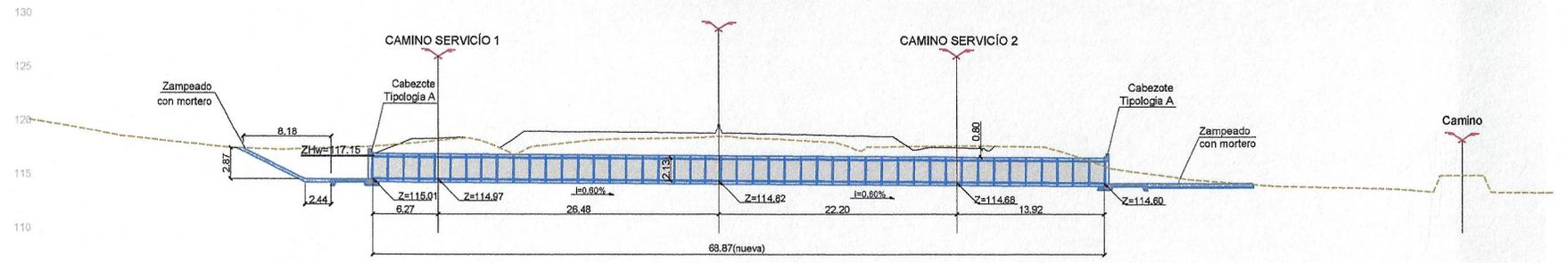
PLANTA
 ESCALA 1/200

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

| | | |
|-----------------|--------------------|--------|
| INSTITUTO VECES | INSTITUTO NACIONAL | COMITÉ |
| INSTITUTO VECES | INSTITUTO NACIONAL | COMITÉ |
| INSTITUTO VECES | INSTITUTO NACIONAL | COMITÉ |

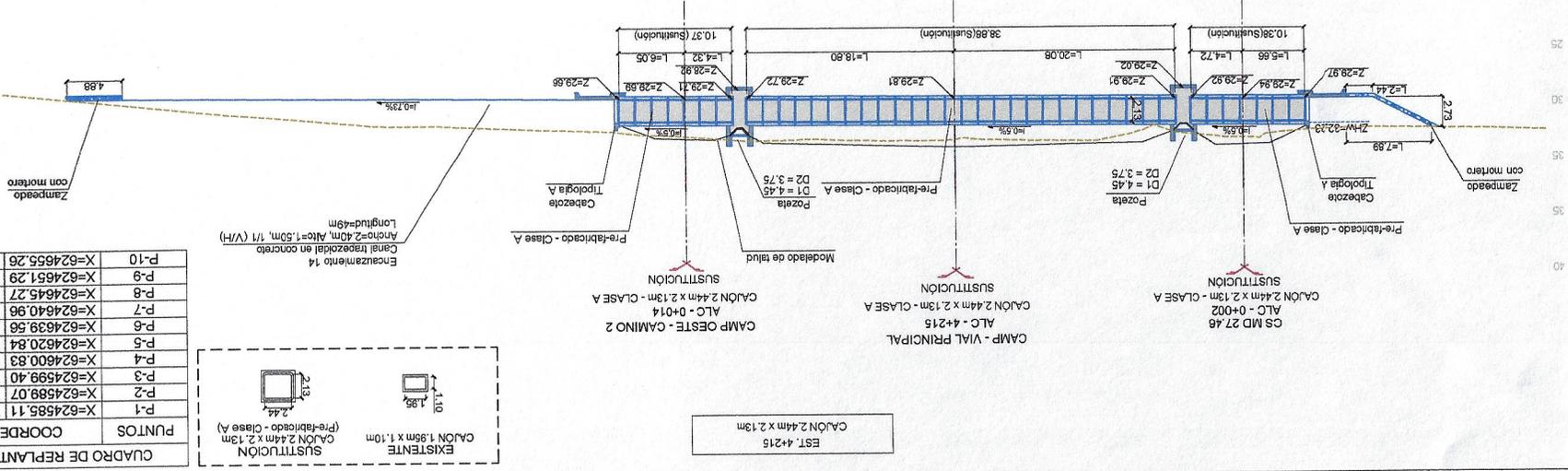
| | |
|----------------|--|
| APROBADO POR | |
| VERIFICADO POR | |
| ELABORADO POR | |

| | |
|-------|--|
| FECHA | DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA MODIFICACIÓN |
| | |
| | |

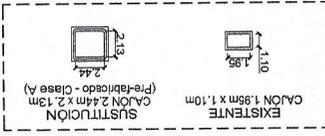
| | | | |
|--|-----------------|---|----------------------------|
| PROYECTO | ESCALA | FECHA | ESTADO |
| "AMPLIACION A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1: LA CHORRERA-SANTA CRUZ" | 1/200 | JULIO 2018 | GENERAL DE LA MODIFICACION |
| CONSTRUCTOR | GRUPO | DESCRIPCION | ESTADO POR |
| Corredor Playas I | ICEARSA | FASE IV - VARIANTE CAMPANA DRENAR - OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL ALCANTARILLA EST. 4+215 - VIAL PRINCIPAL PLANTA Y ALZADO | SIEMPRE VERDE |
| PLANO No. | ESCALA ORIGINAL | FECHA | ESTADO POR |
| 2.003 | 1/200 | JULIO 2018 | JUAN CAMARGO |
| PLANO No. | ESCALA ORIGINAL | FECHA | ESTADO POR |
| 2.003 | 1/200 | JULIO 2018 | APROBADO POR |

| | | | |
|--|-----------------|---|----------------------------|
| PROYECTO | ESCALA | FECHA | ESTADO |
| "AMPLIACION A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1: LA CHORRERA-SANTA CRUZ" | 1/200 | JULIO 2018 | GENERAL DE LA MODIFICACION |
| CONSTRUCTOR | GRUPO | DESCRIPCION | ESTADO POR |
| Corredor Playas I | ICEARSA | FASE IV - VARIANTE CAMPANA DRENAR - OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL ALCANTARILLA EST. 4+215 - VIAL PRINCIPAL PLANTA Y ALZADO | SIEMPRE VERDE |
| PLANO No. | ESCALA ORIGINAL | FECHA | ESTADO POR |
| 2.003 | 1/200 | JULIO 2018 | JUAN CAMARGO |
| PLANO No. | ESCALA ORIGINAL | FECHA | ESTADO POR |
| 2.003 | 1/200 | JULIO 2018 | JUAN CAMARGO |

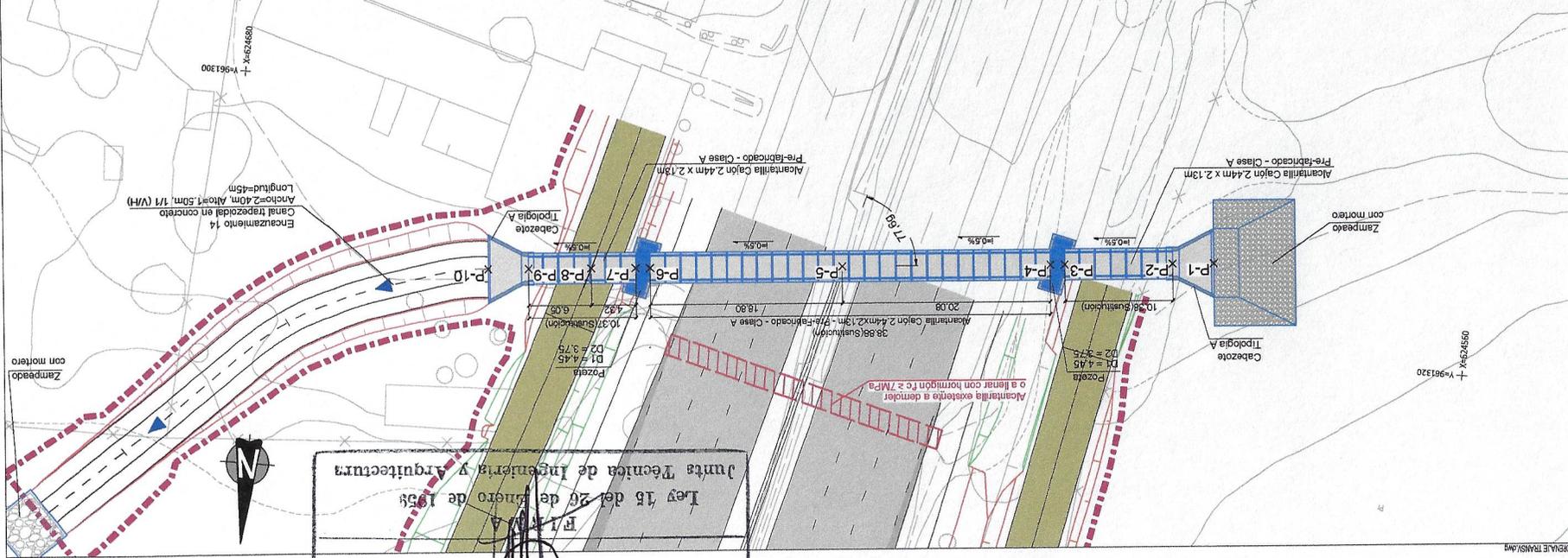
ALZADO
ESCALA 1/200



| 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 |



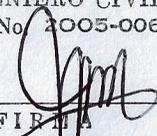
PLANTA
ESCALA 1/200



JAMIEL J. SERRACIN VALDES
INGENIERO CIVIL
Licencia No 2005-006-106
F/1
Ley 15 del 26 de febrero de 1958
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

ARCHIVO: 021-002-001-01-1030 A DRENAR - OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL

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

**DOCUMENTO FASE 4 – PROYECTO VARIANTE CAMPANA
DRENAJE – HIDROLOGÍA**

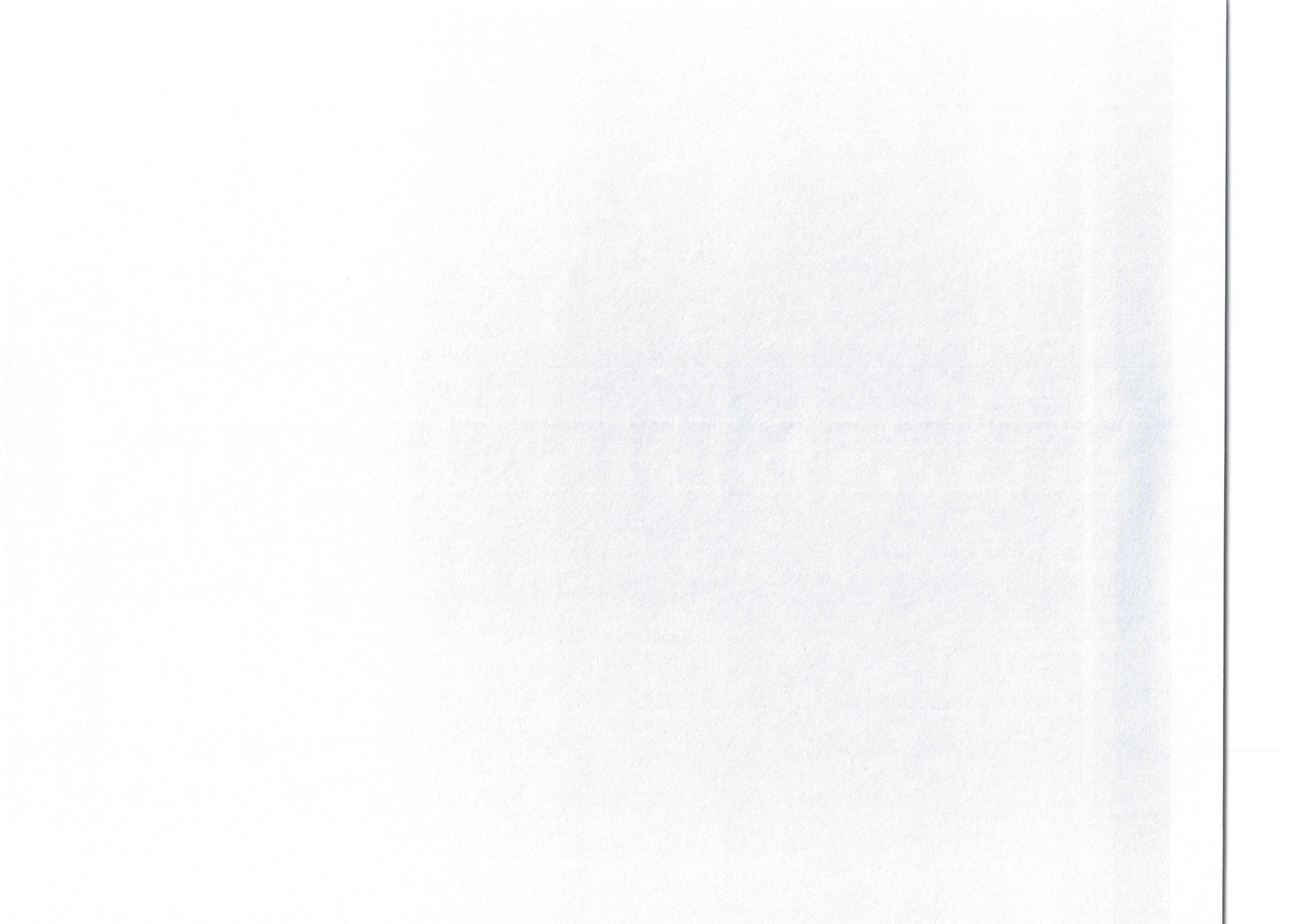
9

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 | | |
| 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 | | |
| 1986 | 94.8 | | |
| 1992 | 95.9 | | |
| 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 MÁXIMA 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 |

