



# ACTUALIZACIÓN DEL PROYECTO EJECUTIVO DE SOBREELEVACIÓN DEL CANAL PRINCIPAL HUMAYA Y PRESA DERIVADORA ANDREW WEISS, EN EL ESTADO DE SINALOA (CUARTA ETAPA)



**INFORME FINAL**

**JUNIO DE 2017**



## DIRECTORIO

### ORGANISMO DE CUENCA PACÍFICO NORTE

**José Antonio Quintero Contreras**

Director General del Organismo de Cuenca Pacífico Norte

**José Abraham González Gastélum**

Director de Infraestructura Hidroagrícola

**Salvador Moreno Suárez**

Residente General

**Sirio Moreno Armenta**

Jefe de Distrito de Riego 010, Culiacán-Humaya y 074 Mocorito

**Sergio Castañeda Ramos**

Residente de Conservación del D.R. 010, Culiacán-Humaya y 074 Mocorito

**Arturo Sánchez Sandoval**

Jefe de Operación del D.R. 010, Culiacán-Humaya y 074 Mocorito

### SISTEMA HUMAYA DISTritos 010 Y 074 MOCORITO, S.R.L. DE I.P. DE C.V.

**Fernando Wong Iribe**

Presidente del Consejo de Administración

**Carlos Francisco Salazar Salazar**

Presidente del Consejo de Vigilancia

### INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGÍA DEL AGUA

**Felipe I. Arreguín Cortés**

Director General

**Nahún Hamed García Villanueva**

Coordinador de Riego y Drenaje

**Arturo González Casillas**

Subcoordinador de Operación y Mantenimiento de Infraestructura Hidroagrícola

**Arturo González Casillas**

Jefe de proyecto



## CONTENIDO

|  |          |
|--|----------|
| <b>RESUMEN EJECUTIVO</b> .....   | <b>1</b> |
| <b>1 SOBREELEVACIÓN DE LA PRESA DERIVADORA ANDREW WEISS</b> .....                                | <b>3</b> |
| 1.1 Introducción.....  | 3        |
| 1.2 Objetivos y metas.....   | 4        |
| 1.3 Estado actual de la infraestructura .....  | 5        |
| 1.4 Marco físico.....  | 6        |
| 1.4.1 Localización del sitio de la obra .....  | 6        |
| 1.4.2 Localización hidrológica .....   | 8        |
| 1.4.3 Hidrografía .....  | 10       |
| 1.4.4 Fisiografía .....  | 12       |
| 1.4.5 Infraestructura hídrica existente.....   | 13       |
| 1.5 Estudio hidrológico.....   | 16       |
| 1.6 Estudios de campo y laboratorio .....  | 17       |
| 1.6.1 Levantamiento de las dimensiones de las compuertas radiales del canal<br>desarenador ..... | 17       |
| 1.6.2 Estudio de calidad del concreto de la pantalla impermeable.....                            | 21       |
| 1.6.2.1 Introducción.....  | 21       |
| 1.6.2.2 Toma de muestras.....  | 22       |
| 1.6.2.3 Trabajos de laboratorio .....  | 28       |
| 1.6.2.4 Dictamen técnico.....  | 33       |
| 1.6.2.5 Conclusiones .....   | 37       |
| 1.7 Rehabilitación de las compuertas del canal desarenado y del sistema de agujas .....          | 38       |
| 1.7.1 Nivel de operación .....   | 38       |
| 1.7.2 Bordo libre .....  | 41       |
| 1.7.3 Datos básicos para la elaboración del proyecto estructural.....                            | 45       |
| 1.8. Análisis estructural .....  | 46       |
| 1.8.1 Análisis estructural del sistema de agujas.....  | 46       |
| 1.8.2 Análisis estructural de las compuertas radiales del desarenador.....                       | 50       |
| 1.8.2.1 Dimensiones de las compuertas radiales del desarenador y estado actual ....              | 50       |
| 1.8.2.2 Análisis estructural de la armadura de la compuerta .....                                | 55       |
| 1.8.2.2.1 Estado de esfuerzos para H = 6.55 m.....   | 55       |
| 1.8.2.2.2 Estado de esfuerzos para H = 7.40 m.....   | 57       |
| 1.8.2.2.3 Estado de esfuerzos para H = 7.10 m. estructura con refuerzo en los brazos..           | 59       |



|   |            |
|---|------------|
| 1.8.2.2.4 Análisis estructural de las vigas horizontales.....   | 62         |
| <b>1.9 Procedimiento constructivo.....</b>  | <b>64</b>  |
| 1.9.1 Encamisado de concreto armado a lo largo de la cresta vertedora .....                                 | 66         |
| 1.9.2 Soldado de perfil IR y ángulo a las agujas existentes .....   | 68         |
| 1.9.3 Instalación de tablonces de madera .....  | 70         |
| 1.9.4 Rehabilitación muro lateral de desarenador .....  | 72         |
| 1.9.5 Rehabilitación de las compuertas radiales del desarenador .....                                       | 73         |
| 1.10 Presupuesto base .....   | 74         |
| <b>2 REPRESAS, CATORCE PROYECTOS .....</b>  | <b>75</b>  |
| 2.1 Introducción.....   | 75         |
| 2.2 Localización.....   | 76         |
| 2.3 Problemática.....   | 84         |
| 2.4 Estudios preliminares.....  | 99         |
| 2.4.1 Topografía.....   | 99         |
| 2.4.2 Geotécnia.....  | 101        |
| 2.4.3 Hidráulica.....   | 103        |
| 2.5 Propuesta.....  | 109        |
| 2.5.1 Análisis y diseño estructural de propuestas.....  | 110        |
| 2.5.2 Análisis estructural de la represa.....   | 111        |
| 2.5.2.1 Determinación de cargas actuantes.....  | 114        |
| 2.5.2.2 Modelo de análisis del sistema de fuerzas actuantes en muros, losas y cimentación.....              | 118        |
| 2.5.4 Obra electromecánica.....   | 122        |
| 2.5.4.1 Determinación de cargas actuantes.....  | 122        |
| 2.5.4.2 Modelo de análisis para compuerta .....   | 125        |
| 2.6 Presupuesto base .....  | 130        |
| <b>3 ENTRADAS DE AGUA, VEINTICUATRO PROYECTOS.....</b>  | <b>131</b> |
| 3.1 Introducción.....   | 131        |
| 3.2 Localización.....   | 140        |
| 3.3 Estudios preliminares.....  | 142        |
| 3.3.1 Estudio topográfico .....   | 142        |
| 3.3.1.1 Bancos de nivel para control vertical y horizontal .....  | 142        |
| 3.3.1.2 Nivelación diferencial de bancos de nivel .....   | 144        |
| 3.3.1.3 La altura a partir del posicionamiento satelital.....   | 144        |
| 3.3.1.4 Referenciación, documentación y croquis de localización referenciado a un mismo banco de nivel..... | 148        |



|   |            |
|---|------------|
| 3.3.1.5 Planos topográficos .....   | 150        |
| 3.3.2 Estudio hidrológico.....  | 151        |
| 3.3.2.1 Análisis del proceso lluvia-escurrimiento .....   | 152        |
| 3.3.2.2 Procesamiento de información para implementar el modelo lluvia-escurrimiento .....                | 155        |
| 3.3.2.3 Análisis de precipitación máxima diaria .....   | 156        |
| 3.3.2.4 Análisis de frecuencias de lluvia máxima diaria .....   | 159        |
| 3.3.2.5 Correcciones al valor representativo para la cuenca hidrológica .....                             | 165        |
| 3.3.2.6 Estimación de los cocientes lluvia-duración (R) y lluvia-frecuencia (F) .....                     | 165        |
| 3.3.2.7 Transformación de la lluvia máxima de 24 horas a horaria .....                                    | 166        |
| 3.3.2.8 Cálculo de los cocientes R y F para las estaciones climatológicas .....                           | 167        |
| 3.3.2.9 Estimación de la intensidad de lluvia y precipitación para un determinado periodo de retorno..... | 168        |
| 3.3.2.10 Estimación del gasto de diseño.....  | 169        |
| 3.3.2.10.1 Método de la Fórmula Racional .....  | 169        |
| 3.3.2.10.2 Método V.T.Chow.....   | 170        |
| 3.3.2.11 Resultados y discusión .....   | 171        |
| 3.3.3 Estudio, revisión y diseño hidráulico de las estructuras .....                                      | 173        |
| 3.3.4 Análisis y Diseño Estructural.....  | 174        |
| 3.3.4.1 Propuesta y selección estructural.....  | 175        |
| 3.3.4.2 Método de Cross .....   | 176        |
| 3.3.4.3 Diseño estructural alcantarilla sección rectangular .....   | 177        |
| 3.4 Presupuesto base .....  | 177        |
| 3.4.1 Generadores de la estructura de entrada de agua .....   | 177        |
| 3.4.2 Catalogo de Conceptos .....   | 178        |
| 3.4.3 Presupuesto base para la estructura entrada de agua correspondiente .....                           | 178        |
| <b>4 SOBREELEVACIÓN, PROYECTOS PARA 16 KM DEL CPH .....</b>   | <b>180</b> |
| 4.1 Introducción.....   | 180        |
| 4.2 Localización .....  | 183        |
| 4.3 Problemática .....  | 186        |
| 4.4 Estudios preliminares .....   | 188        |
| 4.4.1 Diseño hidráulico .....   | 188        |
| 4.4.2 Estudio de banco de materiales .....  | 195        |
| 4.4.2.1 Localización de bancos de materiales .....  | 195        |
| 4.4.2.2 Trabajos de laboratorio .....   | 210        |
| <b>4.5 Propuesta .....</b>  | <b>215</b> |



|  |            |
|--|------------|
| 4.6 Presupuesto base .....   | 220        |
| <b>5 DIQUES.....</b>   | <b>221</b> |
| 5.1 Introducción.....  | 221        |
| 5.2 Dique 2.....   | 223        |
| 5.2.1 Localización .....   | 223        |
| 5.2.2 Problemática .....   | 224        |
| 5.2.3 Objetivos .....  | 228        |
| 5.2.4 Dictamen del estado actual del Dique 2.....                                  | 228        |
| 5.2.5 Estudios preliminares.....   | 231        |
| 5.2.5.1 Topografía.....  | 231        |
| 5.2.5.2 Diseño hidráulico .....  | 235        |
| 5.2.5.3 Sondeos de geotécnia .....   | 242        |
| 5.2.6 Procedimiento constructivo.....  | 244        |
| 5.2.7 Presupuesto base .....   | 249        |
| 5.3 Dique Mariquita Tramo 1 (Km 0+000 al Km 3+152).....                            | 250        |
| 5.3.1 Localización .....   | 250        |
| 5.3.2 Problemática.....  | 254        |
| 5.3.3 Objetivos .....  | 264        |
| 5.3.4 Dictamen del estado actual del Dique Mariquita Tramo 1 .....                 | 264        |
| 5.3.5 Estudios preliminares.....   | 267        |
| 5.3.5.1 Topografía.....  | 268        |
| 5.3.5.2 Diseño hidráulico .....  | 274        |
| 5.3.5.3 Sondeos de geotécnia .....   | 278        |
| 5.3.6 Procedimiento constructivo.....  | 281        |
| 5.3.7 Presupuesto base .....   | 283        |
| 5.4 Dique Mariquita Tramo 2 y 3 (Km 0+000 al Km 1+833 y Km 0+000 al Km 1+230)..... | 284        |
| 5.4.1 Localización .....   | 284        |
| 5.4.2 Problemática.....  | 288        |
| 5.4.3 Objetivos .....  | 299        |
| 5.4.4 Dictamen del estado actual del Dique Mariquita Tramo 2 y 3 .....             | 299        |
| 5.4.5 Estudios preliminares.....   | 302        |
| 5.4.5.1 Topografía.....  | 303        |
| 5.4.5.2 Diseño hidráulico .....  | 308        |
| 5.4.5.3 Sondeos de geotécnia .....   | 312        |
| 5.4.6 Procedimiento constructivo.....  | 316        |



---

|  |     |
|--|-----|
| 5.4.7 Presupuesto base .....                                     | 318 |
| 5.5 Dique Palos Amarillos .....                                  | 319 |
| 5.5.1 Localización .....   | 319 |
| 5.5.2 Problemática .....   | 321 |
| 5.5.3 Objetivos .....  | 330 |
| 5.5.4 Dictamen del estado actual del Dique Palos Amarillos ..... | 330 |
| 5.5.5 Estudios preliminares .....                                | 333 |
| 5.5.5.1 Topografía .....   | 333 |
| 5.5.5.2 Diseño hidráulico .....                                  | 342 |
| 5.5.6 Procedimiento constructivo .....                           | 346 |
| 5.5.7 Presupuesto base .....                                     | 350 |



## INDICE DE FIGURAS

|  |    |
|--|----|
| Figura 1 Localización del Canal Principal Humaya.....  | 2  |
| Figura 1.1 Macro localización de la obra.....  | 7  |
| Figura 1.2 Micro localización de la obra.....  | 7  |
| Figura 1.3 Imagen satelital de la zona de la presa.....  | 8  |
| Figura 1.4 Región hidrológica.....   | 9  |
| Figura 1.5 Subregión hidrológica.....  | 9  |
| Figura 1.6 Cuenca administrativa.....  | 10 |
| Figura 1.7 Hidrografía de la zona.....   | 11 |
| Figura 1.8 Provincia fisiográfica.....   | 12 |
| Figura 1.9 Ubicación de la infraestructura hídrica existente.....  | 15 |
| Figura 1.10 Panorámica de la compuerta del desarenador.....  | 18 |
| Figura 1.11 Levantamiento con instrumentos convencionales.....   | 19 |
| Figura 1.12 Inspección visual de los brazos de la compuerta.....   | 20 |
| Figura 1.13 Panorámica de la zona de estudio.....  | 22 |
| Figura 1.14 Panorámica Norte-Sur.....  | 23 |
| Figura 1.15 Panorámica Sur-Norte.....  | 23 |
| Figura 1.16 Extracción de la muestra No.1 y ubicación.....   | 25 |
| Figura 1.17 Extracción de la muestra No.2 y ubicación.....   | 25 |
| Figura 1.18 Extracción de la muestra No.3 y ubicación.....   | 25 |
| Figura 1.19 Extracción de la muestra No.4 y ubicación.....   | 26 |
| Figura 1.20 Extracción de la muestra No.5 y ubicación.....   | 26 |
| Figura 1.21 Extracción de la muestra No.6 y ubicación.....   | 26 |
| Figura 1.22 Extracción de la muestra No.7 y ubicación.....   | 27 |
| Figura 1.23 Extracción de la muestra No.7 y ubicación.....   | 27 |
| Figura 1.24 Núcleos de concreto cabeceados con azufre.....   | 29 |
| Figura 1.25 Prueba de compresión simple aplicada a los núcleos de concreto y falla longitudinal de una de los corazones de concreto..... | 30 |
| Figura 1.26 Momento de falla en núcleo de prueba No. 7.....  | 31 |
| Figura 1.27 Vistas frontal e isométrica de agujas y tablonces.....   | 32 |
| Figura 1.28 Fuga de agua a través de las aberturas que dejan los tablonces en malas condiciones.....                                     | 33 |
| Figura 1.29 El nivel de la SLA coincide con el labio superior de los tablonces de madera.....  | 34 |
| Figura 1.30 Pantalla de concreto deteriorada por el intemperismo y grietas en el muro lateral del desarenador.....                       | 36 |



|  |    |
|--|----|
| Figura 1.31 Agujas de la presa PDAW y fisuras en la pantalla de la PDAW.....                                   | 37 |
| Figura 1.32 Fisuras en la pantalla impermeable de la PDAW. ....  | 37 |
| Figura 1.33 Compuerta radial.....  | 39 |
| Figura 1.34 Representación gráfica de la ecuación del gasto para la obra de toma de la presa Andrew Weiss..... | 40 |
| Figura 1.35 Fetch. ....  | 41 |
| Figura 1.36 Diagrama de altura de la ola.....  | 42 |
| Figura 1.37 Bordo libre de la PDAW. ....   | 45 |
| Figura 1.38 Diagrama de la pantalla de cresta vertedora.....   | 47 |
| Figura 1.39 Diagrama de la compuerta radial.....   | 51 |
| Figura 1.40 Panorámica de la entrada al canal desarenador controlada por tres compuertas radiales. ....        | 51 |
| Figura 1.41 Ménsulas de las compuertas. ....   | 52 |
| Figura 1.42 Mecanismos de apertura de las compuertas. ....   | 52 |
| Figura 1.43 Estado actual del mecanismo de izaje, presenta en buenas condiciones. ....                         | 53 |
| Figura 1.44 Estado actual del mecanismo de izaje, presenta en buenas condiciones. ....                         | 53 |
| Figura 1.45 Estado de esfuerzos para H = 6.55 m. ....  | 55 |
| Figura 1.46 Deformaciones para H = 6.55 m.....   | 56 |
| Figura 1.47 Estado de esfuerzos para H = 7.40 m. ....  | 57 |
| Figura 1.48 Deformaciones para H = 7.40 m.....   | 58 |
| Figura 1.49 Estado de esfuerzos para H = 7.40 m. ....  | 59 |
| Figura 1.50 Deformaciones para H = 7.40 m.....   | 60 |
| Figura 1.51 Estado actual de la estructura. ....   | 66 |
| Figura 1.52 Encamisado de la pantalla.....   | 67 |
| Figura 1.53 Perfil de las agujas.....  | 68 |
| Figura 1.54 Unión de perfiles. ....  | 69 |
| Figura 1.55 Vista del terminado de las agujas con el encamisado.....   | 70 |
| Figura 2.1 Macrolocalización de Culiacán, Sinaloa. ....  | 77 |
| Figura 2.2 Localización de las 14 represas, en el CPH. ....  | 78 |
| Figura 2.3 Represas del CPH objeto de este convenio. ....  | 83 |
| Figura 2.4 Grado de deterioro de las estructuras de las represas.....  | 89 |
| Figura 2.5 Fisuras y Oxidación en compuerta en la represa Km 60+892 (KM 55+984).....                           | 91 |
| Figura 2.6 Acero de refuerzo expuesto en la represa Km 60+892 (KM 55+984). ....                                | 91 |
| Figura 2.7 Fisuras en compuertas radiales en la represa del km 68+285 (KM 63+160).....                         | 92 |
| Figura 2.8 Zonas de talud sin recubrimiento en la represa del km 73+221 (KM 68+090).....                       | 92 |
| Figura 2.9 Sifón aguas debajo de la represa del km 79+383 (KM 74+220) .....                                    | 93 |



|  |     |
|--|-----|
| Figura 2.10 Deterioro de Concreto en la represa del km 82+809 (KM 77+720).....                           | 93  |
| Figura 2.11 Compuertas con fisuras y dañadas en represa del km 87+735 (KM 83+659). ....                  | 94  |
| Figura 2.12 Compuertas con fisuras y dañadas en represa del km 92+572 (KM 88+406). ....                  | 94  |
| Figura 2.13 Compuertas dañadas y fisuradas de la represa del km 97+282 (KM 92+920). ....                 | 95  |
| Figura 2.14 Oxidación en Compuerta de la represa del km 102+610 (KM 98+310). ....                        | 95  |
| Figura 2.15 Deterioro de Concreto en la represa del km 107+511 (KM 103+206).....                         | 96  |
| Figura 2.16 Deterioro del concreto de la represa km 111+182 (KM 106+359). ....                           | 96  |
| Figura 2.17 Maquinaria Obsoleta y en desuso en represa km 117+088 (KM 112+776). ....                     | 97  |
| Figura 2.18 Sifón aguas debajo de la represa del km 126+608 (KM 120+416). ....                           | 97  |
| Figura 2.19 Sifón aguas debajo de la represa del km 129+442 (KM 123+510). ....                           | 98  |
| Figura 2.20 Canal Humaya sobrepuesto en las cartas Geológico-Mineras de Culiacán, Perico y Mocerito..... | 101 |
| Figura 2.21 Sección de la estación 60+920 (km 55+984 Conagua) del CPH. ....                              | 104 |
| Figura 2.22 Sección de la estación km 68+320 (km 63+160 Conagua) del CPH. ....                           | 104 |
| Figura 2.23 Sección de la estación km 73+240 (km 68+090 Conagua) del CPH. ....                           | 104 |
| Figura 2.24 Sección de la estación km 79+300 (km 74+220 Conagua) del CPH. ....                           | 105 |
| Figura 2.25 Sección de la estación km 82+900 (km 77+720 Conagua) del CPH. ....                           | 105 |
| Figura 2.26 Sección de la estación km 87+760 (km 83+659 Conagua) del CPH. ....                           | 105 |
| Figura 2.27 Sección de la estación km 92+600 (km 88+406 Conagua) del CPH. ....                           | 106 |
| Figura 2.28 Sección de la estación km 97+320 (km 92+920 Conagua) del CPH. ....                           | 106 |
| Figura 2.29 Sección de la estación km 102+640 (km 98+310 Conagua) del CPH. ....                          | 106 |
| Figura 2.30 Sección de la estación km 107+520 (km 103+206 Conagua) del CPH. ....                         | 107 |
| Figura 2.31 Sección de la estación km 111+200 (km 106+359 Conagua) del CPH. ....                         | 107 |
| Figura 2.32 Sección de la estación km 117+200 (km 112+776 Conagua) del CPH. ....                         | 107 |
| Figura 2.33 Sección de la estación km 126+500 (km 120+416 Conagua) del CPH. ....                         | 108 |
| Figura 2.34 Sección de la estación km 129+400 (km 123+510 Conagua) del CPH. ....                         | 108 |
| Figura 2.35 Vista esquemática en elevación de la represa. ....   | 111 |
| Figura 2.36 Vista esquemática en planta de la represa.....   | 112 |
| Figura 2.37 Empuje lateral del suelo.....  | 116 |
| Figura 2.38 Empuje Lateral y vertical del Agua. ....   | 116 |
| Figura 2.39 Vista en isométrico de la represa (con elementos finitos). ....                              | 119 |
| Figura 2.40 Vista de las fuerzas actuantes en el estado de Carga Muerta. ....                            | 119 |
| Figura 2.41 Vista de las fuerzas actuantes en el estado de Carga Viva. ....                              | 120 |
| Figura 2.42 Vista de las fuerzas actuantes del estado de Empuje Hidrostático Total.....                  | 120 |
| Figura 2.43 Vista de fuerzas actuantes del estado de Empuje Hidrostático Parcial. ....                   | 121 |
| Figura 2.44 Vista de fuerzas actuantes para el estado de Empuje del Suelo. ....                          | 121 |



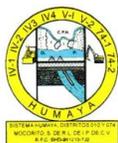
|  |     |
|--|-----|
| Figura 2.45 Compuerta Radial, vista en isométrico. ....  | 126 |
| Figura 2.46 Vista de fuerzas actuantes de estado de Carga Muerta.....  | 127 |
| Figura 2.47 Vista de fuerzas actuantes de estado de Empuje Hidrostático. ....  | 128 |
| Figura 2.48 Vista de fuerzas actuantes de estado de Empuje del Suelo. ....   | 129 |
| Figura 3.1 Tipos de estructuras de acceso y de cruce de agua sobre el Canal Humaya .....   | 134 |
| Figura 3.2 Estructura tipo vado de dos conductos de entrada de agua, vista en corte. ....  | 134 |
| Figura 3.3 Entrada de agua Km 19+506. ....   | 137 |
| Figura 3.4 Entrada de agua Km 19+506. ....   | 138 |
| Figura 3.5 Ventana de la interfaz del Software Hcanales. ....  | 139 |
| Figura 3.6 Localización de la zona de estudio, Culiacán, Sinaloa.....  | 140 |
| Figura 3.7 Localización de las 24 entradas de agua objeto de este convenio. ....   | 141 |
| Figura 3.8 Banco de nivel G-2.....   | 143 |
| Figura 3.9 Equipo GPS usado en el levantamiento topográfico. ....  | 146 |
| Figura 3.10 Método de medición GPS. ....   | 146 |
| Figura 3.11 Representación de la búsqueda de objetivos. ....   | 147 |
| Figura 3.12 Mapa de uso de suelo.....  | 153 |
| Figura 3.13 Mapa de tipo de suelo.....   | 154 |
| Figura 3.14 Mapa de pendientes.....  | 154 |
| Figura 3.15 Definición del área de influencia de la estación climatológica de acuerdo con los polígonos de Thiessen. ....                                | 156 |
| Figura 3.16 Test de Anderson.....  | 162 |
| Figura 3.17 Error estándar de ajuste. ....   | 163 |
| Figura 3.18 Ajustes de funciones de distribución.....  | 164 |
| Figura 3.19 Relación empírica para la estimar la lluvia máxima de una hora y periodo de retorno de 2 años, en ausencia de registros pluviográficos. .... | 166 |
| Figura 3.20 Perfiles tipo de las entradas de agua construidas. ....  | 174 |
| Figura 4.1 Localización de Culiacán. ....  | 183 |
| Figura 4.2 Localización del Distrito de Riego 010, Culiacán-Humaya, Sinaloa. ....  | 184 |
| Figura 4.3 Localización de los tramos donde se realizaron los proyectos ejecutivos de sobreelevación. ....   | 185 |
| Figura 4.4 Losas dañadas en el CPH. ....   | 187 |
| Figura 4.5 Propuesta de sección para sobreelevación del canal. ....  | 194 |
| Figura 4.6 Propuesta de bordo libre y sobrebordo de la SRH. Fuente USDA.....   | 194 |
| Figura 4.7 Ubicación de 6 bancos estudiados en las cercanías de los tramos del km 112 al km 120 del canal principal Humaya. ....                         | 196 |
| Figura 4.8 Ubicación del Banco Hermes cerca del km 118 en la margen izquierda del CPH.....   | 197 |



|   |     |
|---|-----|
| Figura 4.9 Fotos del muestreo Banco Hermes en la margen izquierda del CPH. ....   | 198 |
| Figura 4.10 Banco Lineal 28 del km 120+400 al km 122+400 en ambas márgenes del CPH. ....  | 199 |
| Figura 4.11 Fotos del muestreo Banco Lineal 28 en la margen izquierda del CPH. ....   | 199 |
| Figura 4.12 Banco Lineal 30 del km 126+700 al km 128+600 en ambas márgenes del CPH. ....  | 200 |
| Figura 4.13 Fotos del muestreo Banco Lineal 30 en la margen izquierda del CPH. ....   | 200 |
| Figura 4.14 Banco Lineal 30 del km 126+700 al km 128+600 en ambas márgenes del CPH. ....  | 201 |
| Figura 4.15 Muestreo del Banco de Materiales “EL Gato”.....   | 202 |
| Figura 4.16 Banco Cerro Bola se localiza cercano al km 129 del canal principal Humaya. ....   | 203 |
| Figura 4.17 Muestreo realizado en el Banco Cerro Bola. ....   | 203 |
| Figura 4.18 Levantamiento topográfico del Banco para revestimiento de caminos “Cerro Bola”. .   | 204 |
| Figura 4.19 Banco de revestimiento de caminos “El Potrero” o “La Piedrera” ubicado en el en la<br>margen derecha del km 105 del Canal Principal Humaya. ....      | 204 |
| Figura 4.20 Levantamiento topográfico del banco de revestimiento de caminos “El potrero” o “La<br>Piedrera”.....  | 205 |
| Figura 4.21 Banco de agregados de concreto “Mocorito.....   | 206 |
| Figura 4.22 Levantamiento topográfico del Banco de Materiales “Mocorito”. ....  | 206 |
| Figura 4.23 Banco lineal número 28. ....  | 213 |
| Figura 4.24 Banco lineal número 30. ....  | 213 |
| Figura 4.25 Banco Hermes. ....  | 214 |
| Figura 4.26 Propuesta de caminos en bordos. ....  | 215 |
| Figura 4.27 Ejemplo de caminos en bordos del CPH. ....  | 216 |
| Figura 4.28 Propuesta de caminos en bordos del CPH.....   | 217 |
| Figura 4.29 Acero de refuerzo usado en sobreelevación, ancla de varilla corrugada.....  | 219 |
| Figura 5.1 Margen derecha Dique 2 en el tramo en estudio del Km 14+374.68 al Km 15+240.....   | 223 |
| Figura 5.2 Dique 2 en el km 15+200 del Canal Principal Humaya y el poblado “El Sifón” ubicado en<br>la margen derecha, en el municipio de Culiacán, Sinaloa. .... | 224 |
| Figura 5.3 Nivel del agua actual cercano a las casas con bordo de protección actual. ....   | 225 |
| Figura 5.4 Viviendas cercanas al Dique 2, en el poblado El Sifón. ....  | 226 |
| Figura 5.5 Nuevas viviendas invadiendo al Dique 2. ....   | 226 |
| Figura 5.6 Fin de la trinchera actual con los solares y el vaso del Dique 2. ....   | 227 |
| Figura 5.7 Entrada al Dique 2 en el km 14+374.68 del CPH.....   | 228 |
| Figura 5.8 Levantamiento de secciones en el Dique 2 (1).....  | 231 |
| Figura 5.9 Levantamiento topográfico realizado en planta en el Dique 2 incluyendo los terrenos de<br>las viviendas y las calles. ....                             | 232 |
| Figura 5.10 Levantamiento de secciones en el Dique 2 (2).....   | 233 |
| Figura 5.11 Levantamiento de secciones en el Dique 2 (3).....   | 233 |



|   |     |
|---|-----|
| Figura 5.12 Secciones levantadas del km 0+000 al km 0+040 en el Dique 2. Perfil de proyecto..   | 234 |
| Figura 5.13 Sección tipo del tramo de estudio.....  | 239 |
| Figura 5.14 Estimación del bordo libre en canales revestidos. Fuente USDA. ....   | 240 |
| Figura 5.15 Trazo de la trinchera de arcilla de protección. ....  | 241 |
| Figura 5.16 Sondeo Número 1 en el Dique 2.....  | 242 |
| Figura 5.17 Sondeo número 2 en el Dique 2. ....   | 243 |
| Figura 5.18 Bordo de protección con materiales graduados del km 0+000 al km 0+620.....  | 245 |
| Figura 5.19 Secciones con bordo de materiales graduados en la margen Derecha del Dique 2 del cadenamiento 0+000 al km 0+400 en sus dos tramos, variando en altura de acuerdo con el nivel del terreno. .... | 246 |
| Figura 5.20 Sección transversal del muro propuesto.....   | 247 |
| Figura 5.21 Plano general del proyecto del Dique 2.....   | 248 |
| Figura 5.22 Dique Mariquita en el Distrito de Riego 010 Culiacán-Humaya. ....   | 252 |
| Figura 5.23 Dique Mariquita en los cadenamientos km 52+317 al km 56+860 del Canal Principal Humaya. ....  | 253 |
| Figura 5.24 Acercamiento de la localización del sitio según Google Earth. Margen Izquierda y Margen Derecha.....  | 254 |
| Figura 5.25 Corona del dique, con árboles grandes en hombros antes de la sobreelevación en el año de 2016. Foto archivo CONAGUA. ....   | 256 |
| Figura 5.26 Talud aguas abajo, vegetación y árboles. ....   | 257 |
| Figura 5.27 Entrada a obra de excedencias. ....   | 258 |
| Figura 5.28 Vaso del Dique Mariquita.....   | 258 |
| Figura 5.29 Plano original del Dique Mariquita elaborado en el año de 1965, por la SRH. ....  | 259 |
| Figura 5.30 Margen Derecha del Dique Mariquita del Canal Principal Humaya y el poblado “Campestre del Lago” en el municipio de Culiacán, Sinaloa. ....  | 260 |
| Figura 5.31 Nivel del agua actual cercano a las casas sin bordo de protección actual. ....  | 261 |
| Figura 5.32 Viviendas cercanas en el poblado El sifón. ....   | 262 |
| Figura 5.33 Nuevas viviendas invadiendo el área de inundación del dique. ....   | 262 |
| Figura 5.34 Tapón de lirio acuático en la salida del Dique Mariquita en el km 56+340 en su margen Izquierda mismo que provoca el remanso aguas arriba. ....   | 265 |
| Figura 5.35 Estado actual del Dique Mariquita en el km 54+200 del CPH.....  | 266 |
| Figura 5.36 Proyecto ejecutivo de sobreelevación del Dique Mariquita en su margen izquierda realizado por el IMTA en el año 2016. ....  | 267 |
| Figura 5.37 Curvas de nivel a las elevaciones 66.01 msnm y 66.40 msnm definidas por la CONAGUA para el establecimiento del derecho de vía federal. ....   | 268 |



|  |     |
|--|-----|
| Figura 5.38 Levantamiento topográfico de secciones a lo largo de la margen derecha del Dique Mariquita.....  | 269 |
| Figura 5.39 Trazo del tramo 1 de la margen derecha del Dique Mariquita. ....   | 270 |
| Figura 5.40 Secciones levantadas a lo largo del tramo 1 en la margen derecha del Dique Mariquita del km 0+000 al km 0+300. ....  | 271 |
| Figura 5.41 Perfil de una de las entradas de agua al Dique Mariquita. ....   | 273 |
| Figura 5.42 Sección tipo del tramo de estudio.....   | 276 |
| Figura 5.43 Bordo libre en canales revestidos. Fuente USDA. ....   | 277 |
| Figura 5.44 Sondeo Número 5 en el Dique Mariquita.....   | 279 |
| Figura 5.45 Sondeo número 6 en el Dique Mariquita dentro del Poblado Campestre del Lago. ...   | 280 |
| Figura 5.46 Sondeo número 7 en el Dique Mariquita dentro del poblado Campestre del Lago.....   | 280 |
| Figura 5.47 Secciones del muro de concreto en perfil sobre la cota de nivel 66.01 msnm.....  | 282 |
| Figura 5.48 Perfil del muro perimetral con cerca de malla. ....  | 282 |
| Figura 5.49 Corte longitudinal del muro perimetral. ....   | 283 |
| Figura 5.50 Dique Mariquita en el Distrito de Riego 010 Culiacán-Humaya. ....  | 286 |
| Figura 5.51 Dique Mariquita en los cadenamientos km 52+317 al km 56+860 del Canal Principal Humaya. ....   | 287 |
| Figura 5.52 Acercamiento de la localización del sitio según Google Earth. Margen izquierda y margen derecha. ....  | 288 |
| Figura 5.53 Corona del dique, con árboles grandes en hombros antes de la sobreelevación en el año de 2016. Foto archivo CONAGUA. ....  | 290 |
| Figura 5.54 Talud aguas abajo, vegetación y árboles. ....  | 291 |
| Figura 5.55 Entrada a obra de excedencias. ....  | 292 |
| Figura 5.56 Vaso del Dique Mariquita. ....   | 292 |
| Figura 5.57 Plano original del Dique Mariquita elaborado en el año de 1965, por la SRH. ....   | 293 |
| Figura 5.58 Margen derecha del Dique Mariquita del Canal Principal Humaya y el poblado “Campestre del Lago” en el municipio de Culiacán, Sinaloa. ....                       | 294 |
| Figura 5.59 Tramo 2 norte del Km 0+000 al Km 1+833 de la margen derecha del Dique Mariquita protegiendo el uso agrícola. ....  | 295 |
| Figura 5.60 Tramo 3 del Km 0+000 al Km 1+230 de la margen derecha del Dique Mariquita conectando con el km 56+230 del Canal Principal Humaya construido en el año 2016. .... | 296 |
| Figura 5.61 Nivel del agua actual cercano a las casas sin bordo de protección actual. ....   | 297 |
| Figura 5.62 Parcelas cercanas al límite del Dique Mariquita en su margen derecha.....  | 297 |
| Figura 5.63 Tapón de lirio acuático en la salida del Dique Mariquita en el km 56+340 en su margen izquierda mismo que provoca el remanso aguas arriba. ....                  | 300 |
| Figura 5.64 Estada actual del Dique Mariquita en el km 54+200 del CPH.....   | 301 |



|   |     |
|---|-----|
| Figura 5.65 Proyecto ejecutivo de sobreelevación del Dique Mariquita en su margen izquierda, realizado por el IMTA en el año 2016. ....   | 302 |
| Figura 5.66 Curvas de nivel a las elevaciones 66.01 msnm y 66.40 msnm definidas por la CONAGUA para el establecimiento del derecho de vía federal. ....   | 303 |
| Figura 5.67 Levantamiento topográfico de secciones a lo largo de la margen derecha del Dique Mariquita. ....  | 304 |
| Figura 5.68 Trazo de los tramos 2 y 3 de la margen derecha del Dique Mariquita. ....  | 305 |
| Figura 5.69 Secciones levantadas a lo largo del Dique Mariquita del km 0+000 al km 0+200. ....  | 306 |
| Figura 5.70 Perfil de una de las entradas de agua al Dique Mariquita. ....  | 307 |
| Figura 5.71 Sección tipo del tramo de estudio. ....   | 310 |
| Figura 5.72 Bordo libre en canales revestidos. Fuente USDA. ....  | 311 |
| Figura 5.73 Sondeo número 1 en el Dique Mariquita. ....   | 313 |
| Figura 5.74 Sondeo número 2 en el Dique Mariquita. ....   | 314 |
| Figura 5.75 Sondeo número 3 en el Dique Mariquita. ....   | 314 |
| Figura 5.76 Sondeo número 4 en el Dique Mariquita. ....   | 315 |
| Figura 5.77 Bordo de protección con materiales graduados para los tramos 2 y 3 de la margen derecha del Dique Mariquita del km 0+000 al km 1+833 y del km 0+000 al km 1+230 respectivamente. .... | 317 |
| Figura 5.78 Secciones de diseño de la trinchera de materiales graduados con corazón de arcilla en los tramos 2 y 3 sobre la margen derecha del Dique Mariquita. ....                              | 318 |
| Figura 5.79 Dique Palos Amarillos en el Distrito de Riego 010 Culiacán-Humaya. ....   | 320 |
| Figura 5.80 Vista agua arriba de la margen izquierda del Dique Palos Amarillos con la carretera. ....   | 321 |
| Figura 5.81 Boleos y gravas en una matriz limo arenosa. ....  | 322 |
| Figura 5.82 Aspecto de las capas de material compactado. ....   | 322 |
| Figura 5.83 Enrocamiento dentro del terraplén compactado. ....  | 323 |
| Figura 5.84 Detalle del cambio de materiales entre las capas. ....  | 323 |
| Figura 5.85 Aspecto del Dique Palos Amarillos y material depositado al pie del talud. ....  | 324 |
| Figura 5.86 Material del Dique Palos Amarillos depositado al pie del talud. ....  | 325 |
| Figura 5.87 Grieta longitudinal sobre la corona del Dique Palos Amarillos. ....   | 325 |
| Figura 5.88 Detalla de la grieta longitudinal sobre la corona del Dique Palos Amarillos. ....   | 326 |
| Figura 5.89 Vista del talud dañado aguas abajo del Dique Palos Amarillos. ....  | 328 |
| Figura 5.90 Vista del talud dañado aguas abajo del Dique Palos Amarillos. ....  | 329 |
| Figura 5.91 Necesidades de conservación a la salida del Dique Palos Amarillos km 96+500 que provoca el remanso aguas arriba. ....   | 331 |



|   |     |
|---|-----|
| Figura 5.92 Estada actual del Dique Palos Amarillos en el km 96+200 del CPH (talud aguas abajo).<br>.....   | 332 |
| Figura 5.93 Levantamiento de la topografía general del Dique Palos Amarillos (1).....   | 333 |
| Figura 5.94 Levantamiento de la topografía general del Dique Palos Amarillos (2).....   | 334 |
| Figura 5.95 Levantamiento de la topografía general del Dique Palos Amarillos. ....  | 335 |
| Figura 5.96 Levantamiento topográfico de secciones en planta del tramo del canal km 95+700 al<br>km 97+270 con el Dique Palos Amarillos en su recorrido. .... | 336 |
| Figura 5.97 Secciones transversales levantadas del Dique Palos Amarillos. ....  | 337 |
| Figura 5.98 Diseño original del Dique Palos Amarillos. ....   | 338 |
| Figura 5.99 Dique Palos Amarillos en relación a las secciones levantadas del km 95+700 al km<br>96+120. ....  | 339 |
| Figura 5.100 Sección tipo del diseño original del Dique Palos Amarillos. ....   | 340 |
| Figura 5.101 Rehabilitación del Dique Palos Amarillos en su talud izquierdo. ....   | 341 |
| Figura 5.102 Sección tipo del tramo de estudio. ....  | 342 |
| Figura 5.103 Nomograma de bordo libre en canales revestidos. Fuente USDA. ....  | 345 |
| Figura 5.104 Tramo de sobre elevación muro en la cortina del Dique Palos Amarillo. ....   | 346 |
| Figura 5.105 Sección transversal del muro propuesto con un muro en “L” sobre el Dique Palos<br>Amarillos. ....  | 347 |
| Figura 5.106 Procedimiento constructivo del Muro en el Dique Palos Amarillos en el Canal Principal<br>Humaya. ....  | 349 |
| Figura 5.107 Sobre elevación del Dique Mariquita y el Canal Principal Humaya con Muro en T en<br>las secciones del Km 0+000 al km 0+120.....                  | 350 |



## INDICE DE TABLAS

|   |     |
|---|-----|
| Tabla 1.1 Ubicación geográfica del punto de salida. ....  | 6   |
| Tabla 1.2 Características principales de la presa Adolfo López Mateos. ....                               | 14  |
| Tabla 1.3 Infraestructura hídrica existente. ....   | 14  |
| Tabla 1.4 Dimensiones y peso de los corazones de concreto. ....   | 28  |
| Tabla 1.5 Factor de corrección por esbeltez. ....   | 29  |
| Tabla 1.6 Resultados de los ensayos realizados a los núcleos de concreto de la pantalla impermeable. .... | 32  |
| Tabla 1.7 Datos climatológicos. ....  | 43  |
| Tabla 1.8 Datos climatológicos de Marzo de 2012. ....   | 44  |
| Tabla 1.9 datos básicos para la elaboración del proyecto. ....  | 45  |
| Tabla 1.10 Resumen No.1 Vertedor. ....  | 49  |
| Tabla 1.11 Resumen No. 2 Vertedor. ....   | 49  |
| Tabla 2.1 Número de estructuras levantadas desde la <b>PAW</b> hasta el km 181+300. ....                  | 100 |
| Tabla 2.2 Pesos volumétricos de materiales de uso común, SCT. ....  | 114 |
| Tabla 2.3 Estados de carga simples y combinaciones para Represa. ....                                     | 117 |
| Tabla 2.4 Estados de carga simples y combinaciones para Compuerta Radial. ....                            | 124 |
| Tabla 2.5 Presupuesto base de los proyectos de represas. ....   | 130 |
| Tabla 3.1 Bancos de nivel y coordenadas utilizados. ....  | 143 |
| Tabla 3.2 Glosario de siglas usadas en el estudio de topografía. ....                                     | 147 |
| Tabla 3.3 Estaciones climatológicas utilizadas en el análisis de frecuencias. ....                        | 155 |
| Tabla 3.4 Precipitación máxima diaria (estación Palos Blancos). ....                                      | 157 |
| Tabla 3.5 Precipitación máxima diaria (estación Pericos). ....  | 158 |
| Tabla 3.6 Prueba t de Student . ....  | 160 |
| Tabla 3.7 Prueba de Cramer. ....  | 160 |
| Tabla 3.8 Resultados de lluvia máxima diaria para diferentes periodos de retorno. ....                    | 165 |
| Tabla 3.9 Datos del Cociente R y F para cada estación climatológica. ....                                 | 168 |
| Tabla 3.10 Datos del Cociente R y F para cada estación climatológica. ....                                | 169 |
| Tabla 3.11 Gastos máximos obtenidos por el método racional. ....  | 172 |
| Tabla 3.12 Gastos máximos obtenidos por el método de Chow. ....   | 172 |
| Tabla 3.13 Datos hidráulicos para revisión y resultados de la revisión de cada tramo del cauce. ....      | 174 |
| Tabla 3.14 Resultados de la revisión del tramo 2 para cauces con un cambio de pendiente. ....             | 174 |
| Tabla 3.15 Presupuesto de los proyectos de entradas de agua. ....   | 179 |
| Tabla 4.1 Proyectos de sobreelevación del Canal Principal Humaya. ....                                    | 182 |



|   |     |
|---|-----|
| Tabla 4.2 Características hidráulicas en el tramo de canal del km 121+380 a 123+980 Cadenamiento Estudio.....   | 189 |
| Tabla 4.3 Cálculo de volúmenes estudiados en los bancos de formación de terraplenes.....  | 208 |
| Tabla 4.4 Cálculo de volúmenes estudiados en los bancos de formación de revestimiento de caminos.....   | 209 |
| Tabla 4.5 Cálculo de volúmenes estudiados en los bancos de formación de agregados de concreto.....  | 209 |
| Tabla 4.6 Resultados de laboratorio de bancos de formación de bordos.....   | 212 |
| Tabla 4.7 Características de materiales para terraplén.....   | 217 |
| Tabla 4.8 Presupuesto de los proyectos de sobreelevación.....   | 220 |
| Tabla 5.1 Requisitos de calidad de materiales para terraplén.....   | 229 |
| Tabla 5.2 Datos hidráulicos de diseño del CPH en el tramo del km 10+040 al km 15+501.5.....   | 235 |
| Tabla 5.3 Resultados de la simulación hidráulica de la sobreelevación del CPH del km 14+374.68 al km 15+240. (Muro margen izquierda del dique 2).....             | 237 |
| Tabla 5.4 Características del Dique Mariquita.....  | 255 |
| Tabla 5.5 Características de los Diques del Canal Principal Humaya, de acuerdo con el proyecto realizado en el 2008 y cadenamamientos del Distrito de Riego.....  | 265 |
| Tabla 5.6 Análisis Hidráulico del tramo del Dique Mariquita.....  | 275 |
| Tabla 5.7 Características del Dique Mariquita.....  | 289 |
| Tabla 5.8 Características de los Diques del Canal Principal Humaya, de acuerdo con el proyecto realizado en el 2008 y cadenamamientos del Distrito de Riego.....  | 300 |
| Tabla 5.9 Análisis hidráulico del tramo del Dique Mariquita.....  | 309 |
| Tabla 5.10 Características de los Diques del Canal Principal Humaya, de acuerdo con el proyecto realizado en el 2008 y cadenamamientos del Distrito de Riego..... | 331 |
| Tabla 5.11 Análisis Hidráulico del tramo antes del Dique Palos Amarillos, (Km 95+720 al Km 96+379).....   | 343 |
| Tabla 5.12 Análisis Hidráulico del tramo después del Dique Palos Amarillos, (Km 96+800 al Km 97+258).....   | 344 |



## RESUMEN EJECUTIVO

En el compromiso presidencial G 099 se ofreció sobreelevar el Canal Principal Humaya (CPH) con el objetivo de reducir las limitaciones en el servicio de riego que presenta.

Como resultado de los trabajos contratados por la CONAGUA y el Sistema Humaya Distritos de Riego 010 y 074 Mocorito, S. R. L. de I. P. de C. V. (SRL) en 2013 y 2014 al Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) se pudo constatar que le fueron incorporadas áreas de riego al canal sin considerar el correcto suministro de las mismas. Por otro lado, el deterioro en el canal es de tal magnitud que los coeficientes de pérdida de energía obtenidos al calibrar el modelo de simulación, usado para reproducir su funcionamiento, son los equivalentes a un canal no revestido en malas condiciones. Desde su diseño, como consta en los documentos de la biblioteca del agua de la CONAGUA, se cometieron errores asumiendo que los diques no pierden carga en su operación. Todo lo anterior trae consigo que no es posible conducir por el canal el gasto requerido para la superficie dominada por el mismo.

Para solucionar este problema y atender al compromiso presidencial G-099, la CONAGUA solicitó al IMTA un proyecto para aumentar la capacidad del canal. Durante 2013 se trabajó principalmente en la revisión y propuesta hidráulica, haciendo uso del modelo de simulación. Como resultado de este trabajo se determinó que es necesario aumentar la capacidad del canal en los primeros 145 km del mismo con el fin de poder suministrar  $35 \text{ m}^3/\text{s}$  al distrito de riego 074. En una segunda etapa iniciada 2013 y 2014 usando los resultados del modelo se empezaron a desarrollar los proyectos para aumentar la capacidad de conducción del canal. Se han elaborado y concursado a la fechas varias obras. En una tercera etapa en 2015 se elaboraron proyectos ejecutivos de 60 km de canal sobreelevado, 6 puentes peatonales, 9 represas, 32 desfogues, 6 puentes vehiculares, 68 tomas laterales y directas, 24 entradas de agua, 7 diques y 18 transiciones. En lo que toca a transiciones y desfogues se tiene cubiertos toda la

infraestructura que se debe rehabilitar para aumentar la capacidad de conducción del canal.

En este convenio se trabajó en la elaboración de proyectos ejecutivos de sobreelevación de la derivadora Andrew Weiss, 14 represas, 24 entradas de agua, 16 km de canal sobreelevado y sobreelevación de 3 diques en su margen derecha. En lo que toca a diques y represas solo se tienen los proyectos entre la Presa Derivadora Andrew Weiss y el dique Palos Amarillos. En lo que corresponde a tramos de canal sobreelevados, tomas laterales, puentes vehiculares y peatonales se tiene cubiertos los primeros 130 Km del canal. Donde se presenta un mayor retraso dado el gran número y variedad, además de ser la principal fuente de problema de mantenimiento del canal, es en las entradas de agua.

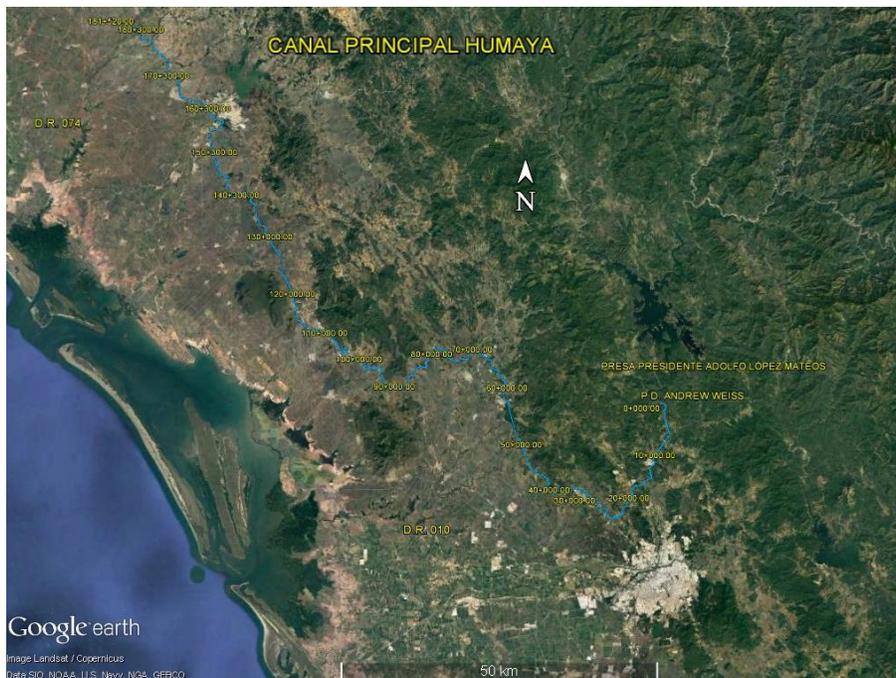


Figura 1 Localización del Canal Principal Humaya.



# 1 SOBREELEVACIÓN DE LA PRESA DERIVADORA ANDREW WEISS

## 1.1 Introducción

La Presa Derivadora Andrew Weiss (PDAW) ha trabajado adecuadamente desde su inauguración gracias a las adaptaciones y a los trabajos de mantenimiento y conservación que se le han aplicado a lo largo de los años. En este contexto, el presente proyecto plantea una nueva habilitación, requerida para su óptimo funcionamiento, además de acciones de conservación a algunos de sus elementos más importantes que en la actualidad tienen algún grado de deterioro. Para tal efecto se establecen las acciones y especificaciones técnicas correspondientes.



## 1.2 Objetivos y metas

Elaborar un proyecto ejecutivo que contenga los trabajos que deben llevarse a cabo para la conservación y mantenimiento de la PDAW, con los menores cambios posibles a la estructura edificada, buscando que su ejecución se realice en el periodo de menor demanda de agua y no afecten a los cultivos ni a la población.

De esta manera se cumple cabalmente con el compromiso presidencial CG-098, que suscribió el Presidente de la República, para incrementar la capacidad hidráulica del canal principal Humaya.

Todas las acciones de conservación y mantenimiento se proponen para que la PDAW pueda derivar hacia el canal principal Humaya, un gasto de  $108 \text{ m}^3/\text{s}$  requeridos para el cumplimiento del programa del Gobierno de la República, cuyo fin último es “apoyar los cultivos de temporal en el norte de Sinaloa”.

Es así como se establece la necesidad de que la PDAW debe tener la infraestructura hidráulica necesaria en óptimas condiciones para derivar a través de su obra de toma  $108 \text{ m}^3/\text{s}$ , lo cual implica rehabilitar estructuralmente las compuertas radiales del desarenador mediante el reforzamiento de su armadura, incrementar la altura del sistema de agujas, proteger las caras expuestas del corazón impermeable y aumentar la altura del muro margen izquierda del canal desarenador.

Para ello fue necesario determinar la elevación que debe de tener la superficie libre del agua en el vaso de almacenamiento de la PDAW y calcular el bordo libre necesario para absorber los efectos del oleaje. Con estos datos actualizados se procedió a revisar y adecuar las estructuras mencionadas para finalmente elaborar los proyectos ejecutivos correspondientes.

Por lo demás, ya que está implícito hacer un uso eficiente del agua se toman en cuenta las condiciones hidrológicas presentes en el río Humaya.



### 1.3 Estado actual de la infraestructura

La PDAW presenta un avanzado proceso de deterioro en el muro de concreto simple que forma parte de su cresta vertedora, en las agujas y los tablonces de madera que forman la pantalla que represa el agua para proporcionar la carga hidráulica requerida en la obra de toma; además, se advierte a través de un proceso de simulación numérica de su comportamiento que uno de los elementos estructurales de las compuertas radiales del canal desarenador se encuentra trabajando al límite de su resistencia y, finalmente, se observa que el muro margen izquierda de este canal presenta grietas con exposición del acero de refuerzo y fuertes filtraciones a través de las mismas.

Lo anterior se debe principalmente al intemperismo a que están expuestos dichos elementos y/o a la fatiga natural de los elementos sujetos a ciclos de carga-descarga.



## 1.4 Marco físico

### 1.4.1 Localización del sitio de la obra

La zona de estudio se localiza en el estado de Sinaloa, dentro del municipio de Culiacán. Con coordenadas de la obra de excedencias: 25° 2' 46.04" de latitud norte y 107° 24' 2.70" de longitud oeste y una altura de 77 msnm. La cuenca de la derivadora Andrew Weiss abarca parte de los estados de Sinaloa, Durango y Chihuahua como se muestra a continuación.

Tabla 1.1 Ubicación geográfica del punto de salida.

| Punto              | Coordenadas de salida de la cuenca |               |            |
|--------------------|------------------------------------|---------------|------------|
|                    | Latitud                            | Longitud      | Elevación  |
| Presa Andrew Weiss | 25°2'46.04"N                       | 107°24'2.70"O | 77.20 msnm |

Se encuentra ubicada sobre el río Humaya, 13 km aguas debajo de la presa Presidente Adolfo López Mateos y a 17 km al norte de la ciudad de Culiacán.

Estado: Sinaloa

Municipio: Culiacán

Región CONAGUA: Pacífico Norte

Región Hidrológica: Sinaloa

Latitud geográfica: 25.0460555556°

Longitud geográfica: -107.4010277778°

Carta INEGI: 1:50,000: G13C42

Zona sísmica: Baja sismicidad

Cuenca: Su área es muy limitada puesto que la presa de almacenamiento antes mencionada controla casi la totalidad del escurrimiento del río Humaya.

**Fuente: Sistema de Seguridad de Presas – Comisión Nacional del Agua**

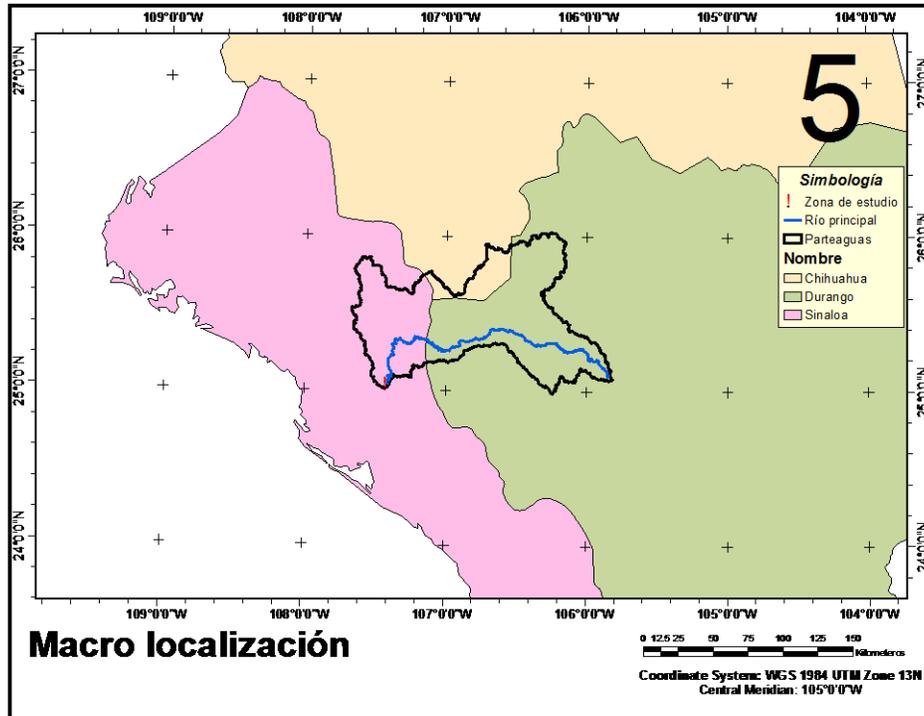


Figura 1.1 Macro localización de la obra.



Figura 1.2 Micro localización de la obra.

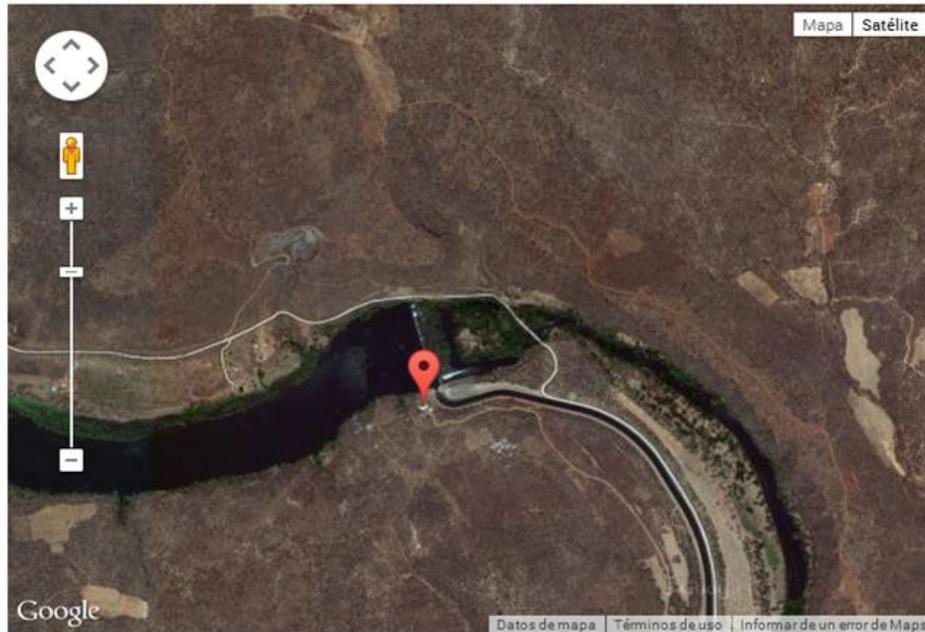


Figura 1.3 Imagen satelital de la zona de la presa.

Fuente: Google Earth

## 1.4.2 Localización hidrológica

La adecuada administración de los recursos hídricos es de vital importancia para su aprovechamiento, para facilitar esta tarea el país está dividido por regiones, subregiones y cuencas.

La cuenca en estudio hidrológicamente hablando se localiza en dentro de la *región hidrológica Sinaloa*, *subregión hidrológica Río Culiacán*, perteneciendo a la *cuenca administrativa Río Culiacán*.

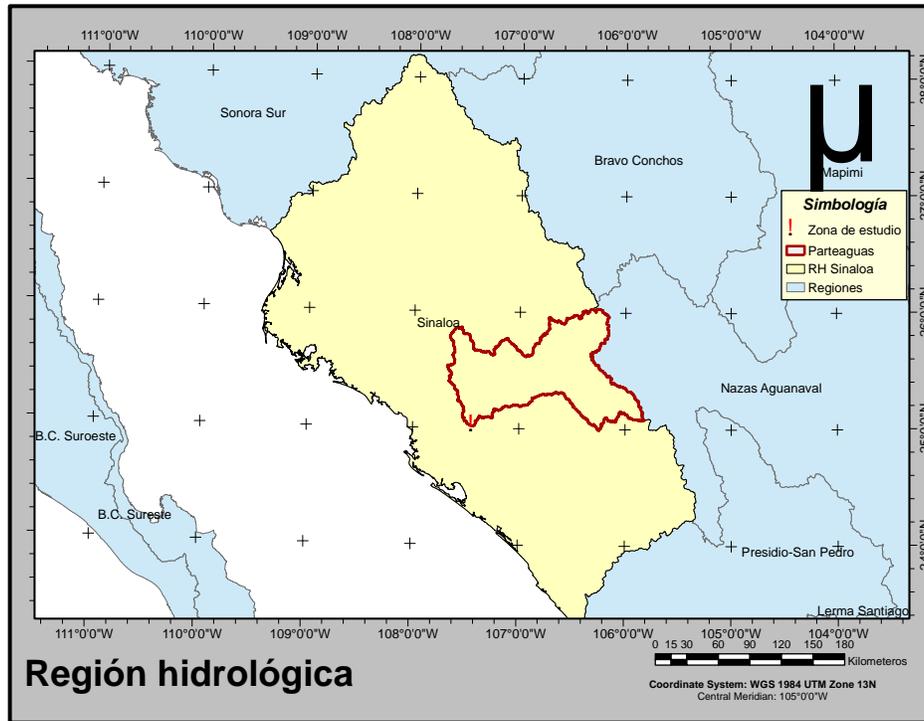


Figura 1.4 Región hidrológica.

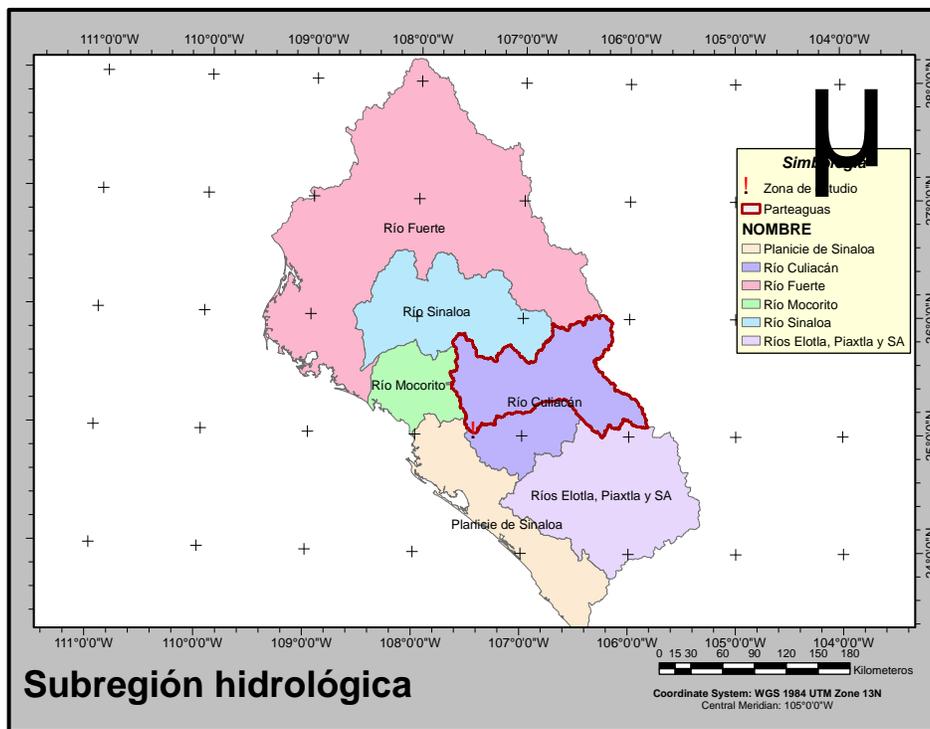


Figura 1.5 Subregión hidrológica.



Figura 1.6 Cuenca administrativa.

### 1.4.3 Hidrografía

Su hidrografía es bastante amplia, y se constituye principalmente por los ríos: Humaya, Badiraguato, A. Sn. José del Oro y el Río Colorado.

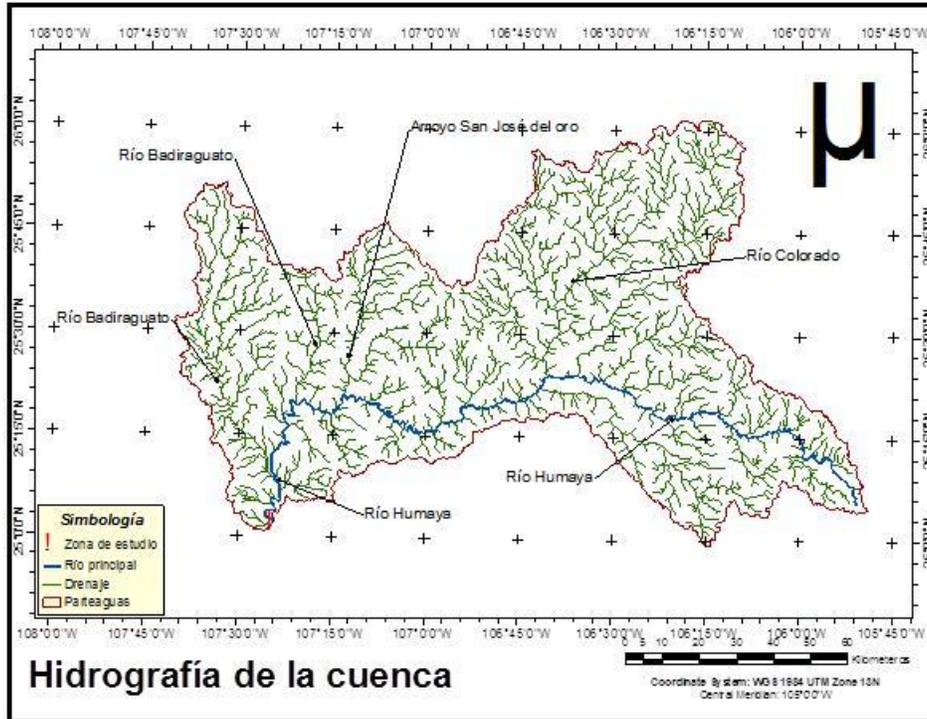


Figura 1.7 Hidrografía de la zona.

## 1.4.4 Fisiografía

La zona pertenece a la provincia fisiográfica Sierra Madre Occidental la cual se caracteriza por ser una zona de transición de selva mediana y bosque templado con bosques de pino. Entre las especies destacan *Pinus durangensis* y *Pinus cooperi*. Se reporta, entre otras especies animales, la existencia de felinos. La configuración de la vegetación sigue el cauce del río Humaya. Los tipos de vegetación que contiene esta región son básicamente selva baja caducifolia, bosque de encino y de pino-encino.

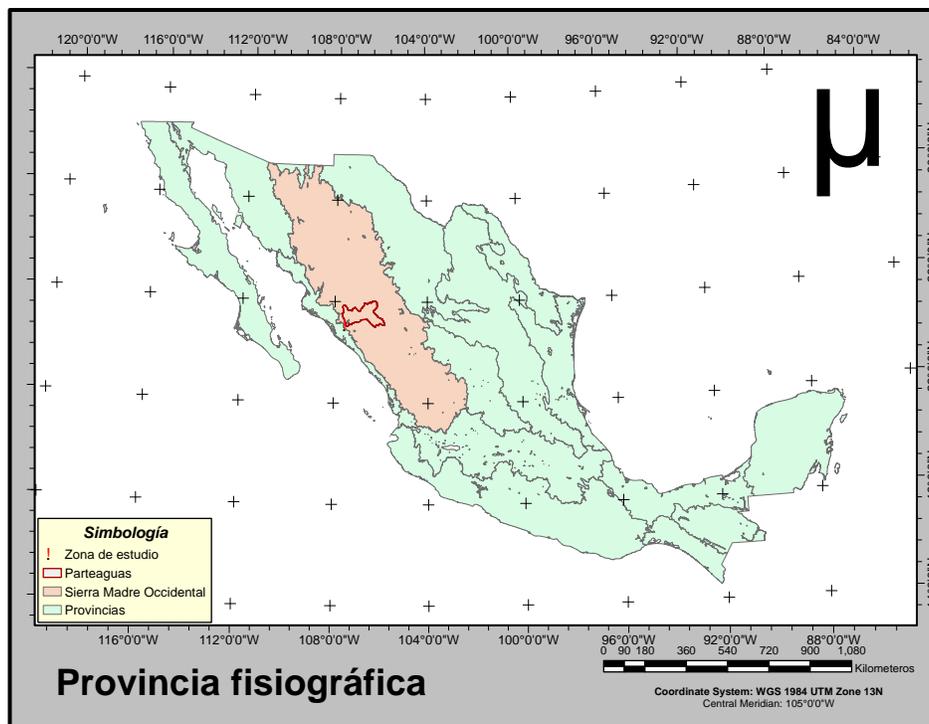


Figura 1.8 Provincia fisiográfica.



### 1.4.5 Infraestructura hídrica existente

La cuenca de la presa representa una de las infraestructuras hídricas más importantes del país, que da inicio al sistema Humaya. Cuenta con un sistema de tres presas:

**Presa Adolfo Lopez Mateos:** La presa se construyó durante el periodo de 1957 a 1964, con el objeto de aprovechar el agua para el riego, la generación de energía hidroeléctrica y para controlar las avenidas que se presentan en el río Humaya, Sin. La cortina principal es de materiales graduados con una longitud de 765.0 m, altura máxima de 97.5 m desde el lecho del río, ancho de corona de 10.0 m y ancho de la base de 466.75 m; la obra de toma está localizada en la margen derecha, constituida por dos túneles revestidos de concreto simple, con gasto medio para riego de  $130 \text{ m}^3/\text{s}$  y regularizado de  $300 \text{ m}^3/\text{s}$ ; el vertedor es de tipo abanico de cresta libre con cimacio en perfil Creager que converge a un canal de descarga que conduce las aguas al río Humaya y cuya capacidad de descarga es de  $5,600 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Durante el cierre de la cortina se presentó una avenida de  $8,130 \text{ m}^3/\text{s}$ , muy similar a la máxima registrada hasta ese entonces en 1943 de  $8,340 \text{ m}^3/\text{s}$ . Posteriormente en octubre de 1981 se registraron escurrimientos de  $9,245 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $3,854 \text{ m}^3/\text{s}$  en las estaciones de Badiraguato y Guatenipa II respectivamente.

Tiene un vertedor en abanico de 160 metros de longitud.



Tabla 1.2 Características principales de la presa Adolfo López Mateos.

|                                     |  |           |
|-------------------------------------|--|-----------|
| Estado                              | Sinaloa  |           |
| Área (km <sup>2</sup> )             | 10,972   |           |
| Corriente principal                 | Río Humaya o Culiacán  |           |
| Uso                                 | Riego (D. de R. Culiacán-Humaya), hidroeléctrico y control de avenidas |           |
| Periodo de construcción             | 1957 - 1964  |           |
| Altura (m)                          | 97.5   |           |
| Longitud corona (m)                 | 765  |           |
| Vertedor                            | Cresta libre   |           |
| Obra de toma                        | 2 conductos en túnel   |           |
| Gasto de diseño (m <sup>3</sup> /s) | Vertedor, entrada  | 15,000.00 |
|                                     | Vertedor, salida   | 5,600.00  |
|                                     | Obra de toma   | 300.00    |
| Niveles (msnm)                      | CORONA   | 186.50    |
|                                     | NAMO   | 176.00    |
|                                     | NAME   | 183.48    |
| Almacenamiento (hm <sup>3</sup> )   | CORONA   | 4,500.00  |
|                                     | NAMO   | 3,086.00  |
|                                     | NAME   | 4,034.00  |

**Presa Haw:** Es una presa reguladora que se encuentra en una ubicación intermedia entre la Adolfo Lopez Mateos y la Andrew Weiss. Actualmente administrada por CFE. Tiene un vertedor de cresta recta de 200 metros de longitud.

**Presa Andrew Weiss:** Es una Presa derivadora tipo Indio con un vertedor actual de 250 m, teniendo una elevación de corona de 77.2 m. Es el punto de origen del Canal Principal Humaya.

Tabla 1.3 Infraestructura hídrica existente.

| Punto                         | Coordenadas de la infraestructura hídrica existentes |                |             |
|-------------------------------|--|----------------|-------------|
|                               | Latitud  | Longitud       | Elevación   |
| Presa Adolfo López Mateos     | 25° 6'2.72"N   | 107°23'17.41"O | 176.00 msnm |
| Presa reguladora Haw          | 25° 3'43.47"N  | 107°25'18.15"O | 86.80 msnm  |
| Presa derivadora Andrew Weiss | 25° 2'44.89"N  | 107°24'2.32"O  | 77.20 msnm  |



Figura 1.9 Ubicación de la infraestructura hídrica existente.



## 1.5 Estudio hidrológico

El estudio tiene como finalidad la estimación de los gastos máximos probables que se pueden presentar en el cauce en que se ubica la presa derivadora Andrew Weiss, esto con el objetivo de verificar el gasto de diseño de la obra de excedencias.

Como punto de partida se obtuvieron datos pluviométricos, hidrométricos, topográficos, edafológicos y de uso de suelo de las distintas fuentes oficiales; como son las bases de datos meteorológicas e hidrométricas CLICOM y BANDAS, mientras que el resto de la información se obtuvo de datos del INEGI.

El análisis se realizó así como los resultados obtenidos se encuentran en el anexo A en el que se explica de manera detallada el estudio realizado.



## 1.6 Estudios de campo y laboratorio

### 1.6.1 Levantamiento de las dimensiones de las compuertas radiales del canal desarenador

Es normal que en campo se tomen decisiones para modificar los proyectos de las obras con base en circunstancias particulares que se presenten durante su construcción, por lo que se consideró necesario verificar en campo la geometría y dimensiones de los componentes de la cortina y del canal desarenador, ya que no se cuenta con los planos de obra terminada, as built, de la presa Andrew Weeis (ver fotografías 1.10, 1.11 y 1.12).

Del análisis del levantamiento topográfico a dichas estructuras, se advierte que las dimensiones de las compuertas radiales difieren de las representadas en los planos de proyecto 2125-C-411 (marzo 1963) y 2125-C-266 (marzo 1961), correspondientes al plano general y al de secciones de la cortina, respectivamente.

Así mismo, las elevaciones en dichos planos están referidas a un plano horizontal de comparación que no coincidían con los bancos de nivel de la CONAGUA y CFE.

Por lo demás, con base en los resultados obtenidos de las mediciones realizadas en campo, para los alcances y cumplimiento de las metas del presente proyecto, se dibujaron los planos que representan las dimensiones reales de los elementos mencionados y son las que se utilizaron para simular su comportamiento estructural bajo la acción del empuje hidrostático y su peso propio.

Finalmente, se advierte que las compuertas radiales montadas en el canal desarenador de la presa Andrew Weeis, corresponden aproximadamente al proyecto tipo CM-C-66 del manual Compuertas y Mecanismos de la antigua Secretaría de Recurso Hidráulicos (Subsecretaría de Infraestructura Hidráulica SARH 1979), con un peso de 7049 Kg.

El reporte desglosado de los trabajos de caracterización de la compuerta de la estructura de limpia se localiza en el anexo C.