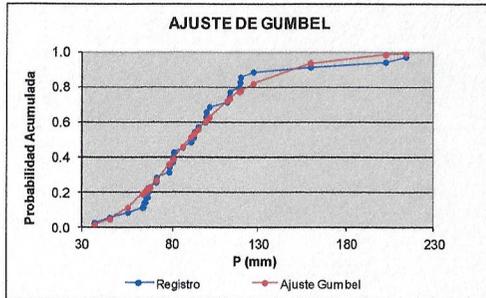


Figura 1.-Valores para la distribución Gumbel. Estación Caimito (140-005)

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 |
| 1986 | 65.6 | | |
| 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 | | |
| 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 | 118.8 | | |
| 2006 | 120.2 | | |
| 2014 | 128.3 | | |
| 1998 | 149.5 | | |
| 2005 | 173.8 | | |

| PERIODO RETORNO T (Años) | PRECIPITACIÓN MÁXIMA 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 |

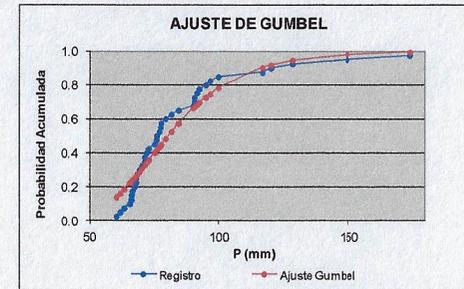


Figura 2.-Valores para la distribución Gumbel. Estación Chame (138-005)

3.2.1.2. ESTIMACIÓN DE PD MEDIANTE AJUSTE DE SQRT-ET_{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 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 | 158.9 | | |
| 2012 | 202.3 | | |
| 2013 | 214.0 | | |

| PERIODO RETORNO T (Años) | PRECIPITACIÓN MÁXIMA 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 |

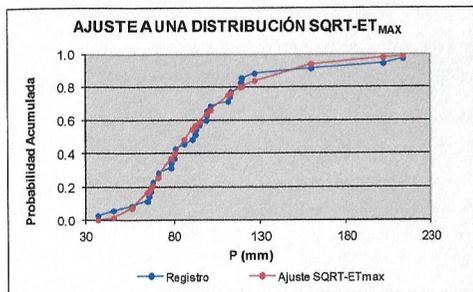


Figura 3.-Valores para la distribución SQRT-ET_{MAX}. Estación Caimito (140-005)

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 | 84.07 |
| 1989 | 61.4 | Desviación | 24.55 |
| 1972 | 63.1 | α | 1.2626 |
| 1988 | 65.2 | k | 1359.0843 |
| 1996 | 65.6 | Cv | 0.2820 |
| 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 | | |
| 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 | 148.5 | | |
| 2005 | 173.8 | | |

| PERIODO RETORNO T (Años) | PRECIPITACIÓN MÁXIMA Pd (mm) |
|--------------------------|------------------------------|
| 2 | 73.9 |
| 5 | 99.7 |
| 10 | 114.7 |
| 25 | 136.0 |
| 50 | 151.1 |
| 100 | 167.9 |
| 500 | 206.9 |
| 1000 | 228.2 |

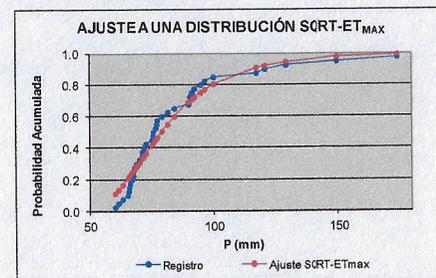


Figura 4.-Valores para la distribución SQRT-ET_{MAX}. Estación Chame (138-005)

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.

$$D = \text{Sup}|F_n(x) - F(x)|$$

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.

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

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 | 0.229339 | 0.002233 |
| 9 | 70.3 | 0.257143 | 0.265748 | 0.008605 |
| 10 | 70.8 | 0.285714 | 0.269306 | 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 | 0.458863 | 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 |

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

$$u = m - 0.450047 * S$$

$$1/d = 0.779696 * S$$

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 | 0.032481 |
| 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 | 70.8 | 0.285714 | 0.259697 | 0.028017 |
| 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 | 0.059283 |
| 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 | 0.013650 |
| 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 | 0.0583 |

| | |
|------------------------------|--------|
| 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 | 0.572501 | 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 | 0.068675 |
| 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 |

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

$$u = m - 0.450047 * S$$

$$1/d = 0.779696 * S$$

med = media

S = desviación

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

| | |
|-------------------------------------|--------|
| Valor crítico de Kolmogorov-Smirnov | |
| D | 0.1273 |

| | |
|-------------------------------|--------|
| Coefficiente de determinación | |
| R ² = | 0.9346 |

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 | 0.068859 |
| 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 | 0.769780 | 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 pavimentado, 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:

- o Q = Caudal (m³/s).
- o C = Coeficiente de escorrentía (adimensional).
- o A = Área de drenaje (ha).
- o 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:

- o Áreas completamente pavimentadas = 1.00
- o Áreas urbanas = 0.90
- o 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:

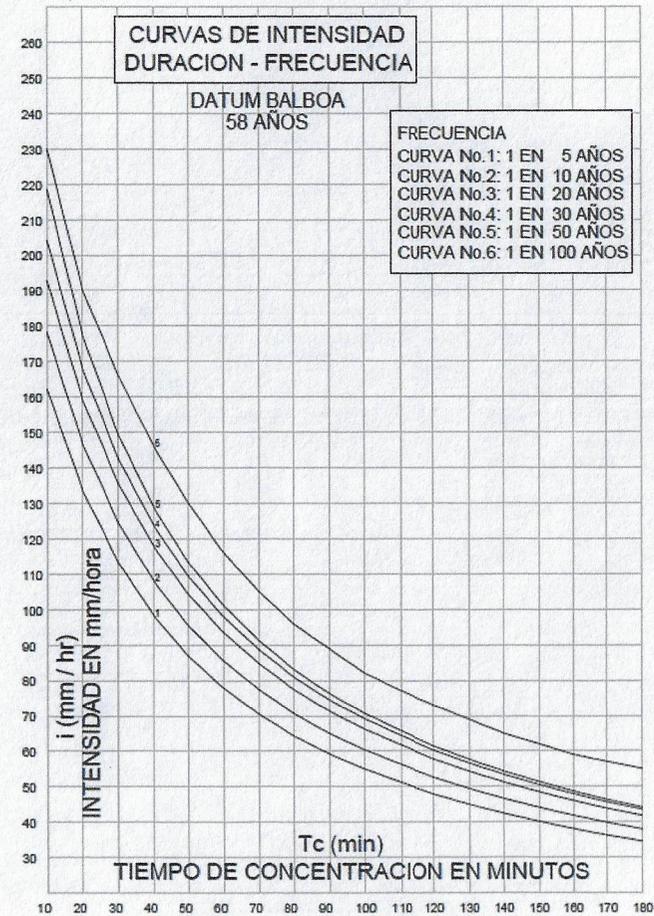


Figura 5.-Curvas IDF Datum Balboa

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.

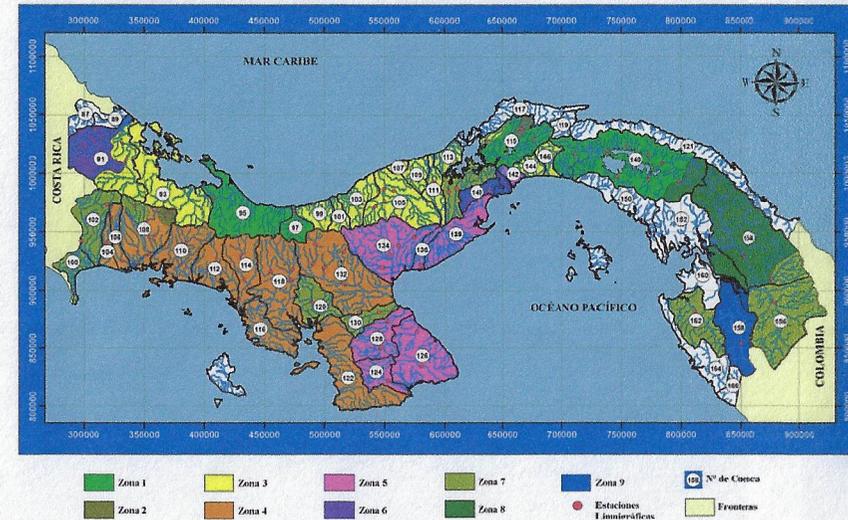


Figura 6.-Regiones hidrológicamente homogéneas. República de Panamá

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 **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 | $Q_{\max} = 34A^{0.59}$ | 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 (m³/s).

A: área de la cuenca (km²).

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

| Tr, años | Factores Q_{\max} / $Q_{prom.\max}$ para distintos Tr. | | | |
|----------|--|-----------|-----------|-----------|
| | 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.

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

[Handwritten Signature]

F I R M A
Ley 15 del 26 de Enero de 1959
Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

**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:

- o Las obras de drenaje transversal fueron proyectadas para periodos de retorno de 50 años para el tramo variante y 20 años para la obra de drenaje a proyectar en el tramo de ampliación;
- o Se ha hecho el análisis de las obras de drenaje transversal existentes que sean susceptibles de ser aprovechadas y/o ampliadas;
- o 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.
- o Se garantizará siempre el cumplimiento de la relación $d/D < 0.80$;

- o El recubrimiento mínimo de las tuberías sobre la corona será de 0.45 m hasta la parte inferior de la estructura de pavimento;
- o A la salida de todas las obras de drenaje transversal serán proyectados elementos disipadores para control de velocidad;
- o Todas las obras de drenaje transversal se proyectarán con cabezal con aletas, siempre que sea posible;
- o 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;
- o 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) (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 24+635 | - | - | Alcantarilla φ 0.60 | 33.54 | 177.816 | 176.245 | 4.68 | 0.468 (**) |
| - | ALC 24+700 | - | - | Alcantarilla φ 0.60 | 35.46 | - | 174.052 | - | - (**) |
| - | ALC 24+760 | - | - | Alcantarilla φ 0.60 | 33.63 | 169.408 | 167.610 | 5.35 | 0.535 (**) |
| - | ALC – 25+945 | - | - | Alcantarilla φ 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. °1, 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. °2.

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 / \emptyset | 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 $\emptyset 0.91m$, $\emptyset 1.22m$, $\emptyset 1.52m$ y $\emptyset 1.83m$, 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) (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. |
|--------|---|--|--|--|------------------------------------|------------------|------|------------------|------------|--------|------|------------|---------------------------------------|--------------------|----------|--------------|---------|--|
| 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 tronco |

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 hidrosiembrá.

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.