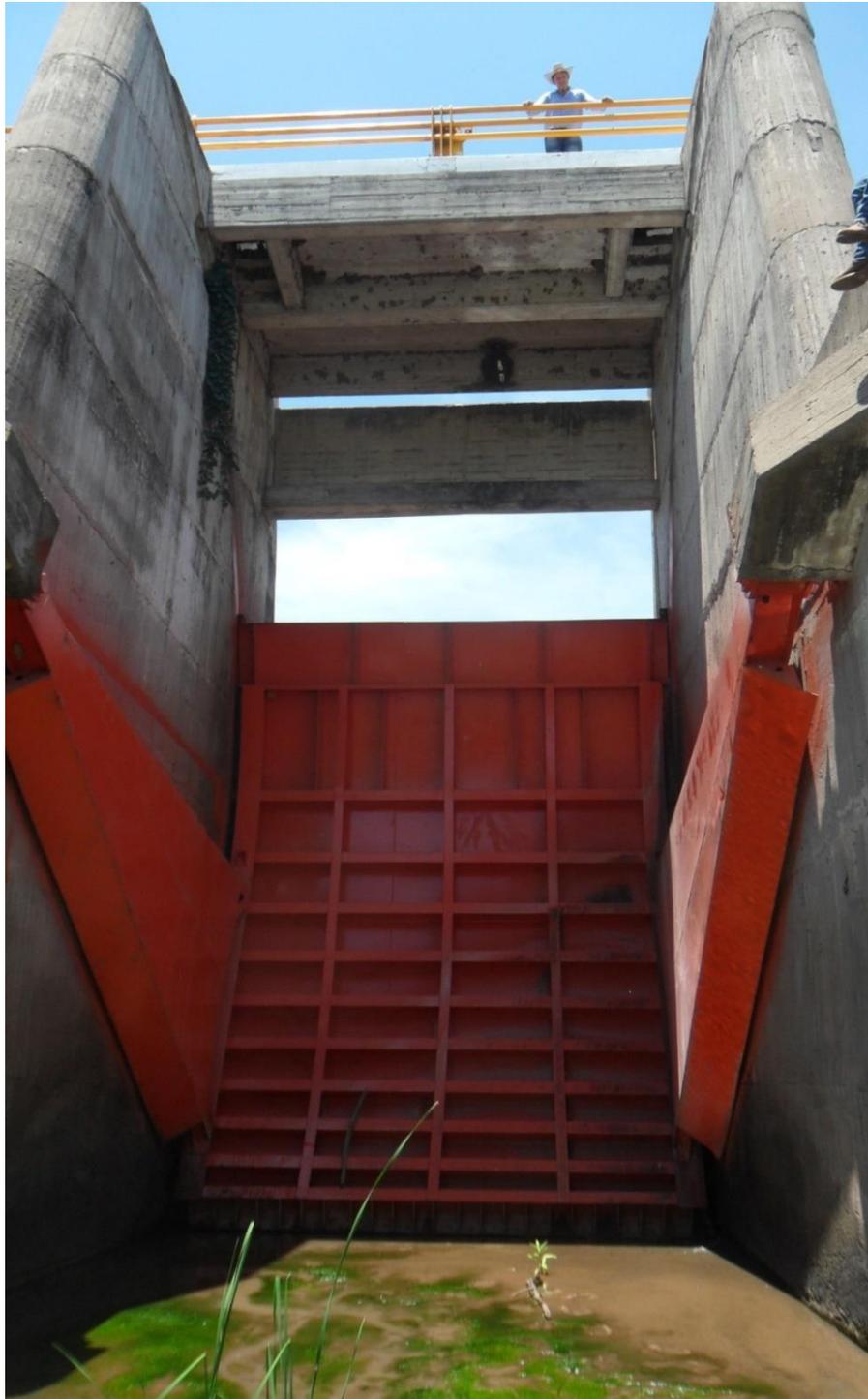


Figura 1.10 Panorámica de la compuerta del desarenador.



Figura 1.11 Levantamiento con instrumentos convencionales.

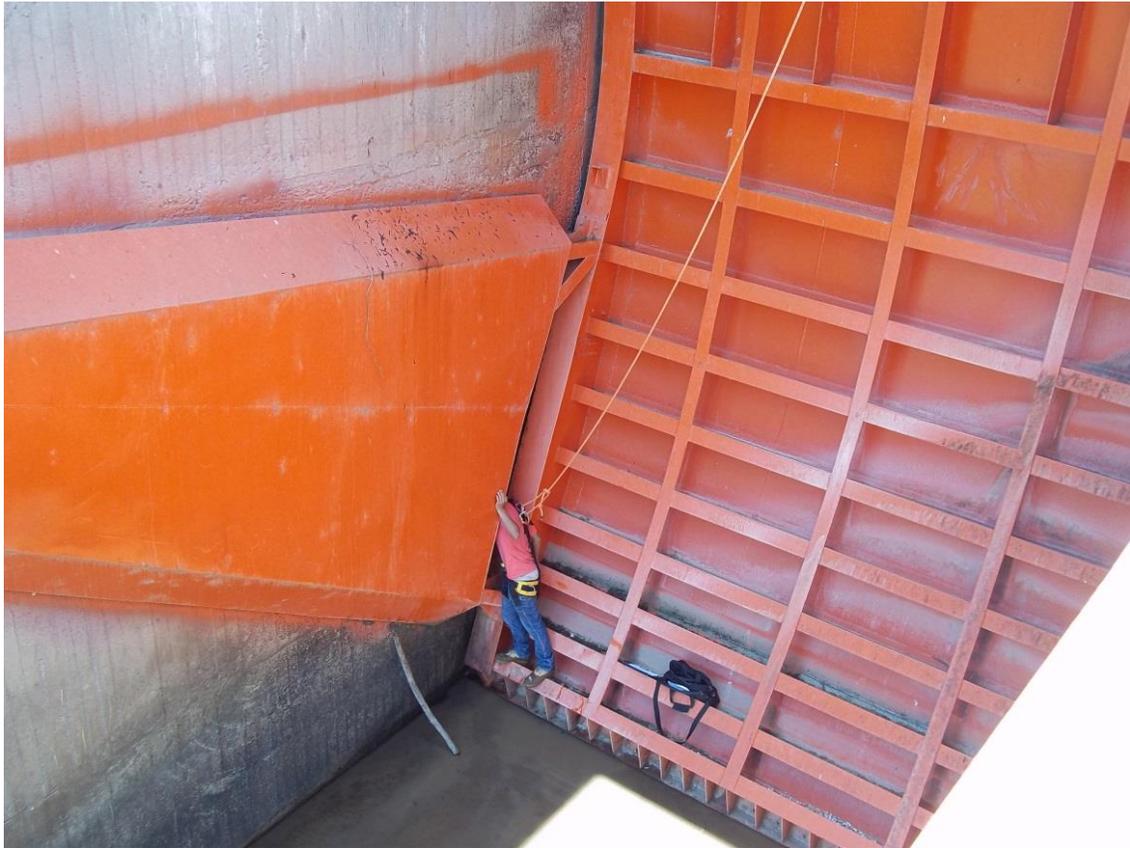


Figura 1.12 Inspección visual de los brazos de la compuerta.



## 1.6.2 Estudio de calidad del concreto de la pantalla impermeable

### 1.6.2.1 Introducción

Las pruebas de campo y de laboratorio se realizaron con el fin de analizar y evaluar el grado de deterioro de los elementos, metálicos y de concreto, de la PDAW, para proponer, en su caso, las acciones de conservación y/o rehabilitación requeridas que cumplen con la condición de no alterar la estructuración original de la PDAW y no modifiquen su política de operación en época de avenidas.

A través de pruebas de compresión simple del concreto que forma parte de la pantalla impermeable de la cortina tipo indio y del muro longitudinal del canal desarenador, además de la correspondiente inspección visual, se infiere indirectamente la degradación en estos elementos por la acción del intemperismo.

Por lo demás, para tal efecto, se pueden realizar pruebas Microscópicas o realizar un análisis petrográfico para conocer la compacidad y los defectos internos del concreto (fisuras, estado de la adherencia entre agregados gruesos y la pasta, cavidades, contaminación).

Para ello sería necesario realizar:

- 1.- Pruebas microscópicas a través de evaluaciones petrográficas.
- 2.- Pruebas químicas para determinar el contenido de cloruros y sulfatos.

Esta prueba consiste en la determinación del contenido de sales solubles de los núcleos o muestras de concreto extraídas en campo con base en el método POGTLC-017 conforme a las normas ASTM-C-114 y ASTM-C-218.

- 3.- Prueba química para determinar el pH (potencial hidrógeno)

En lo referente a la estimación del contenido de hidrógeno (pH), la prueba consiste en la determinación del nivel de alcalinidad de los núcleos o muestras de concreto extraídas en campo. Asimismo, esta prueba se basa en el método POGTLC-017 descrito en la norma NMX C-122.

#### 4.- Evaluación del Frente de Carbonatación.

En las muestras de concreto que se extraen se mide la profundidad del frente de carbonatación, la cual será un importante parámetro para determinar qué tan protegido se encuentra el acero de refuerzo, contra el efecto de la carbonatación.

Sin embargo, en este caso se consideró que a través del conocimiento de la resistencia del concreto a la compresión simple y una inspección visual detallada del estado actual de la pantalla impermeable de la PDAW, es suficiente para determinar, en su caso, las acciones de mantenimiento, rehabilitación y/o conservación que se requieran.

#### 1.6.2.2 Toma de muestras

Este estudio se realizó con la finalidad de conocer y determinar la resistencia a la compresión simple del concreto que forma parte de la pantalla impermeable de la Presa Derivadora Andrew Weiss. El informe corresponde a la visita de campo del día 20 de Marzo de 2017 en la cual se extrajeron los núcleos de concreto que se ensayaron posteriormente en laboratorio.

#### ➤ Trabajos de campo



Figura 1.13 Panorámica de la zona de estudio.



Figura 1.14 Panorámica Norte-Sur.



Figura 1.15 Panorámica Sur-Norte.

Como parte de los trabajos in situ se extrajeron núcleos de prueba de 3" de diámetro en la membrana impermeable de la cortina de la presa derivadora Andrew Weiss, la cual está constituida por un muro vertical de concreto simple, así como de un muro de concreto armado en la margen izquierda del canal desarenador, con el propósito de



conocer su resistencia a la compresión simple, evaluar su estabilidad y ubicar el acero de refuerzo. Además, se realizó una detallada inspección visual para la detección de zonas problemáticas con presencia de agrietamiento y el caso de las agujas la presencia de corrosión, ya que todos ellos son elementos que se encuentran en constante contacto con el agua desde hace aproximadamente 50 años.

La extracción de corazones de concreto se realizó con la finalidad de llevar a cabo las distintas pruebas de laboratorio necesarias para determinar indirectamente el envejecimiento del concreto, que normalmente se manifiesta en la disminución de su resistencia al esfuerzo de compresión y, en su caso, recomendar el procedimiento de conservación, mantenimiento o rehabilitación que requiera la estructura correspondiente.

Los corazones son núcleos cilíndricos de concreto, que se extraen haciendo una perforación en la masa de concreto con una broca cilíndrica de pared delgada.

La maquinaria para la obtención de corazones de concreto, es un taladro equipado con una broca cilíndrica de pared delgada con corona de diamante, carburo de silicio o algún material similar, debe contar con un sistema de enfriamiento para la broca que impida la alteración del concreto y el calentamiento de la misma.

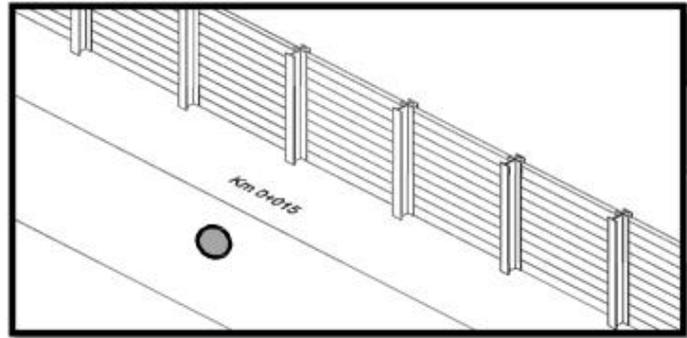


Figura 1.16 Extracción de la muestra No.1 y ubicación.

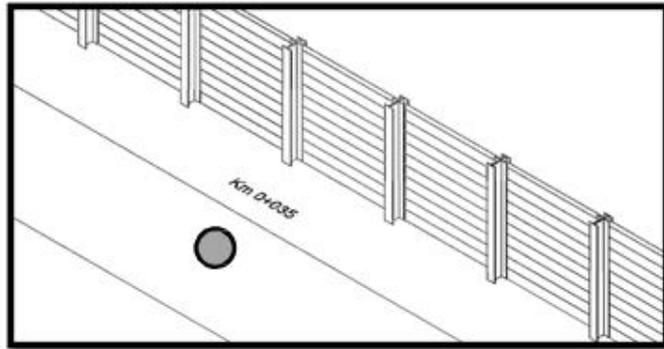


Figura 1.17 Extracción de la muestra No.2 y ubicación.

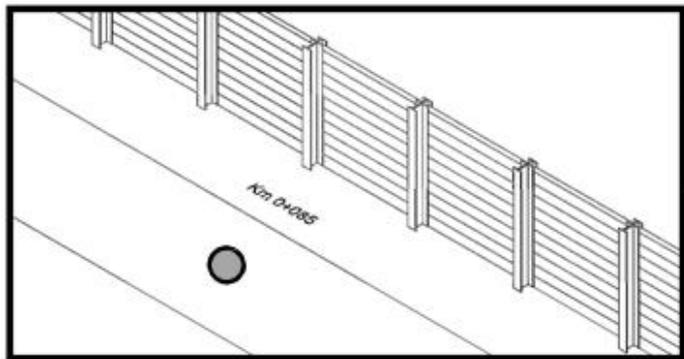


Figura 1.18 Extracción de la muestra No.3 y ubicación.

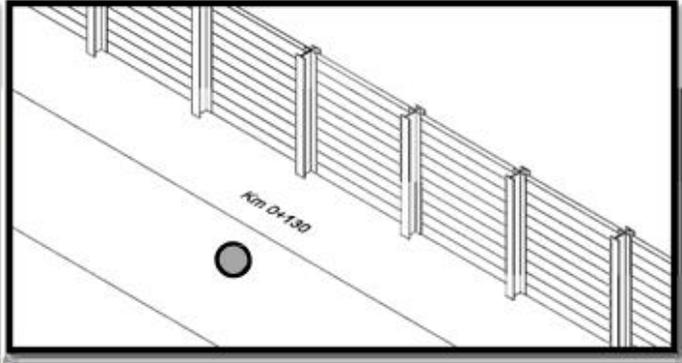


Figura 1.19 Extracción de la muestra No.4 y ubicación.

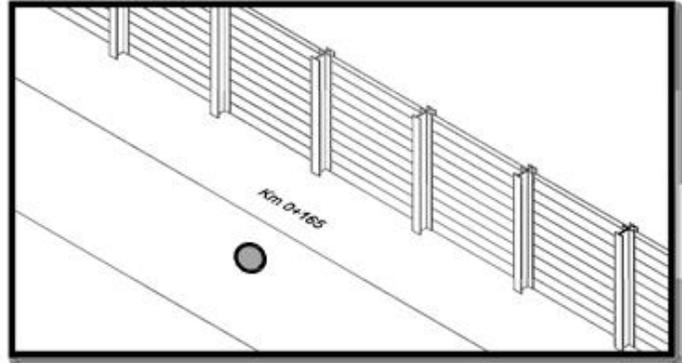


Figura 1.20 Extracción de la muestra No.5 y ubicación.

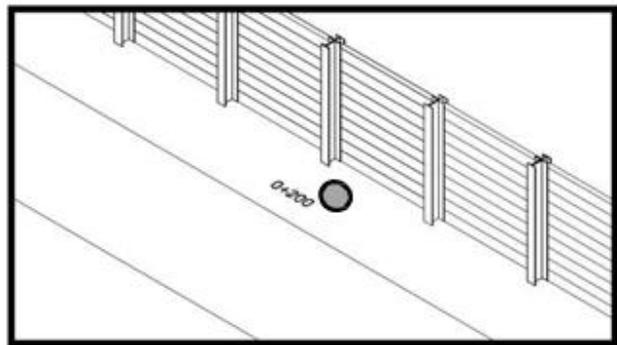


Figura 1.21 Extracción de la muestra No.6 y ubicación.

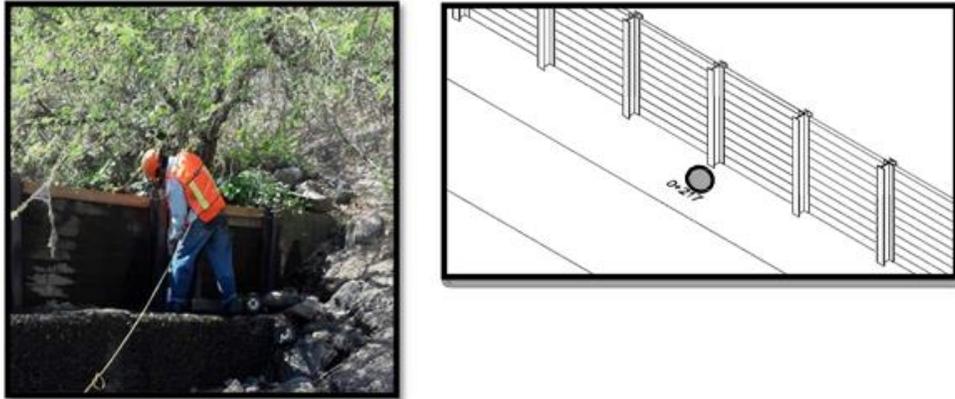


Figura 1.22 Extracción de la muestra No.7 y ubicación.

En la lámina siguiente, se muestran los componentes de uno de los corazones de concreto de la pantalla impermeable y en ella se puede apreciar que no presenta burbujas, huecos ni grietas.

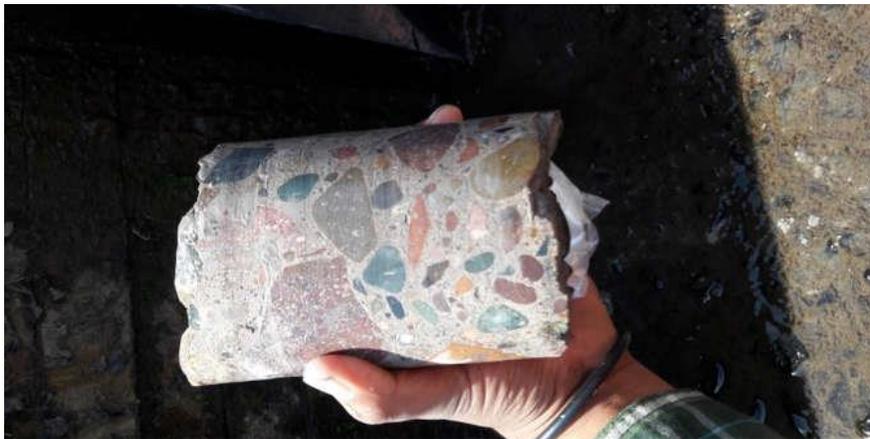


Figura 1.23 Extracción de la muestra No.7 y ubicación.

Las dimensiones de las muestras de corazones de concreto obtenidas in situ, sobre la pantalla impermeable de la presa Andrew Weiss fueron registradas con los datos son mostrados en la tabla siguiente.



Tabla 1.4 Dimensiones y peso de los corazones de concreto.

| No. de ensaye | Longitud efectiva | Diámetro | Peso concreto |
|---------------|-------------------|----------|---------------|
|               | (cm)              | (cm)     | (kg)          |
| 1             | 17.50             | 9.40     | 2379.53       |
| 2             | 14.00             | 8.10     | 1676.90       |
| 3             | 19.10             | 9.40     | 2473.70       |
| 4             | 14.80             | 9.40     | 1861.70       |
| 5             | 14.00             | 9.40     | 2171.70       |
| 6             | 15.00             | 9.40     | 2220.30       |
| 7             | 19.90             | 9.40     | 2745.50       |

### 1.6.2.3 Trabajos de laboratorio

- Preparación y acondicionamiento de las muestras.

El diámetro y la altura del espécimen de prueba debe determinarse promediando las medidas de 2 diámetros perpendiculares entre sí a una altura media del espécimen y 2 alturas opuestas con una aproximación de 1 milímetro. Para medir el diámetro es suficiente utilizar el compás de punta.

Cuando la altura promedio del espécimen es menor de 1,8 veces el diámetro, el resultado de la resistencia debe corregirse por esbeltez de acuerdo a la tabla 1.4.

Los valores intermedios que no aparecen en la tabla 8 deben calcularse por interpolación, no deberán ensayarse especímenes con relación diámetro a altura menor de 1:1.

Tabla 1.5 Factor de corrección por esbeltez.

| Factor de corrección por esbeltez      |                                       |
|--|---------------------------------------|
| Relación altura-diámetro del espécimen | Factor de corrección a la resistencia |
| 2.00                                   | 1.00                                  |
| 1.75                                   | 0.99                                  |
| 1.50                                   | 0.97                                  |
| 1.25                                   | 0.94                                  |
| 1.00                                   | 0.91                                  |

Para poder pasar el espécimen a la máquina y aplicarle la carga de compresión, se tendrá que tener una superficie totalmente lisa y horizontal, con objeto de garantizar que la acción de la carga sea uniforme en toda el área transversal del cilindro. Por tal motivo es necesario aplicar a los corazones de concreto, en sus extremos (cabezas), una capa con mortero de azufre para cumplir con éste requisito.



Figura 1.24 Núcleos de concreto cabeceados con azufre.

➤ Procedimiento de probado del espécimen

a).- Colocación del espécimen

Se limpian las superficies de las placas superior e inferior y las cabezas del espécimen de prueba y se coloca, el corazón de concreto, sobre la placa inferior alineando su eje cuidadosamente con el centro de la placa de carga, mientras la placa superior se baja al espécimen asegurándose de que se tenga un contacto suave y uniforme.

b).- Aplicación de la carga

Se debe aplicar la carga con una velocidad uniforme y continua sin producir impacto, ni pérdida de carga. Pueden utilizarse máquinas operadas manualmente o motorizadas que permitan cumplir con lo anterior, teniendo en cuenta que sólo se harán los ajustes necesarios en los controles de la máquina de prueba para mantener uniforme la velocidad de aplicación de carga, hasta que ocurra la falla.



Figura 1.25 Prueba de compresión simple aplicada a los núcleos de concreto y falla longitudinal de una de los corazones de concreto.



Figura 1.26 Momento de falla en núcleo de prueba No. 7.

c).- Cálculo de la resistencia a la compresión simple

Se calcula la resistencia a la compresión simple del espécimen, dividiendo la carga máxima alcanzada durante la prueba entre el área de la sección transversal del corazón de concreto.

d).- Resultados de laboratorio

A continuación se muestra los resultados obtenidos de los ensayos a compresión simple de los núcleos de concreto extraídos del muro que forma la pantalla impermeable de la presa derivador Andrew Weiss.

Tabla 1.6 Resultados de los ensayos realizados a los núcleos de concreto de la pantalla impermeable.

| INFORME TÉCNICO DE COMPRESIÓN EN CORAZONES DE CONCRETO |                        |                               |             |               |                         |      |                      |            |                                   |                      |                    |                                     |                                 |                    |
|--|------------------------|-------------------------------|-------------|---------------|-------------------------|------|----------------------|------------|-----------------------------------|----------------------|--------------------|-------------------------------------|---------------------------------|--------------------|
| OBRA:  |                        | PRESA DERIVADORA ANDREW WEISS |             |               |                         |      |                      |            |                                   |                      |                    |                                     |                                 |                    |
| ESPESOR DE LOSA DE PROYECTO                            |                        | SIN DATO                      |             |               |                         |      |                      |            |                                   |                      |                    |                                     |                                 |                    |
| F'c=   |                        | SIN DATO                      |             |               |                         |      |                      |            |                                   |                      |                    |                                     |                                 |                    |
| EDAD DEL CONCRETO                                      |                        | SIN DATO                      |             |               |                         |      |                      |            |                                   |                      |                    |                                     |                                 |                    |
| LUGAR  |                        | CULIACÁN SINALOA              |             |               |                         |      |                      |            |                                   |                      |                    |                                     |                                 |                    |
| FECHA DE MUESTREO                                      |                        | LUNES 20 DE MARZO DE 2017     |             |               |                         |      |                      |            |                                   |                      |                    |                                     |                                 |                    |
| NO. ENSAYE   | UBICACIÓN DEL ELEMENTO | ESPESOR DEL ELEMENTO (cm)     | ALTURA (cm) | DIÁMETRO (cm) | ÁREA (cm <sup>2</sup> ) | H/D  | FACTOR DE CORRECCIÓN | CARGA (kg) | RESISTENCIA (kg/cm <sup>2</sup> ) | RESISTENCIA PROMEDIO | PESO CONCRETO (kg) | VOLUMEN CONCRETO (cm <sup>3</sup> ) | P.V. CONC (kg/cm <sup>2</sup> ) | PROMEDIO P.V. CONC |
| 1  | PANTALLA               | 80.0                          | 15.00       | 9.40          | 69.40                   | 1.60 | 0.97                 | 13486.43   | 188.50                            | 152.51               | 2379.53            | 1040.97                             | 2.29                            | 2.71               |
| 2  | PANTALLA               | 80.0                          | 10.30       | 8.10          | 51.53                   | 1.27 | 0.94                 | 9858.97    | 179.80                            |                      | 1676.90            | 530.76                              | 3.16                            |                    |
| 3  | PANTALLA               | 80.0                          | 14.60       | 9.40          | 69.40                   | 1.55 | 0.97                 | 11672.70   | 163.20                            |                      | 2473.70            | 1013.21                             | 2.44                            |                    |
| 4  | PANTALLA               | 80.0                          | 10.30       | 9.40          | 69.40                   | 1.10 | 0.91                 | 8045.24    | 105.50                            |                      | 1861.70            | 714.80                              | 2.60                            |                    |
| 5  | PANTALLA               | 80.0                          | 12.00       | 9.40          | 69.40                   | 1.28 | 0.95                 | 9858.97    | 135.00                            |                      | 2171.70            | 832.78                              | 2.61                            |                    |
| 6  | PANTALLA               | 80.0                          | 13.50       | 9.40          | 69.40                   | 1.44 | 0.96                 | 13486.43   | 186.60                            |                      | 2220.30            | 936.87                              | 2.37                            |                    |
| 7  | PANTALLA               | 80.0                          | 11.40       | 9.40          | 69.40                   | 1.21 | 0.94                 | 4045.29    | 109.00                            |                      | 2745.50            | 791.14                              | 3.47                            |                    |

Adicionalmente, durante los trabajos de campo se procedió a determinar la longitud del empotramiento de los perfiles estructurales que se utilizaron para instalar las agujas que alojan la pantalla constituida con tablas de madera y que tiene como propósito elevar la superficie libre del agua en el vaso de almacenamiento de la presa derivadora Andrew Weiss, y con ello proporcionar la carga requerida por la obra de toma para cumplir su función. Ésta resultó ser de 50 cm. En los siguientes esquemas se muestran las dimensiones de la estructura móvil conocida con el nombre de “agujas”.

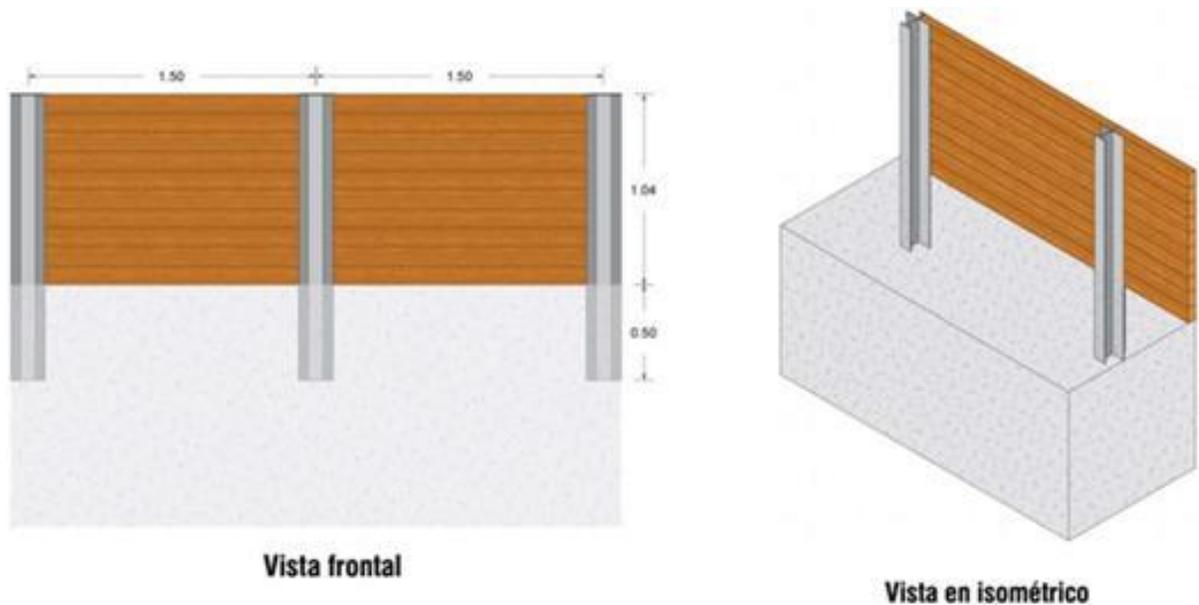


Figura 1.27 Vistas frontal e isométrica de agujas y tablonés.

#### 1.6.2.4 Dictamen técnico

La resistencia promedio última a la compresión no confinada del concreto simple que forma la pantalla impermeable y sobre la cual se colocaron las agujas de la presa derivadora Andrew Weiss, resultó ser de  $152.50 \text{ kg/cm}^2$ , con base en las pruebas de laboratorio de los corazones extraídos de ella.

Se advierte que la resistencia a la compresión simple de cada uno de los especímenes muestreados en diferentes cadenamientos de la cortina, arrojaron valores muy diferentes entre sí con un rango de variación de  $83 \text{ kg/cm}^2$ , entre el valor máximo y mínimo, lo que indica una degradación del concreto en distintas zonas de la cortina debido al intemperismo, a su contacto directo con el agua y a las condiciones de trabajo que se han repetido cíclicamente durante ya casi 50 años de operación continua.

Además, cuando el agua se desplaza con cierta velocidad sobre una superficie de concreto, puede llegar a erosionarla y propiciar que disminuya su resistencia debido al lavado del cementante y abrasión de los agregados finos.



Figura 1.28 Fuga de agua a través de las aberturas que dejan los tablonces en malas condiciones.



Figura 1.29 El nivel de la SLA coincide con el labio superior de los tabloncillos de madera.

En la literatura especializada se reconocen dos formas diferentes de actuar del agua sobre una superficie de concreto simple (SRH, manual del concreto, 1970).

La abrasión hidráulica producida por la acción de partículas en suspensión, en cuyo caso el agua actúa solamente como vehículo, por ejemplo: canales, vertedores y túneles. Y la erosión hidráulica como consecuencia del fenómeno de cavitación que se origina cuando una corriente de agua fluye a gran velocidad sobre una superficie y se despegando creando una zona de presión negativa.

La resistencia del concreto a la abrasión hidráulica depende fundamentalmente de su resistencia mecánica, es decir, que todos los factores que contribuyen a incrementar esta última, también le suministren protección contra los efectos de acciones abrasivas, sean de origen mecánico o hidráulico.

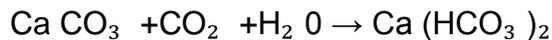
El concreto, igual que otros materiales, ha demostrado poseer muy poca resistencia contra los efectos de la cavitación, por lo que la mejor protección contra ésta consiste en evitar que se origine.

Por lo que respecta al fenómeno de disolución o deslave del concreto, éste consiste en la remoción o lixiviación paulatina del hidróxido de calcio que se libera durante la



hidratación del cemento, como resultado de la acción disolvente del agua que se encuentra en contacto con el concreto.

La presencia de hidróxido de carbono ( $\text{CO}_2$ ) disuelto en el agua en cantidades excesivas (más de 0.5 ppm), le confiere carácter ácido, lo que favorece que el bióxido de carbono ( $\text{CO}_2$ ) reaccione inicialmente con el hidróxido de calcio libre para producir carbonato de calcio ( $\text{CaCO}_3$ ), que a pesar de ser insoluble en agua, vuelve a reaccionar con la solución de bióxido de carbono ( $\text{CO}_2$ ) para producir bicarbonato de calcio  $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$ . Este último es muy soluble en agua y puede removerse del concreto con facilidad.



Una acción continuada de esta naturaleza incrementa progresivamente la porosidad del concreto, pudiendo llegar a debilitarlo, e incluso destruirlo.

Se recomiendan dos medios de protección contra el fenómeno de disolución o deslave del concreto:

- 1.- Impedir que se forme hidróxido de calcio durante la hidratación del cemento.
- 2.- Evitar la penetración de agua agresiva a través del concreto.

Por lo demás, el concreto puede disminuir su resistencia debido al ataque por descomposición química ya que el producto de la descomposición ocupa mayor volumen que las sustancias y compuestos del cemento que reaccionan.

El efecto resultante es una expansión interna que tiende a provocar la desintegración del concreto.

La pantalla del concreto simple que forma parte de la cortina tipo indio, de la presa derivadora Andrew Weiss, no presenta degradación aparente como consecuencia de

las condiciones físicas y químicas a las que ha estado expuesta durante sus 50 años de operación.

Sin embargo la parte en contacto con el medio ambiente exterior, su corona y parte de la superficie de aguas abajo, está sujeta a severos cambios de temperatura y humedad que se ven reflejados principalmente en la formación de fisuras por efectos de contracción o dilatación del concreto.

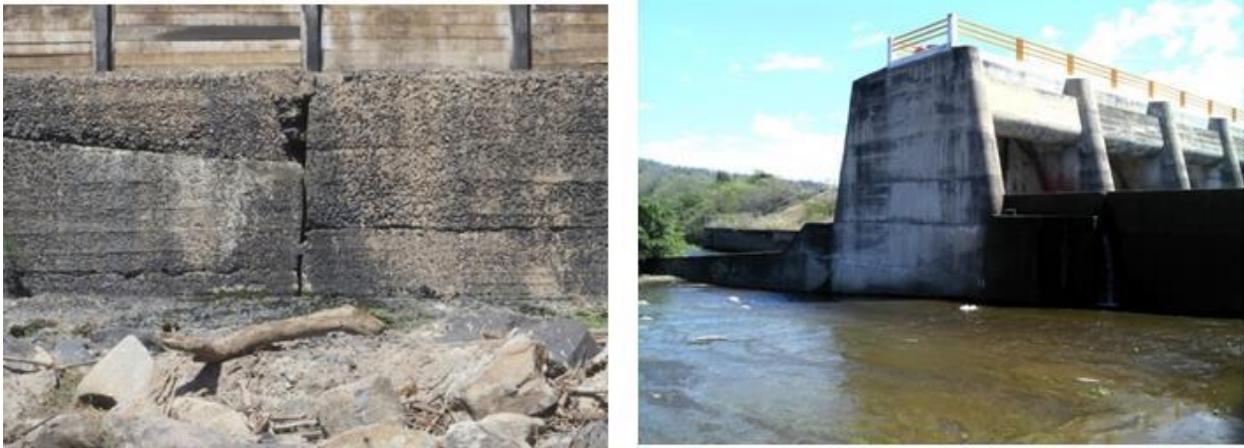


Figura 1.30 Pantalla de concreto deteriorada por el intemperismo y grietas en el muro lateral del desarenador.

Además, la presa derivadora Andrew Weiss, por la latitud geográfica en donde se localiza, está expuesta continuamente a proceso periódicos diarios de cambios de temperatura lo cual genera pequeños esfuerzos de tracción, por dilatación de la masa de concreto, que causan su fracturación debido a su baja resistencia a la tensión. Dicho comportamiento hace que el concreto forme grietas o fisuras para liberar las tensiones producidas, como se advierte en las figuras 1.31 y 1.32.



Figura 1.31 Agujas de la presa PDAW y fisuras en la pantalla de la PDAW.



Figura 1.32 Fisuras en la pantalla impermeable de la PDAW.

### 1.6.2.5 Conclusiones

Con el propósito de darle mantenimiento a la pantalla de concreto simple y prolongar la vida útil de la presa derivadora Andrew Weiss, se debe acorazar su parte expuesta mediante una piel de concreto armado para protegerla de las acciones climáticas del entorno y mecánicas de las descargas de agua que en época de avenidas pasan libremente por el vertedor de pared gruesa que se forma con su corona.



## 1.7 Rehabilitación de las compuertas del canal desarenado y del sistema de agujas

### 1.7.1 Nivel de operación

Como se mencionó anteriormente, el objetivo fundamental que se persigue con el compromiso presidencial CG-098, es incrementar la capacidad hidráulica del canal principal Humaya, con el propósito de apoyar con riegos programados los cultivos de temporal en el norte del estado de Sinaloa.

Para ello es vital darle mantenimiento y hacer las adecuaciones necesarias a la estructura del canal desarenador de la presa derivadora Andrew Weeis, para que puedan operarse con las nuevas demandas de riego que se han estimado en un gasto máximo de  $108.5 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Por lo que respecta a la carga hidráulica que se requiere a la entrada de la obra de toma, aguas arriba de las rejillas, el Dr. Nahún Hamed García Villanueva, elaboró un modelo matemático a partir de las ecuaciones de continuidad, energía y cantidad de movimiento para el análisis de la relación carga gasto con base en la conceptualización de las variables que se muestran en la figura 1.33.

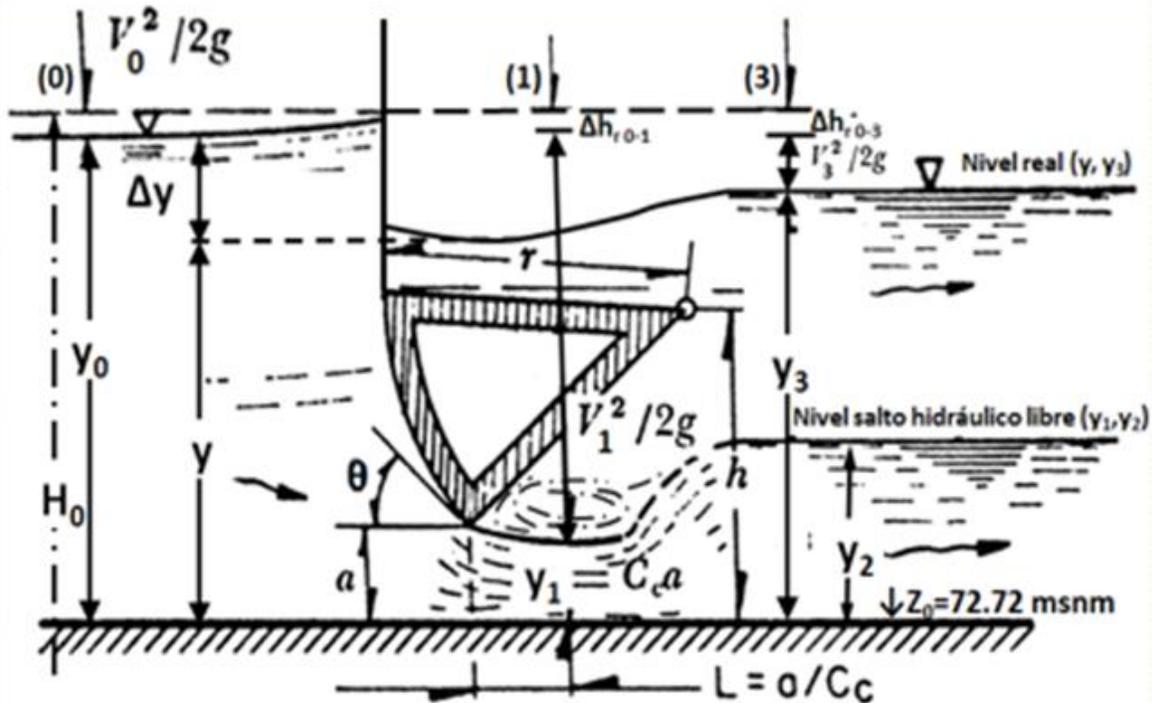


Figura 1.33 Compuerta radial.