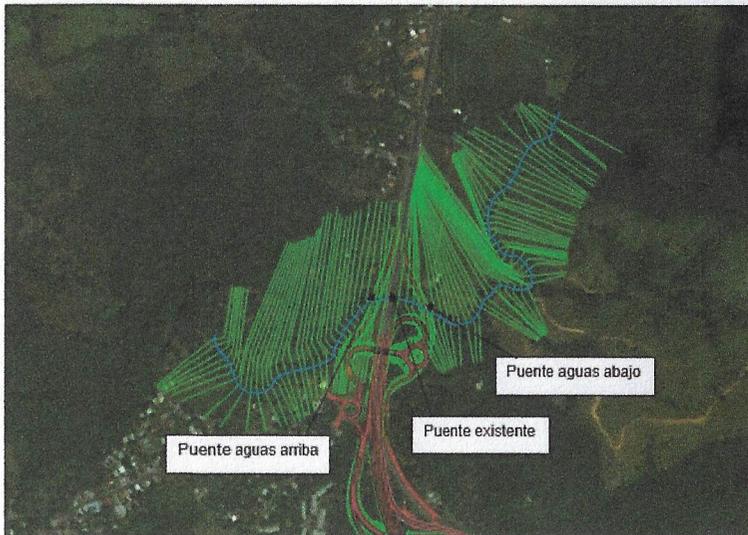


Figura 1.- Corredor Las Playas, Tramo 1. Variante de Campana

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 de 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 (m ³ /s) T=10 AÑOS | QMAX (m ³ /s) T=20 AÑOS | QMAX (m ³ /s) T=50 AÑOS | QMAX (m ³ /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 |

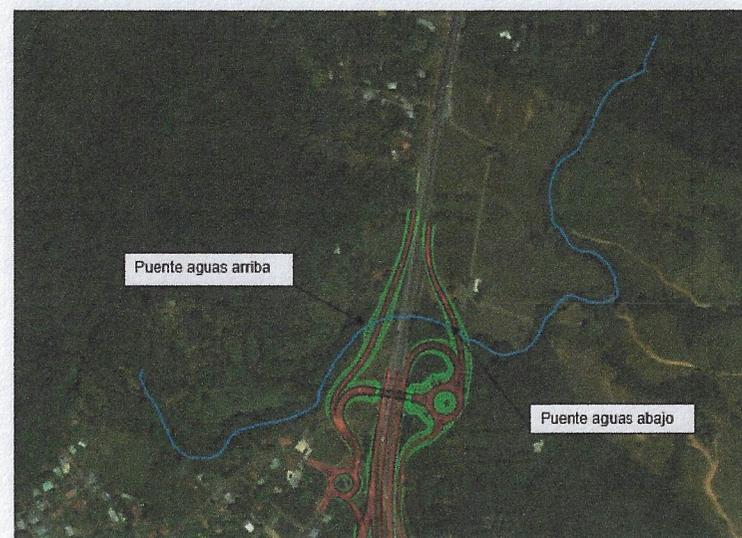


Figura 3.- Ubicación de caudales asignados al modelo hidráulico

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 |

- o PUENTE EXISTENTE

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

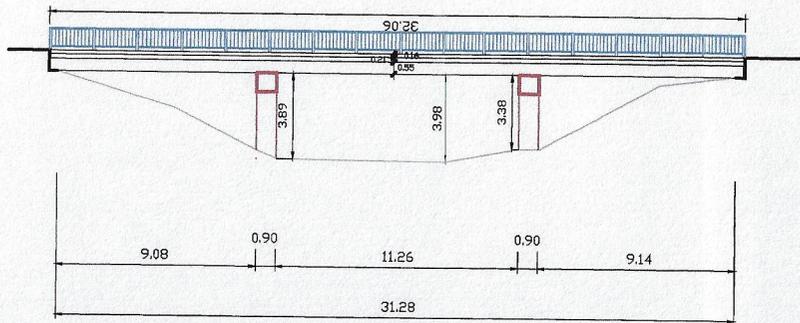


Figura 5.- Croquis desde aguas arriba del puente existente

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

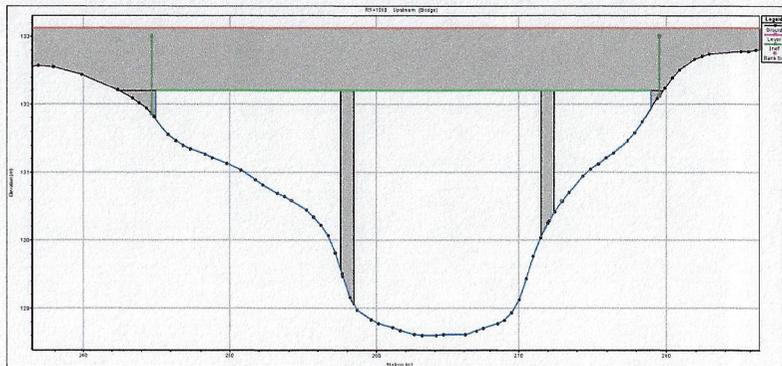


Figura 6.- Vista desde aguas arriba del puente existente en la sección 1060 del modelo

○ PUEBTE AGUAS ARRIBA

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

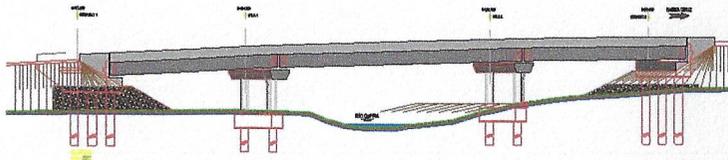


Figura 7.- Esquema del alzado oeste del puente aguas arriba

- 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

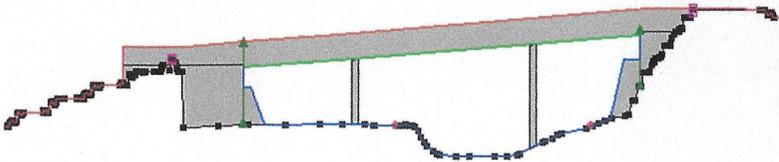


Figura 8.- Vista desde aguas arriba del puente Aguas arriba en la sección 1105 del modelo

○ PUEBTE AGUAS ABAJO

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

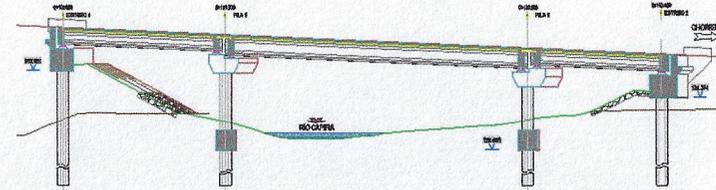


Figura 9.- Esquema de la sección del puente aguas abajo

- 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

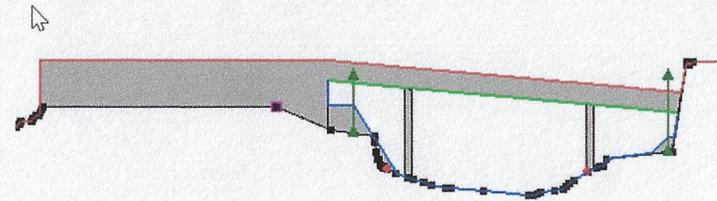


Figura 10.- Vista desde aguas arriba del puente existente en la sección 964 del modelo

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 repellido | 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.

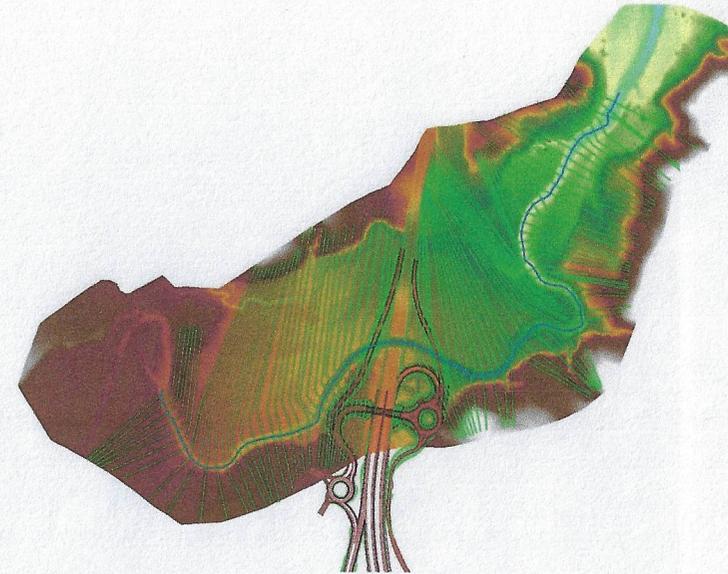


Figura 11.- Modelo digital del terreno

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.

o PUENTE AGUAS ARRIBA

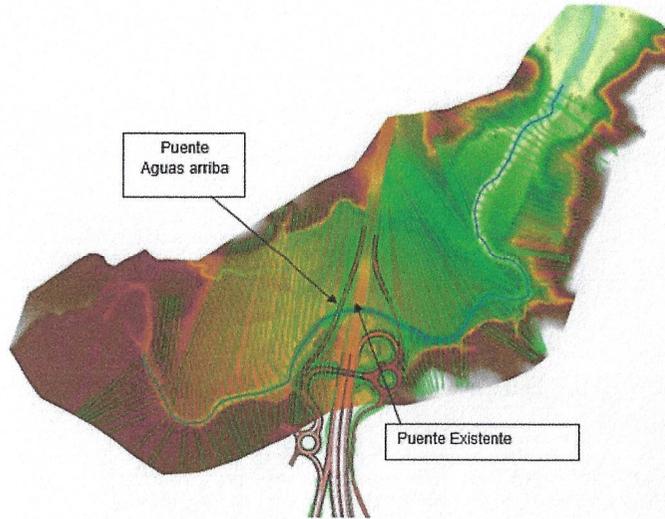


Figura 12.- Ubicación del puente Aguas arriba en el modelo hidráulico

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

| Plan: julio_19 Capira Capira RS: 1105 Profile: T100 | | | | |
|---|-------------|---------------------|--------------|----------------|
| River: | Capira | Profile: | T100 | |
| Reach: | Capira | RS: | 1105 | Plan: julio_19 |
| 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) | | Specf 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 | 60.35 |
| 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 |

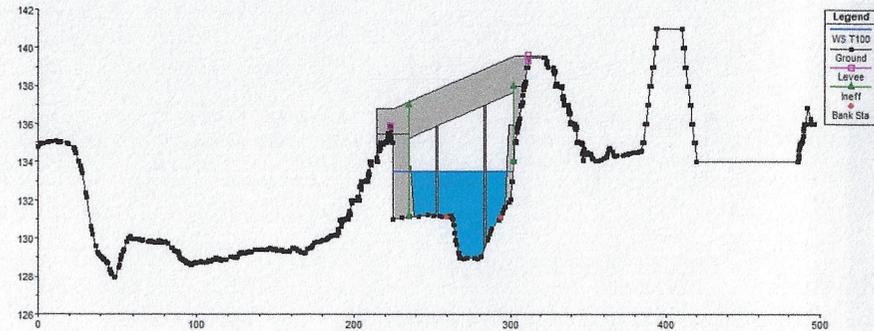


Figura 13.- Sección aguas arriba del Puente Aguas arriba: T100

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

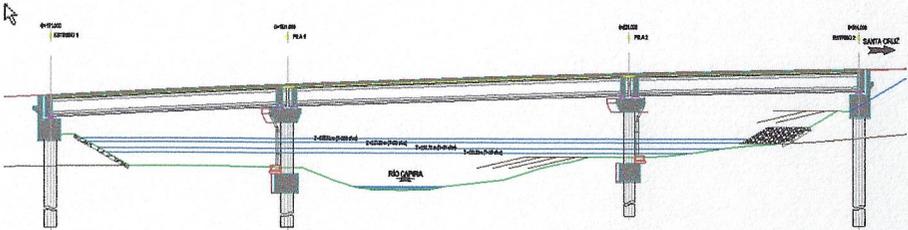


Figura 14.- Sección del puente con alturas de lámina de agua

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 |

o PUENTE AGUAS ABAJO

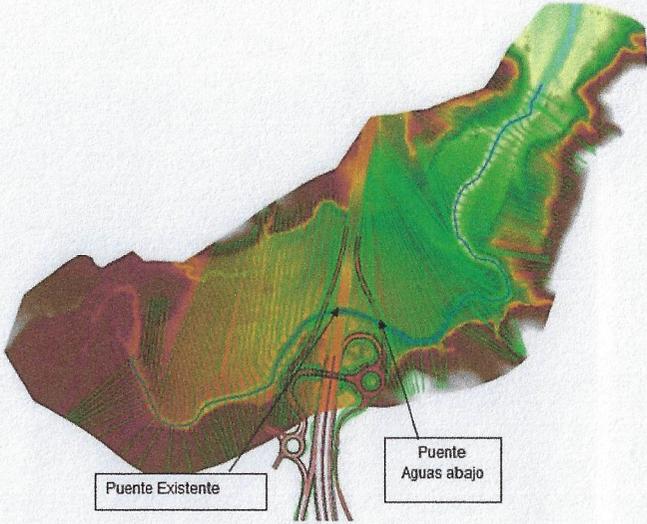


Figura 15.- Ubicación del puente Aguas abajo en el modelo hidráulico

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

| Plan: julio_19 Capira Capira RS: 964 Profile: T100 | | | | |
|--|-------------|---------------------|--------------|--------------|
| E.G. US. (m) | 131.70 | Element | Inside BR US | Inside BR DS |
| W.S. US. (m) | 131.33 | E.G. Elev (m) | 131.69 | 131.64 |
| Q Total (m3/s) | 216.91 | W.S. Elev (m) | 131.24 | 131.22 |
| Q Bridge (m3/s) | 216.91 | Crit W.S. (m) | 130.46 | 130.36 |
| Q Weir (m3/s) | | Max Chl Dpth (m) | 3.22 | 3.66 |
| Weir Sta Lft (m) | | Vel Total (m/s) | 2.78 | 2.64 |
| Weir Sta Rgt (m) | | Flow Area (m2) | 78.02 | 82.23 |
| Weir Submerg | | Froude # Chl | 0.59 | 0.56 |
| Weir Max Depth (m) | | Specif Force (m3) | 166.57 | 174.76 |
| Min El Weir Flow (m) | 135.05 | Hydr Depth (m) | 2.11 | 2.30 |
| Min El Prs (m) | 135.73 | W.P. Total (m) | 45.60 | 44.69 |
| Delta EG (m) | 0.10 | Conv. Total (m3/s) | 3004.6 | 3120.7 |
| Delta WS (m) | 0.04 | Top Width (m) | 36.97 | 35.72 |
| BR Open Area (m2) | 214.18 | Frctn Loss (m) | 0.04 | 0.01 |
| BR Open Vel (m/s) | 2.78 | C & E Loss (m) | 0.01 | 0.03 |
| BR Sluice Coef | | Shear Total (N/m2) | 87.46 | 87.18 |
| BR Sel Method | Energy only | Power Total (N/m s) | 243.14 | 229.97 |

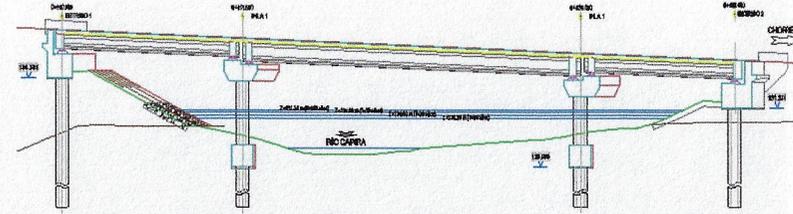


Figura 17.- Sección del puente con alturas de lámina de agua

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 |

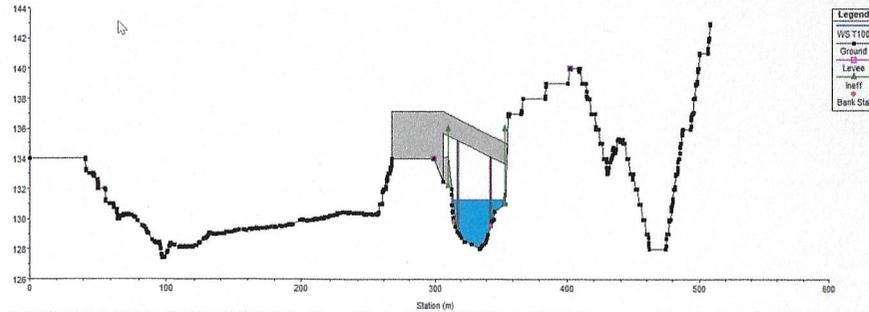


Figura 16.- Sección aguas arriba del Puente Aguas abajo: T100

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

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.

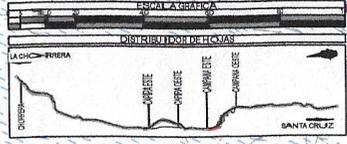
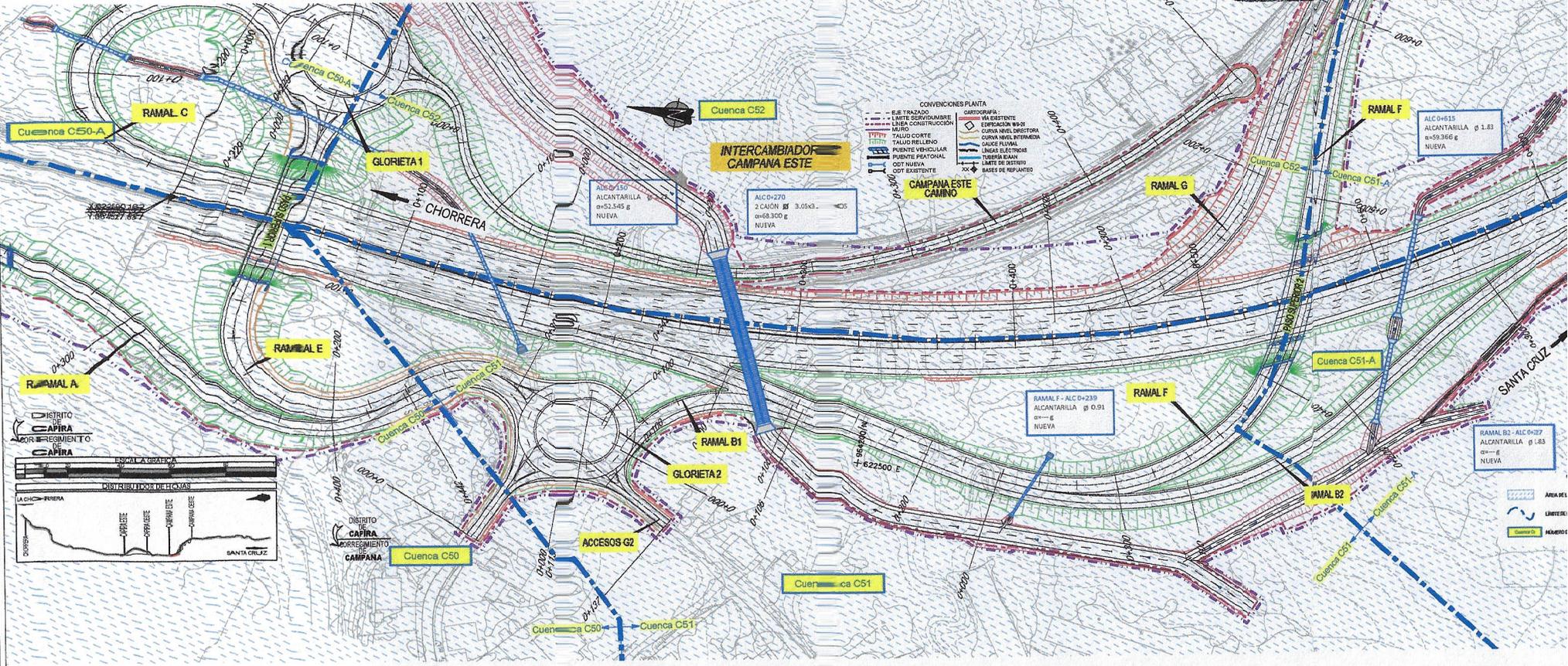
El Apéndice N°.9 incluye los perfiles de los puentes con la altura de la lámina de agua para cada período de retorno

FIRMA
 Ley 15 del 26 de Enero de 1995
 Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

ARCHIVO: C:\PI-202-001-PL-10302_A DRENAJE TRANSVERSAL.dwg

| | |
|-------------------------------|----------------|
| INSTITUTO GEOGRAFICO NACIONAL | TRAMO GUARANDA |
| ESTADISTICA | ESTADISTICA |
| PLANIMETRIA | PLANIMETRIA |
| ALTIMETRIA | ALTIMETRIA |
| PROYECTO | PROYECTO |
| FECHA | FECHA |
| ESTADO | ESTADO |

| | |
|---|---------|
| APROBADO POR: | [Firma] |
| VERIFICADO POR: | [Firma] |
| RESULTADO POR: | [Firma] |
| REVISOR: | [Firma] |
| FECHA: | |
| DESCRIPCION GENERAL DE LA MODIFICACION: | |
| FECHA: | |
| REVISOR: | |



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

CONSTRUCTOR: **Corredor Playas**

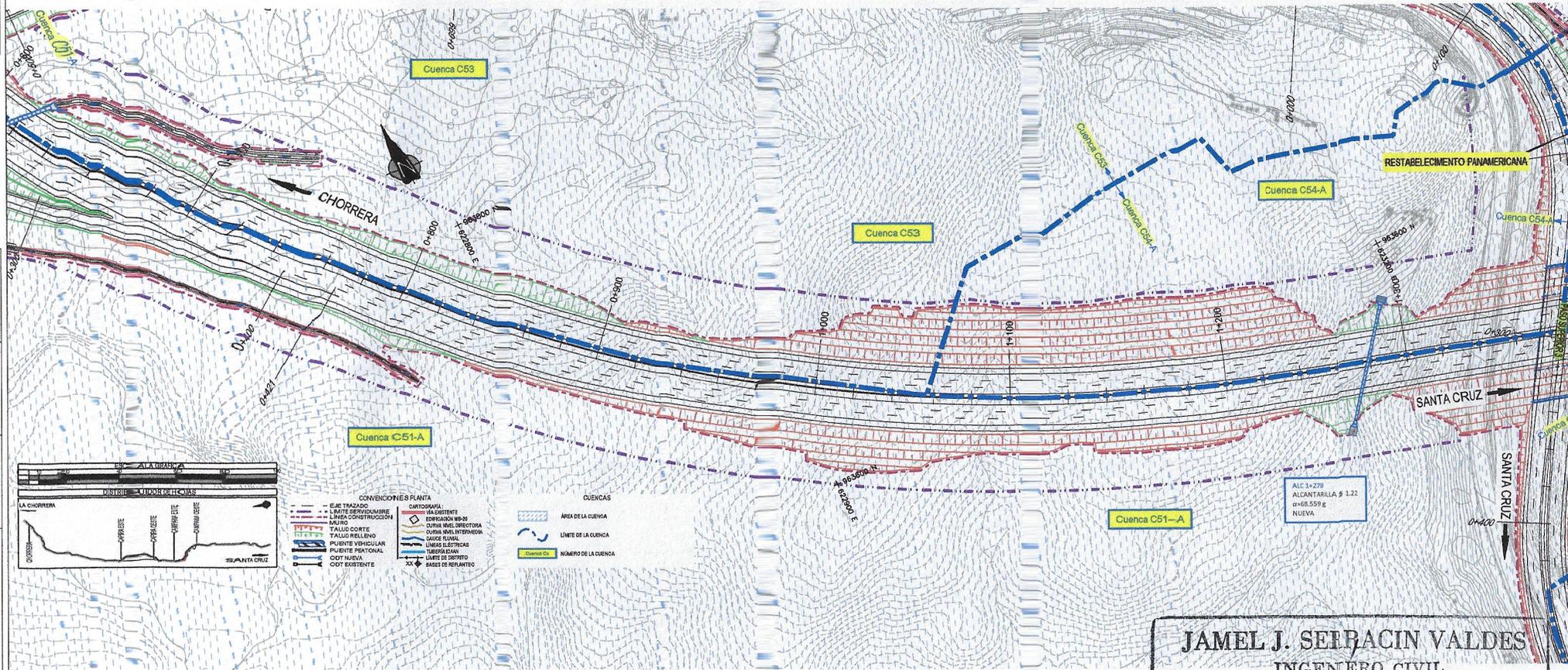
DISENO: **iceasca** GRUPO VIAPONTE

DESCRIPCION: **FASE IV - VARIANTE CAMPANA DRENAJE - OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL PLANO DE CUENCAS EST. 0+000 - 0+700**

PLANO No. 2.10.03
 ESCALA: ORIGINAL ANSI ArchD 1/1000
 HOJA 02 DE 2
 FECHA: AULIO

| |
|--|
| INSTITUTO GEOGRÁFICO NACIONAL TOMÁS GARCÍA |
| ESTADÍSTICA GENERAL |
| DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL |
| PROYECTO DE OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL |
| PLAN DE CUENCAS |
| HOJA N.º 1 |
| FECHA: 2010 |
| ESCALA: 1:1000 |
| PROYECTANTE: J. VALDES |
| REVISOR: A. |
| APROBADO: J. CAMPOS |

| | |
|---|----------------|
| APROBADO POR: | J. CAMPOS |
| VERIFICADO POR: | J. CAMPOS |
| RESOLUCIÓN POR: | ISABEL FERRERA |
| FECHA: | 08/07/2010 |
| REVISIÓN: | A. |
| DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA MODIFICACIÓN: | |



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

[Firma]