De esta manera, a partir de la ecuación de la energía, se obtuvo la ecuación del gasto de la obra de toma en función de la carga hidráulica  $H_0$ , de la abertura de la compuerta  $a$  y de una serie de coeficiente de carácter experimental para los cuales se seleccionaron valores relativamente conservadores dado el grado de incertidumbre de los mismos.

$$Q = A_1 \sqrt{\frac{1}{k_T}} \sqrt{2g(H_0 - Z_0 - y_3)}$$

$$H_0 = Z_0 + y_3 + \left[ \frac{Q}{\sqrt{2g}(b + k_{c_c} a) c_c a \sqrt{\frac{1}{k_T}}} \right]^2$$

Su representación gráfica, considerando las tres compuertas de la obra de toma completamente abiertas se muestra en la figura 1.34.

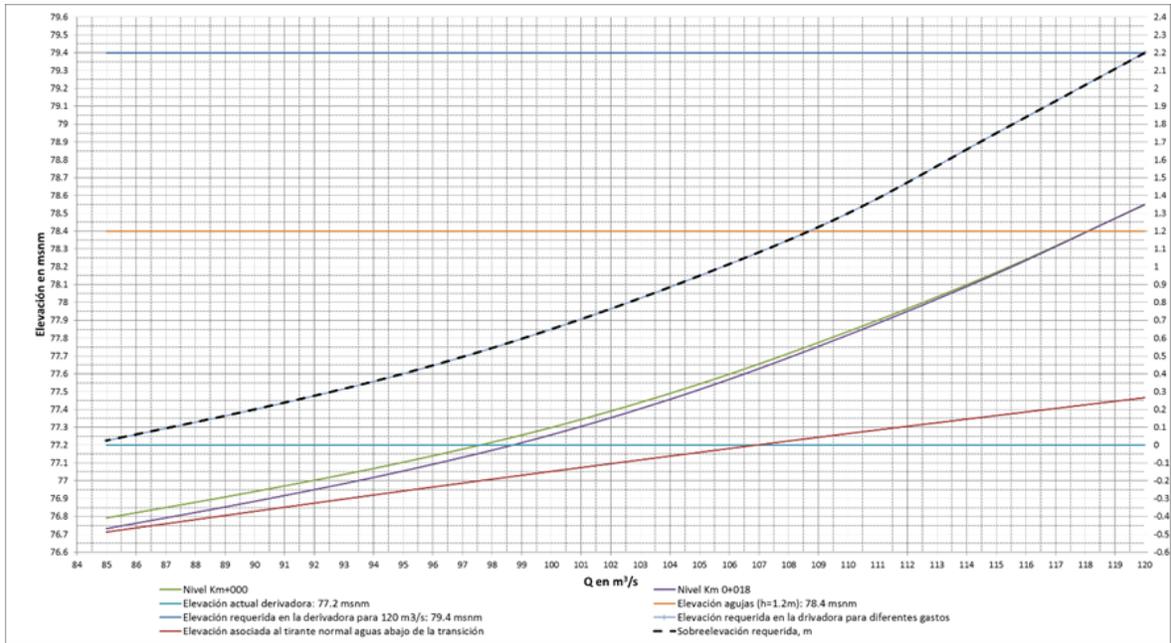


Figura 1.34 Representación gráfica de la ecuación del gasto para la obra de toma de la presa Andrew Weiss.

A partir de la ecuación del gasto o bien de su gráfica se obtiene el nivel que se requiere en el vaso de almacenamiento de la presa derivadora Andrew Weeis, para que a través de su obra de toma descargue un gasto de  $108.50 \text{ m}^3/\text{s}$ .

De esta manera se obtienen los siguientes datos para la elaboración del proyecto de adecuación de los elementos que se encuentran en contacto con el almacenamiento de la presa derivadora Andrew Weeis.

|  |                              |
|--|------------------------------|
| Gasto máximo para satisfacer la demanda de riego:                      | 108.50 $\text{m}^3/\text{s}$ |
| Elevación de la superficie libre del agua en el vaso de almacenamiento | 78.40 msnm                   |
| Altura de las agujas   | H = 1.00 m + B.L.            |
| Elevación del labio superior de las compuertas radiales                | 6.90 m + B.L.                |
| Elevación de la corona del muro longitudinal de canal desarenador      | 78.20 + B.L.                 |

## 1.7.2 Bordo libre

El libre bordo es función de varios factores entre los cuales los más importantes son la velocidad del viento ( $V$ ) y la distancia sobre la cual actúa, denominada con el nombre de fetch ( $F$ ).

El aire en movimiento sobre la superficie libre del agua en el vaso de almacenamiento da origen al oleaje y a una marea de tormenta que pueden causar que el agua desborde las estructuras en contacto con ella.

➤ Altura de la ola

La altura de la ola  $h$  es función del fetch ( $F$ ) y de la velocidad del viento ( $V$ ).

➤ Fetch

En la literatura especializada se proponen dos procedimientos para calcular el fetch. Uno de ellos es el que se muestra en la figura 1.35, y que se aplica en éste caso.

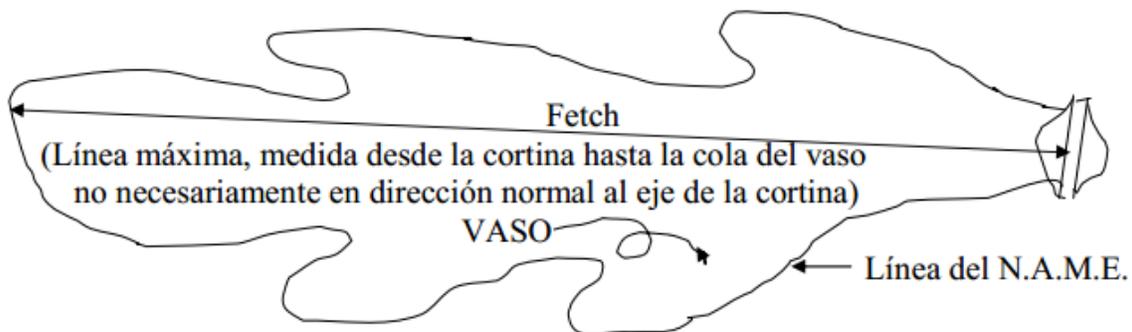


Figura 1.35 Fetch.

➤ Velocidad del viento

La velocidad del viento se obtiene de las bases de datos nacionales que presentan las mediciones de éste parámetro en las estaciones climatológicas instaladas en nuestro país.

a).- La American Society of Civil Engineers (A.S.C.E.) y el Bureau of Reclamation (U.S.B.R.), proponen la expresión

$$L. B. = 1.5h''$$

b).- Para almacenamientos medianos y grandes se puede seguir el siguiente procedimiento para la determinación del libre bordo

$$L. B. = h + h'$$

Donde:

h distancia vertical entre la N.A.M.E. y la cresta de la ola, en metros

$$h = \frac{2h''}{3}$$

h' bordo libre adicional que sirve de protección contra el ascenso del agua al reventar la ola, en metros.

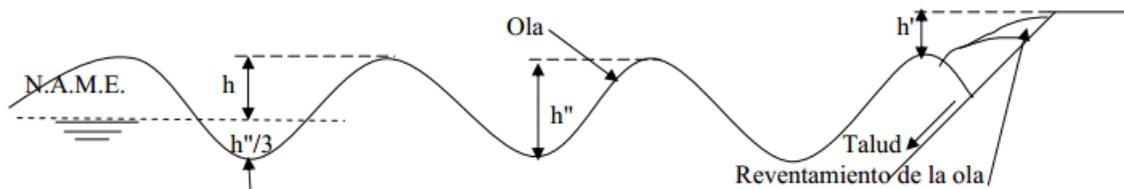


Figura 1.36 Diagrama de altura de la ola.

De acuerdo a datos registrados en el inifap (<http://www.inifap.gob.mx/>), se obtienen los siguientes datos climáticos correspondientes al año 2012.

|           |                |
|-----------|----------------|
| Nombre    | Pericos        |
| Municipio | Mocorito       |
| Latitud   | 25° 3' 32"     |
| Longitud  | 107° 39' 42.6" |



Tabla 1.7 Datos climatológicos.

| Fecha          | Prec.       | T. Max.       | T. Min.       | T. Med.       | VV max. | DVV max.  | VV           | DV                | Rad. G.        | HR            | ET            | EP           |
|----------------|-------------|---------------|---------------|---------------|---------|-----------|--------------|-------------------|----------------|---------------|---------------|--------------|
| enero          | 0           | 29.64         | 8.42          | 17.56         | 15.2    | 294.4(NO) | 1.63         | 196.89(S)         | 394.1          | 64.25         | 94.2          | 144.3        |
| febrero        | 2.8         | 28.74         | 9.11          | 18.21         | 19.4    | 276.6(O)  | 2.61         | 228.11(SO)        | 429.76         | 62.05         | 104           | 146.4        |
| marzo          | 0           | 31.12         | 9.39          | 19.54         | 20.8    | 301.3(NO) | 3.35         | 165.18(S)         | 507.31         | 52.36         | 144.3         | 163.2        |
| abril          | 0           | 33.33         | 12.19         | 22.42         | 18.9    | 310.6(NO) | 3.31         | 170.44(S)         | 546.93         | 50            | 168.6         | 187.6        |
| mayo           | 0           | 35.48         | 16.83         | 26.05         | 18.1    | 306.5(NO) | 3.25         | 225.59(SO)        | 511.48         | 51.4          | 101.6         | 105          |
| junio          | ND          | ND            | ND            | ND            | ND      | ND        | ND           | ND                | ND             | ND            | ND            | ND           |
| julio          | ND          | ND            | ND            | ND            | ND      | ND        | ND           | ND                | ND             | ND            | ND            | ND           |
| agosto         | ND          | ND            | ND            | ND            | ND      | ND        | ND           | ND                | ND             | ND            | ND            | ND           |
| septiembre     | ND          | ND            | ND            | ND            | ND      | ND        | ND           | ND                | ND             | ND            | ND            | ND           |
| octubre        | ND          | ND            | ND            | ND            | ND      | ND        | ND           | ND                | ND             | ND            | ND            | ND           |
| noviembre      | ND          | ND            | ND            | ND            | ND      | ND        | ND           | ND                | ND             | ND            | ND            | ND           |
| diciembre      | ND          | ND            | ND            | ND            | ND      | ND        | ND           | ND                | ND             | ND            | ND            | ND           |
| <b>TOTALES</b> | <b>2.8+</b> | <b>31.66*</b> | <b>11.19*</b> | <b>20.76*</b> | --      | --        | <b>2.83*</b> | <b>199.82(S)*</b> | <b>477.92*</b> | <b>56.01+</b> | <b>612.7+</b> | <b>746.4</b> |

- Prec.: Precipitación total (mm)
- T. Max.: Temperatura máxima (°C)
- T. Min.: Temperatura mínima (°C)
- T. Med.: Temperatura media (°C)
- VV max.: Velocidad del viento máxima (km/h)
- DVV max.: Dirección de la velocidad máxima del viento (grados azimut)
- VV: Velocidad promedio del viento (km/h)
- DV: Dirección promedio del viento (grados azimut)
- Rad. G.: Radiación Global (w/m<sup>2</sup>)
- HR: Humedad relativa (%)
- ET: Evapotranspiración de referencia (mm)
- EP: Evaporación potencial (mm)

Se observa que los valores máximos se presentan en el mes de marzo, por lo que son los que se consideran para el cálculo del B.L.



Tabla 1.8 Datos climatológicos de Marzo de 2012.

| Fecha          | Prec.        | T. Max.       | T. Min.      | T. Med.       | VV max.       | DVV max.    | VV           | DV                | Rad. G         | HR            | ET             | EP         |
|----------------|--------------|---------------|--------------|---------------|---------------|-------------|--------------|-------------------|----------------|---------------|----------------|------------|
| 01/03/2012     | 0            | 30.5          | 7.4          | 18.18         | 16.9          | 296.00 (NO) | 2.87         | 321.10 (NO)       | 363.02         | 57.44         | 3.4            | 4.76       |
| 02/03/2012     | 0            | 33.6          | 7.2          | 18.94         | 20.8          | 301.30 (NO) | 4.09         | 319.30 (NO)       | 536.41         | 52.4          | 5.2            | 6.46       |
| 03/03/2012     | 0            | 31.2          | 5.8          | 18.23         | 20.1          | 281.70 (O)  | 4.87         | 328.10 (NO)       | 534.83         | 54.44         | 5.3            | 6.44       |
| 04/03/2012     | 0            | 33.3          | 5.3          | 19.32         | 8.8           | 253.10 (O)  | 2.34         | 193.70 (S)        | 534.03         | 56.38         | 4.8            | 5.97       |
| 05/03/2012     | 0            | 37.6          | 12.7         | 19.95         | 9.7           | 236.30 (SO) | 3.23         | 175.10 (S)        | 480.06         | 74.89         | 3.9            | 5.16       |
| 06/03/2012     | 0            | 31.1          | 11.3         | 20.07         | 11.7          | 248.70 (O)  | 3.25         | 263.20 (O)        | 500.92         | 65.2          | 4.7            | 5.47       |
| 07/03/2012     | 0            | 33.8          | 7.9          | 19.98         | 13.1          | 284.80 (O)  | 2.88         | 27.60 (NE)        | 533.45         | 49.34         | 5.1            | 6.27       |
| 08/03/2012     | 0            | 32.1          | 9.3          | 20.61         | 19.3          | 275.30 (O)  | 5.33         | 312.50 (NO)       | 536.12         | 38.67         | 5.7            | ND         |
| 09/03/2012     | 0            | 30.4          | 7.4          | 17.4          | 11.5          | 283.50 (O)  | 2.61         | 305.90 (NO)       | 429.95         | 53.98         | 3.7            | 5.21       |
| 10/03/2012     | 0            | 31            | 5.4          | 17.83         | 15.2          | 302.80 (NO) | 3.49         | 343.10 (N)        | 557.08         | 52.01         | 5.1            | 6.39       |
| 11/03/2012     | 0            | 31.4          | 6.8          | 18.25         | 12            | 253.00 (O)  | 3.58         | 330.20 (NO)       | 544.25         | 52.11         | 5.1            | 6.38       |
| 12/03/2012     | 0            | 34.3          | 7.8          | 19.79         | 12.8          | 289.00 (O)  | 3.09         | 341.70 (N)        | 562.11         | 38.34         | 5.7            | ND         |
| 13/03/2012     | 0            | 34.8          | 8.7          | 21.65         | 17.3          | 292.10 (O)  | 3.57         | 338.90 (N)        | 498.05         | 29.7          | 5.4            | ND         |
| 14/03/2012     | 0            | 30.9          | 9            | 19.68         | 15.3          | 282.60 (O)  | 3            | 318.70 (NO)       | 366.85         | 37.44         | 3.8            | 5.52       |
| 15/03/2012     | 0            | 32.5          | 9.5          | 20.43         | 14.6          | 281.60 (O)  | 2.62         | 316.90 (NO)       | 458.35         | 42.99         | 4.5            | 5.87       |
| 16/03/2012     | 0            | 26.2          | 15.2         | 18.59         | 7.9           | 169.00 (S)  | 1.21         | 276.60 (O)        | 213.42         | 65.14         | 0.8            | 2.94       |
| 17/03/2012     | 0            | 27            | 12.5         | 19.72         | 10.2          | 255.10 (O)  | 2.02         | 289.10 (O)        | 229.54         | 57.02         | 1.8            | 3.52       |
| 18/03/2012     | 0            | 28.5          | 13.5         | 20.7          | 18.2          | 162.10 (S)  | 5.78         | 190.20 (S)        | 437.31         | 54.6          | 4.2            | 5.8        |
| 19/03/2012     | 0            | 26            | 12           | 19.09         | 15.6          | 276.90 (O)  | 4.13         | 294.60 (NO)       | 489.04         | 62.38         | 4.2            | 5.52       |
| 20/03/2012     | 0            | 27.4          | 8            | 17.84         | 20            | 279.60 (O)  | 6.06         | 322.40 (NO)       | 550.6          | 49.88         | 5.2            | 6.83       |
| 21/03/2012     | 0            | 28.7          | 7            | 17.66         | 13.1          | 285.70 (O)  | 3.1          | 328.10 (NO)       | 555.04         | 55.01         | 5.1            | 6.15       |
| 22/03/2012     | 0            | 28.9          | 8.6          | 18.61         | 13.1          | 221.20 (SO) | 3.76         | 354.30 (N)        | 554.99         | 52.01         | 5.1            | 6.46       |
| 23/03/2012     | 0            | 31.3          | 8.2          | 19.14         | 15            | 301.30 (NO) | 3.28         | 336.70 (NO)       | 566.33         | 47.03         | 5.3            | 6.69       |
| 24/03/2012     | 0            | 31            | 8.5          | 19.44         | 11.4          | 248.80 (O)  | 3.04         | 325.40 (NO)       | 554.33         | 47.67         | 5.2            | 6.5        |
| 25/03/2012     | 0            | 31.7          | 7.8          | 19.95         | 11.9          | 291.90 (O)  | 2.43         | 321.30 (NO)       | 561.68         | 47.19         | 5.1            | 6.41       |
| 26/03/2012     | 0            | 31.3          | 11.3         | 20.68         | 14.2          | 301.70 (NO) | 3.29         | 295.50 (NO)       | 565.49         | 54.27         | 5.3            | 6.31       |
| 27/03/2012     | 0            | 31.7          | 12.1         | 20.22         | 12.8          | 277.70 (O)  | 3.06         | 318.30 (NO)       | 532.89         | 58.22         | 4.9            | 5.88       |
| 28/03/2012     | 0            | 30.5          | 10.5         | 19.86         | 11.5          | 243.70 (SO) | 3.33         | 251.20 (O)        | 536.05         | 58.16         | 4.8            | 5.9        |
| 29/03/2012     | 0            | 30.5          | 11.3         | 20.59         | 11.9          | 242.60 (SO) | 2.76         | 330.20 (NO)       | 548.69         | 59.49         | 5.2            | 5.84       |
| 30/03/2012     | 0            | 31.8          | 11.2         | 21.33         | 13.1          | 253.30 (O)  | 2.91         | 304.10 (NO)       | 553.45         | 52.3          | 5.3            | 6.2        |
| 31/03/2012     | 0            | 33.6          | 12           | 22.15         | 13.9          | 309.10 (NO) | 2.79         | 304.00 (NO)       | 548.45         | 47.6          | 5.4            | 6.35       |
| <b>TOTALES</b> | <b>0.00+</b> | <b>31.12*</b> | <b>9.39*</b> | <b>19.54*</b> | <b>13.96*</b> | <b>—</b>    | <b>3.35*</b> | <b>165.18(S)*</b> | <b>507.31*</b> | <b>52.36+</b> | <b>144.30+</b> | <b>163</b> |

$$V = 6.06 \text{ km/h}$$

F = 4 km, considerando que la cola del vaso se encuentra hasta la presa reguladora Haw

$$L.B. = h + h'$$

$$h = \frac{2h''}{3}$$

$$h'' = [0.005(6.06) - 0.068]\sqrt{4}$$

$$h'' = -0.0754 \text{ m}$$

$$h = \frac{2(-0.0754)}{3}$$

$$h = -0.0502 \text{ m}$$

$$L.B. = -0.0502 + 0.37$$

$$L.B. = 0.3197 \text{ m}$$

Por lo que adoptaremos para nuestro caso, el siguiente valor

$$\text{Libre bordo} = 0.30 \text{ m}$$

### 1.7.3 Datos básicos para la elaboración del proyecto estructural

Para un libre bordo de 0.30 m, que es suficiente para absorber los efectos del oleaje, los datos básicos para la elaboración del proyecto quedan como sigue:

Tabla 1.9 datos básicos para la elaboración del proyecto.

|  |                          |
|--|--------------------------|
| Gasto máximo para satisfacer la demanda de riego                       | 108.50 m <sup>3</sup> /s |
| Elevación de la superficie libre del agua en el vaso de almacenamiento | 78.40 msnm               |
| Altura de las agujas   | H=1.30 m                 |
| Elevación del labio superior de las compuertas radiales                | 78.70 msnm               |
| Elevación de la corona del muro longitudinal de canal desarenador      | 78.50 msnm               |



Figura 1.37 Bordo libre de la PDAW.



## 1.8. Análisis estructural

### 1.8.1 Análisis estructural del sistema de agujas

En la cortina vertedora de la presa Andrew Weeis, se colocaron agujas de acero estructural A-36, de sección transversal I, con patín estándar conocido como perfil IPS 6" de 18.6 kg/m, separadas entre sí una distancia de 1.50 m, para instalar una pantalla removible formada con tablonces de madera de dimensiones 1.50 m de longitud por 4" de ancho y 2" de espesor, colocadas de canto en número de 10 piezas por espacio entre agujas, y cuya función en la época de estiaje es generar un remanso que proporcione la carga hidráulica requerida para que la obra de toma alimente el canal principal Humaya, con el gasto necesario para satisfacer la demanda de riego de las Asociación de Usuarios del Distrito de Riego No. 010.

Las agujas, formadas con elementos estructural de acero A36, se encuentran empotrados en la membrana impermeable de la presa, la cual consiste de un muro vertical de concreto simple desplantado sobre el material aluvial del río Humaya y respaldado aguas arriba y aguas abajo por enrocamiento.

Como se mencionó anteriormente la función fundamental del sistema de agujas ha sido represar el agua turbinada, que descarga la presa Adolfo López Mateos, hasta una elevación que permita derivarla por la bocatoma, y se retiran cuando terminen los riegos, lo cual acontece al inicio de la temporada de lluvias.

Es decir, en las reglas de operación de la presa Andrew Weeis, no se considera la posibilidad de descargar sobre el labio superior del sistema de agujas, ya que éstas deben ser retiradas durante la época de lluvias cuando la presa Adolfo López Mateos, opera su obra de excedencias.

Por tal motivo, bajo ninguna circunstancia el sistema de agujas de PDAW trabajará como un vertedor rectangular de pared delgada.

Por otra parte, como resultado de los trabajos que actualmente se realizan para el mejor aprovechamiento del recurso agua, se demostró que debe incrementarse la altura de las agujas con el doble propósito de proporcionar la carga hidráulica necesaria para derivar un gasto de  $108.5 \text{ m}^3/\text{s}$  y a su vez proporcionar un libre bordo de  $0.30 \text{ m}$  que evite derrames de agua sobre su labio superior.

La elevación actual del borde superior de las agujas es de  $78.20 \text{ msnm}$ , por lo que será necesario aumentar su altura para que llegue a la elevación  $78.70 \text{ m}$ .

Para ello y después de analizar la solución más conveniente desde el punto de vista constructivo se decidió soldar a las agujas un tramo de  $0.50 \text{ m}$  de longitud de características similares al utilizado originalmente.

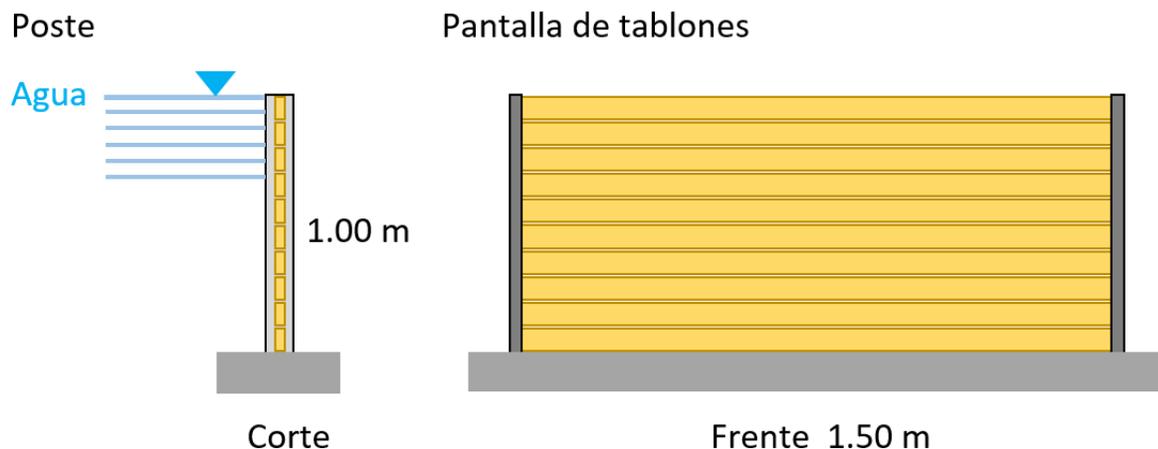


Figura 1.38 Diagrama de la pantalla de cresta vertedora.

En estas condiciones se revisó si al sistema de agujas instalado en la PDAW se le puede incrementar la carga hidráulica de  $1 \text{ m}$  a  $1.2 \text{ m}$  de altura sin comprometer su estabilidad o, de ser el caso, realizar las adecuaciones necesarias a la pantalla de madera y a los postes de acero con el propósito de evitar su falla como consecuencia del incremento que tendrá el empuje hidrostático.



El análisis se realiza en dos partes, primeramente la estructura de madera que corresponde a la pantalla formada por tablones de sección transversal de 4"x 2" y posteriormente a los postes que sirven de apoyo a la pantalla, que son los perfiles estructurales de acero de sección transversal I de 6".

Bajo estas consideraciones se realizó el análisis estructural correspondiente a la carga hidráulica de 1m y se obtuvieron resultados que muestran que el sistema de tablones cumple con los requerimientos de estabilidad por flexión, cortante y deformación.

Un análisis similar se llevó a cabo para una carga hidráulica de 1.5 m, que corresponde a la condición más desfavorable cuando por cuestiones de operación se requiera incrementar la carga piezométrica frente a la entrada de la obra de toma, requiriéndose en este caso 15 tablones por espacio entre agujas.

Como se puede advertir a continuación, los resultados muestran que el tablón que se encuentra a mayor profundidad no pasa por flexión, además de que no cumple con los requerimientos de deformación.

Sí el grosor del tablón se incrementa 2 pulgadas a 2.5 pulgadas, se satisfacen plenamente los requisitos de estabilidad establecidos por las Normas Técnicas aplicables a este tipo de análisis.

Los resultados de los 3 análisis antes descritos, realizados a los tablones se muestran a continuación:

Tabla 1.10 Resumen No.1 Vertedor.

| RESUMEN                           |                        |                            |                               |   |
|-----------------------------------|------------------------|----------------------------|-------------------------------|---|
|                                   |                        | CONDICION ACTUAL<br>1.00 m | CONDICION PROPUESTA<br>1.50 m | CON TABLON DE 2.5 "<br>DE ESPESOR PARA 1.50 m |
| <b>AGUJAS (TABLONES O MADERA)</b> |                        |                            |                               |   |
| FLEXION                           |                        |                            |                               |   |
|                                   | MOMENTO ULTIMO         | MU 3,740.63 Kg - cm        | 5,709.38 Kg - cm              | 5,709.38 Kg - cm                              |
|                                   | MOMENTO RESISTENTE     | MR 5,418.66 Kg - cm        | 5,418.66 Kg - cm              | 8,466.65 Kg - cm                              |
| CORTANTE                          |                        |                            |                               |   |
|                                   | CORTANTE ULTIMO        | VU 92.99 Kg                | 141.94 Kg                     | 139.36 Kg                                     |
|                                   | CORTANTE RESISTENTE    | VR 202.32 Kg               | 202.32 Kg                     | 252.90 Kg                                     |
| DEFORMACION                       |                        |                            |                               |   |
|                                   | DEFORMACION            | 0.564 cm                   | 0.861 cm                      | 0.441 cm                                      |
|                                   | DEFORMACION PERMISIBLE | 0.500 cm                   | 0.500 cm                      | 0.500 cm                                      |

Para el caso de las agujas construidas con perfiles estructurales los esfuerzos máximos se localizan en la base de las mismas y de igual manera que para la pantalla formada por tablonetes, se realizó el análisis estructural de las agujas para las dos condiciones de altura y carga hidráulica, con los resultados que se muestran a continuación.

Tabla 1.11 Resumen No. 2 Vertedor.

| RESUMEN                 |                        |                                 |                               |   |
|-------------------------|------------------------|---------------------------------|-------------------------------|---|
|                         |                        | CONDICION ACTUAL<br>1.00 m      | CONDICION PROPUESTA<br>1.50 m | CON TABLON DE 2.5 "<br>DE ESPESOR PARA 1.50 m |
| <b>POSTES DE IPS 6"</b> |                        |                                 |                               |   |
| FLEXION                 |                        |                                 |                               |   |
|                         | ESFUERZO ACTUANTE      | fs 210.1 Kg / cm <sup>2</sup>   | 709.0 Kg / cm <sup>2</sup>    |   |
|                         | ESFUERZO PERMISIBLE    | fp 1,521.6 Kg / cm <sup>2</sup> | 1,521.6 Kg / cm <sup>2</sup>  |   |
| CORTANTE                |                        |                                 |                               |   |
|                         | ESFUERZO ACTUANTE      | vs 58.0 Kg / cm <sup>2</sup>    | 130.6 Kg / cm <sup>2</sup>    |   |
|                         | ESFUERZO PERMISIBLE    | vp 1,014.4 Kg / cm <sup>2</sup> | 1,014.4 Kg / cm <sup>2</sup>  |   |
| DEFORMACION             |                        |                                 |                               |   |
|                         | DEFORMACION            | 0.027 cm                        | 0.205 cm                      |   |
|                         | DEFORMACION PERMISIBLE | 0.333 cm                        | 0.500 cm                      |   |

## Conclusiones

Para incrementar la altura de las agujas en las cuales se apoya la pantalla de madera, deberá unirse, mediante soldadura de electrodo E60XX, un tramo de perfil de acero estructural IPS de 6" y 50 cm de longitud al tramo que se encuentra in situ.



Finalmente, se concluye que es posible modificar el sistema de agujas construido sobre la corona de la pantalla impermeable de la presa Andrew Weeis, para incrementar su altura de 1 m a 1.5 m, con la única condición de que el espesor de los tablonces de 2 pulgadas se aumenten a 2.5 pulgadas, en los 4 tablonces inferiores de los 13 necesarios para lograr la altura de pantalla requerida.

## 1.8.2 Análisis estructural de las compuertas radiales del desarenador

### 1.8.2.1 Dimensiones de las compuertas radiales del desarenador y estado actual

Para verificar las dimensiones de los diferentes elementos que forman parte de la compuerta radial; brazos, vigas curvas verticales, vigas horizontales, travesaños y pantalla; como se mencionó anteriormente se realizó un detallado levantamiento con equipo convencional, lo que además permitió apreciar que en términos generales se encuentran en buen estado, como se muestra en las fotografías al final de este inciso. Con base en dicho levantamiento se concluye que la estructura de control del canal desarenador tiene tres compuertas radiales de 5.00 m de ancho, 6.55 m de altura y 6.509 m de radio, con un peso aproximado de 7.049 ton.

Por lo que corresponde a la armadura radial de la compuerta, ésta tiene un radio de 6.509 m y está formada por dos vigas verticales circulares en la que se apoyan las vigas horizontales, dos brazos radiales que coinciden en el centro de giro de la compuerta, dos montantes y dos diagonales, todas ellas construidas con perfiles de acero estructural tipo IPS de 12" y 10".

Todo ello se muestra en la lámina .

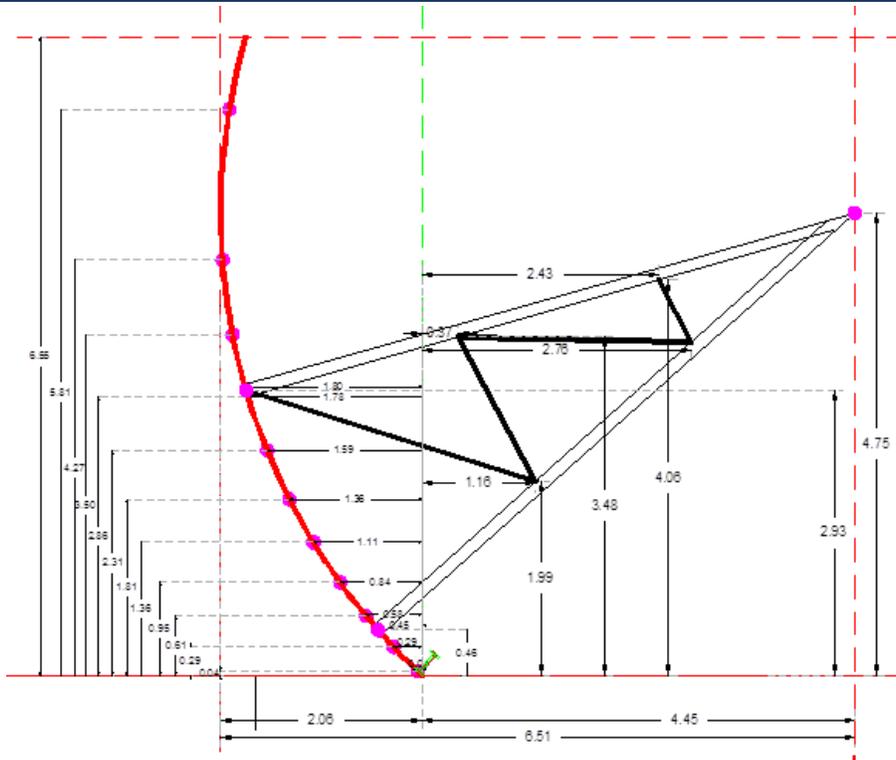


Figura 1.39 Diagrama de la compuerta radial.



Figura 1.40 Panorámica de la entrada al canal desarenador controlada por tres compuertas radiales.



Figura 1.41 Ménsulas de las compuertas.

Las mensulas de apoyo del centro de giro de las compuertas se encuentran en buen estado y solo presentan detalles superficiales propios del proceso de descimbrado durante la etapa de construcción.



Figura 1.42 Mecanismos de apertura de las compuertas.

Los mecanismos guías de apertura se encuentran en buen estado, solamente presentan óxido; normal para elementos que se encuentran en contacto directo con el agua; sin embargo no representa peligro alguno en la operación del mismo.



Figura 1.43 Estado actual del mecanismo de izaje, presenta en buenas condiciones.



Figura 1.44 Estado actual del mecanismo de izaje, presenta en buenas condiciones.



No obstante lo anterior, se consideró pertinente revisar, mediante el programa de análisis y diseño estructural STAAD III, el estado de esfuerzos a que se encuentran sometidos los diferentes elementos estructurales de la compuerta radial.

STADD III es un paquete de programas integrados para el análisis, diseño y graficación de estructuras planas o tridimensionales.

Utiliza el método de las rigideces, puede considerar deformación axial, flexionante y cortante. El programa tiene optimización del ancho de banda, se pueden considerar los efectos P-11. También es posible realizar el análisis dinámico para obtener frecuencias y modos de vibrar y/o respuesta espectral, se considera la opción de combinar los resultados con los del análisis estático para obtener elementos mecánicos de diseño.

Los apoyos pueden ser fijos, articulados o con rigidez predefinida.

Acepta cargas en los nudos y/o en las barras, éstas pueden ser de tipo uniforme, concentrada, de temperatura, de preesfuerzo, área cargada, de vehículos, desplazamientos forzados, fuerzas de fijación, etc.

Se pueden hacer combinaciones de cargas factorizadas.

Los resultados del análisis, además de los tradicionales de desplazamientos, reacciones y elementos mecánicos pueden ser: Fuerzas, desplazamientos y envolventes en puntos intermedios de las barras.

Los resultados del análisis se encuentran en el anexo 1, parte D.

## 1.8.2.2 Análisis estructural de la armadura de la compuerta

### 1.8.2.2.1 Estado de esfuerzos para $H = 6.55$ m

Como anteriormente se mencionó, fue necesario revisar el estado de esfuerzos actual que le impone a la compuerta radial el campo de presiones asociado a la carga hidráulica de 6.55 m correspondiente a la elevación de la superficie libre del agua 77.20 m.

En este primer análisis, se obtuvieron valores para los esfuerzos ligeramente mayores a los permisibles en la viga vertical circular entre las alturas de 2.31 a 3.50 m, medidas a partir del labio inferior de la compuerta, en la zona correspondiente a la unión de esta con el brazo radial superior. En la siguiente figura con indicadores tipo “semáforo” se muestra gráficamente el comportamiento descrito.

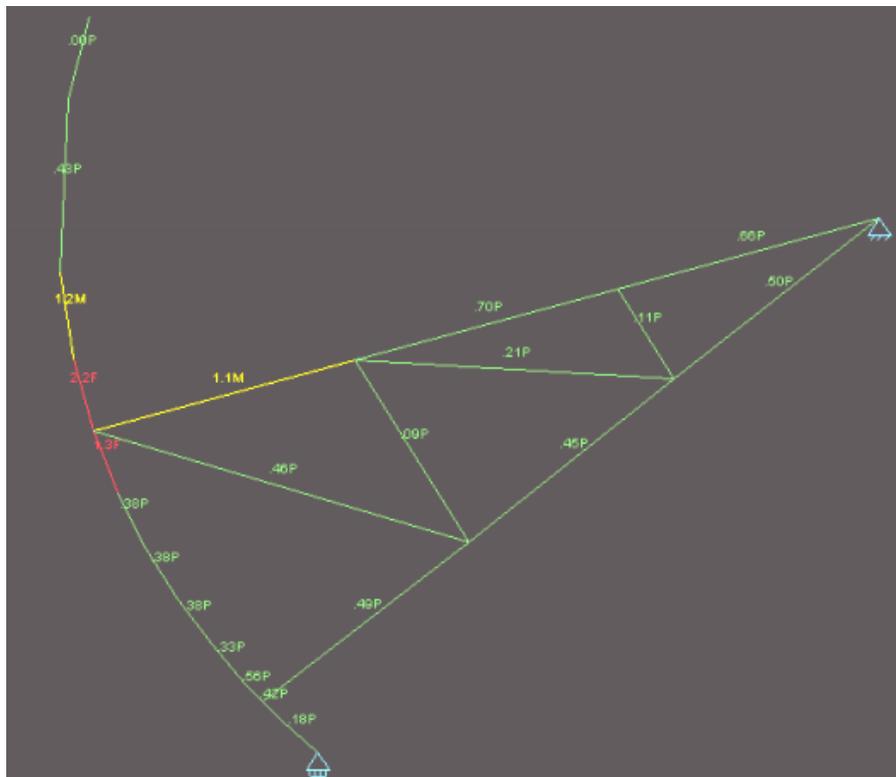


Figura 1.45 Estado de esfuerzos para  $H = 6.55$  m.

Además, la deformación calculada en el extremo de la viga vertical curva, que se encuentra en voladizo fue de 4.3 cm.