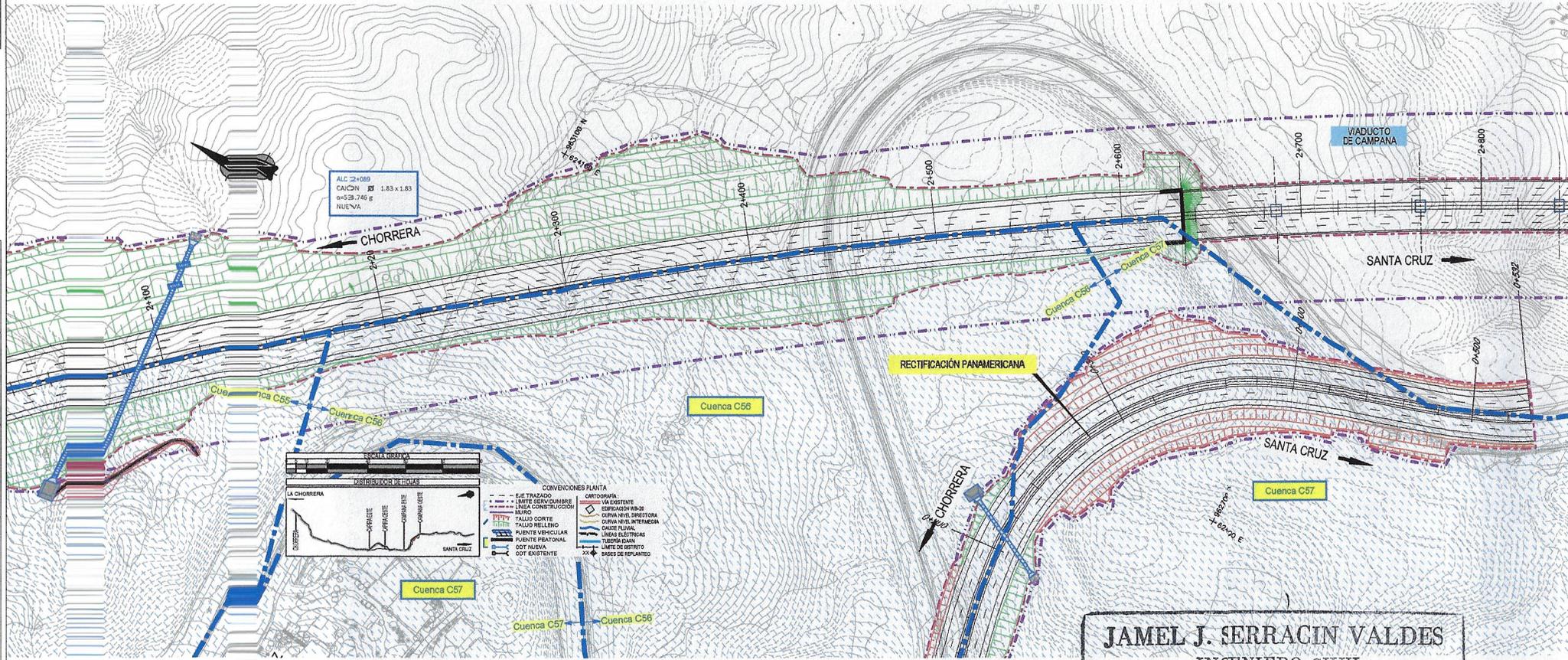
Ley 15 del 26 de Enero de 1959
 Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

| | | | | | | |
|--|---|---|--|--|--|---------------|
| | PROYECTO "AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1: LA CHORRERA-SANTA CRUZ" | CONSTRUCTOR Consercero Corredor Playas I | DISEÑO iceacsa GRUPO VIAPONTE | DESCRIPCIÓN FASE IV - VARIANTE CAMPIA DRENAJE - OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL PLANO DE CUENCAS EST. 0+700 - 1+400 | PLANO N.º 2.10.03 ESCALA ORIGINAL ANSI A8H D 1/1000 | HOJA FECHA |
|--|---|---|--|--|--|---------------|

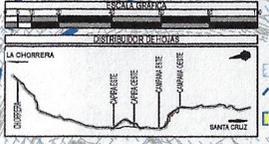
INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS
 DIRECCIÓN NACIONAL DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS
 CENTRO NACIONAL DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS
 FOLIO: 10005 A
 ESCALA: 1:1000
 FECHA: JULIO 2019

ARCHIVO: CPI-200-DD-V-PL-10305_A_DRENAJE_TRANSV.dwg

APROBADO POR:
 VERIFICADO POR: JORDI CAMPOS
 RESULTADO POR: ISABEL FERRERA
 REVISIÓN: FECHA: DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA MODIFICACIÓN: ENTREGA 4



ALC 20488
 CAICÓN 1.83 x 1.83
 Ø=58.746 g
 NUEVA



- CONVENCIONES PLANTA
- EJE TRAZADO
 - LÍMITE SERVIDUMBRE
 - LÍNEA CONSTRUCCIÓN
 - MARGEN
 - TALUD CORTE
 - TALUD RELLENO
 - PUENTE VEHICULAR
 - PUENTE PEATONAL
 - ODT NUEVA
 - ODT EXISTENTE
- CONVENCIONES
- VIA EXISTENTE
 - CANTONAMIENTO
 - CANTONAMIENTO SINIS
 - CURVA NIVEL DIRECTORA
 - CURVA NIVEL INTERMEDIA
 - CANTONAMIENTO
 - LÍNEAS ELÉCTRICAS
 - TUBERÍA DE AGUA
 - LÍMITE DE ESTRECHO
 - BASES DE REPARTIDO

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

[Signature]

FIRMA
 Ley 15 del 16 de Enero de 1954
 Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

| | | | | | | |
|--|--|--|---|--|--|--|
| | <p>PROYECTO "AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1: LA CHORRERA-SANTA CRUZ"</p> | <p>CONSTRUCTOR Consortio Corredor Playas I</p> | <p>DISEÑO Iceacsa GRUPO VIAPONTE</p> | <p>DESCRIPCIÓN FASE IV - VARIANTE CAMPANA DRENAJE - OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL PLANO DE CUENCAS EST. 2+100 - 2+800</p> | <p>PLANO No. 2.1003 ESCALA: ORIGINAL ANSI Arch D 1/1000</p> | <p>HUA 06 DE 20 FECHA: JULIO 2019</p> |
|--|--|--|---|--|--|--|

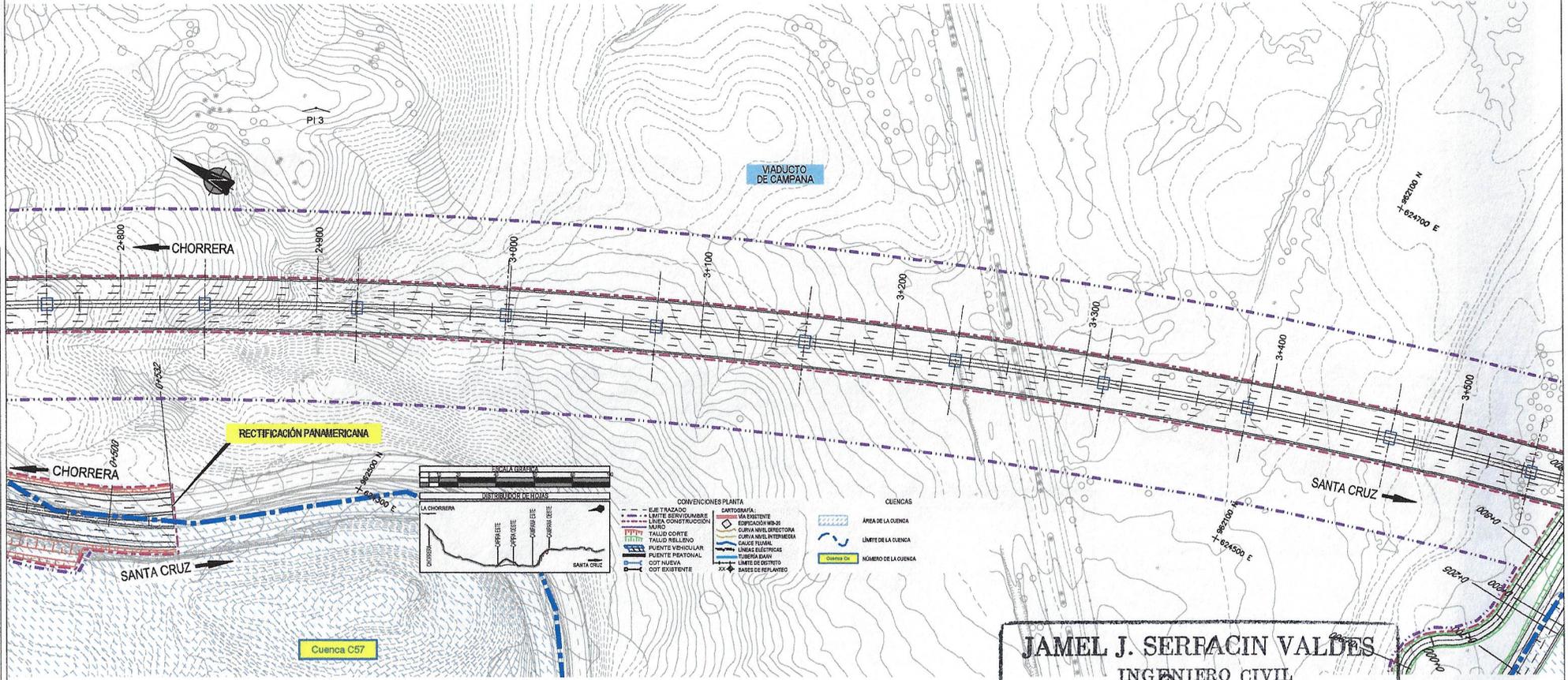
| |
|--|
| INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS |
| UNIVERSIDAD NACIONAL EXPERIMENTAL "SANTO CRISTÓBAL" DE LA GUAYANA |
| INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS |
| UNIVERSIDAD NACIONAL EXPERIMENTAL "SANTO CRISTÓBAL" DE LA GUAYANA |
| INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS |
| UNIVERSIDAD NACIONAL EXPERIMENTAL "SANTO CRISTÓBAL" DE LA GUAYANA |

APROBADO POR:

VERIFICADO POR:
JUAN CAMPOS

REVISADO POR:
ISABEL PEREIRA

REVISIÓN 1: ESCALA: DIRECCIÓN GENERAL DE LA MODIFICACIÓN
A: 06/10/2018 ENTREGA 4



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

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"**

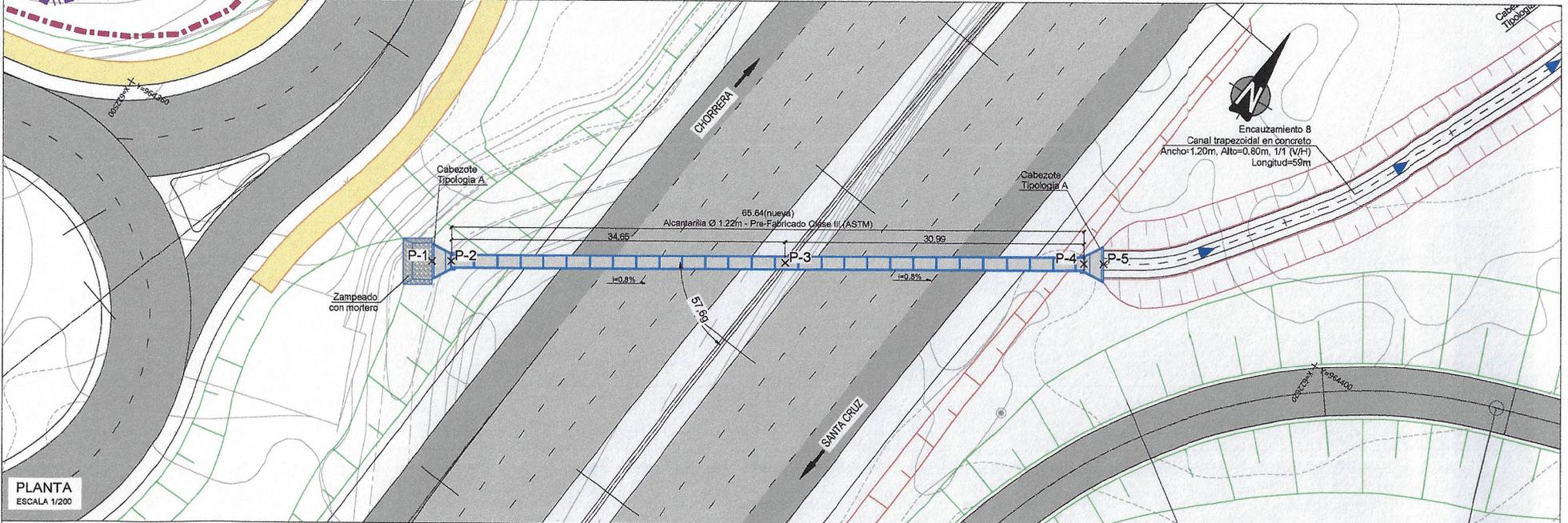
CONSTRUCTOR
 Consorcio
Corredor Playas I