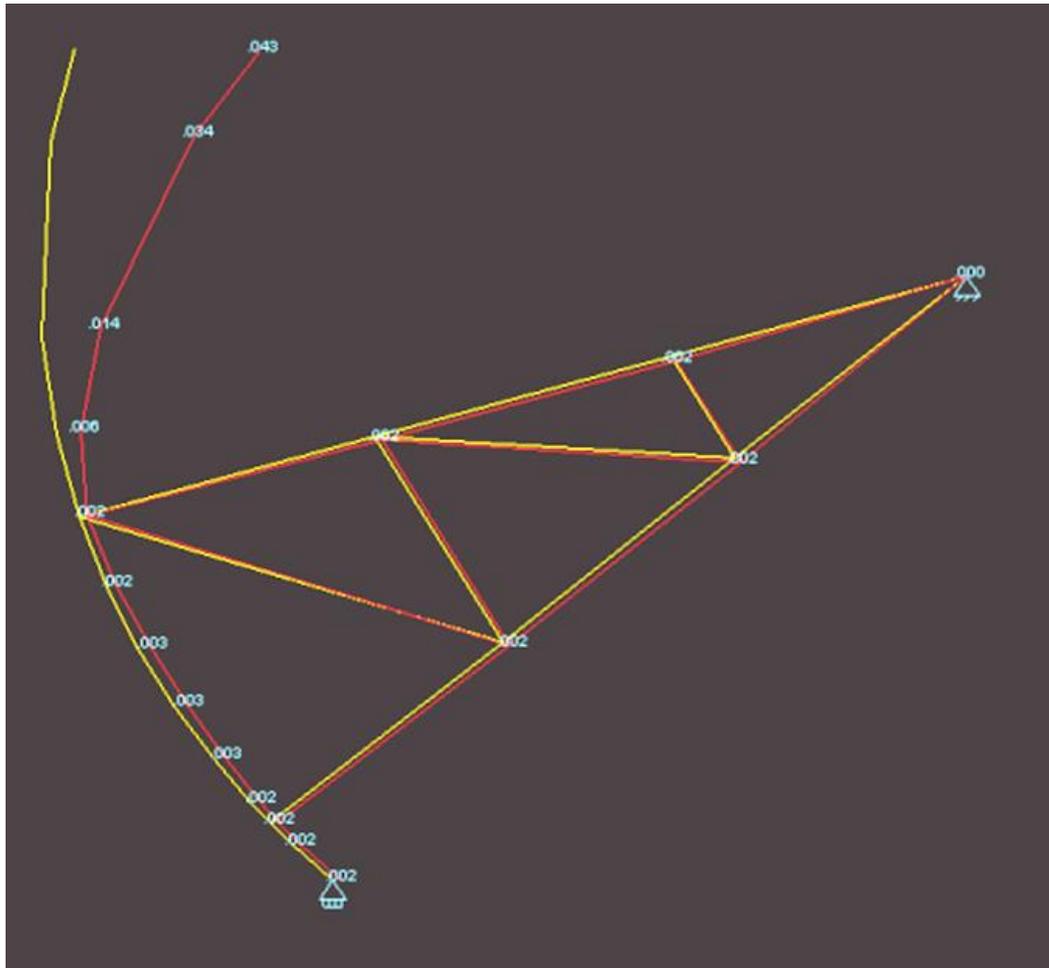


Figura 1.46 Deformaciones para H = 6.55 m.

#### 1.8.2.2.2 Estado de esfuerzos para $H = 7.40$ m

Por lo que respecta al segundo análisis se realizó para un empuje hidrostático correspondiente a la carga hidráulica de 7.40 m, y se obtuvieron valores mayores a los permisibles en la viga vertical curva entre las alturas de 2.31 a 4.27 m, medidas a partir del labio inferior de la compuerta, y en un tramo del brazo radial superior en una zona más amplia comparada con la del análisis bajo condiciones actuales.

En ambos casos la zona problemática se ubica en la unión de la viga curva vertical con el brazo radial superior.

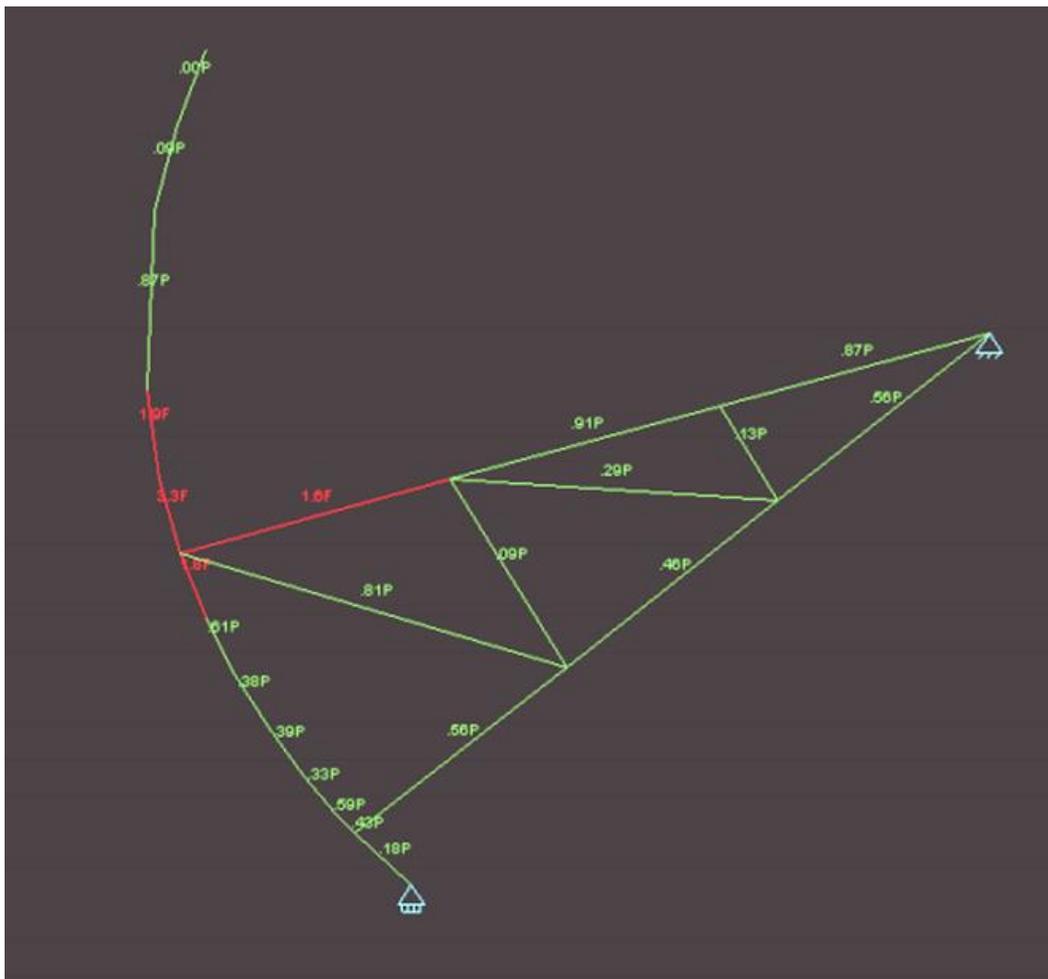


Figura 1.47 Estado de esfuerzos para  $H = 7.40$  m.

Además, la deformación calculada en el extremo de la viga vertical curva, que se encuentra en voladizo fue de 8.70 cm.

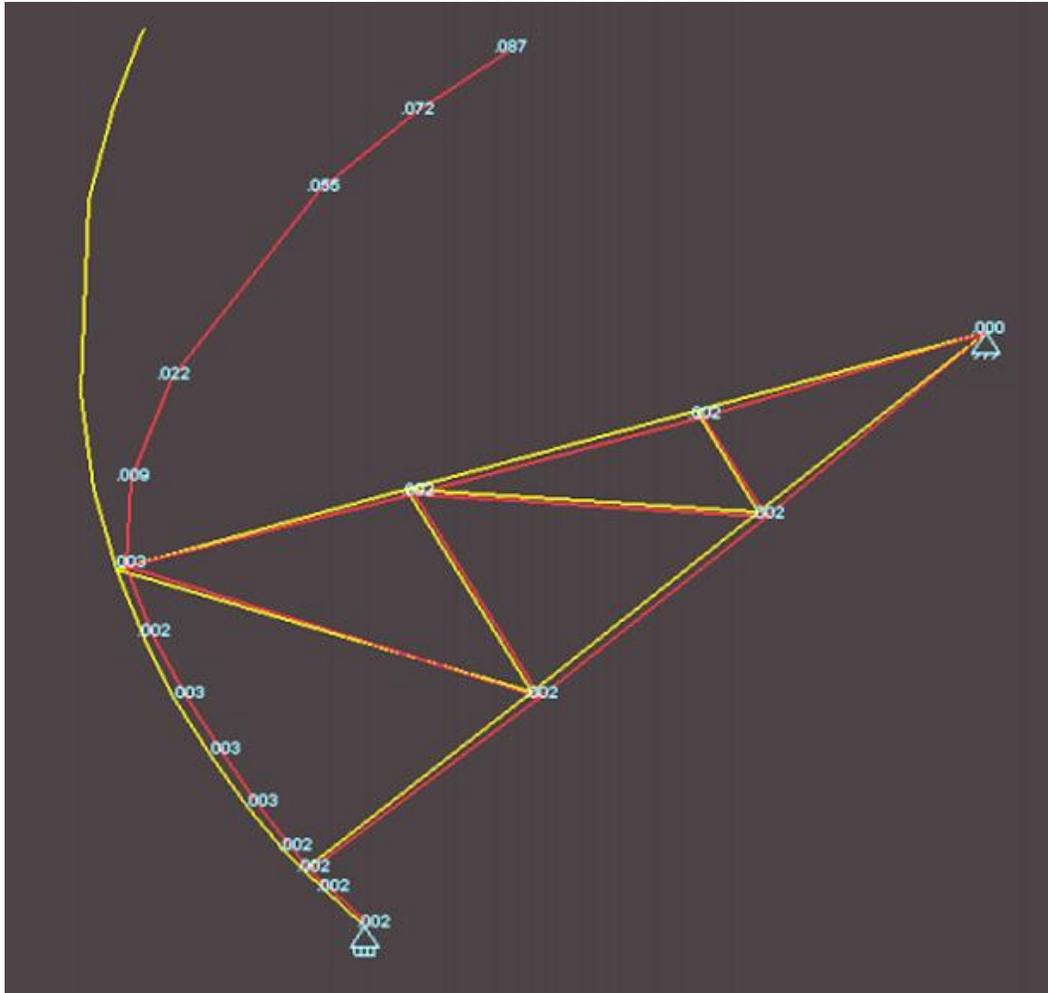


Figura 1.48 Deformaciones para  $H = 7.40$  m.

Como la estructura con la sobrelevación de la placa los esfuerzos y deformaciones de estructura son mayores a los permisibles se recomendo la colocación de un puntal adicional en la armadura de los brazos.

### 1.8.2.2.3 Estado de esfuerzos para $H = 7.10$ m. estructura con refuerzo en los brazos

Los resultados de las condiciones anteriores muestran que existe un tramo de la viga curva vertical en donde se presentan esfuerzos ligeramente mayores que los permisibles y deformaciones significativas en su extremo superior, por tal motivo a través de un procedimiento de ensayo y error se encontró el refuerzo mínimo que requiere la armadura de la compuerta radial con el propósito de distribuir con mayor uniformidad los esfuerzos que provoca el empuje hidrostático.

Con dicho elemento, consistente en un perfil I de 10" que une el brazo superior con la viga vertical circular, se reducen significativamente los esfuerzos y las deformaciones que se presentaban, a tal grado que con la nueva estructuración todos los elementos cumplen con las normas técnicas aplicables.

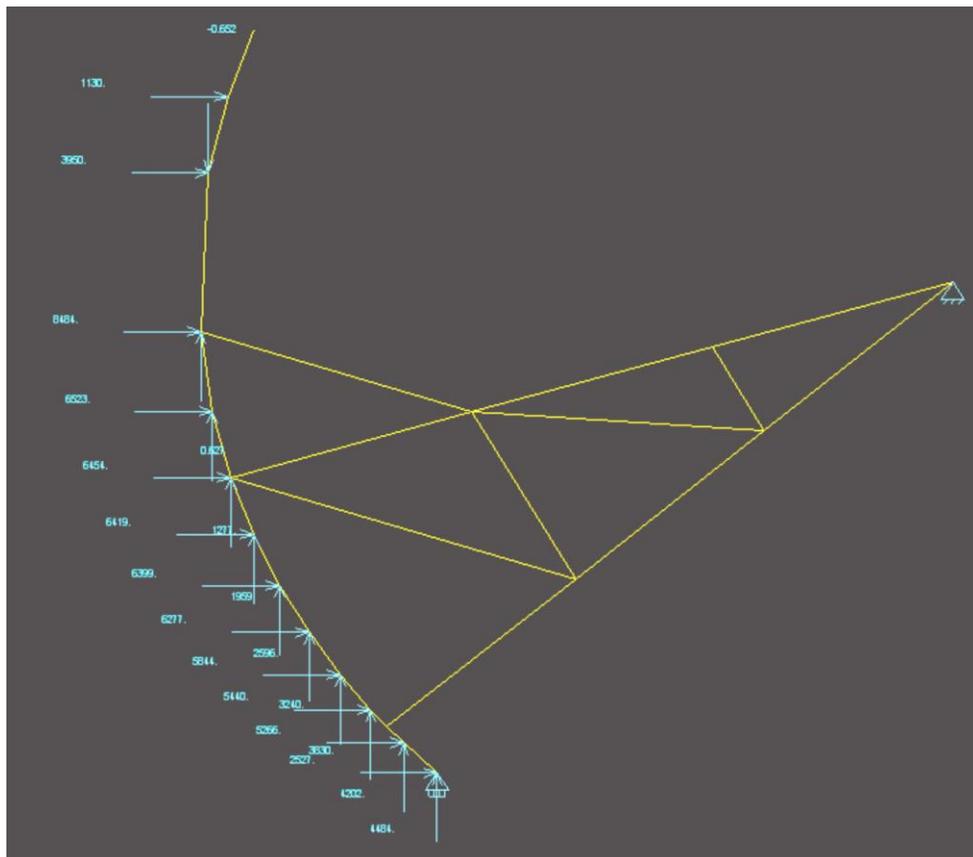


Figura 1.49 Estado de esfuerzos para  $H = 7.40$  m.

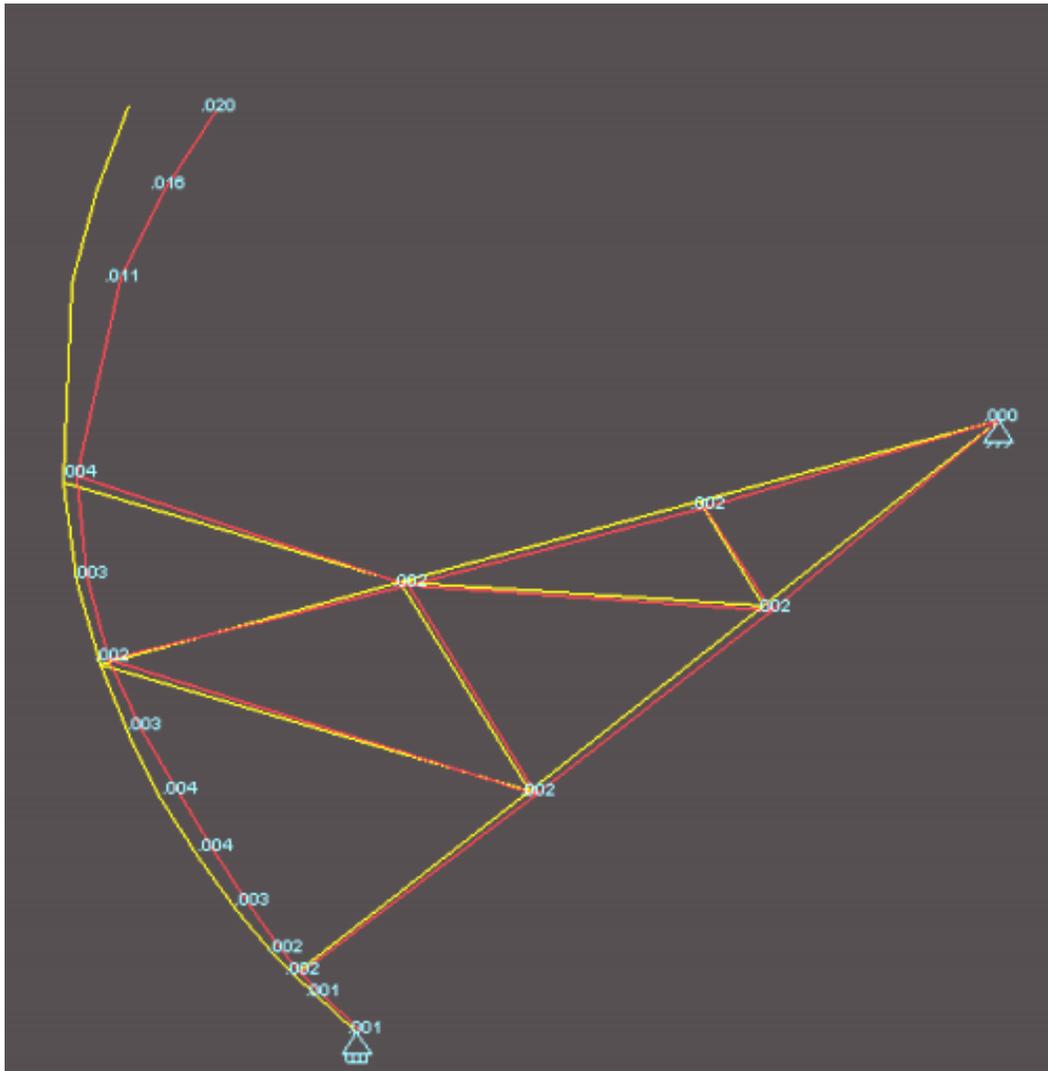


Figura 1.50 Deformaciones para H = 7.40 m.

Es decir, en conclusión, el análisis de la compuerta radial, considerando el refuerzo que se le agrega al diseño original, resulto satisfactorio para las condiciones de carga que gravitaran sobre ella cuando el empuje hidrostático corresponda a la carga hidráulica de 7.40 m, que resulta de la sobreelevación del labio superior de la misma a la cota 78.40 m.



Esto es, para incrementar el gasto que se deriva al canal Humaya, a través de su obra de toma, se requiere que la compuerta del desarenador se adapte a las nuevas condiciones hidráulicas, y para ello se debe:

1.- Elevar el labio superior de su pantalla, formada por una placa de acero de 1000 mm de espesor, a la elevación 78.40 m.

2.- Reforzar las armaduras radiales con una diagonal formada mediante un perfil IPS 12" de 47.2 kg/m, que una la viga vertical curva de la armadura, a una elevación sobre el labio inferior de la compuerta de 4.27 m, con la unión entre el brazo radial superior y el primer montante.

Los resultados de los análisis antes descritos, realizados a la armadura de las compuertas radiales se anexan al presente.



#### 1.8.2.2.4 Análisis estructural de las vigas horizontales

La pantalla de la compuerta radial se apoya sobre un conjunto de vigas horizontales colocadas a diferentes alturas con el propósito de lograr que la magnitud del empuje del agua sobre cada una de ellas sea el mismo.

De esta manera para revisar la estabilidad de las vigas horizontales de la compuerta radial en primer lugar se determinó dicha fuerza que para una altura carga hidráulica de 6.55 m, que refleja las condiciones actuales, se obtuvo que la carga repartida en cada viga es prácticamente de la misma magnitud y tiene un valor de 2.6 ton/m.

Para esta condición de carga se presentan, en las vigas horizontales, un esfuerzo de tensión mayor, en un 17%, al permisible por el perfil IPS cuando trabaja de forma aislada. Sin embargo, al estar las vigas horizontales soldadas con la pantalla de acero, sobre la que actúa el empuje hidrostático, aumenta considerablemente el momento de inercia de su sección transversal y disminuye el esfuerzo de tensión (Anexo 2).

Por otra parte, para una carga hidráulica de 7.20, que corresponde a la sobreelevación de la superficie libre del agua para derivar el gasto de  $108.5 \text{ m}^3/\text{s}$ , se observa que el empuje del agua sobre cada viga horizontal ya no tiene igual magnitud y varía entre valores de 2.9 ton/m, resaltando una de 3.4 ton/m, que corresponde a la viga cuya altura sobre el labio inferior de la compuerta es de 4.27 m.

Para estas condiciones el esfuerzo de tensión que se presentan en la viga horizontal que se encuentra a la elevación 5.81 m, a partir del labio inferior de la compuerta, es de un 50% superior al máximo permisible por el perfil IPS e iguales al esfuerzo de fluencia del acero.

El resultado anterior se debe fundamentalmente a que la viga horizontal que se ubica en la posición indicada tiene un peralte de solo 4", cuando todas las demás son de 10".



Después de estudiar varias alternativas de solución al problema de esfuerzos y deformaciones excesivas, se propone sustituir la viga curva de 4" de peralte por otra de 10"; es decir, a la altura de 5.81 m, medida a partir del labio inferior de la compuerta, se instalara una viga horizontal perfil tipo I de 10" de peralte.

Además, como parte de la solución, la mencionada viga de 4" se trasladara a la altura de 6.55 m, medida a partir del labio inferior de la compuerta. Con estas adecuaciones al esqueleto de la compuerta original se reducen significativamente los esfuerzos y las deformaciones que se presentaban, a tal grado que con la nueva estructuración todos los elementos cumplen con las normas técnicas aplicables.

En conclusión, el análisis de las vigas horizontales de la compuerta radial, considerando las adecuaciones descritas, resultó satisfactorio para las condiciones de carga que gravitaran sobre ella cuando el empuje hidrostático corresponda a la carga hidráulica de 7.40 m, que resulta de la sobreelevación del labio superior de la misma a la cota 78.40 m.

Esto es, para incrementar el gasto que se deriva al canal Humaya, a través de su obra de toma, se requiere realizar las siguientes modificaciones al conjunto de vigas horizontales que sirven de apoyo a la pantalla de acero de la compuerta, la cual tiene un espesor de 12.7 mm.

1.- Instalar una viga horizontal con perfil I de 10" de peralte, en sustitución de la viga de 4", a una distancia vertical de 5.81 m medida a partir del labio inferior de la compuerta radial.

2.- Reinstalar la viga horizontal mencionada en el inciso anterior a una nueva posición ubicada a una altura de 6.55 m, medida a partir del labio inferior de la compuerta radial. Los resultados de los análisis antes descritos realizados al conjunto de vigas horizontales de las compuertas radiales se anexan al presente.



## 1.9 Procedimiento constructivo

El proyecto nace a partir de la necesidad de mejorar las condiciones de servicio de la Presa Derivadora Andrew Weiss para garantizar el proveer seguridad y buen funcionamiento a la población beneficiada así como prolongar la vida útil de la estructura y de los elementos que la componen, los cuales son sometidos diariamente a un entorno extremo, en el que los agentes del intemperismo han generado daños y deterioro al paso de tiempo.

El enfoque principal del proyecto se centra en el mal estado y deterioro de la cresta vertedora, elemento que ya cuenta con un historial de trabajos preliminares en los que se instalaron 150 agujas a lo largo de los 265 metros de longitud de la cresta. Las agujas son secciones de acero separadas entre sí a 1.5 metros, ahogadas en el concreto de la cresta a una profundidad de 50 cm y cuentan con tabloncillos de madera con dimensiones de 2x4” instaladas en las separaciones. Al aumentar el nivel del embalse y verse sometidas a las fuerzas de empuje, el sistema de agujas y los deteriorados tabloncillos de madera, producen filtraciones considerables que generan un mal funcionamiento y desconfianza en la seguridad de los elementos.

Por lo demás, de la inspección visual realizada a los elementos estructurales que componen las agujas metálicas, se advierte la necesidad de protegerlos contra la corrosión por efecto de su oxidación en contacto con el medio ambiente y el agua, ya que presentan leves indicios de erosión localizada y una pérdida mínima de material asociada a tal ataque electroquímico, que de continuar puede alterar drásticamente sus propiedades mecánicas y disminuir su resistencia a los esfuerzos que se encuentran sometidas por efectos del empuje hidrostático que les trasmite la pantalla de madera. Sumado a esto, el muro lateral del desarenador presenta grietas que generan filtraciones de agua y hacen evidente la necesidad de un mantenimiento estructural e integral que permita a la Derivadora Andrew Weiss seguir trabajando con seguridad y eficiencia.



Para poder desarrollar un proyecto integral de mantenimiento y conservación se requirió el realizar los estudios pertinentes que nos indicaran la mejor alternativa con base en una evaluación estructural y funcional a la presa. Para lograr esto fue necesario realizar estudios de topografía a lo largo del canal principal Humaya, haciéndolo también en las entradas principales y secundarias al canal, con la finalidad de realizar un análisis del flujo y funcionamiento hidráulico en esa parte del Humaya, que nos permitiera evaluar su comportamiento hasta su llegada a la presa derivadora. También se realizaron pruebas estructurales y de calidad al concreto, de la derivadora Andrew Weiss, mediante la extracción de núcleos de concreto, en puntos específicos, arrojando resultados que nos permitieran evaluar su condición actual y plantear el proyecto que a continuación presentamos.

Como procedimiento en la ejecución del proyecto de mantenimiento y conservación se propone lo siguiente:

### 1.9.1 Encamisado de concreto armado a lo largo de la cresta vertedora

Dentro de esta etapa, se tendrá que ranurar la cresta antes y después del muro de 1.5 metros de espesor de la cresta vertedora, donde se encuentran instaladas las agujas, esto para no ranurar el muro, solo las márgenes a lo largo de los 245 metros de longitud, en la pantalla del vertedor, con la finalidad de anclar a una profundidad de 30 cm el encamisado de concreto armado en ambos lados de la cortina, antes y después del muro de 1.5 metros.

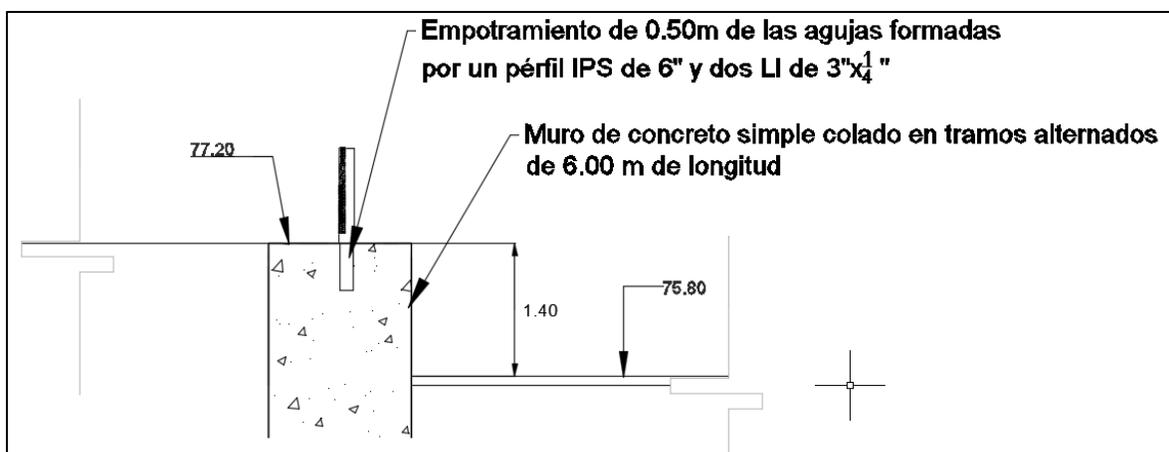


Figura 1.51 Estado actual de la estructura.

El encamisado será de concreto hidráulico  $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$  armado con una malla de acero, varilla #3@30cm y cuyo espesor será de 10cm. Para poder llevarlo a cabo se tendrá que realizar el suministro de los materiales requeridos para crear el concreto, así como el acero necesario para crear el armado, además deberá haberse llevado a cabo la limpieza del lugar ante la presencia de residuos de demolición originados del ranuramiento de la pantalla en el vertedor en donde se realizará el anclaje.

Para poder unir satisfactoriamente el concreto nuevo con el viejo se adicionará al concreto un aditivo especial [Pegacreto o similar] para juntas entre concretos de diferentes edades y resistencias, el aditivo creará una mejor unión entre los concretos,

reduciendo al mínimo el riesgo de levantamiento, grietas o filtraciones posteriores al fraguado del concreto nuevo.

Los detalles son presentados en los planos del proyecto, en los cuales puede apreciarse muy el diseño de los nuevos elementos que colaborarán con el mantenimiento y conservación de la presa Andrew Weiss.

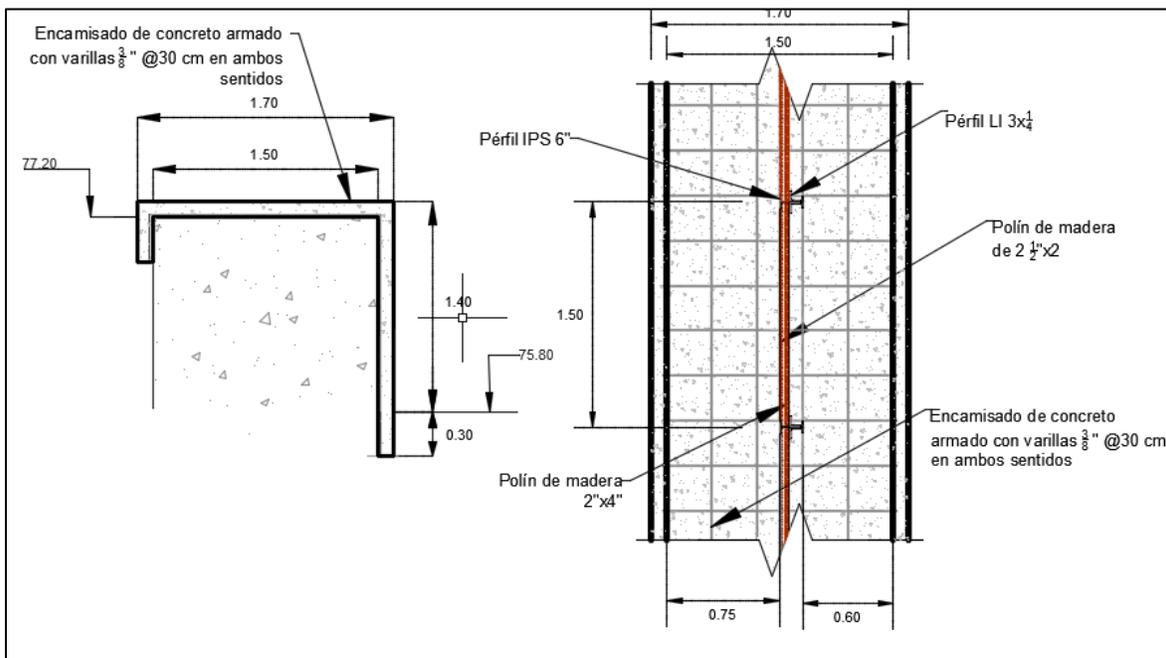


Figura 1.52 Encamisado de la pantalla.

## I.9.2 Soldado de perfil IR y ángulo a las agujas existentes

A las guías de las agujas existentes se les soldara un tramo de 50 centímetros siguiendo la estructura existente de los perfiles [IPS] + 2 ángulos. Cabe destacar que estos trabajos se efectuaran en campo para no dañar la pantalla de la presa al retirar las guías.

Las guías esta hechas de un perfil IPS de 6"x22.4 kg/m, y dos perfil tipo LI 3"x1/4", dichos perfiles LI están soldados a cada uno de los costados del perfil IPS como se muestra en la figura siguiente; esto con el objetivo de poder tener un canal para colocar los tablonés de madera de las agujas.

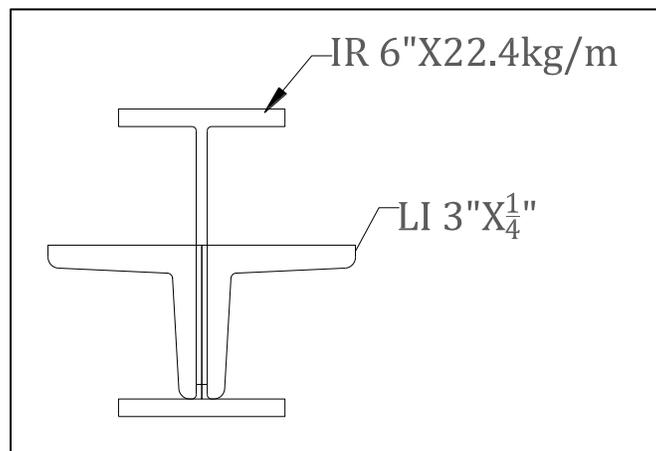


Figura 1.53 Perfil de las agujas.

Previamente a la soldadura en cada guía el tramo de 50 centímetros se hará el arreglo en taller de los perfiles IPS y LI que se añadirán, esto para reducir el tiempo de soldado en campo.

Antes de empezar la soldadura se limpiarán las guías y se limpiarán las superficies con chorro de arena a metal blanco, se pondrá base de resina époxica no esterificada o bien 100% inorgánica de zinc y un acabado de vinílico de altos sólidos.

Una vez limpio y preparado cada elemento se procederá a efectuar la soldadura con electrodo, la cual será 7018 con 9 mm de espesor a filete.

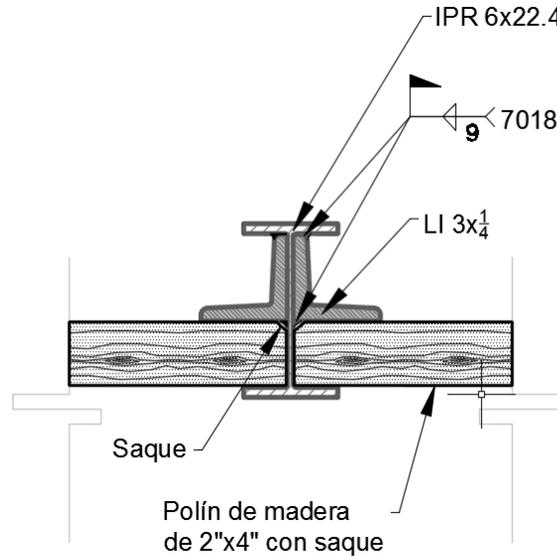


Figura 1.54 Unión de perfiles.

### 1.9.3 Instalación de tablonces de madera

Se seleccionaron los tablonces, con las dimensiones especificadas en los planos de proyecto, para cumplir la función de cresta vertedora. Los tablonces estarán sometidos a fuerzas de empuje, cumpliendo la misma función de los tablonces que a la fecha se encuentran trabajando en malas condiciones, mejorando las condiciones de servicio y funcionamiento de la cresta, apoyándose estructuralmente en las agujas a las cuales estarán unidos y mejorarán el desempeño que se tiene actualmente.

La selección de estos perfiles de madera se realizó pensando en que duren muchos años más que los tablonces anteriores, de tal manera que se conserven funcionando adecuadamente.

Antes de la instalación de los tablonces de madera se deberán cortar según la longitud requerida, las dimensiones son detalladas en los planos del proyecto.

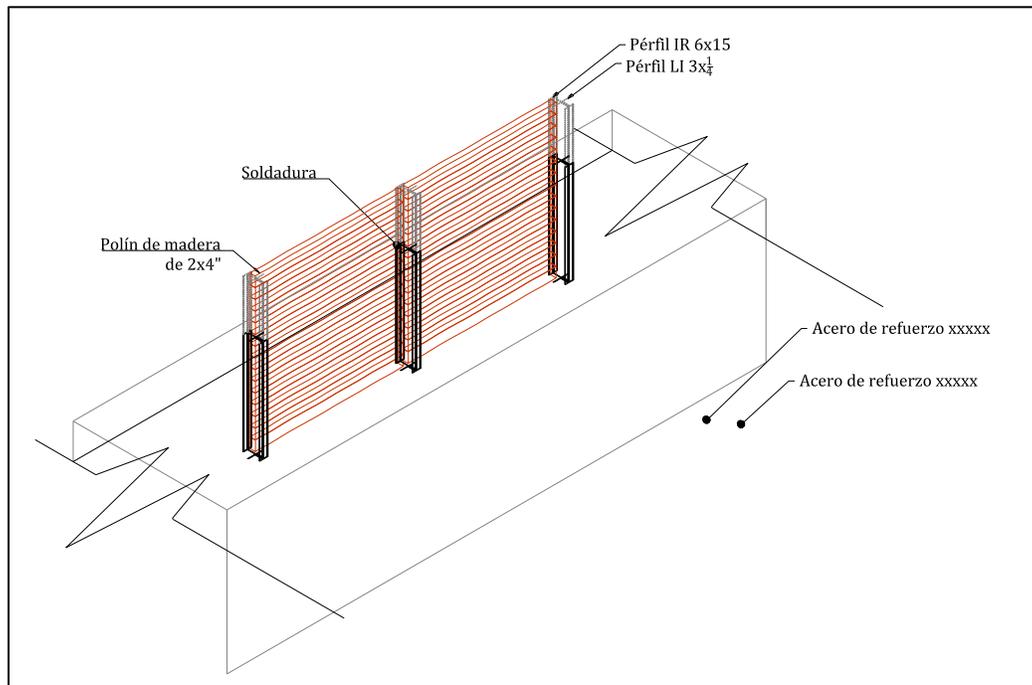


Figura 1.55 Vista del terminado de las agujas con el encamisado.



Para la instalación de los tablonés de madera será necesario cuidar de manera rigurosa la unión de uno con otro, adicionando, en las juntas entre tablonés de manera horizontal, un pegamento adecuado o sellador que impida las filtraciones del agua al aumentar el tirante, hasta que llegue al nivel de las agujas y comenzar a verter por la parte superior. También se deberá poner suma atención en la unión e interacción aguja-tablón.

Es de suma importancia reducir al mínimo las filtraciones ya que la función de los tablonés es la de permitir que crezca la carga hidráulica conforme aumenta el nivel, ya que si se permitieran las filtraciones, sería difícil alcanzar los objetivos deseados.



#### 1.9.4 Rehabilitación muro lateral de desarenador

El muro lateral del desarenador divide a la cortina vertedora del canal desarenador. Actualmente presenta grietas muy notables por las cuales se filtra al agua del embalse. Para la rehabilitación de este muro se recomienda la utilización de un material que selle las grietas. Uno de estos selladores puede ser la lechada de concreto inyectada en las ranuras o la implementación de un material impermeable que recubra la pared e impida que el agua siga pasando a través del muro.

Las pruebas realizadas al concreto del muro, al extraer núcleos de pruebas y haber sido ensayados, sugieren aún una buena resistencia del concreto en la paredes aunque hacen evidente su deterioro ante las condiciones de humedad y clima extremo por lo cual, se recomienda aportar una mayor estabilidad y refuerzo, obteniéndolo mediante la instalación de una vigueta prefabricada de concreto con dimensiones y detalles especificados en los planos de proyecto.

La función de la vigueta, además de crear una mayor estabilidad en la estructura, es la de crear la confianza y seguridad de la misma, prolongando su tiempo de vida y cumpliendo con los objetivos de mantenimiento y conservación deseados aplicar a la Presa Derivadora Andrew Weiss. Sumado a lo anterior, la vigueta quedará al mismo nivel que las agujas y los tablonés rehabilitados de la cresta vertedora.

La vigueta será instalada en la parte superior del muro y anclada al concreto del muro del desarenador, con los detalles especificados en los planos, sellada de tal manera que reduzca al mínimo las infiltraciones en caso de crecer el tirante.

Para poder lograr reducir las filtraciones entre la vigueta y el muro lateral, se plantea el poner en la junta una membrana de neopreno, que colabore como empaque.

La vigueta será trasladada al sitio y acondicionada a las necesidades del proyecto, cuyas dimensiones y detalles se localizan en los planos anexos del proyecto.



### 1.9.5 Rehabilitación de las compuertas radiales del desarenador

El canal desarenador de la presa presenta condiciones actuales de deterioro, principalmente de oxidación en los elementos de acero. Las condiciones extremas de intemperismo a las cuales se ha visto expuesta desde su instalación, han generado corrosión en el acero de las compuertas radiales.

Se realizaron las pruebas de calidad correspondientes al acero y los datos sugieren que aún pueden seguir utilizándose sin ningún problema, aunque deberán aplicársele las adecuaciones y cuidados, así como labores de mantenimiento mencionadas a continuación.

Ya que las compuertas presentan óxido en la mayor parte de la misma, deberán aplicársele labores de limpieza y recubrimiento con materiales que protejan al acero y permitan a las compuertas seguir trabajando por mucho más tiempo garantizando que la intemperie no acelerará la corrosión y el deterioro de cada compuerta radial por ser un elemento muy importante en el control del flujo.

Las adecuaciones que plantea el proyecto establecen añadir un tramo extra a la compuerta, a manera de seguridad ante el aumento del tirante y con la finalidad de tener un mejor control de la obra de toma, así como ganar carga hidráulica suficiente para cumplir con el gasto requerido por los beneficiarios trabajando basados en el análisis de bordo libre requerido.

Las adecuaciones a las compuertas radiales son detalladas en los planos del proyecto, en los cuales se puede apreciar el tipo de soldadura y acero que serán implementados. La nueva geometría de la compuerta, planteada en el proyecto, se diseñó con base en un análisis estructural, el cual sugirió realizar la adecuación de la manera especificada en planos anexos.



Con la realización de las tareas se mejorarán las condiciones de servicio y se dará por finalizado el mantenimiento de la estructura hidráulica, de igual manera la conservación de la Presa Derivadora Andrew Weiss, garantizando un mejor funcionamiento al actual y proyectando que su vida útil se prolongue por mucho tiempo más.

Para un mayor entendimiento de lo que en procedimiento se menciona, se recomienda revisar los planos anexos, en los cuales de manera clara se puede llegar a un mejor entendimiento de lo que en este texto se menciona.

### 1.10 Presupuesto base

El proyecto completo de sobreelevación de la presa derivadora Andrew Weiss, puede verse desglosado en el anexo 1, en donde se encuentra el catálogo de conceptos, el presupuesto base, especificaciones particulares de construcción, tarjetas de análisis de precios unitarios, memoria descriptiva y planos. El presupuesto es de \$ 5,257,932.78 (Cinco millones doscientos cincuenta y siete mil novecientos treinta y dos pesos 78/100 M.N.) Sin incluir el IVA.



## 2 REPRESAS, CATORCE PROYECTOS

### 2.1 Introducción

Los agricultores de los distritos de riego 010 Culiacán Humaya y 074 Mocorito, del estado de Sinaloa, han manifestado su preocupación por las limitaciones del servicio de riego, derivadas de las restricciones en la capacidad del Canal Principal Humaya (**CPH**). Lo anterior ha motivado a la Comisión Nacional del Agua (**CONAGUA**) a revisar y mejorar las condiciones de operación y las capacidades del CPH, sus estructuras tanto en la conducción, como en la distribución del sistema en su conjunto.

El sistema como tal que incide en el Proyecto General de Sobreelevación del **CPH**, lo constituyen las fuentes de abastecimiento de agua aprovechables que escurren por los ríos, sus afluentes, acuíferos y aguas de retorno, como son: los ríos Tamazula, Humaya, San Lorenzo y Mocorito. Las presas de almacenamiento Adolfo López Mateos (El Varejonal), Sanalona, José López Portillo (El Comedero) y Eustaquio Buelna. Las presas derivadoras Andrew Weiss e Ing. Carlos Carvajal Zarazúa. Las Estaciones de bombeo de rescate de aguas fijas y móviles. El sistema de conducción está constituido por el **CPH** de poco más de 182 km, los 25 sifones, el túnel de 1.25 km que cruza el cerro Tecorito y los 11 diques entre los que destacan por su longitud y área de embalse El Batamote y Mariquita, mientras que el sistema de operación lo constituyen las represas y sus compuertas radiales y deslizantes o las agujas, las obras de toma con sus compuertas, las estructuras de cruce como son los puentes vehiculares y peatonales, las alcantarillas y también los sifones que cruzan el **CPH**, las entradas de agua al canal con todas sus variantes de control.

Bajo este contexto y dada la importancia que revisten los compromisos de la administración actual del Gobierno Federal frente a los grupos sociales, se encuentra el proyecto general de la sobre-elevación del **CPH**, para aumentar la capacidad de respuesta en el riego de los cultivos, además de una sustancial mejora en el diseño y



funcionalidad de las estructuras, con el compromiso de mejorar la eficiencia del riego, la producción y productividad por parte de los usuarios.

Bajo este contexto y dada la importancia que revisten los compromisos de la administración actual del Gobierno Federal frente a los grupos sociales, se encuentra el proyecto general de la sobre-elevación del **CPH**, para aumentar la capacidad de respuesta en el riego de los cultivos, además de una sustancial mejora en el diseño y funcionalidad de las estructuras, con el compromiso de mejorar la eficiencia del riego, la producción y productividad por parte de los usuarios.

Los trabajos realizados en simulación por el IMTA en 2013, mostraron que es necesario sobreelevar los primeros 145+000 km del CPH, así como adecuar sus estructuras con el poder conducir los 120 m<sup>3</sup>/s derivados en la obra del toma en la Presa Andrew Weiss. Durante 2015, la CONAGUA indicó que el gasto máximo a derivar en la obra de toma sería igual a 108 m<sup>3</sup>/s, en una primera etapa. Se realizó una segunda revisión para este gasto y se encontró que algunas estructuras no debían de ser modificadas. En caso de que así fuera el proyecto consideraría el objetivo final de conducir 120 m<sup>3</sup>/s.

## 2.2 Localización

### Localización regional

Culiacán, oficialmente Culiacán Rosales, es una ciudad del noroeste de México, capital y ciudad más grande del Estado de Sinaloa y del Municipio de Culiacán. El nombre genuino azteca es Colhuacán o Culhuacán que se compone de colhua o culhua, y de can, lugar; y significa: "lugar de los colhuas, esto es, habitado por la tribu colhua;" es popularmente más aceptado el significado de "lugar de los que adoran al Dios Coltzin".

Se ubica en la región centro del Estado de Sinaloa, formando parte del noroeste de México. Le corresponden las coordenadas: 24°48'15" N (latitud norte) y 107°25'52" O (longitud oeste), con una altitud de 54 msnm, ver figura siguiente.



Figura 2.1 Macrolocalización de Culiacán, Sinaloa.

Está ubicada a 1,240 km de la Ciudad de México, desde Culiacán hasta Tepic, hay solamente 502 km; a Durango, 536 km; a Hermosillo, 688 km; a Guadalajara, 708 km; a Monterrey, 1,118 km; Chihuahua, 1,159 km; a Tijuana, 1,552 km; y a Matamoros, 1,434 km.

## Ubicación de las represas

El sitio de las represas existentes se localiza entre los municipios de Culiacán y Mocorito; como se muestra a continuación:

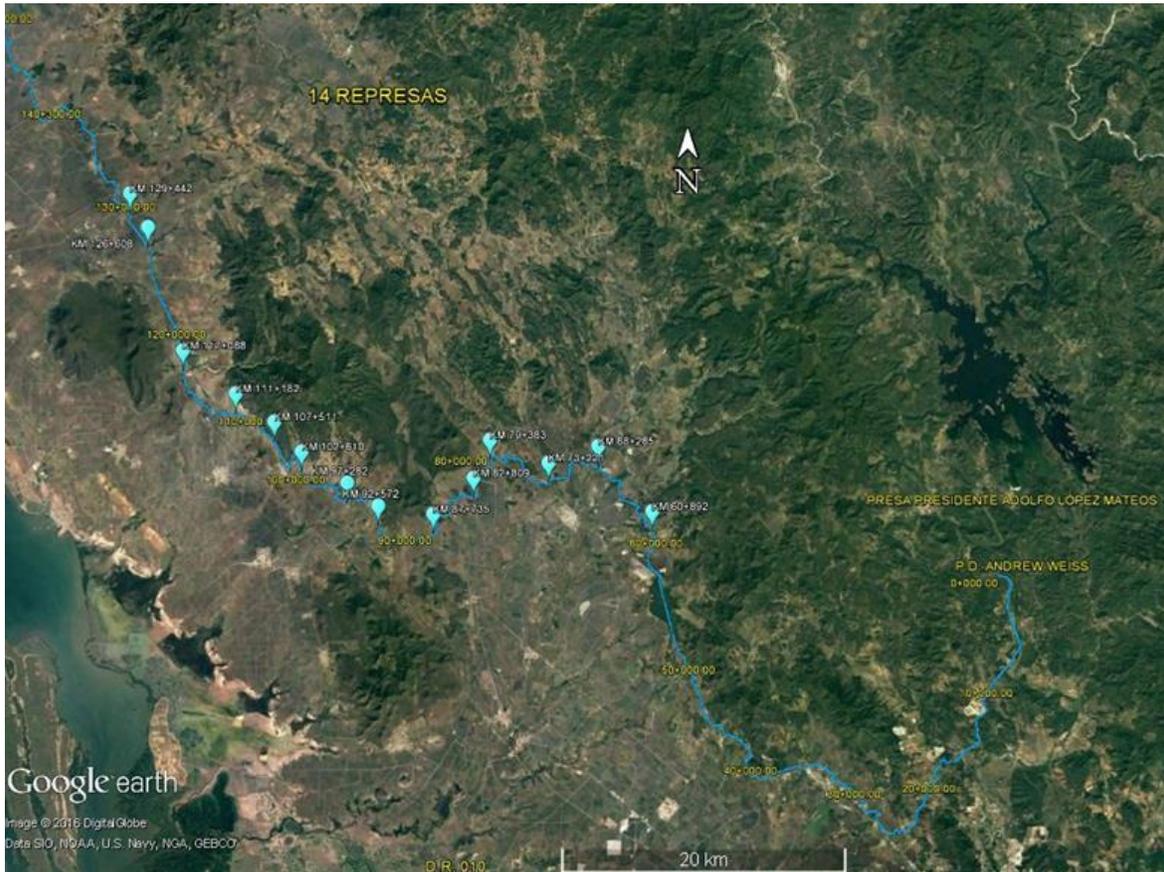


Figura 2.2 Localización de las 14 represas, en el CPH.

A continuación se presentan imágenes de las catorce represas del CPH objeto de este convenio.

1. Vista general de la represa km 60+892 (55+984 CONAGUA)



2. Vista general de la represa km 68+285 (63+160 CONAGUA)



3. Vista general de la represa km 73+221 (68+090 CONAGUA)



4. Vista general de la represa km 79+383 (74+220 CONAGUA)



5. Vista general de la represa km 82+809 (77+720 CONAGUA)



6. Vista general de la represa km 87+735 (83+659 CONAGUA)



7. Vista general de la represa km 92+572 (88+406 CONAGUA)



8. Vista general de la represa km 97+282 (92+920 CONAGUA)



9. Vista general de la represa km 102+610 (98+310 CONAGUA)



10. Vista general de la represa km 107+511 (103+206 CONAGUA)



11. Vista general de la represa km 111+182 (106+359 CONAGUA)



12. Vista general de la represa km 117+088 (112+776 CONAGUA)



13. Vista general de la represa km 126+608 (120+416 CONAGUA)



14. Vista general de la represa km 129+442 (123+510 CONAGUA)



Figura 2.3 Represas del CPH objeto de este convenio.



## 2.3 Problemática

Ante la falta de un adecuado programa de mantenimiento y a sus más de 50 años de operación, el **CPH** presenta un deterioro en su infraestructura, generando una baja eficiencia, con un importante incremento en las pérdidas de carga, en la capacidad de conducción tanto de los tramos de canal como en las estructuras de control, cruce y derivación. De esta manera resulta que dichas pérdidas son mayores a las esperadas por no haberse ejercido un adecuado programa de inversiones en mantenimiento. Esto ha ocasionado, entre otros problemas resolver la necesidad de aumento a los niveles requeridos para extraer y conducir los caudales máximos de operación desde el bajo nivel de la Presa Andrew Weiss (**PAW**), hasta una mejor capacidad de la red de canales de conducción y distribución.

Este problema combinado con un incremento en la demanda de riego, se ha venido reflejando y acentuando a lo largo de los 50 años de operación del sistema y en particular de la derivadora, requiere la instalación de agujas en la cresta vertedora para aumentar la carga y derivar el gasto de operación requerido, además de los muros del desarenador-desfogue, así como la sobre-elevación de tramos de canal y la ampliación de algunas represas y sifones. Esta situación se magnifica ante la falta de capacidad de origen que tienen algunas de sus estructuras, o limitadas como la del túnel Tecorito. La situación es tal, que el gasto máximo que se ha podido transitar en el canal apenas alcanza los 90 m<sup>3</sup>/s.

La falta de capacidad de conducción y de respuesta en la entrega de volúmenes del **CPH** hacia la zona de riego en los periodos de máxima demanda, ha originado limitaciones en la atención de la demanda de agua para riego y consecuentemente afectaciones en algunos cultivos que no alcanzan su máximo potencial de producción. Lo anterior genera a la vez afectaciones a los usuarios del servicio de riego que atiende el canal, quienes han manifestado su interés y oportunidad de entrega, por mejorar la capacidad del canal para la cual la CONAGUA ha estimado elevar la capacidad a 120 m<sup>3</sup>/s.



Actualmente las estructuras, y obras auxiliares como represa y puentes vehiculares funcionan correctamente, sin embargo, se requieren hacer cambios para algunas de ellas localizadas por abajo del nivel de aguas extraordinario del CPH o en la zona del bordo libre o sobre-bordo. Se tendrán que proponer acciones de mejora, adecuación y rehabilitación mayor para mantenerlas en condiciones óptimas de operación. Para ello se integrarán los expedientes técnicos de cada proyecto ejecutivo con éstas memorias técnicas descriptivas, los generadores de obra, catálogos de conceptos, presupuesto base, especificaciones técnicas de construcción y planos de proyecto referidos a las decisiones y acciones tomadas.

Las consideraciones tomadas para decidir el diseño y la construcción de estas nuevas represas se derivaron del diagnóstico general que se presenta en este capítulo.

Se percibe un completo abandono, deterioro, desmantelamiento y destrucción de los elementos de las represas del conjunto; además en algunas de las compuertas se registra una operación manual con poca frecuencia.

Las 14 represas en estudio que forman parte del CPH son tan necesarias para mejorar la operación y eficiencia del sistema de la Red Mayor, que han tenido que sumarse a los contenidos del diseño como condición necesaria para evitar una solución parcial del problema de equidad y distribución del agua entre los usuarios.

Actualmente se estima que apenas un 10% de todas las represas tienen posibilidad de electrificar y automatizar los sistemas. La inversión para llevar a cabo la instalación de la red eléctrica tendría que programarse junto con la pavimentación del camino, ya sea mediante el tendido completo desde los puntos más cercanos de la distribución de energía convencional o mediante un sistema mixto con energía solar.

Existe la creencia de que no vale la pena instalar sistemas sofisticados de iluminación en puentes, de control y operación en las represas, de medición y distribución del agua sobre el canal, ante el pillaje, robo y destrucción. El responsable de la Red Mayor debe



contar con un sistema de control y vigilancia, con personal durante los tres turnos, con respuesta en tiempo real de lo que ocurra en cada represa o punto de interés y conectado con los cuerpos de seguridad, pero sobretodo promover el cambio hacia un sistema eficiente y seguro como condición para volver a construir y operar las represas en beneficio de los usuarios.

Entre las estructuras que mayor deterioro alcanzan son aquellas que no se usan, pues las más de las veces son atacadas por la corrosión en el caso de los aceros estructurales y de los concretos por la erosión hídrica y los agentes fisicoquímicos también en los aceros de refuerzo. En buen número de las represas se ha detectado un alto grado de depredación de los equipos, justamente por el desuso y abandono asociado.

Los criterios de diseño tanto de las estructuras, como de los sistemas de hardware y software para operar las compuertas, sin duda, deben acompañarse de un alto grado de equipamiento orientado a mejorar la seguridad, de ser posible con geo posicionadores, localizadores y alarmas, con claves de accesos restringidos a las instalaciones locales y centralizadas; es decir, que las pasarelas o losas de maniobras, deben convertirse en casas de máquinas y tableros de control para cada conjunto de represas y desfogues si fuera el caso.

Todas las represas han alcanzado su vida útil al cumplir poco más de 50 años, de no operar en su mayor parte. Existen represas que fueron ampliadas sin una planeación previa, sin un adecuado diseño, tanto del tercer vano, como de las transiciones de entrada y de salida, con compuertas deslizantes o radiales que nunca fueron terminadas correctamente.

El tema de la reparación y rehabilitación de este tipo de estructuras, además de la complejidad que representan cualquiera de estas acciones, por el medio y las condiciones para llevar a cabo los trabajos, no garantiza un acabado seguro y funcional, dado que de origen fueron manipuladas, sin planos del proyecto original, sin



conocimiento previo del estado físico del suelo de desplante, de la calidad y características de los materiales. El someter una estructura a nuevas condiciones de trabajo, con mayores empujes hidrostáticos, cargas muertas y accidentales, sin tener los elementos de análisis estructurales, de pruebas y resultados de laboratorio que permitan establecer cierto grado de certidumbre, resulta un riesgo elevado de consecuencias impredecibles.

En este breve diagnóstico se presenta una muestra con imágenes del grado de deterioro de las estructuras de las represas y puentes asociados en algunos casos, que dan idea clara de la importancia y la necesidad de demoler las estructuras, de diseñar nuevas represas para cada sitio, aprovechando las nuevas tecnologías, pero sobretodo condicionadas a la electrificación para operar, mantener y guardar una simetría sobre el eje del CPH en la distribución de las tres compuertas, sean estas para cada sitio del mismo ancho, o bien la central de un ancho distinto de las laterales, todas con la misma altura. Por otra parte la sobreelevación traería por consecuencia una mayor carga sobre los muros laterales, requerimiento que sería cubierto con una trabe de liga en la parte superior de los muros, coincidiendo aguas abajo, prácticamente sobre las ménsulas de soporte de las compuertas.



Compuerta radial con fisuras en placa de retención



Exposición de acero de refuerzo en ménsula



Fallo de muros de contención pertenecientes a la represa



Compuertas radiales, maquinaria y mecanismos operadores expuestos



Desprendimiento de la losa de transición de salida y parapeto desplomado



Arboles ejerciendo presión sobre muros en transición de salida



Parapetos destruidos



Protecciones de concreto reforzado destruido y expuesto al intemperismo



Falta de mantenimiento generalizado a las compuertas radiales



Estructura de protección colapsada



Falla en muros cubiertas por el agua

Figura 2.4 Grado de deterioro de las estructuras de las represas.



## DIAGNÓSTICO DE LAS 14 REPRESAS

Como resultado de la inspección de las 14 represas en estudio se detectan los siguientes problemas de carácter estructural, funcional y de operación:

- Fisuras en compuerta radial.
- Oxidación de compuerta radial.
- Acero de refuerzo expuesto.
- Deterioro de concreto
- Maquinaria en desuso y obsoletas
- Zonas de talud sin recubrimiento de concreto
- Sifones aguas debajo de la represa existente que obliga la construcción de la represa aguas arriba de la existente.

Dada la importancia de estas obras de infraestructura y como consecuencia de los años de vida útil que deben tener, pensar en una rehabilitación no se considera una solución óptima. La edad de la estructura estaría limitada por los más de 50 años que actualmente tienen las estructuras existentes.

Por tal motivo, se recomienda la construcción de nuevas represas, aguas abajo de la existente, cumpliendo con las normas y reglamentos más actuales a la fecha.



Figura 2.5 Fisuras y Oxidación en compuerta en la represa Km 60+892 (KM 55+984).



Figura 2.6 Acero de refuerzo expuesto en la represa Km 60+892 (KM 55+984).



Figura 2.7 Fisuras en compuertas radiales en la represa del km 68+285 (KM 63+160).



Figura 2.8 Zonas de talud sin recubrimiento en la represa del km 73+221 (KM 68+090).



Figura 2.9 Sifón aguas debajo de la represa del km 79+383 (KM 74+220)



Figura 2.10 Deterioro de Concreto en la represa del km 82+809 (KM 77+720)



Figura 2.11 Compuertas con fisuras y dañadas en represa del km 87+735 (KM 83+659).



Figura 2.12 Compuertas con fisuras y dañadas en represa del km 92+572 (KM 88+406).



Figura 2.13 Compuertas dañadas y fisuradas de la represa del km 97+282 (KM 92+920).



Figura 2.14 Oxidación en Compuerta de la represa del km 102+610 (KM 98+310).



Figura 2.15 Deterioro de Concreto en la represa del km 107+511 (KM 103+206).



Figura 2.16 Deterioro del concreto de la represa km 111+182 (KM 106+359).



Figura 2.17 Maquinaria Obsoleta y en desuso en represa km 117+088 (KM 112+776).



Figura 2.18 Sifón aguas debajo de la represa del km 126+608 (KM 120+416).



Figura 2.19 Sifón aguas debajo de la represa del km 129+442 (KM 123+510).



## 2.4 Estudios preliminares

Para el desarrollo de los proyectos ejecutivos de represas se realizaron diferentes estudios entre los que destacan: topografía, geotécnica e hidráulico.

### 2.4.1 Topografía

Basado en el estudio realizado por CONAGUA (Diciembre, 2013) “*Actualización del Proyecto Ejecutivo de Sobre-elevación del Canal Principal Humaya y Presa Derivadora Andrew Weiss, en el Estado de Sinaloa (Primera Etapa)*” se utiliza como referencia la configuración topográfica y geométrica establecida en dicho estudio para obtener las condiciones y niveles de diseño para la represa.

La mencionada configuración topográfica considera los municipios de Culiacán, Angostura y Guamúchil, desde la presa Derivadora Andrew Weiss (**PAW**), (km 0+000) hasta el (km 181+300). Las actividades consistieron en la localización y establecimiento de bancos de referencia para la planimetría y altimetría, la nivelación de una poligonal de apoyo, el levantamiento de estructuras de control y la altimetría para obtener secciones del canal a equidistancias de 100 m en los primeros 126 kilómetros y a cada kilómetro en el tramo final del canal.

Las estructuras levantadas entre los kilometrajes desde la PAW hasta el km 181+300, se muestran en la Tabla 2.1.



Tabla 2.1 Número de estructuras levantadas desde la **PAW** hasta el km 181+300.

| <b>ESTRUCTURA</b>        | <b>NÚMERO</b> |
|--------------------------|---------------|
| Entradas de Agua         | 68            |
| Diques                   | 11            |
| Sifones                  | 22            |
| Puentes peatonales       | 16            |
| Puentes vehiculares      | 38            |
| Puente sobre ferrocarril | 2             |
| Represas                 | 30            |
| Tomas laterales          | 33            |
| Tomas                    | 55            |
| Desfogues                | 37            |
| <b>Total</b>             | <b>312</b>    |

## II.4.2 Geotécnia

La actividad orogénica asociada a la subducción sostenida de la placa oceánica Farallón, debajo del borde occidental de América del Norte, dejó marcadas evidencias de su paso por el noroeste de México, especialmente durante el Cretácico y el Paleógeno. Entre éstas, destaca el emplazamiento de la porción sur del Batolito de las Sierras Peninsulares a través de Baja California y la porción occidental de Sinaloa, y del cinturón volcánico-plutónico laramídico en Sonora y Sinaloa.

En la porción centro-norte de Sinaloa, las características geomorfológicas de la angosta planicie costera se relacionan preferentemente con el desarrollo de las llanuras aluviales de los ríos San Lorenzo, Culiacán, Mocorito, Sinaloa y Fuerte, entre otros de menor importancia. Son ríos de cuenca de drenaje pequeña dada la proximidad de la Sierra Madre Occidental al litoral. Figura 2.20.

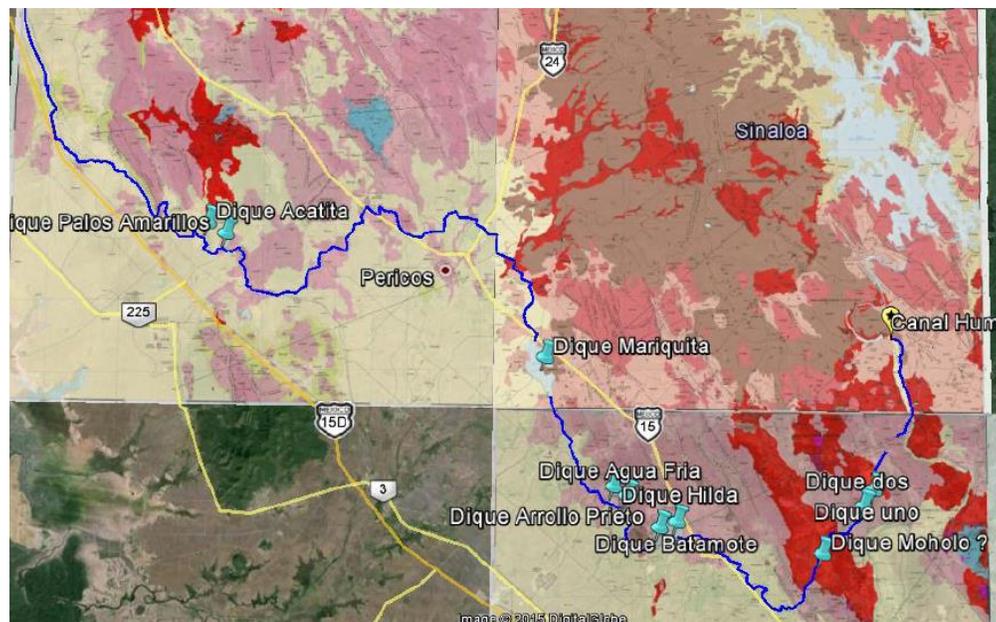


Figura 2.20 Canal Humaya sobrepuesto en las cartas Geológico-Mineras de Culiacán, Perico y Mocorito.

Las llanuras, desarrolladas preferentemente por los procesos aluviales habidos a partir del Pleistoceno han sido ampliamente acrecentadas durante el Reciente; están



formadas por depósitos deltaíco-estuarinos, lagunares y de antiguas playas y dunas. Durante su evolución han sido rellenados algunos cuerpos lagunares y abandonados varios cauces fluviales.

Los sedimentos que constituyen a la planicie costera han sido aportados por los ríos y arroyos que drenan la vertiente pacífica de la Sierra Madre Occidental, y que en su curso erosionan rocas volcánicas cretácicas y terciarias, y algunas intrusiones según la Carta Geológica de la República Mexicana (1992) y el Atlas de Sinaloa (1980).

Los afloramientos de las rocas ígneas laramídicas siguen un alineamiento NWSE, y comprenden numerosos plutones de dimensiones variables, cuya composición varía entre cuarzodiorita y granito. Estos plutones están, a su vez, cortados por enjambres de diques de aplita, pegmatita, granófico y lamprófico. Las rocas volcánicas laramídicas se caracterizan por aglomerados y derrames de lava de composición intermedia, seguidas por tobas andesíticas intercaladas localmente con depósitos lacustres fosilíferos en algunos lugares, los cuales están, a su vez, sobreyacidos por derrames y tobas riolíticas y riodacíticas. Debido a su relativa mayor resistencia a la erosión, las rocas volcánicas están mejor preservadas en la porción oriental del cinturón, mientras que al oeste el cinturón está dominado por granitoides intensamente erosionados.

La mayor parte del **CPH** se localiza en *limos-arenas* y rara vez cruza por *andesitas-tobas andesíticas* evitando y rodeando así las estructuras de mayor altitud, con algunas excepciones como la del túnel “El Tecorito”.



### 2.4.3 Hidráulica

Según el informe realizado por el “*Consortio de Ingeniería Mexicana, S.A. de C.V.*”, las características hidráulicas del sitio en estudio son las siguientes: el canal fue diseñado para conducir en su parte inicial un gasto de  $100 \text{ m}^3/\text{s}$ ; sin embargo, en la práctica el máximo que se ha logrado transportar es de  $85 \text{ m}^3/\text{s}$ , situación que se da invadiendo el nivel de bordo libre, cuidando el desbordamiento en zonas donde se perdió por erosión parte del borde, deshabilitando las obras de excedencias y retirando compuertas.

Con el fin de eliminar estos problemas e incluso incrementar la capacidad del canal por encima de los  $100 \text{ m}^3/\text{s}$ , para abastecer nuevas áreas de riego, se han realizado diferentes propuestas y trabajos de entre los cuales destacan: la sobre elevación de bordos del canal en los primeros 5 km y en algunos tramos intermedios, trabajos de limpieza y control de lirio acuático en las lagunas laterales que se forman en los diques, ampliaciones en represas (puntos de control con compuertas) para ampliar su área hidráulica. De estudios previos, se ha determinado que la capacidad real del canal no es la de diseño. El problema de falta de capacidad se agrava en los primeros kilómetros por efecto del sifón Arroyo Grande y el Túnel El Tecorito.

Para fines prácticos las nuevas represas se desplantarán aguas abajo de la represa existente, por lo que se seleccionó la sección de las estaciones mostradas en las figuras como referencia de dibujo y de geometría hidráulica, área hidráulica, etc.

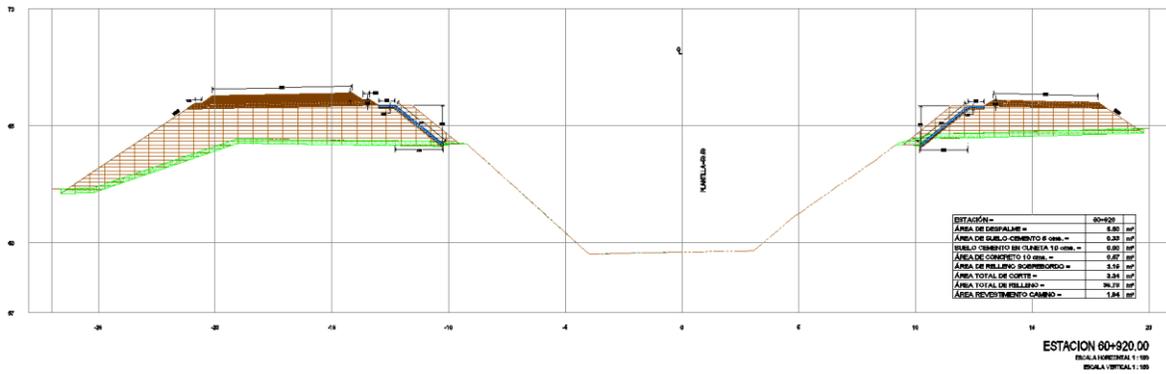


Figura 2.21 Sección de la estación 60+920 (km 55+984 Conagua) del CPH.

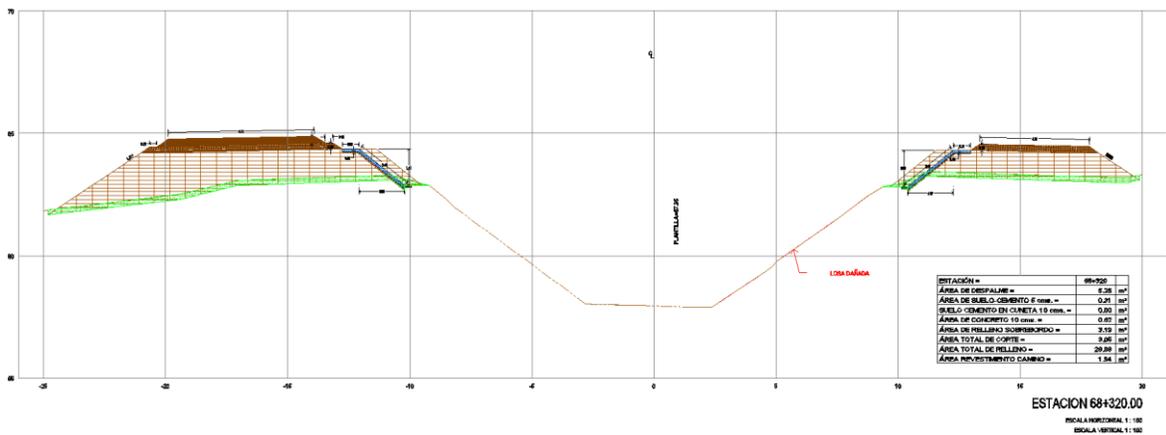


Figura 2.22 Sección de la estación km 68+320 (km 63+160 Conagua) del CPH.

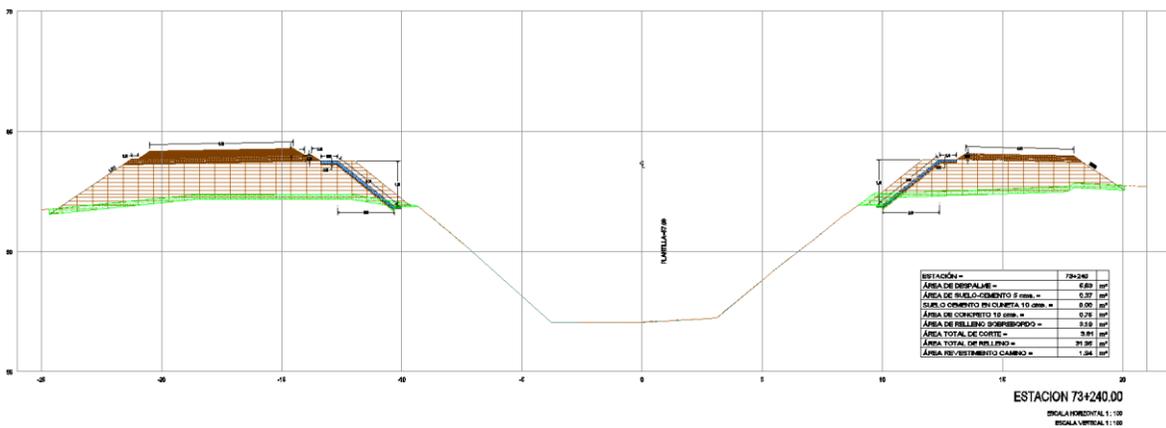


Figura 2.23 Sección de la estación km 73+240 (km 68+090 Conagua) del CPH.

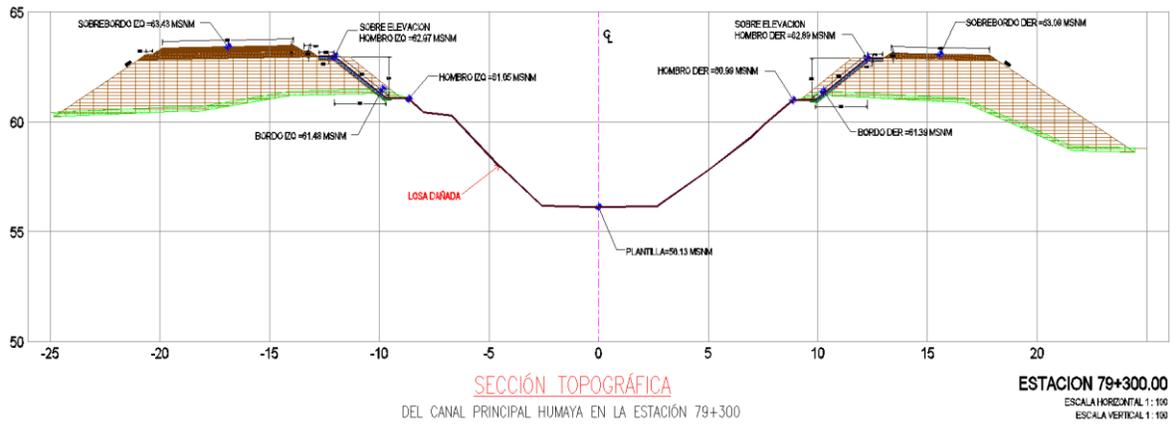


Figura 2.24 Sección de la estación km 79+300 (km 74+220 Conagua) del CPH.

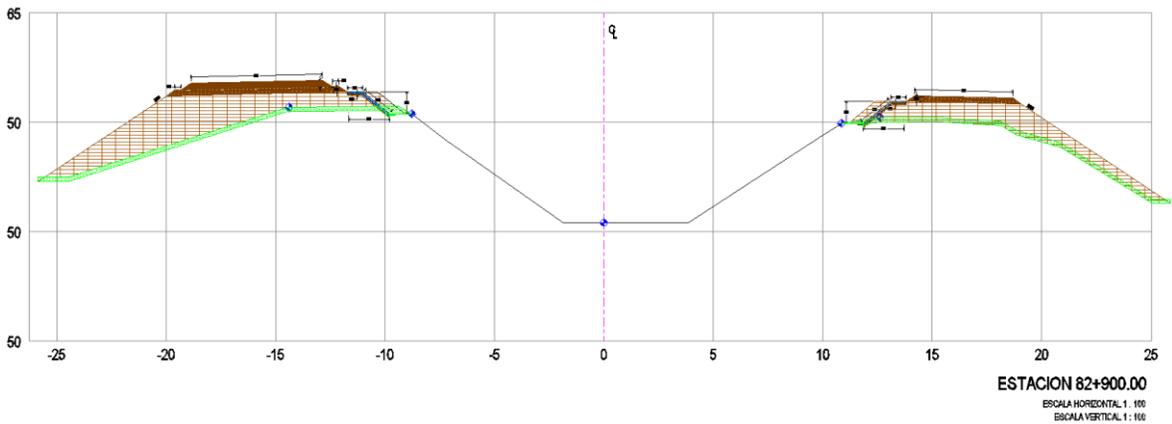


Figura 2.25 Sección de la estación km 82+900 (km 77+720 Conagua) del CPH.