DISEÑO
Iceasca
 GRUPO
 VIAPONTE

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

PLANO No. 2.10.03
 ESCALA: ORIGINAL ANS Arch D
 1/1000
 HOJA 08 DE 20
 FECHA: JULIO 2018

| |
|--|
| INSTITUTO VECINDARIO NACIONAL TOMAR CALABAZA |
| PROYECTO: DRENAJE TRANSVERSAL |
| FECHA: 15/07/2019 |
| PROYECTANTE: J. SERRACIN VALDES |
| VERIFICADO: J. CAMPOS |
| APROBADO: M. PERERA |
| ESCALA: 1/200 |



PLANTA
ESCALA 1/200

APROBADO POR

VERIFICADO POR
JUAN CAMPOS

RESULTADO POR
ISABEL PERERA

FECHA

DESCRIPCION GENERAL DE LA MODIFICACION

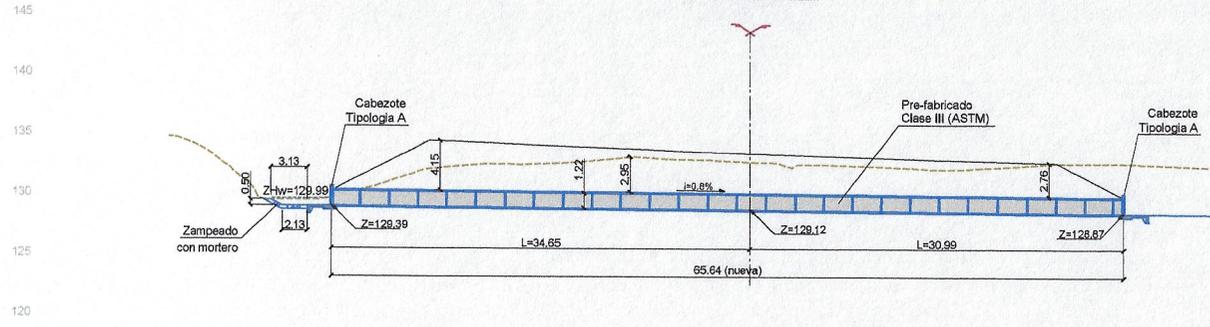
REVISION

EST. 0+150
ALCANTARILLA - 1.22m

EXISTENTE
NUEVA
ALCANTARILLA 1.22m
Clase III (ASTM)

| CUADRO DE REPLANTEO ALC | | |
|-------------------------|-------------|-------------|
| PUNTOS | COORDENADAS | |
| P-1 | X=822536.07 | Y=964360.52 |
| P-2 | X=822537.79 | Y=964361.58 |
| P-3 | X=822567.26 | Y=964379.80 |
| P-4 | X=822593.63 | Y=964396.09 |
| P-5 | X=822595.34 | Y=964397.15 |

CAMP - VIAL PRINCIPAL
ALC - 0+150
ALCANTARILLA - 1.22m



ALZADO
ESCALA 1/200

JAMEL J. SERRACIN VALDES
INGENIERO CIVIL
Encauzamiento No. 2005-006-106
Canal trapezoidal en concreto
Ancho=1.20m, Alto=0.80m, 1/1 (V/H)
Longitud=58m

FIRMA

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

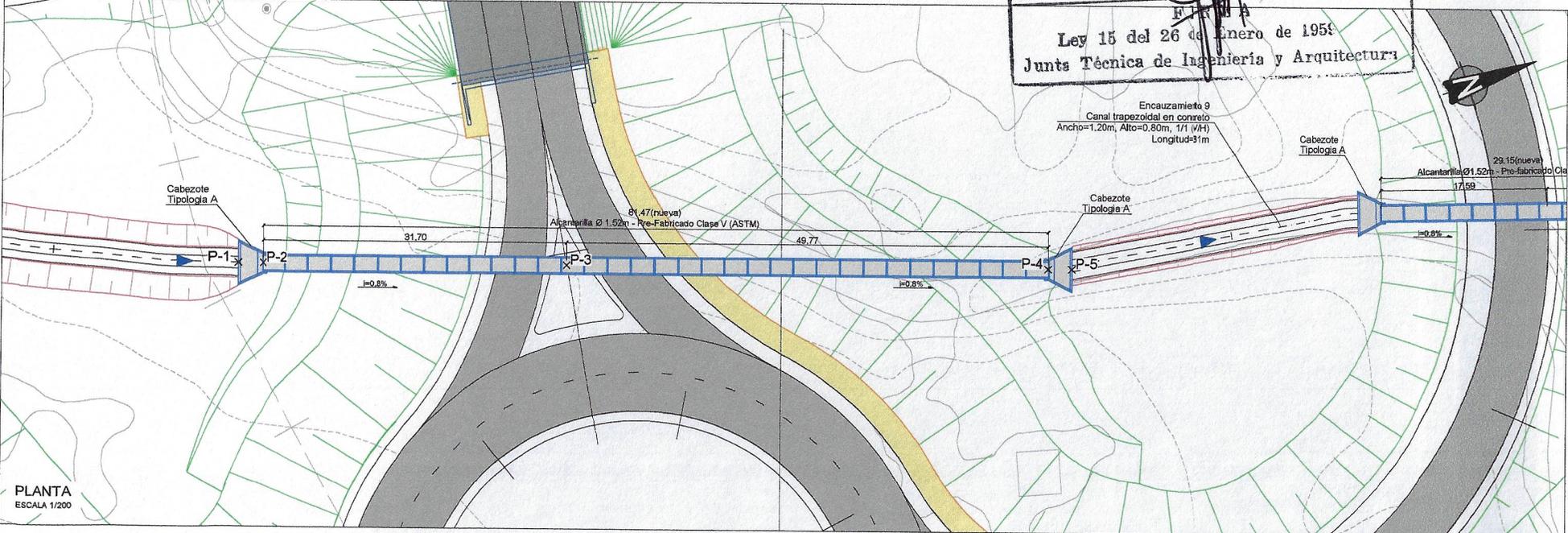
| | | | | | | |
|--|---|-----------------|------------|--|----------------------------------|-------------------|
| | PROYECTO "AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1: LA CHORRERA-SANTA CRUZ" | CONSTRUCTOR | DISEÑO | DESCRIPCIÓN FASE IV - VARIANTE CAMPANI DRENAJE - OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL ALCANTARILLA EST. 0+150 - VIAL PRINCIPAL PLANTA Y ALZADO | PLANO No. 2.10.03 | HOJA 06 DE 20 |
| | | | | | ESCALA: ORIGINAL ANSI APO D 1200 | FECHA: JULIO 2019 |

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

Ley 15 del 26 de Enero de 1954
 Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS
 INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS

ARCHIVO: CPl-2003-001-PL-10309 A DRENAJE TRANSV.dwg



PLANTA
 ESCALA 1/200

APROBADO POR: [Signature]

ELABORADO POR: JOAO CAMPOS

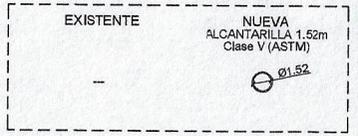
REVISADO POR: ISABEL PEREIRA

FECHA: 08/07/2015 ENTREGA 14

DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA MODIFICACIÓN

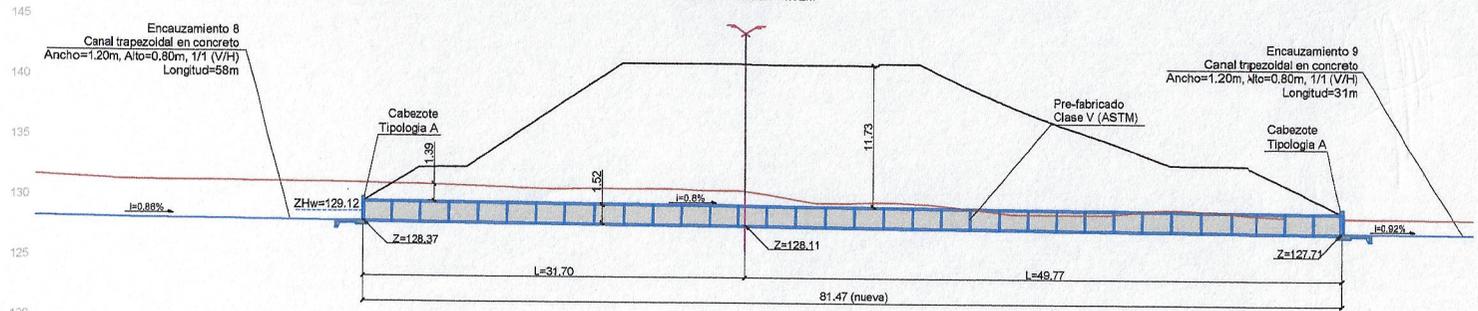
REVISIÓN A

ALC - 0+019
 ALCANTARILLA - 1.52m



| 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

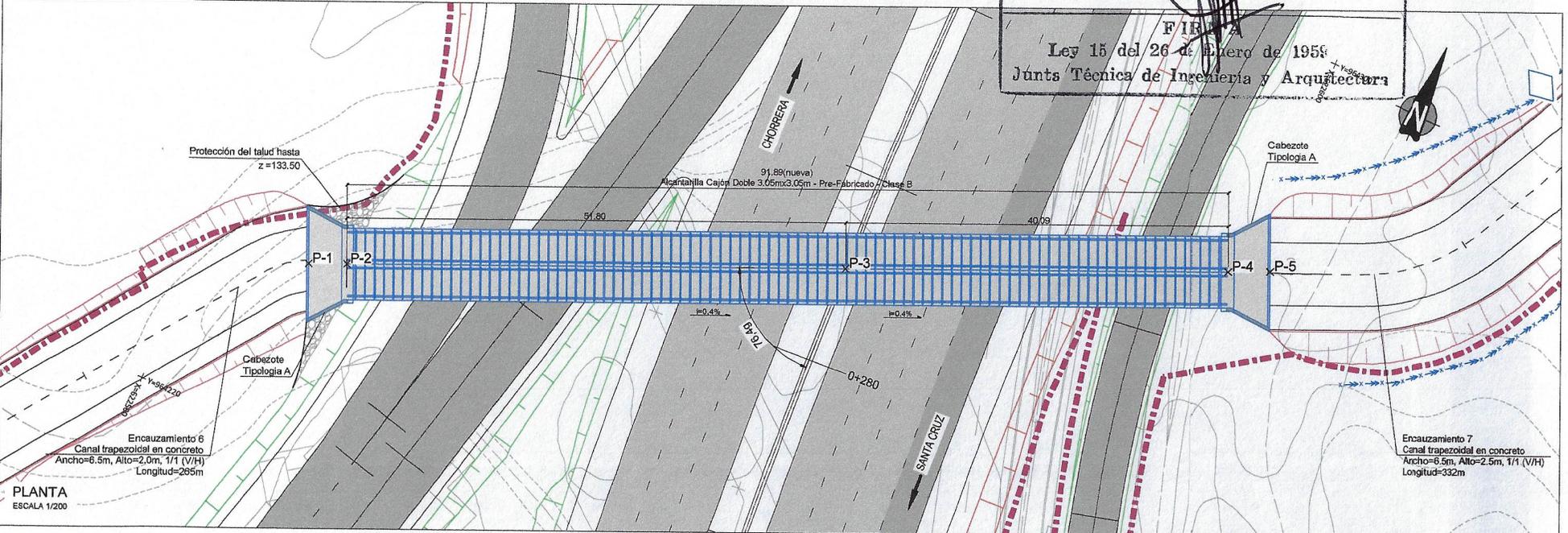


ALZADO
 ESCALA 1/200

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

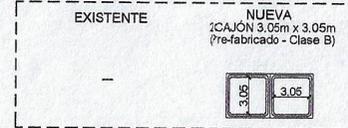
ARCHIVO: CFI-2022-001-PL10311_A DRENAJE TRANSV.dwg

| |
|---|
| INSTITUTO VENEZOLANO NACIONAL TOMAR CALIDAD |
| ESTADO: BOLIVAR |
| CIUDAD: CARACAS |
| PROYECTO: DRENAJE TRANSVERSAL |
| FECHA: 11 DE JUNIO DE 2024 |
| PROYECTANTE: JAMEL J. SERRACIN VALDES |
| PROYECTO: DRENAJE TRANSV |
| ESCALA: 1/200 |

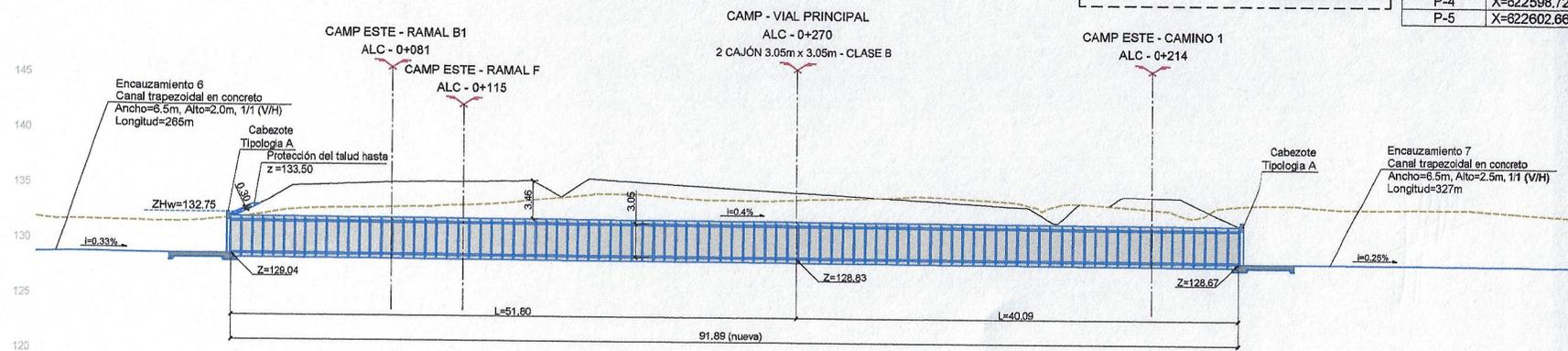


PLANTA
 ESCALA 1/200

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

DISEÑO

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

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

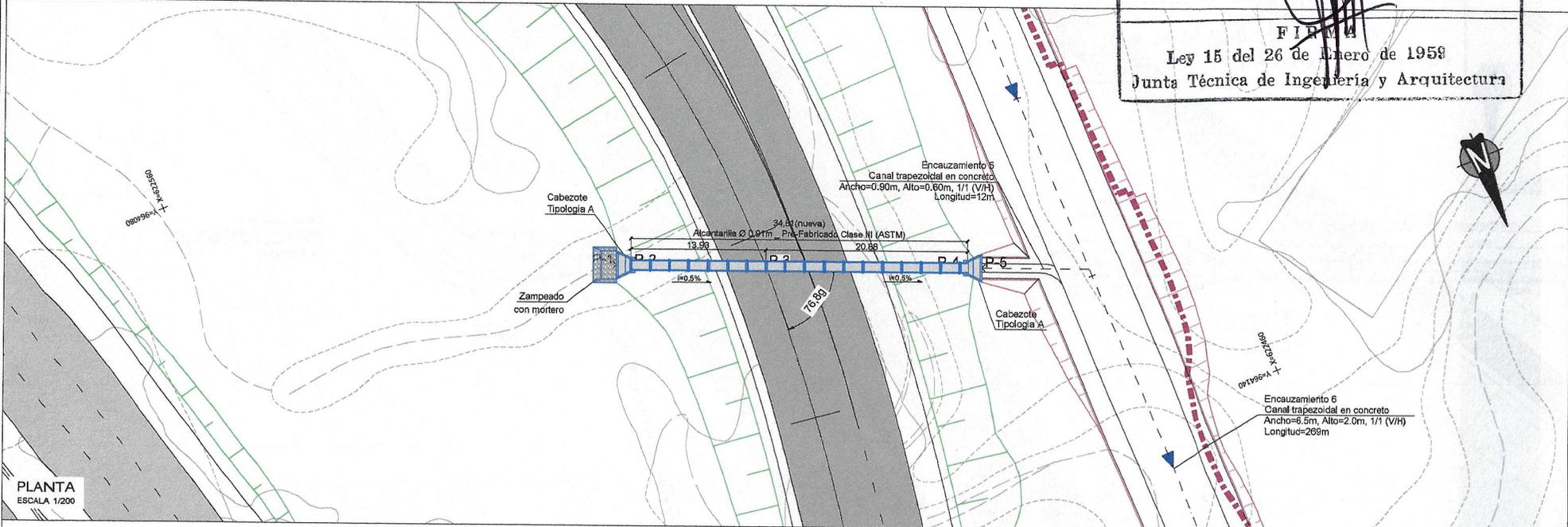
| | | | | |
|---------------|-----------------|----------------|---------|---------------------|
| APROBADO POR: | VERIFICADO POR: | REVISADO POR: | ESCALA: | FECHA: |
| | JOSÉ CAMPOS | ISABEL FERRERA | 1/200 | 11 DE JUNIO DE 2024 |

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

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

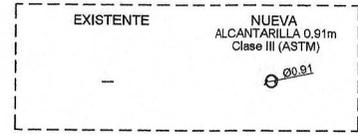
ARCHIVO: CP1-202-D01-PL-10312_A DRENAJE TRANSV.dwg

| |
|---|
| INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS |
| LABORATORIO NACIONAL DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS |



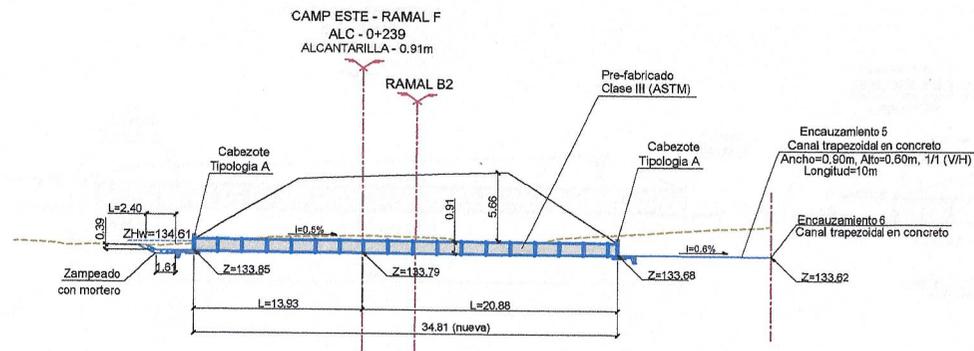
PLANTA
 ESCALA 1/200

EST. 0+239
 ALCANTARILLA - 0.91m



| 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 |

150
145
140
135
130
125



ALZADO
 ESCALA 1/200

| | |
|-------------------------------------|--|
| APROBADO POR: | |
| VERIFICADO POR: | |
| REVISADO POR: | |
| REVISOR GENERAL DE LA MODIFICACION: | |
| FECHA: | |
| REASON: | |

| | | | | | | |
|--|---|-----------------|------------|---|---|------------------------------------|
| | PROYECTO "AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1: LA CHORRERA-SANTA CRUZ" | CONSTRUCTOR | DISEÑO | DESCRIPCIÓN FASE IV - VARIANTE CAMPANA DRENAJE - OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL ALCANTARILLA EST. 0+239 - RAMAL F PLANTA Y ALZADO | PLANO No. 2.10.03 ESCALA: ORIGINAL ANSI Arch D 1/200 | HOJA 12 DE 20 FECHA: JULIO 2019 |
|--|---|-----------------|------------|---|---|------------------------------------|

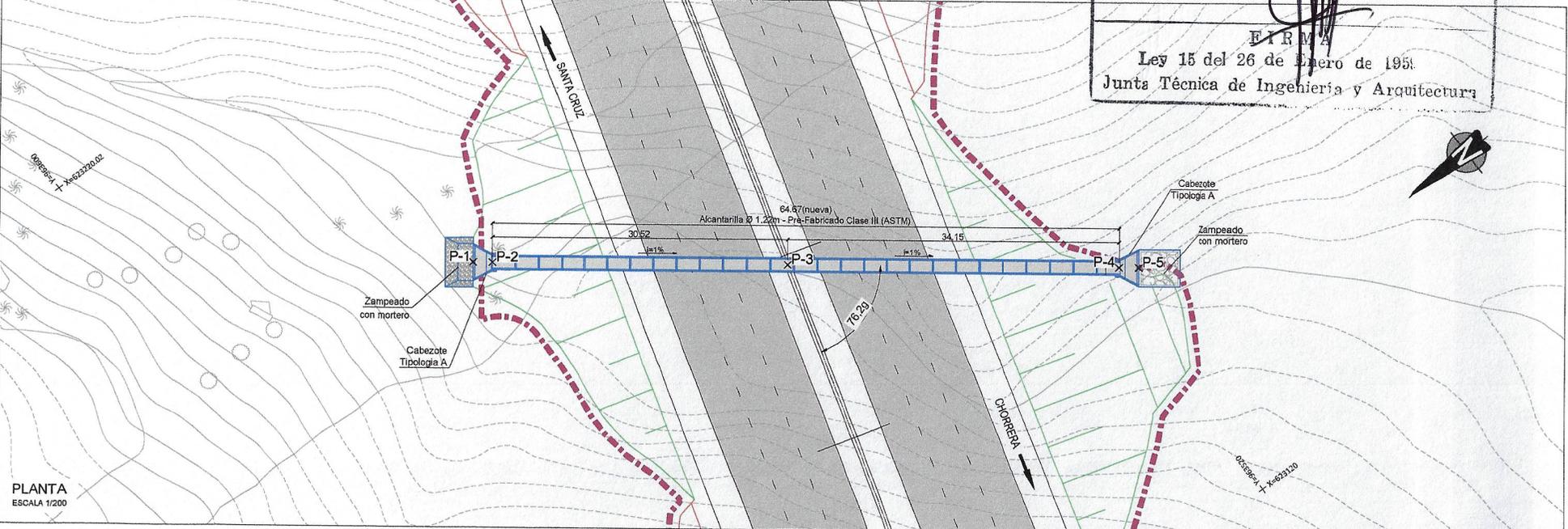
JAMEL J. SERRACIN VALDES
INGENIERO CIVIL
 Licencia No. 2005-006-106

Firma

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

ARCHIVO: CFI-2022-001-PL-10315 A DRENAJE TRANSVERSAL

INSTITUTO VECESIANO NACIONAL TOMAS GARCIA
 DIRECCION GENERAL DE OBRAS PUBLICAS
 DIRECCION GENERAL DE DRENAJE Y OBRAS DE SANEAMIENTO
 DIVISION DE DRENAJE Y OBRAS DE SANEAMIENTO
 AREA DE DRENAJE Y OBRAS DE SANEAMIENTO
 SECCION DE DRENAJE Y OBRAS DE SANEAMIENTO



PLANTA
 ESCALA 1/200

APROBADO POR: [Signature]

VERIFICADO POR: JOAO CAMPOS

REVISADO POR: ISABEL FERREIRA

REVISOR GENERAL DE LA INFORMACION: ENTESISTIA

ESCALA: 1/200

FECHA: 15 DE JULIO DE 2019

EST: 1+279
 ALCANTARILLA - 1,22m

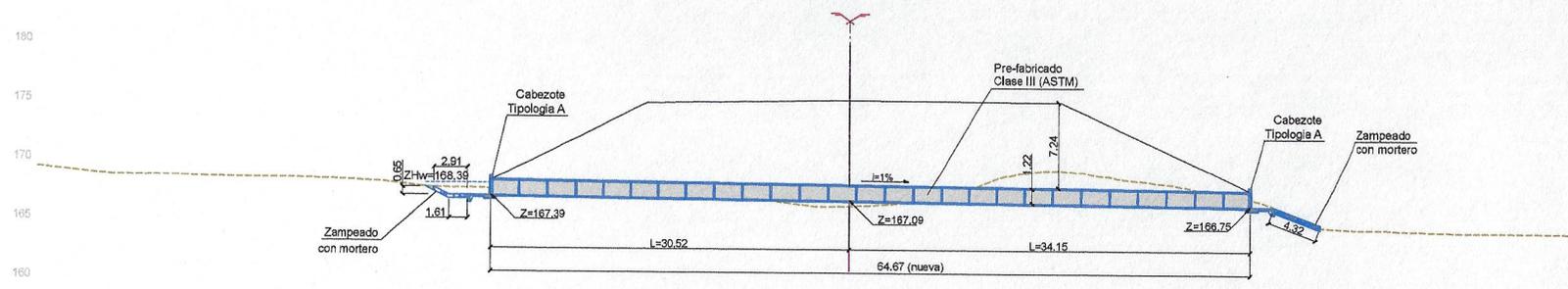
EXISTENTE

NUEVA
 ALCANTARILLA 1,22m
 Clase III (ASTM)

Ø1,22

| 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
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 A 1/200
 HJIA 15 DE 20
 FECHA: JULIO 2019