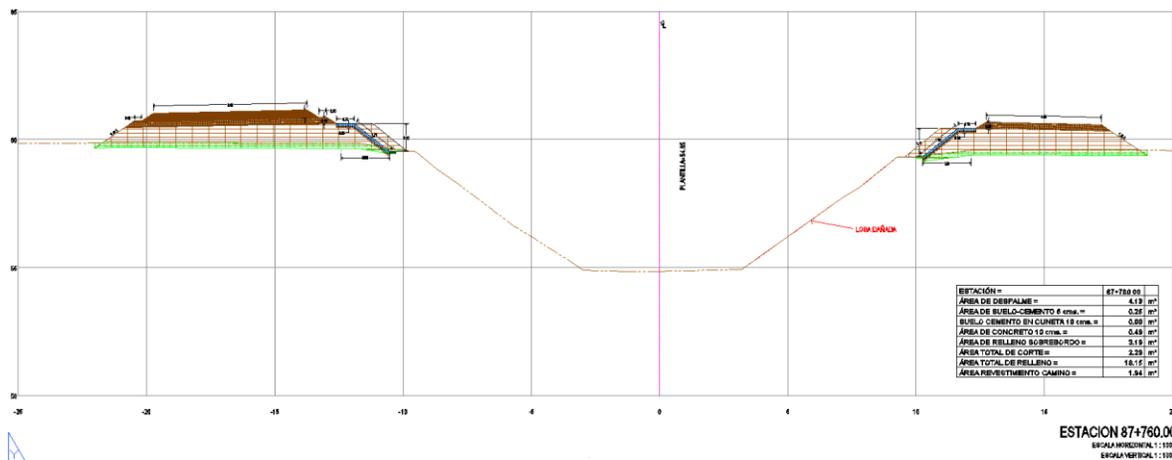


Figura 2.26 Sección de la estación km 87+760 (km 83+659 Conagua) del CPH.

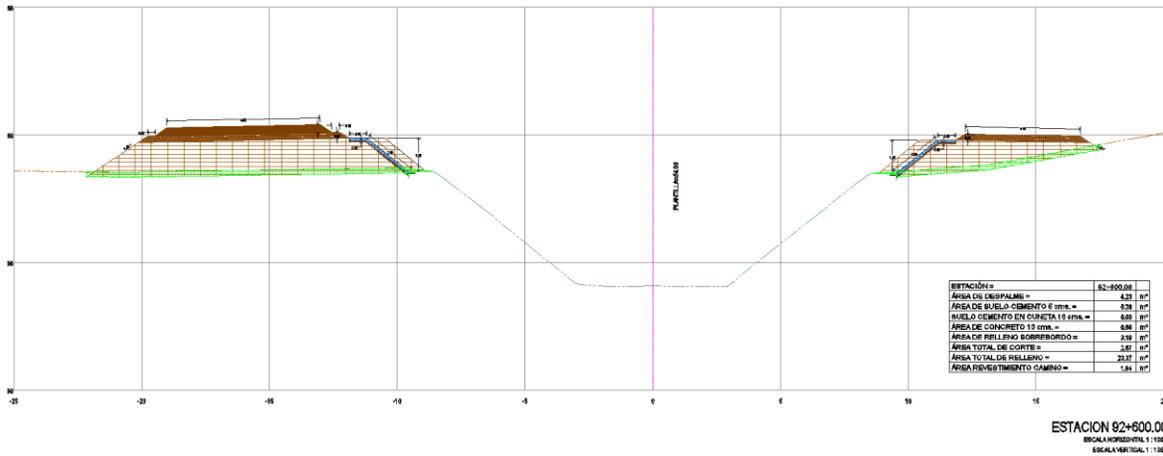


Figura 2.27 Sección de la estación km 92+600 (km 88+406 Conagua) del CPH.

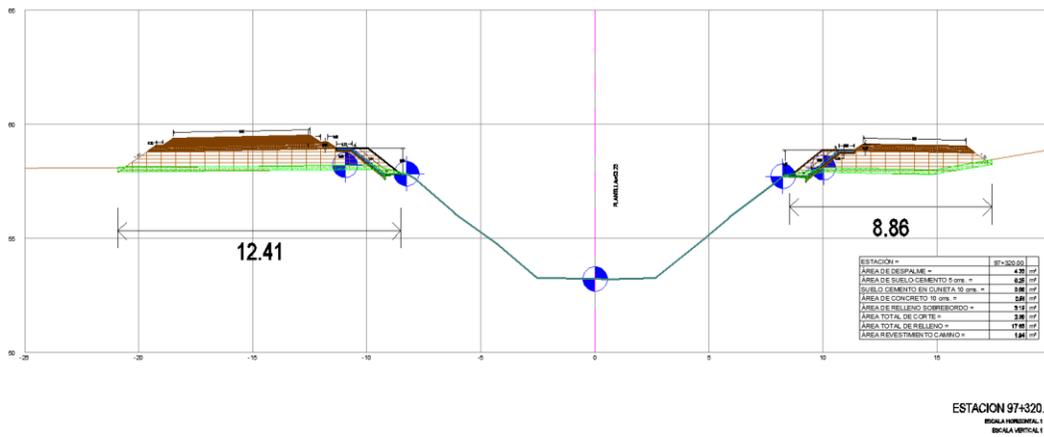


Figura 2.28 Sección de la estación km 97+320 (km 92+920 Conagua) del CPH.

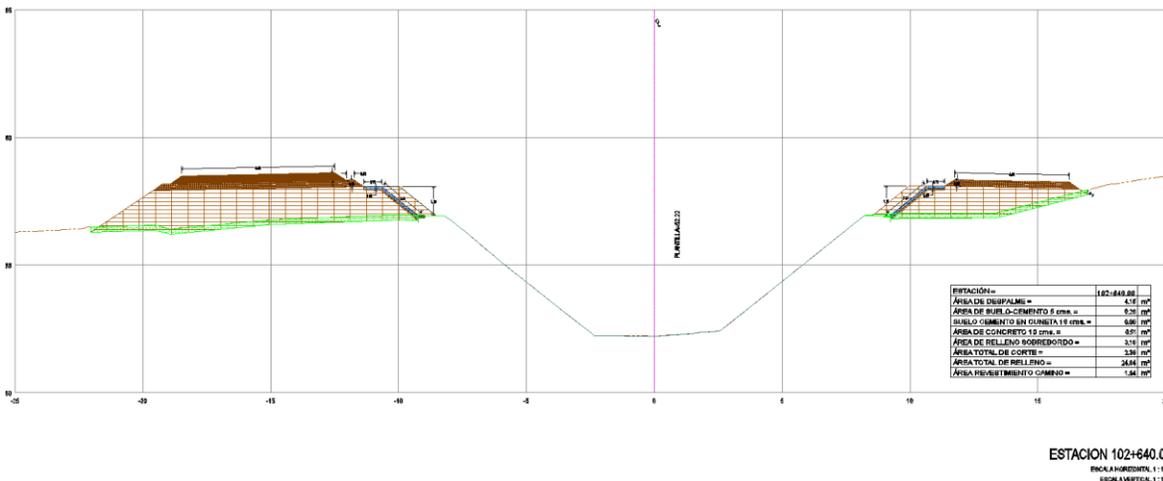


Figura 2.29 Sección de la estación km 102+640 (km 98+310 Conagua) del CPH.



Actualización del Proyecto Ejecutivo de Sobreelevación del Canal Principal Humaya y Presa Derivadora Andrew Weiss, en el Estado de Sinaloa (Cuarta etapa)

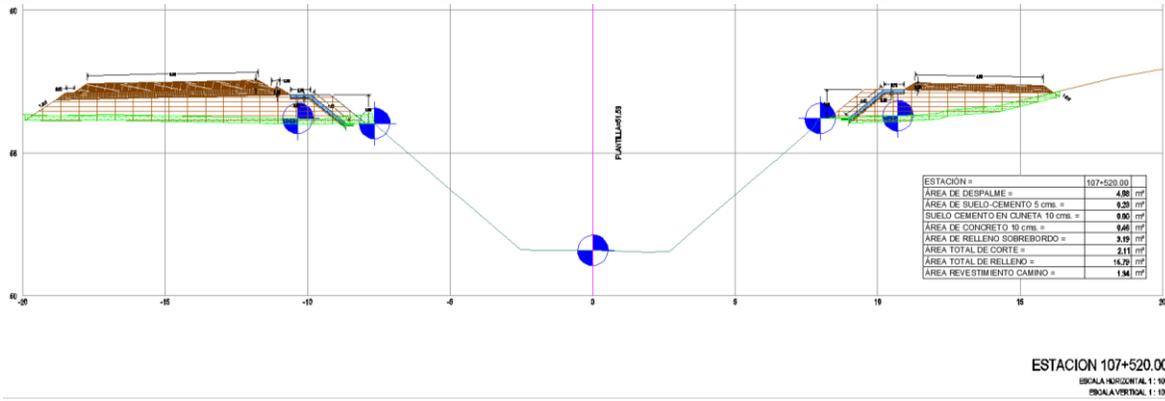


Figura 2.30 Sección de la estación km 107+520 (km 103+206 Conagua) del CPH.

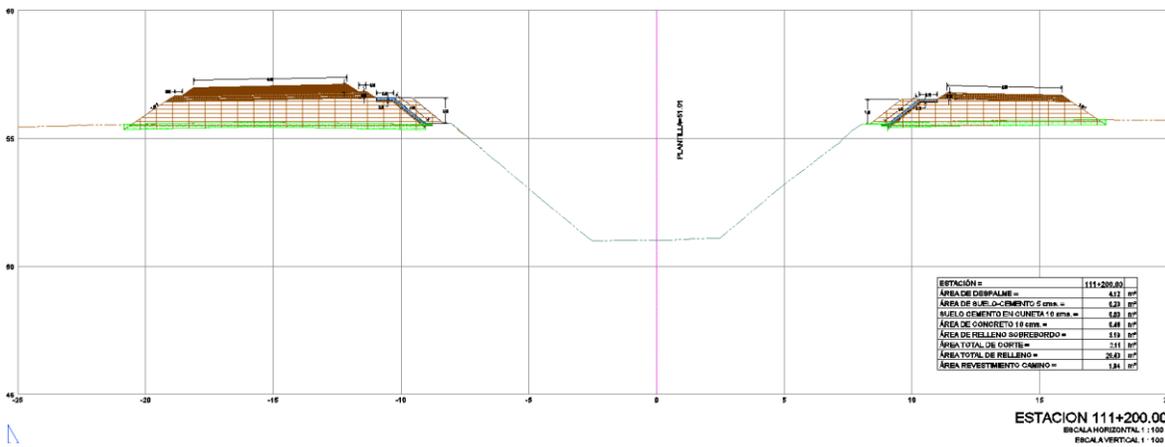


Figura 2.31 Sección de la estación km 111+200 (km 106+359 Conagua) del CPH.

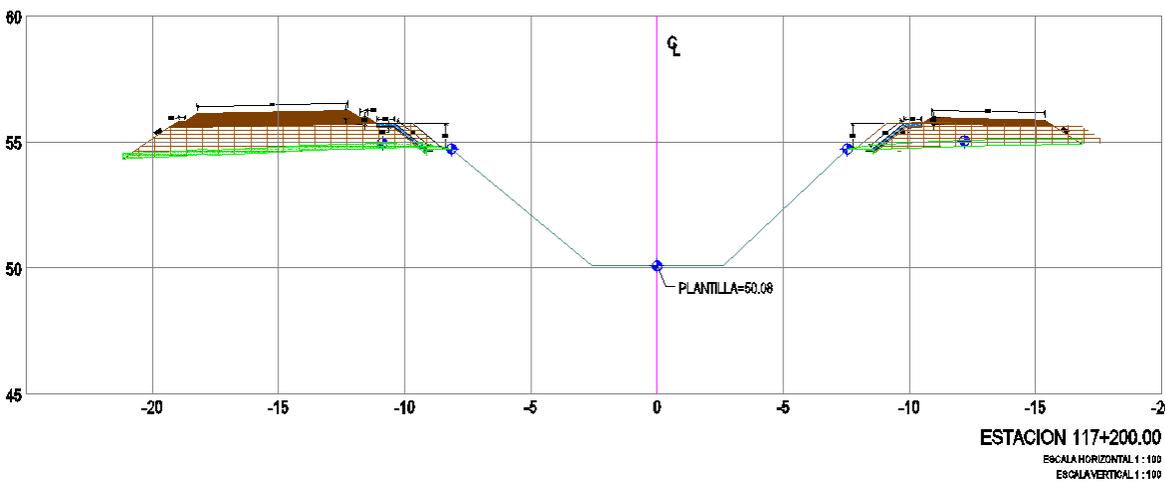


Figura 2.32 Sección de la estación km 117+200 (km 112+776 Conagua) del CPH.



Actualización del Proyecto Ejecutivo de Sobreelevación del Canal Principal Humaya y Presa Derivadora Andrew Weiss, en el Estado de Sinaloa (Cuarta etapa)

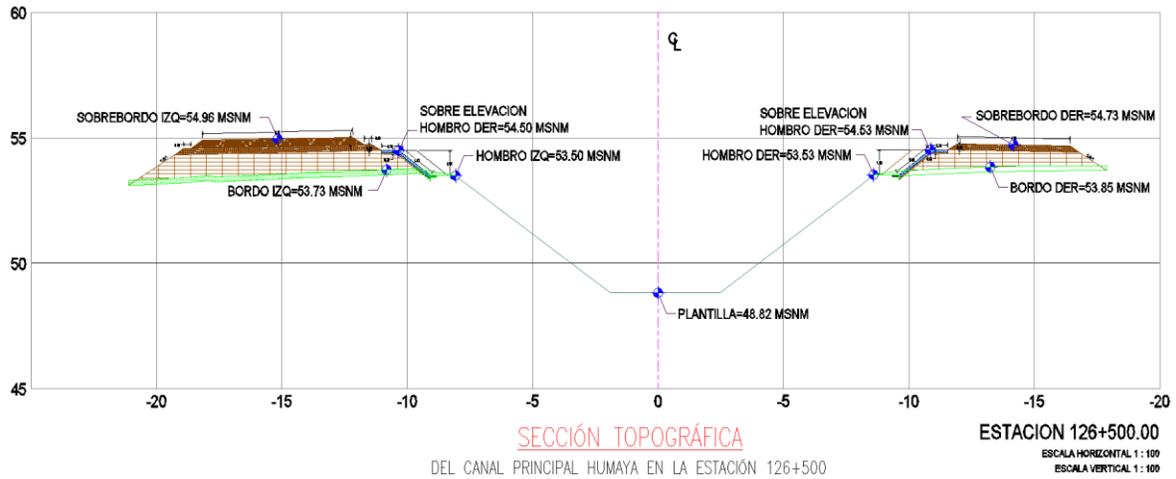


Figura 2.33 Sección de la estación km 126+500 (km 120+416 Conagua) del CPH.

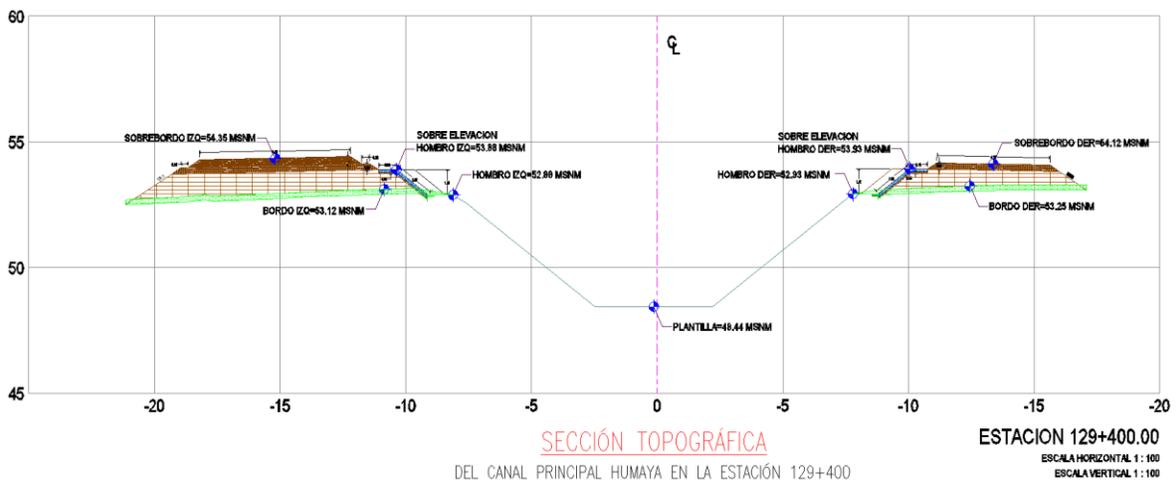


Figura 2.34 Sección de la estación km 129+400 (km 123+510 Conagua) del CPH.



## 2.5 Propuesta

El eje principal de la represa en la posición actual se encuentra ubicado en la Estación en estudio, a consecuencia de la sobreelevación del mismo se requiere incrementar su altura para que continúe en servicio, pasando el nivel actual del bordo (cara superior de la represa) al nivel del intradós modificado.

Un aspecto a considerar es la ubicación y trazo de la nueva represa, dado que todas las represas a sustituir, que deberán ser inhabilitadas, deben colocarse unos metros adelante (aguas abajo) de la ubicación actual de la represa, para ello será necesario realizar una rectificación correspondiente a la nueva ubicación de la represa para la construcción de las estructuras pertenecientes a ésta. Además, se retirará la compuerta de la represa inhabilitada para no provocar obstrucciones de ésta al flujo de agua que se encuentre en el canal.

Las represas estarán formadas por una estructura auxiliar que sirve de transición entre la represa antigua y la represa nueva, además del cuerpo principal de la represa y de otra estructura auxiliar de transición entre la represa nueva y el canal.

El cuerpo principal de la represa está formado por una losa de fondo de concreto armado que cuenta con dentellones en todo su perímetro, sobre dicha losa se desplantarán muros de concreto armado cuya función principal es la de dar soporte a las compuertas de la represa.

También forma parte de la estructura una losa de maniobras cuya función es la de permitir operar el equipo electromecánico que permite abrir o cerrar las compuertas.

La estructura de la compuerta radial está compuesta por vigas "I" formando una armadura que funcionan como brazos de la compuerta, la cual tiene una placa de metal para formar una lámina que estará soportada por un par de vigas de perfil "I" de sección variable, las cuales tienen separadores laterales formadas ya sea por las mismas vigas



“I” de las armaduras u otras. La compuerta será sujeta por medio de ménsulas a muros de concreto reforzado en los extremos de esta. Estos muros bajarán hasta llegar a la plantilla del canal a una losa de cimentación de concreto reforzado con un par de dentellones, distribuyendo las cargas hacia el suelo.

### 2.5.1 Análisis y diseño estructural de propuestas.

En esta sección se aplica el procedimiento de diseño estructural en los elementos que integran la represa en su conjunto, así como para cada uno de los elementos estructurales.

Se realizó un modelo de cada una de las diferentes represas a ejecutar y de las diferentes compuertas a utilizar; filtrando resultados para así obtener un diseño estructural que englobe todos los elementos mecánicos a los que estarán expuestas las estructuras.

Se consideraron como elementos estructurales la compuerta de acero, los muros de concreto, la losa de fondo y la losa de maniobras, además de los elementos secundarios que sirven para unir las compuertas con los muros de concreto.

El diseño estructural se basa en los planos de infraestructura existente y en la información del terreno de desplante.

Las publicaciones, reglamentos y criterios en los que se basa la revisión de la estructura y que son aplicables al lugar del proyecto son:

- ACI-318S-11, Reglamento para las Construcciones de Concreto Estructural 2011.
- AISC 360-05 LRFD, Manual de diseño en Acero AISC (American Institute of Steel Construction) método LRFD (Load and Resistance Factors Design) para placas base.

- Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MDOC-CFE diseño por Sismo y Viento)
- Reglamento de Construcción de la ciudad de Culiacán.

## 2.5.2 Análisis estructural de la represa

Para dar soporte lateral a estas compuertas es necesario construir 4 muros cuyas dimensiones estarán definidas por la geometría de las compuertas. Los espesores de dichos muros obedecen a las cargas a las que estén sometidas. En la Figura 2.35 se muestra una vista esquemática en elevación donde se aprecia tanto la geometría de la compuerta, como el muro y la losa de fondo que la soportan, mientras que la Figura II.36 muestra la vista en planta.

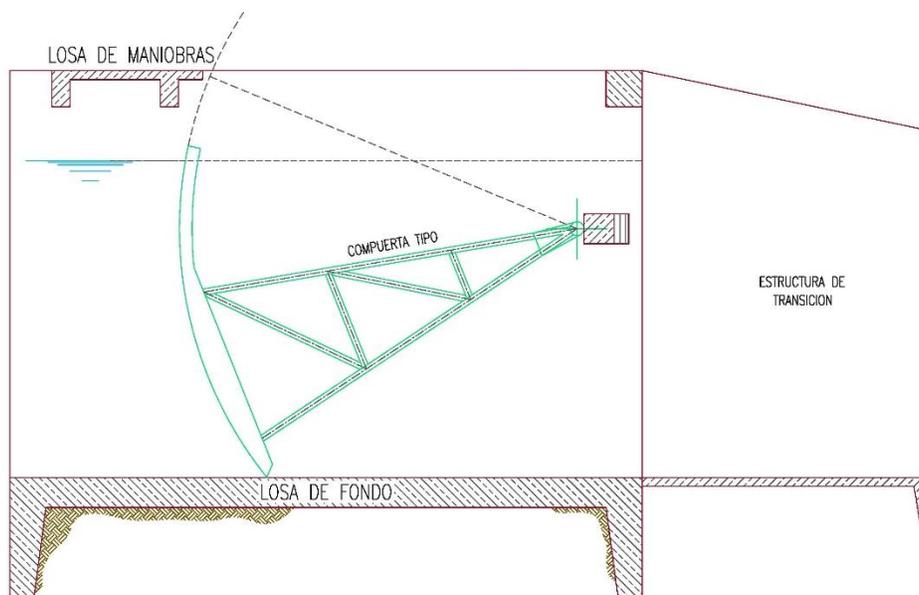


Figura 2.35 Vista esquemática en elevación de la represa.

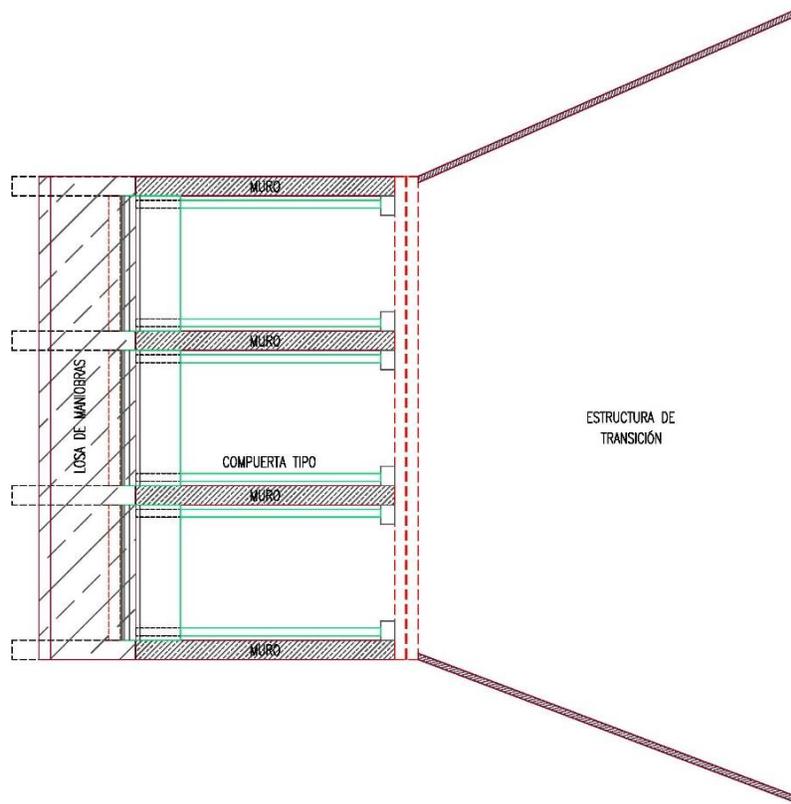


Figura 2.36 Vista esquemática en planta de la represa.

Datos generales de la represa km 60+892 (km 55+984) y km 68+285 (km 63+160):

|                      |              |
|----------------------|--------------|
| Altura de compuerta  | 6.00 metros  |
| Ancho de compuerta   | 5.00 metros  |
| Radio de compuerta   | 7.20 metros  |
| Altura de Muros      | 7.25 metros  |
| Numero de compuertas | 3 compuertas |

Datos generales de la represa km 73+221 (km 68+090), km 79+383 (km 74+220) y km 82+809 (km 77+720):

|                     |             |
|---------------------|-------------|
| Altura de compuerta | 6.00 metros |
| Ancho de compuerta  | 4.50 metros |
| Radio de compuerta  | 7.20 metros |



---

|                      |              |
|----------------------|--------------|
| Altura de Muros      | 7.25 metros  |
| Numero de compuertas | 3 compuertas |

Datos generales de la represa km 87+735 (km 83+659):

|                      |              |
|----------------------|--------------|
| Altura de compuerta  | 5.50 metros  |
| Ancho de compuerta   | 5.00 metros  |
| Radio de compuerta   | 6.60 metros  |
| Altura de Muros      | 6.75 metros  |
| Numero de compuertas | 3 compuertas |

Datos generales de la represa del km 92+572 (km 88+406), km 97+282 (km 92+920),  
km 102+610 (km 98+310), km 107+511 (km 103+206) y km 111+182 (km 106+359):

|                      |              |
|----------------------|--------------|
| Altura de compuerta  | 5.50 metros  |
| Ancho de compuerta   | 4.50 metros  |
| Radio de compuerta   | 6.60 metros  |
| Altura de Muros      | 6.75 metros  |
| Numero de compuertas | 3 compuertas |

Datos generales de la represa del km 117+088 (km 112+776), km 126+608 (km  
120+416) y km 129+442 (km 123+510):

|                      |              |
|----------------------|--------------|
| Altura de compuerta  | 5.50 metros  |
| Ancho de compuerta   | 3.50 metros  |
| Radio de compuerta   | 6.60 metros  |
| Altura de Muros      | 6.75 metros  |
| Numero de compuertas | 3 compuertas |

### 2.5.2.1 Determinación de cargas actuantes.

Para el diseño estructural se consideraron diferentes tipos de cargas que actúan sobre la estructura, estas pueden ser clasificadas de acuerdo a la duración que obran con su intensidad máxima, así, se pueden clasificar en: Permanentes, variables y accidentales, a continuación, se describen de forma resumida dichas cargas.

#### Carga Muerta (CM).

Son aquellas que actúan de manera permanente sobre la estructura y cuya intensidad no varía considerablemente con el tiempo; como son el peso propio de los elementos estructurales y acabados que se consideran en la construcción de la obra.

La magnitud de las mismas se estimó de acuerdo a las dimensiones de los elementos estructurales, a los pesos volumétricos de los materiales a utilizar y a los tipos de acabados. La Tabla 2.2 muestra los pesos volumétricos promedio para materiales de uso común.

Tabla 2.2 Pesos volumétricos de materiales de uso común, SCT.

| Material  | Peso volumétrico<br>kN/m <sup>3</sup> (kg/m <sup>3</sup> ) |
|---|--|
| Acero o fundición de acero                            | 77,00 (7 850)  |
| Hierro colado   | 70,73 (7 210)  |
| Aleaciones de aluminio                                | 27,47 (2 800)  |
| Madera tratada o sin tratar                           | 7,85 (800)   |
| Concreto asfáltico                                    | 21,58 (2 200)  |
| Concreto hidráulico simple                            | 22,56 (2 300)  |
| Concreto hidráulico reforzado                         | 23,54 (2 400)  |
| Tierra, arena, grava o balasto compactados            | 18,64 (1 900)  |
| Tierra, arena o grava sueltas                         | 15,70 (1 600)  |
| Macadam o grava compactada con rodillo                | 21,97 (2 240)  |
| Relleno de escorias                                   | 9,42 (960)   |
| Pavimento (que no sea de madera)                      | 23,54 (2 400)  |
| Mampostería de piedra                                 | 26,68 (2 720)  |
| Vía de ferrocarril (rieles, guarda riel y accesorios) | 2,94 kN/m (300 kg/m)                                       |



### Carga Viva (CV)

Son aquellas que actúan sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo.

### Carga de Viento (Cw).

Los efectos debidos a la acción del viento en la región en que se ubica la estructura en cuestión son basados en los parámetros y consideraciones del Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MDOC CFE).

- a) Velocidad Regional  $V_r = 200$  km/hr
- b) Categoría del Terreno  $CAT=2$
- c) Presión Dinámica Base  $q_z = 191$  kg/m<sup>2</sup>

### Carga de Sismo (Sx y Sy).

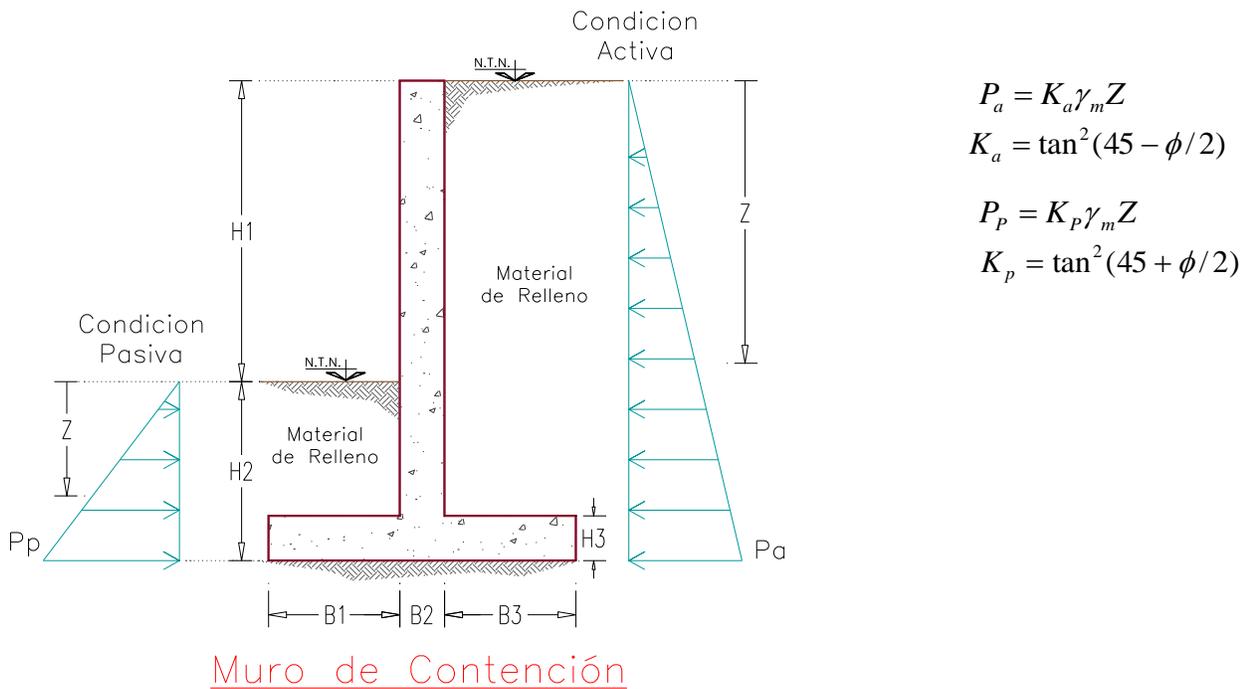
Los efectos debidos a la actividad sísmica en la región en que se ubica la estructura en cuestión son basados en los parámetros y consideraciones del Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad. Según dicho Manual, para esta estructura se tienen los siguientes parámetros:

- a) Zona sísmica "B"
- b) Suelo Tipo II
- c) Estructura Grupo "B"
- d) Coeficiente sísmico  $c = 0.30$
- e) Factor de Comportamiento Sísmico  $Q = 2$

Sx y Sy son componentes ortogonales; en distintos manuales y reglamentos recomiendan combinarlas; usando en 100% de una con el 30% de la otra.

### Empuje Lateral del Suelo (Ea)

Los efectos debidos a la presión del suelo ejercido sobre las paredes de la estructura se calculan utilizando el método de rankine en su estado plástico, considerando la zona de terreno seco y la zona de terreno saturado.



Muro de Contención

Figura 2.37 Empuje lateral del suelo.

### Empuje Lateral y vertical del Agua (Eh)

Los efectos debidos a la presión del agua ejercido sobre las paredes y la losa de la estructura se calculan como  $E_h = \gamma_w h$ , donde  $\gamma_w$  es el peso volumétrico del agua y  $h$  es la altura desde el límite superior del agua hasta la profundidad deseada.

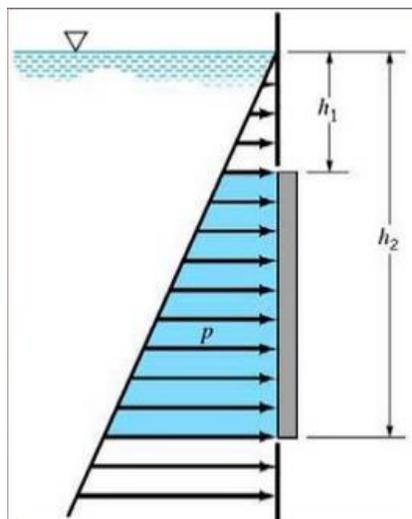


Figura 2.38 Empuje Lateral y vertical del Agua.



Combinaciones de cargas:

**Grupos de cargas**

Los elementos de la estructura o de la cimentación sobre la que se apoye, se diseñan para resistir, en condiciones de seguridad, todos los grupos de carga que sean aplicables al tipo de estructura y a las condiciones particulares del sitio en donde ésta se ubique, considerando lo siguiente:

Cada grupo de cargas se integra por las combinaciones de cargas permanentes, variables y eventuales que sean aplicables como se muestra en la Tabla 2.3.

Tabla 2.3 Estados de carga simples y combinaciones para Represa.

| ESTADO | DESCRIPCION             | COMBINACION | CATEGORIA |
|--------|-------------------------|-------------|-----------|
| CM     | CARGA MUERTA            | NO          | DL        |
| CV     | CARGA VIVA              | NO          | LL        |
| Ea     | EMPUJE DEL SUELO        | NO          | EARTH     |
| Eh     | EMPUJE DEL AGUA         | NO          | WATER     |
| C1     | CM+CV+Ea                | SI          | SERVICIO  |
| C2     | CM+CV+Ea+Eh             | SI          | SERVICIO  |
| C3     | 1.4CM+1.4Ea             | SI          | ÚLTIMA    |
| C4     | 1.2CM+1.6CV+1.6Ea       | SI          | ÚLTIMA    |
| C5     | 1.2CM+1.6CV+1.6Ea+1.6Eh | SI          | ULTIMA    |



### 2.5.2.2 Modelo de análisis del sistema de fuerzas actuantes en muros, losas y cimentación

Con base en los Planos del Proyecto Geométrico y los Criterios de Estructuración descritos anteriormente, se idealizó la Estructura en el espacio 3D, Losas, Trabes y Apoyos. Una vez definidos los Aspectos Fundamentales de Estructuración, se inició el proceso de Análisis Estructural para determinar la respuesta de la estructura ante las diferentes combinaciones de acciones que se espera pueden afectarla durante su vida útil.

El diseño a flexión de los elementos constitutivos se efectuó de acuerdo a las hipótesis generales establecidas en las normas del instituto americano del concreto ACI 318-11; las cuales son las siguientes:

- A) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de uno de los elementos es plana.
- B) Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente.
- C) El concreto con resiste esfuerzos de tensión
- D) La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de las secciones es 0.003.

La figura 2.39 muestra una vista en isométrico del modelo idealizado hecho con el programa de análisis estructural *Robot Structural 2016*.

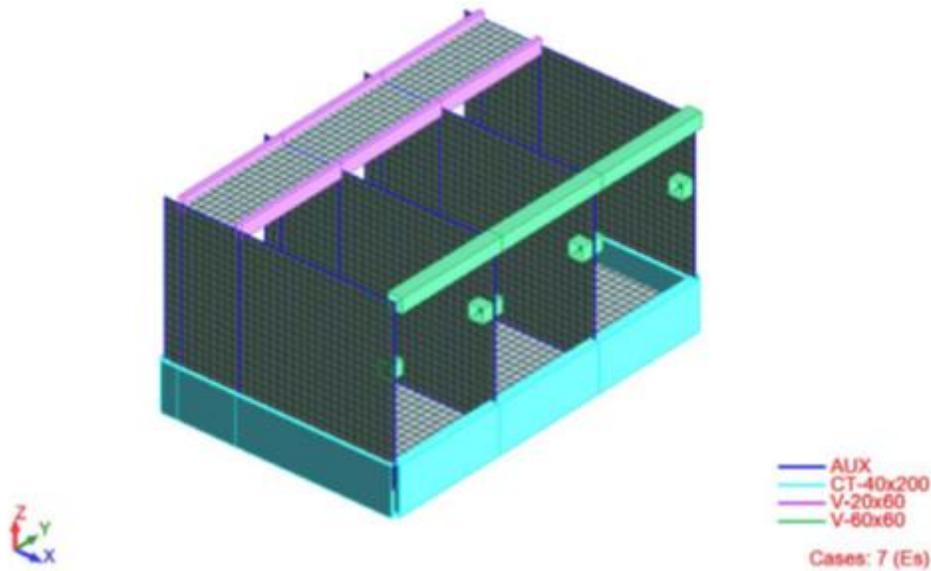


Figura 2.39 Vista en isométrico de la represa (con elementos finitos).

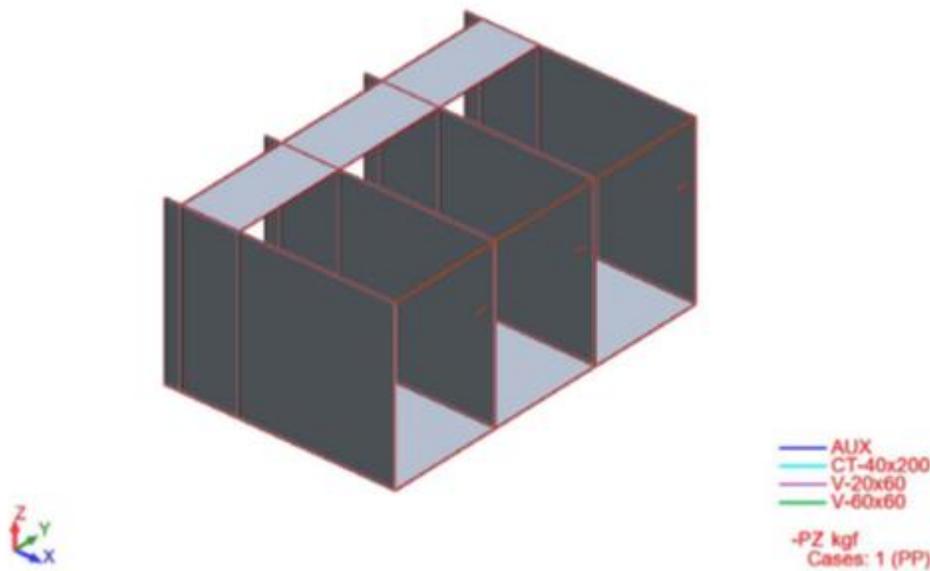


Figura 2.40 Vista de las fuerzas actuantes en el estado de Carga Muerta.