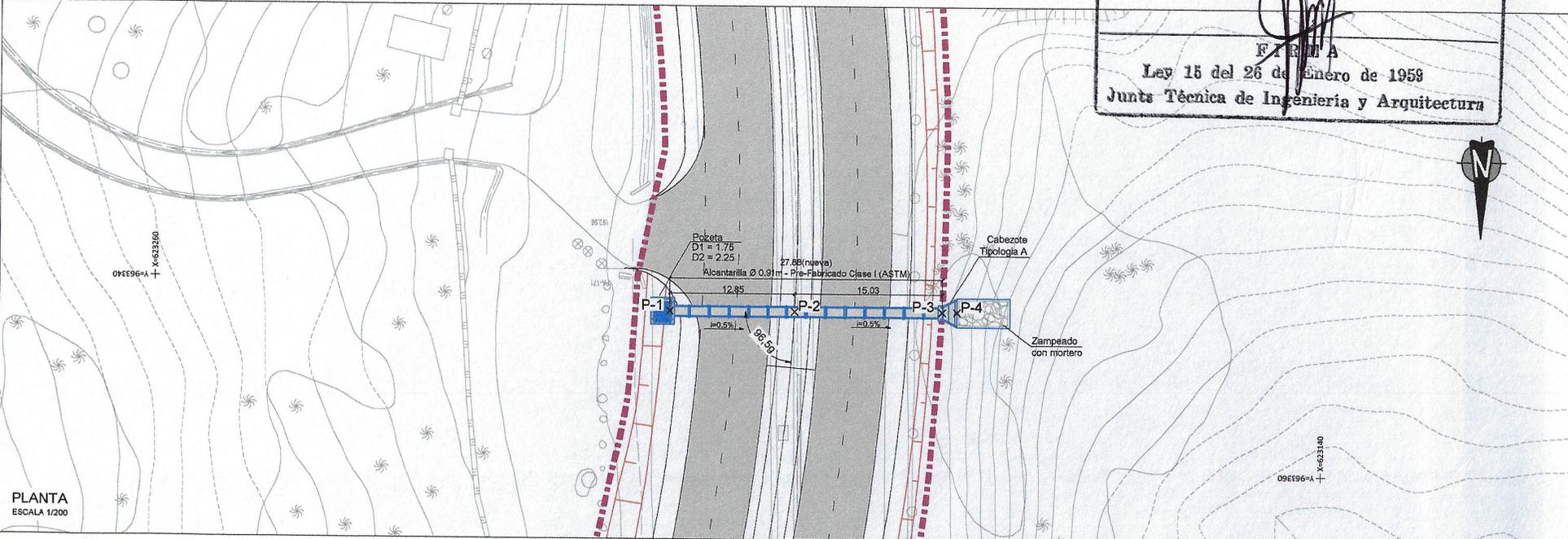
JAMEL J. SERRACIN VALDES
 INGENIERO CIVIL
 Licencia No. 2005-006-106

[Firma]

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

ARCHIVO: CPI-202-D01-PL-10319_A DRENAJE TRANSV.dwg

| | | | | | |
|--------------------|----------|----------|----------|----------|----------|
| ESTUDIO PRELIMINAR | PROYECTO | PROYECTO | PROYECTO | PROYECTO | PROYECTO |
| ESTUDIO PRELIMINAR | PROYECTO | PROYECTO | PROYECTO | PROYECTO | PROYECTO |
| ESTUDIO PRELIMINAR | PROYECTO | PROYECTO | PROYECTO | PROYECTO | PROYECTO |
| ESTUDIO PRELIMINAR | PROYECTO | PROYECTO | PROYECTO | PROYECTO | PROYECTO |
| ESTUDIO PRELIMINAR | PROYECTO | PROYECTO | PROYECTO | PROYECTO | PROYECTO |
| ESTUDIO PRELIMINAR | PROYECTO | PROYECTO | PROYECTO | PROYECTO | PROYECTO |



| | |
|-----------------|----------------|
| APROBADO POR: | [Firma] |
| VERIFICADO POR: | JOSÉ CAMPOS |
| REVISADO POR: | ISABEL FERRERA |
| ELABORADO POR: | [Firma] |
| PROYECTO: | |

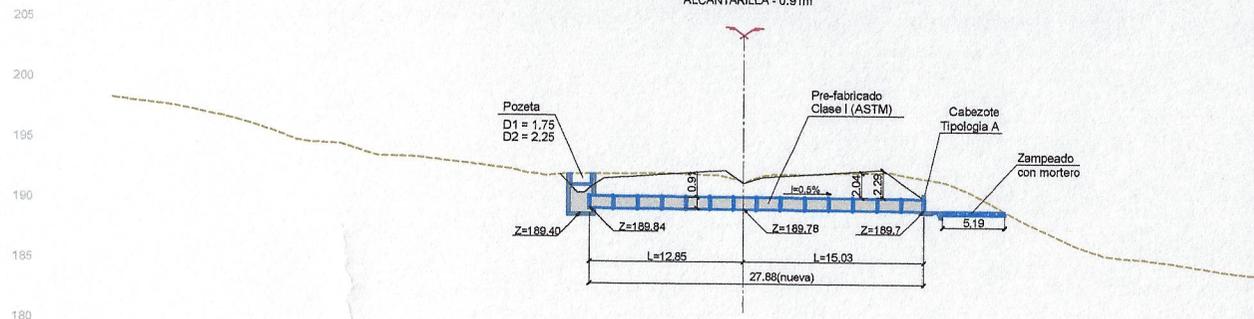
PLANTA
 ESCALA 1/200

EST. 0+490
 ALCANTARILLA - 0.91m

| EXISTENTE | |
|-----------------------------------|--|
| - | |
| NUEVA | |
| ALCANTARILLA 0.91m Clase I (ASTM) | |
| Ø 90.81 | |

| 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 | DISEÑO | 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 ESCALA: ORIGINAL ANSI Arch D 1/200 | HDA 16 DE 20 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

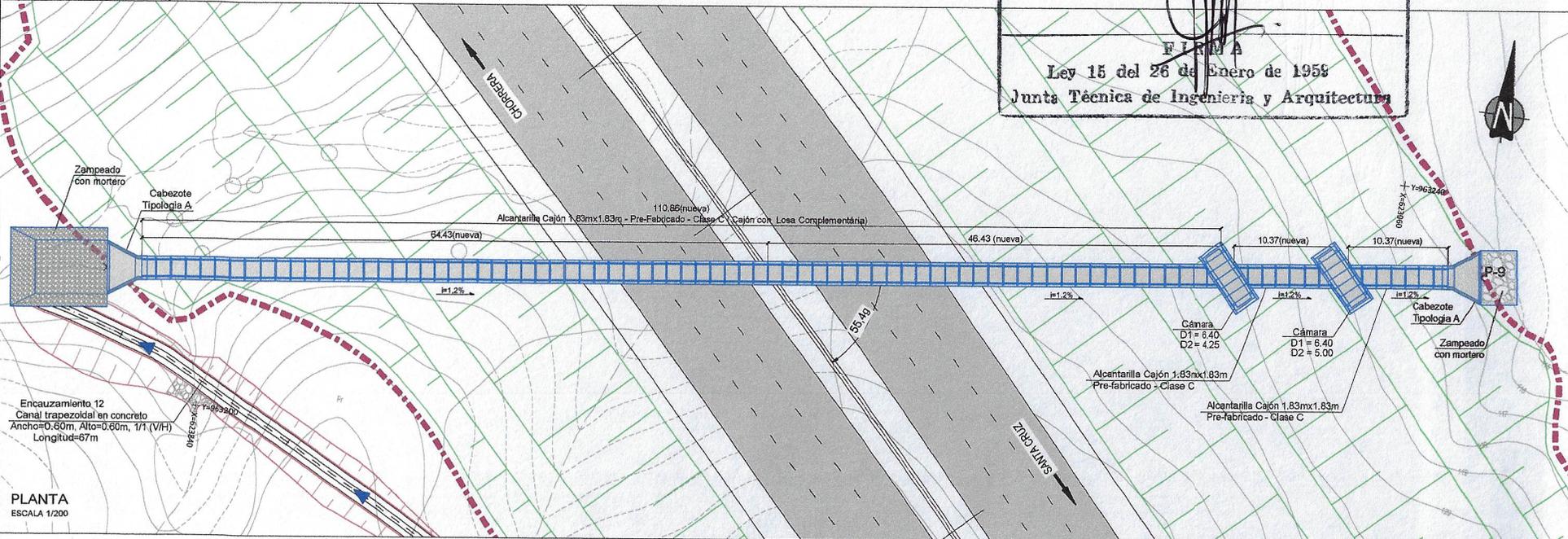


ARCHIVO: CPI-202-D01-PL10317_A DRENAJE TRANSV.dwg

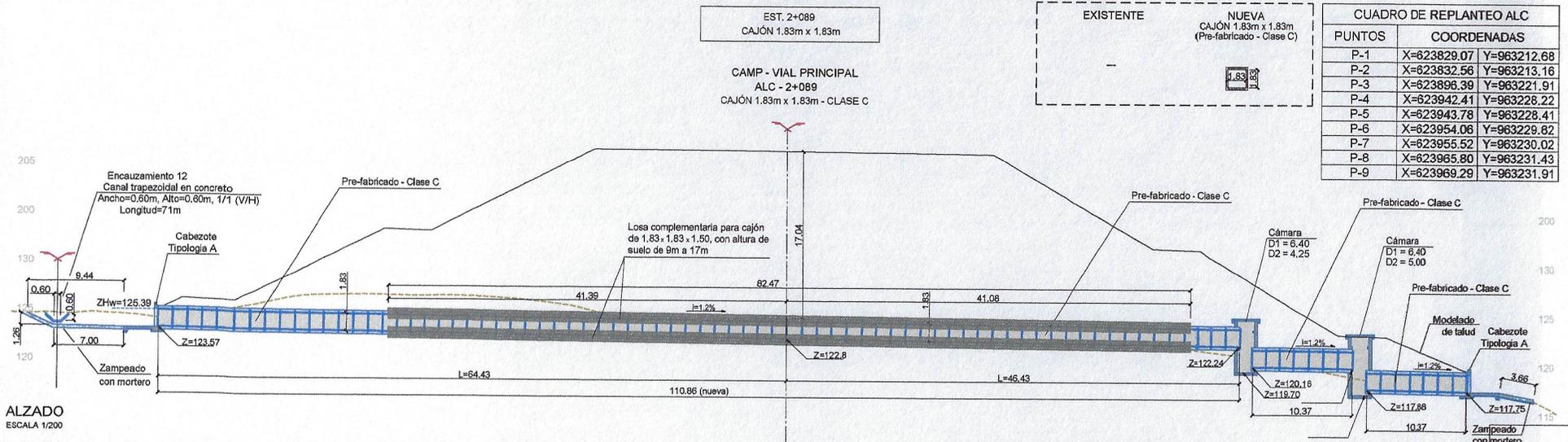
INSTITUTO VECUNARIO NACIONAL TONYA GARCIA
DRENAJE TRANSVERSAL
CARRILERA LAS PLAYAS
PROYECTO DE OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL
ALCANTARILLA EST. 2+089 - VIAL PRINCIPAL
PLANTA Y ALZADO
PROYECTO: 2023

APROBADO POR:
VERIFICADO POR:
REVISADO POR:

FECHA: 15/07/2023
ENTREGA A:
REVISOR GENERAL DE INSPECCION:
A:
REVISOR GENERAL DE INSPECCION:
A:



PLANTA
ESCALA 1/200



ALZADO
ESCALA 1/200

EST. 2+089
CAJÓN 1.83m x 1.83m

EXISTENTE
NUEVA
CAJÓN 1.83m x 1.83m
(Pre-fabricado - Clase C)

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=623954.06 | Y=963228.82 |
| P-7 | X=623955.52 | Y=963230.02 |
| P-8 | X=623965.80 | Y=963231.43 |
| P-9 | X=623969.29 | Y=963231.91 |

| | | | | | | |
|--|---|-----------------|------------|---|--|------------------------------------|
| | PROYECTO "AMPLIACIÓN A SEIS (6) CARRILES-CORREDOR DE LAS PLAYAS, TRAMO 1: LA CHORRERA-SANTA CRUZ" | CONSTRUCTOR | DISEÑO | DESCRIPCIÓN FASE IV - VARIANTE CAMPANI, DRENAJE - OBRAS DE DRENAJE TRANSVERSAL ALCANTARILLA EST. 2+089 - VIAL PRINCIPAL PLANTA Y ALZADO | PLANO No. 2.10.03 ESCALA: ORIGINAL ANISI Arch D 1/200 | HOJA 17 DE 20 FECHA: JULIO 2019 |
|--|---|-----------------|------------|---|--|------------------------------------|