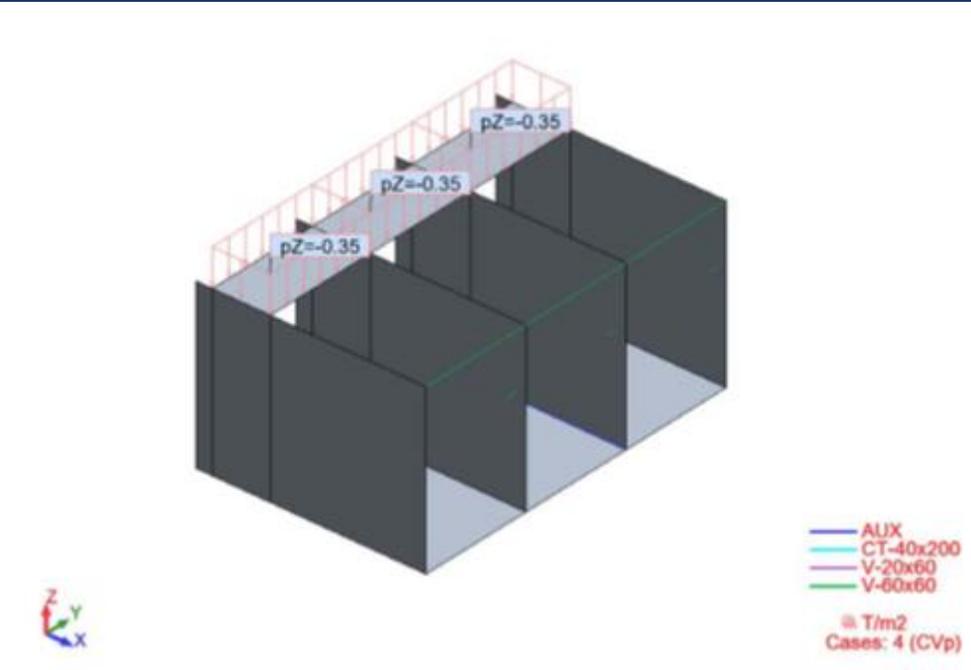


Figura 2.41 Vista de las fuerzas actuantes en el estado de Carga Viva.

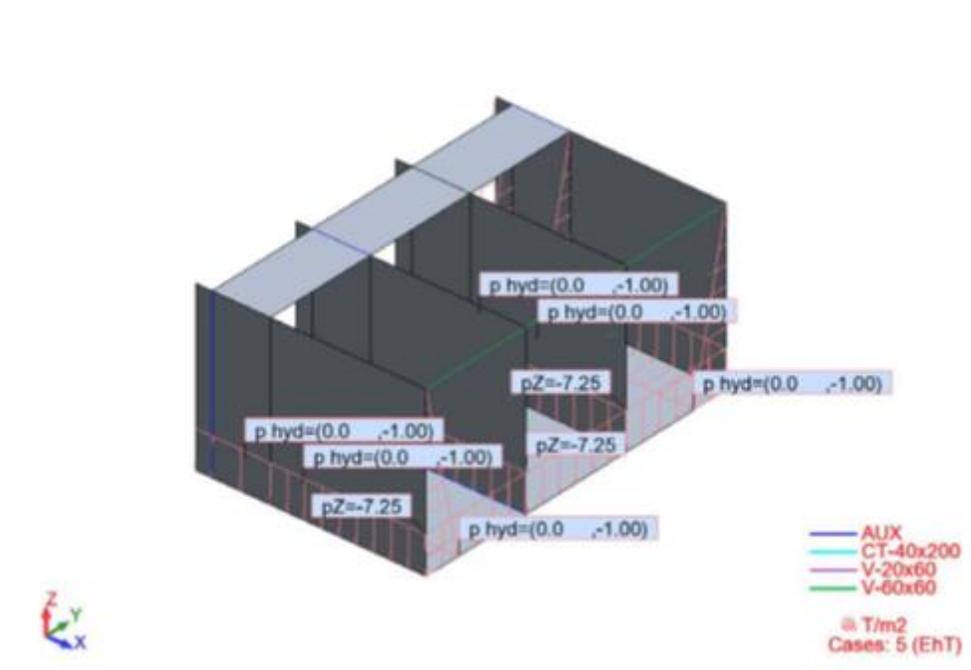


Figura 2.42 Vista de las fuerzas actuantes del estado de Empuje Hidrostático Total.

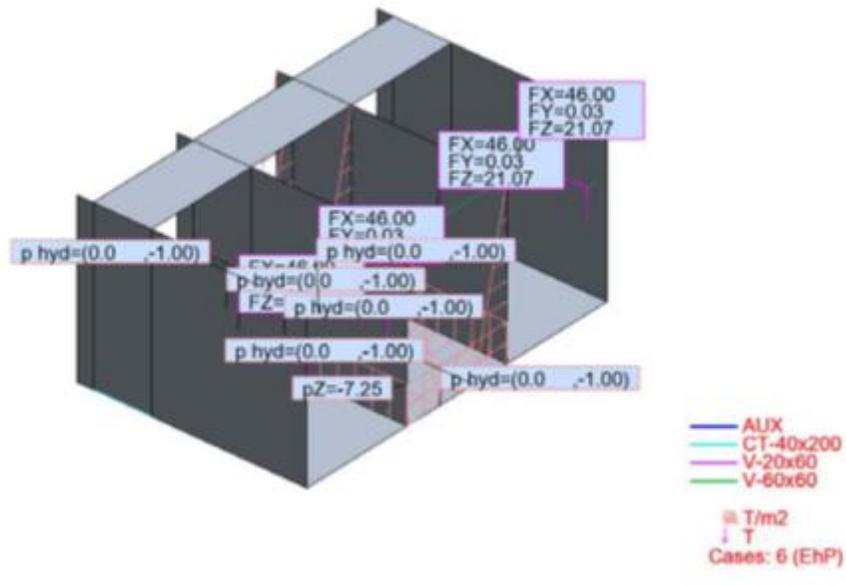


Figura 2.43 Vista de fuerzas actuantes del estado de Empuje Hidrostático Parcial.

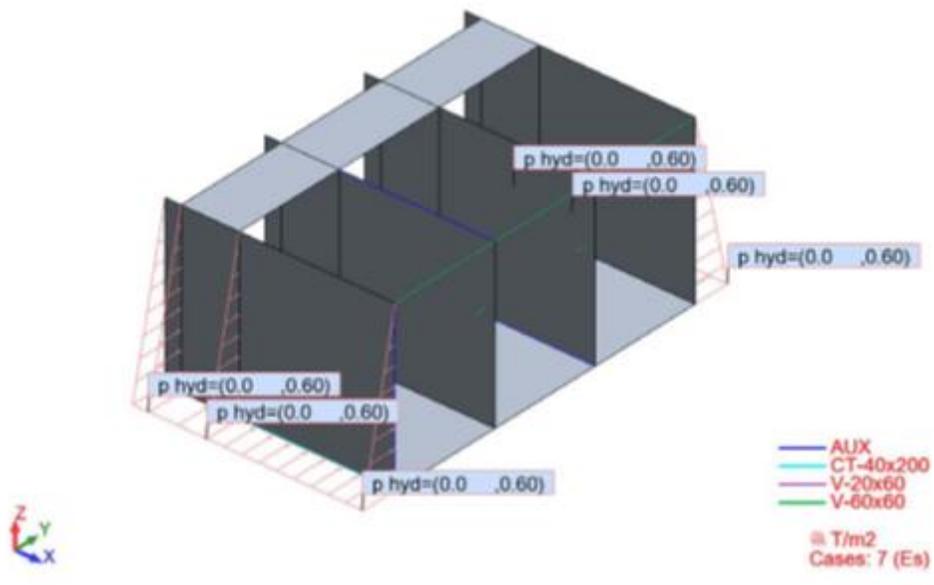


Figura 2.44 Vista de fuerzas actuantes para el estado de Empuje del Suelo.



## 2.5.4 Obra electromecánica

### 2.5.4.1 Determinación de cargas actuantes

Para el diseño estructural se consideraron diferentes tipos de cargas que actúan sobre la estructura, estas pueden ser clasificadas de acuerdo a la a la duración que obran con su intensidad máxima, así, se pueden clasificar en: Permanentes, variables y accidentales, a continuación, se describen de forma resumida dichas cargas.

#### Carga Muerta (CM).

Son aquellas que actúan de manera permanente sobre la estructura y cuya intensidad no varía considerablemente con el tiempo; como son el peso propio de los elementos estructurales y acabados que se consideran en la construcción de la obra.

#### Carga Viva (CV)

Son aquellas que actúan sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo.

#### Carga de Viento (Cw).

Los efectos debidos a la acción del viento en la región en que se ubica la estructura en cuestión son basados en los parámetros y consideraciones del Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MDOC CFE).

- a) Velocidad Regional  $V_r = 200$  km/hr
- b) Categoría del Terreno  $CAT=2$
- c) Presión Dinámica Base  $q_z = 191$  kg/m<sup>2</sup>

#### Carga de Sismo ( $S_x$ y $S_y$ ).

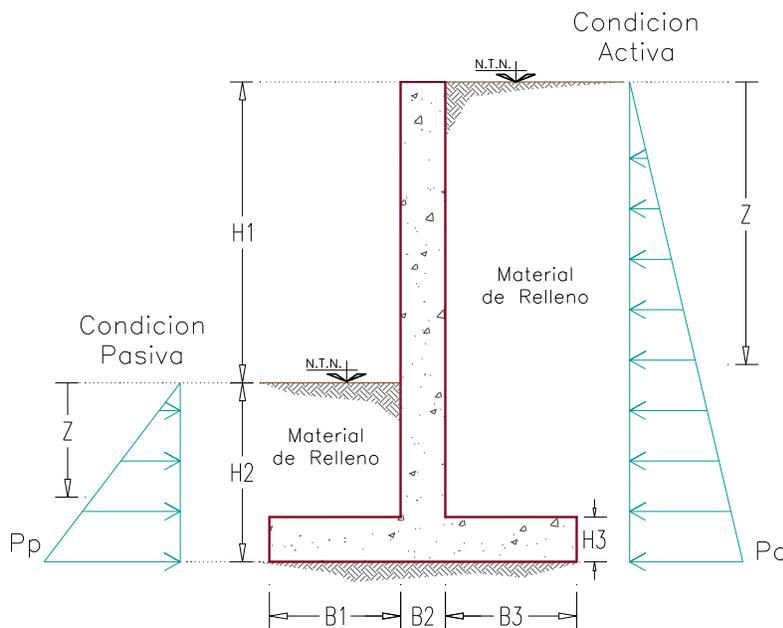
Los efectos debidos a la actividad sísmica en la región en que se ubica la estructura en cuestión son basados en los parámetros y consideraciones del Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad. Según dicho Manual, para esta estructura se tienen los siguientes parámetros:

- a) Zona sísmica "B"
- b) Suelo Tipo II
- c) Estructura Grupo "B"
- d) Coeficiente sísmico  $c = 0.30$
- e) Factor de Comportamiento Sísmico  $Q = 2$

$S_x$  y  $S_y$  son componentes ortogonales; en distintos manuales y reglamentos recomiendan combinarlas; usando en 100% de una con el 30% de la otra.

### Empuje Lateral del Suelo (Ea)

Los efectos debidos a la presión del suelo ejercido por la acumulación de un porcentaje de sedimentos sobre la placa de la estructura se calculan utilizando el método de rankine.



$$P_a = K_a \gamma_m Z$$

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$$

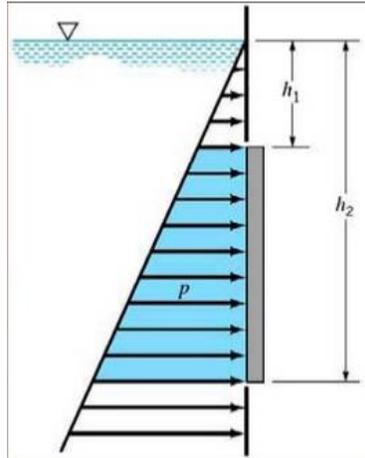
$$P_p = K_p \gamma_m Z$$

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$$

### Muro de Contención

### Empuje Lateral del Agua (Eh)

Los efectos debidos a la presión del agua ejercido sobre las placa de la compuerta se calculan como  $Eh = \gamma_w h$ , donde  $\gamma_w$  es el peso volumétrico del agua y  $h$  es la altura desde el límite superior del agua hasta la profundidad deseada.



### Combinaciones de cargas:

#### **Grupos de cargas**

Los elementos de la estructura o de la cimentación sobre la que se apoye, se diseñan para resistir, en condiciones de seguridad, todos los grupos de carga que sean aplicables al tipo de estructura y a las condiciones particulares del sitio en donde ésta se ubique, considerando lo siguiente:

Cada grupo de cargas se integra por las combinaciones de cargas permanentes, variables y eventuales que sean aplicables como se muestra en la Tabla 2.4.

Tabla 2.4 Estados de carga simples y combinaciones para Compuerta Radial.

| ESTADO | DESCRIPCION             | COMBINACION | CATEGORIA |
|--------|-------------------------|-------------|-----------|
| CM     | CARGA MUERTA            | NO          | DL        |
| CV     | CARGA VIVA              | NO          | LL        |
| Ea     | EMPUJE DEL SUELO        | NO          | EARTH     |
| Eh     | EMPUJE DEL AGUA         | NO          | WATER     |
| C1     | CM+CV+Ea                | SI          | SERVICIO  |
| C2     | CM+CV+Ea+Eh             | SI          | SERVICIO  |
| C3     | 1.4CM+1.4Ea             | SI          | ÚLTIMA    |
| C4     | 1.2CM+1.6CV+1.6Ea       | SI          | ÚLTIMA    |
| C5     | 1.2CM+1.6CV+1.6Ea+1.6Eh | SI          | ULTIMA    |



### 2.5.4.2 Modelo de análisis para compuerta

El análisis estructural de la compuerta está conformado por lo siguiente:

- Vigas de acero A-36 de perfil "I" con un  $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$  y un  $f_u = 4079 \text{ kg/cm}^2$  (IR-254x38.8 kg/m e IR-305x47.3 kg/m)
- Vigas de acero A-36 de perfil "I" con sección variable con un  $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$  y un  $f_u = 4079 \text{ kg/cm}^2$ .
- Placa de acero A-36 con espesor de 5/16" con un  $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ .

Con base en los Planos del Proyecto Geométrico y los Criterios de Estructuración descritos anteriormente, se idealizó la Estructura en el espacio 3D, considerando los Pilotes, Losas, Trabes y Apoyos. Una vez definidos los Aspectos Fundamentales de Estructuración, se inició el proceso de Análisis Estructural para determinar la respuesta de la estructura ante las diferentes combinaciones de acciones que se espera pueden afectarla durante su vida útil.

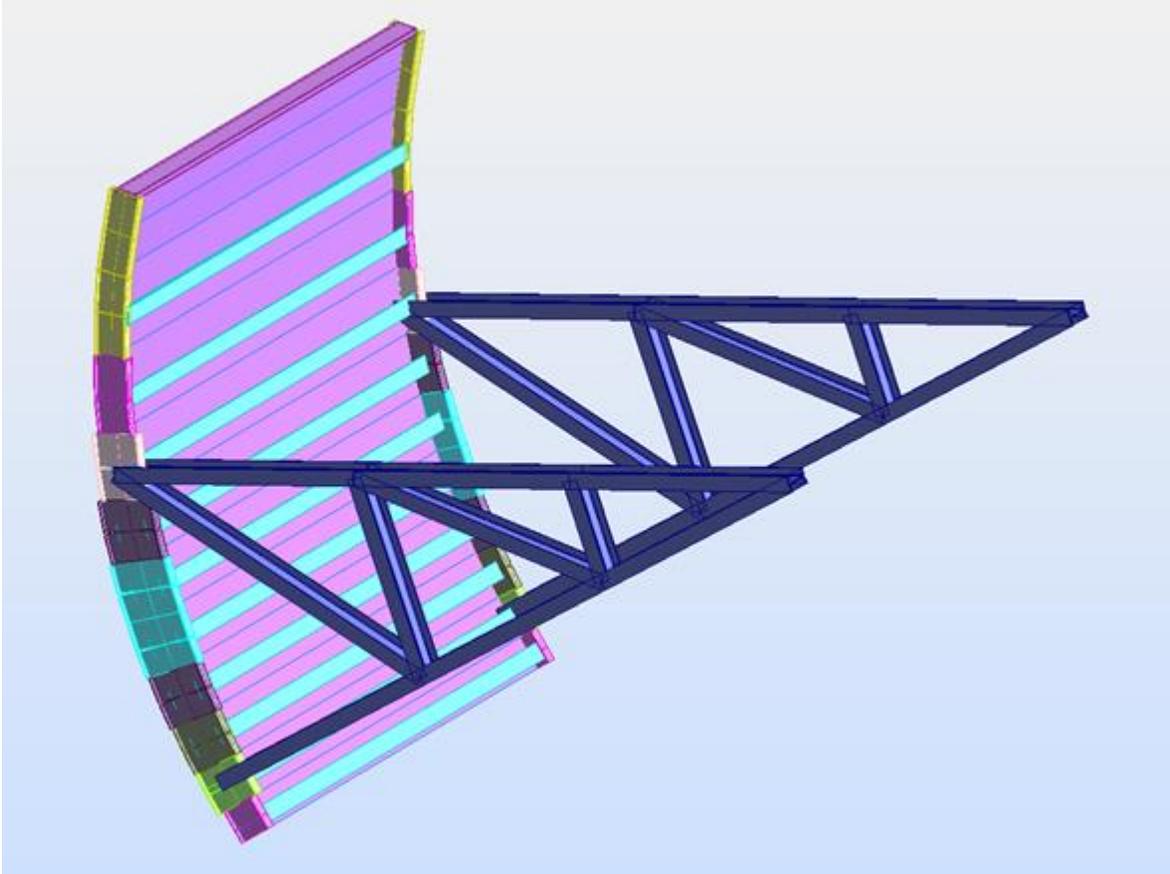


Figura 2.45 Compuerta Radial, vista en isométrico.

El Análisis se realizó con ayuda del programa de cómputo Robot Structural Analysis Professional, mediante Modelos Numéricos y Analíticos basados en la Teoría Elástica.

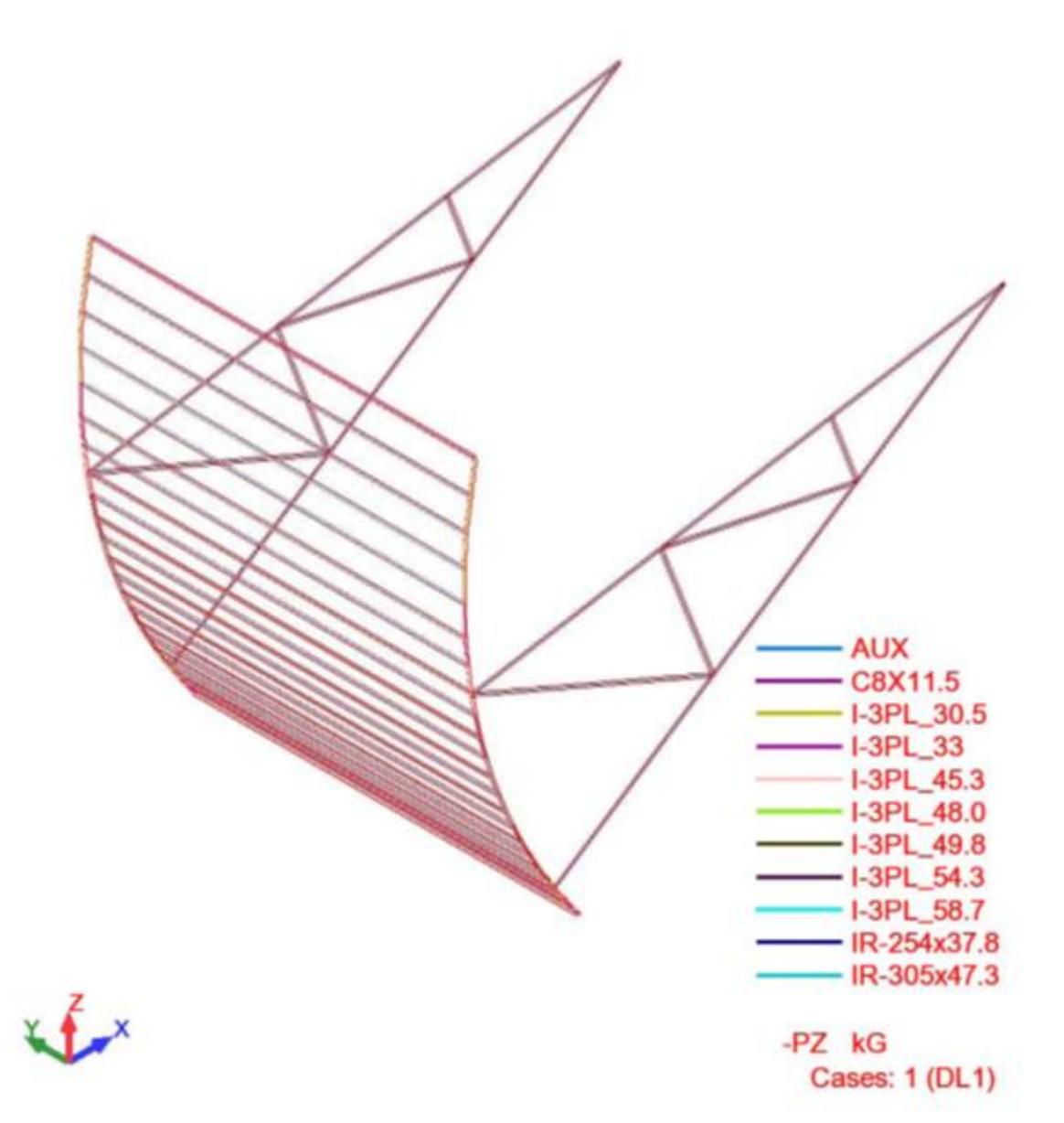


Figura 2.46 Vista de fuerzas actuantes de estado de Carga Muerta.

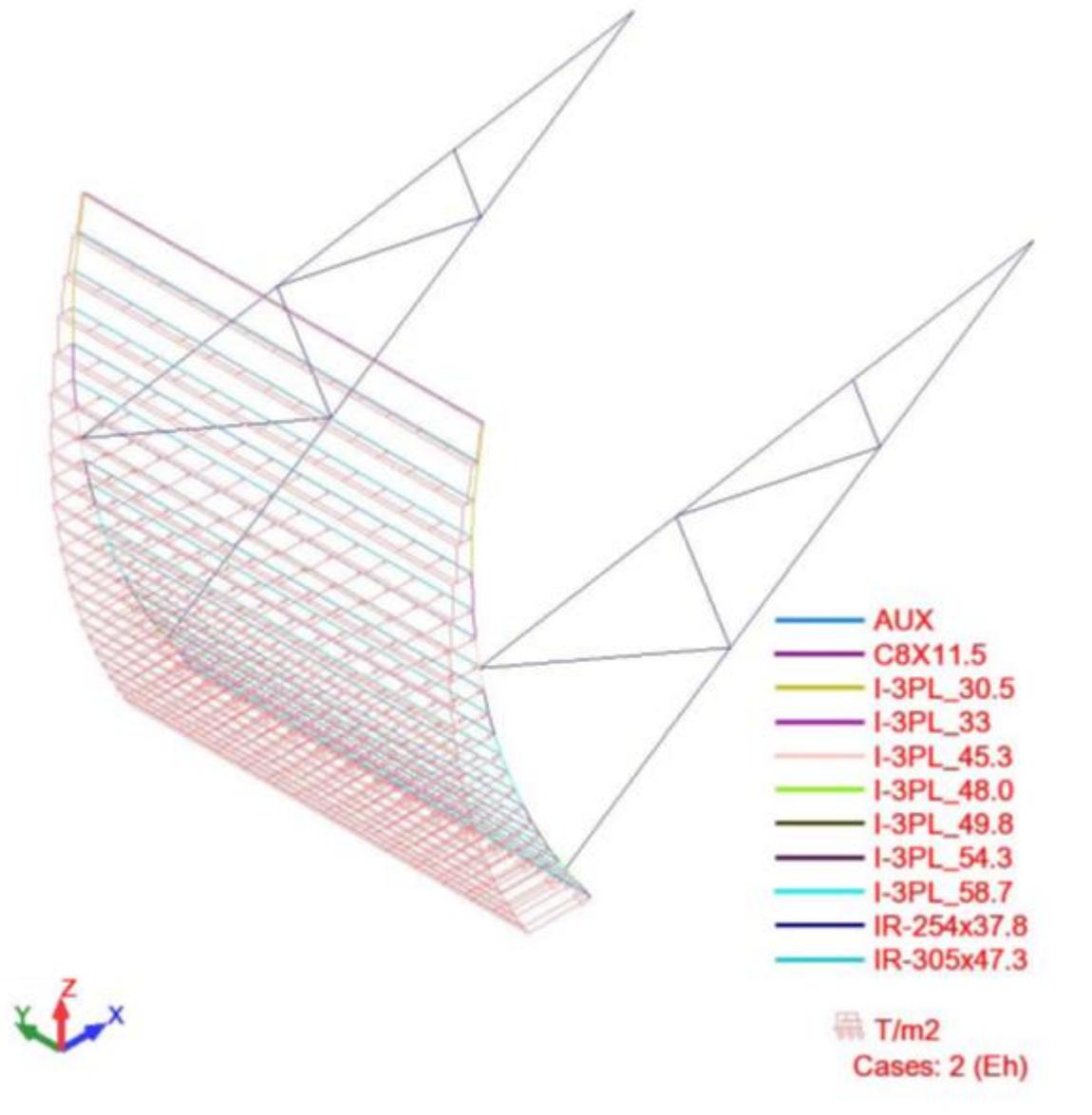


Figura 2.47 Vista de fuerzas actuantes de estado de Empuje Hidrostático.

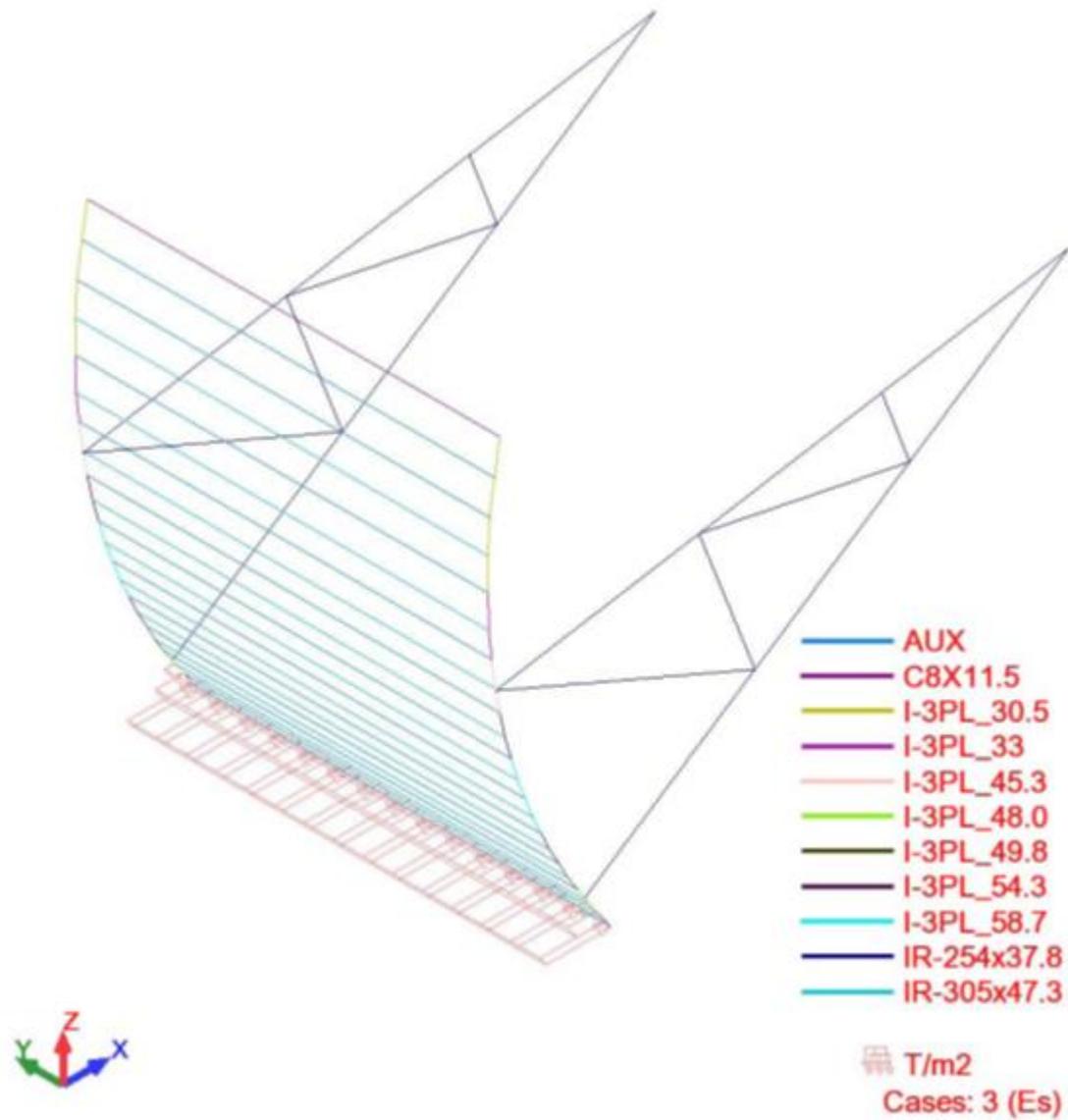


Figura 2.48 Vista de fuerzas actuantes de estado de Empuje del Suelo.



## 2.6 Presupuesto base

Los proyectos ejecutivos de represas, pueden verse desglosados en el anexo 2 en donde se encuentra el catálogo de conceptos, el presupuesto base, especificaciones particulares de construcción, tarjetas de análisis de precios unitarios, memoria descriptiva y planos. El costo de las 14 represas objeto de este convenio aparece en la siguiente tabla:

Tabla 2.5 Presupuesto base de los proyectos de represas.

| Represa | Cadenamiento Estudio 2013 | Cadenamiento CONAGUA | Costo (\$)               | IVA                     | Total (\$)               |
|---------|---------------------------|----------------------|--------------------------|-------------------------|--------------------------|
| 1       | KM 60+892                 | KM 55+984            | \$ 14,252,860.76         | \$ 2,280,457.72         | \$ 16,533,318.49         |
| 2       | KM 68+285                 | KM 63+160            | \$ 14,731,745.39         | \$ 2,357,079.26         | \$ 17,088,824.65         |
| 3       | KM 73+221                 | KM 68+090            | \$ 13,582,740.95         | \$ 2,173,238.55         | \$ 15,755,979.50         |
| 4       | KM 79+383                 | KM 74+220            | \$ 15,110,085.48         | \$ 2,417,613.68         | \$ 17,527,699.16         |
| 5       | KM 82+809                 | KM 77+720            | \$ 14,143,219.91         | \$ 2,262,915.19         | \$ 16,406,135.09         |
| 6       | KM 87+735                 | KM 83+659            | \$ 13,742,882.77         | \$ 2,198,861.24         | \$ 15,941,744.02         |
| 7       | KM 92+572                 | KM 88+406            | \$ 13,785,196.25         | \$ 2,205,631.40         | \$ 15,990,827.65         |
| 8       | KM 97+282                 | KM 92+920            | \$ 13,657,583.31         | \$ 2,185,213.33         | \$ 15,842,796.64         |
| 9       | KM 102+610                | KM 98+310            | \$ 13,996,875.80         | \$ 2,239,500.13         | \$ 16,236,375.93         |
| 10      | KM 107+511                | KM 103+206           | \$ 13,659,113.62         | \$ 2,185,458.18         | \$ 15,844,571.80         |
| 11      | KM 111+182                | KM 106+359           | \$ 13,214,127.46         | \$ 2,114,260.39         | \$ 15,328,387.85         |
| 12      | KM 117+088                | KM 112+776           | \$ 13,608,309.04         | \$ 2,177,329.45         | \$ 15,785,638.49         |
| 13      | KM 126+608                | KM 120+416           | \$ 13,388,567.48         | \$ 2,142,170.80         | \$ 15,530,738.28         |
| 14      | KM 129+442                | KM 123+510           | \$ 13,395,437.79         | \$ 2,143,270.05         | \$ 15,538,707.84         |
|         | <b>TOTAL</b>              |                      | <b>\$ 194,268,746.02</b> | <b>\$ 31,082,999.36</b> | <b>\$ 225,351,745.39</b> |



## 3 ENTRADAS DE AGUA, VEINTICUATRO PROYECTOS

### 3.1 Introducción

Como parte del proyecto ejecutivo de sobreelevación y rehabilitación integral del Canal Principal Humaya (CPH) fue necesario replantear las nuevas condiciones de operación de las estructuras de cruce o entrada de agua, establecer los criterios de selección del tipo de estructura con sus variantes de diseño, con el propósito de adaptar la estructura más adecuada con el mínimo costo.

Llevar a cabo el diseño de poco más de 230 estructuras de entradas de agua al Canal Principal Humaya o de cruce en igual número de cuencas pequeñas o grandes, a lo largo del canal de más de 150 km, aunado a los estudios básicos para llevar a cabo el diseño de manera específica, resultaría técnicamente inviable ya no tanto por el costo de cada estructura, si no por el tiempo que llevaría integrar un expediente de proyecto ejecutivo para cada una de las estructuras de cruce o de acceso en forma individual, con lo que resultarían de muchos tipos con sus variantes.

Ante tal situación, para resolver el problema de los escurrimientos que entran o cruzan el CPH, derivado de la sobreelevación, se hizo una tipología y caracterización de cada una de las estructuras existentes, así como de los sitios donde hace falta resolver el problema del escurrimiento de las cuencas localizadas en su mayoría sobre la margen derecha del CPH, del drenaje y desfogue por los excesos de agua, de tal manera que se llevó a cabo una clasificación de las estructuras en dos vertientes:

La primera obedece al sistema de operación actual del CPH con la sobreelevación en proceso y la segunda tiene que ver con el aumento del nivel y el tirante normal del canal; el grado de deterioro de las estructuras existentes, en su mayoría entradas de agua para su rehabilitación, reconstrucción o reposición, además del diseño de nuevas estructuras de acceso, de cruce y el monto de la inversión del conjunto.



El desnivel que se registra entre el nivel de piso del cauce natural o artificial y el mayor nivel del CPH, derivado de la sobreelevación, ha dado origen en algunos casos a una reducción de la sección efectiva del cauce que drena, principalmente en aquellas entradas de agua localizadas en tajo o en ladera, mientras que en otros casos, el desnivel se vio incrementado para aquellas secciones localizadas en terraplenes, lo cual impedirá o limitará el acceso de agua al CPH, derivando en el diseño de pasos inferiores o de cruce, tales como alcantarillas o sifones invertidos.

Esta nueva posición del nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) obliga a instalar y mantener las compuertas para el cierre y control del agua, tanto en las épocas de estiaje donde las compuertas del CPH permanecerán cerradas, como en la época de lluvias que solo conduce agua para consumo doméstico, industrial y de servicios, para que las compuertas se abran manual o automáticamente y permitan el acceso del agua al CPH. Esta condición permitirá colocar compuertas en las entradas de agua de dos tipos: compuertas deslizantes de vástago fijo para su operación manual preferentemente rectangulares y compuertas rectangulares o circulares automáticas del tipo charnela o clapeta siempre que se alcance la presión hidrostática suficiente para que cierren cuando así se requiera, o se liberen cuando se invierta la presión y permitan el desfogue de las cuencas. Aunque este último grupo de compuertas operan solas, ocasionalmente llegan a bloquearse o atascarse debido a la presencia de basura flotante, por lo que es recomendable que se revisen durante la presencia de agua a esos niveles para mantenerlas operando libres de obstáculos.

Las estructuras que se han tipificado y agrupado atendiendo a las condiciones que se presentan en la operación, tamaño y geomorfología de la cuenca, gastos y formas del escurrimiento, donde se repite el mismo patrón para el control, cruce y acceso del agua pluvial al CPH, ha tenido el propósito de establecer los criterios para la selección de las estructuras tipo, cuyo número no exceda de seis con sus variantes, para adaptarlas a sitios y condiciones de operación similares, con mínimos cambios en los parámetros o en sus características, para replicarlas bajo el mismo tratamiento. En sitios donde no se tienen los estudios a detalle o simplemente no existen, como la topografía para cada



sitio, pero que bastará con obtener los desniveles con GPS auxiliado con un RTK, al menos dos secciones del cauce natural, una a la entrada del CPH y otra localizada a 50.00 m aguas arriba, el tamaño de cuenca que ya se ha calculado, el gasto y un reporte fotográfico que ya se dispone; además de los niveles de integración CPH-Cauce, grado de deterioro de la estructura, es información que estará disponible para seleccionar y adaptar el tipo de estructura que se presenta de una manera organizada en este apartado y en la Figura 3.1.

Hasta ahora se ha podido establecer un criterio general para definir o seleccionar el tipo de estructura para controlar o retener y almacenar temporalmente en los embalses de los diques, dar paso y continuidad por el mismo arroyo o conducir el agua al interior del CPH.

Ahora los criterios para seleccionar las variantes de la estructura seleccionada, quedan en un segundo y tercer orden de decisiones. Por ejemplo, si las condiciones del sitio dieron por resultado la selección de una estructura tipo vado con conductos de entrada como se muestra en la Figura III.2, los criterios de segundo orden de selección serán: la magnitud del gasto calculado ( $Q$ ) y consecuentemente el número de conductos (uno o dos); es decir, una estructura tipo vado de un conducto mediano (de 60x90 cm) será utilizada cuando el gasto sea menor a 2.00 m<sup>3</sup>/s; uno grande (120x180 cm) cuando el gasto sea igual o mayor a 2.00 m<sup>3</sup>/s y menor a 5.00 m<sup>3</sup>/s; de dos conductos, cuando el gasto del escurrimiento sea mayor o igual a 5.00 m<sup>3</sup>/s y menor a 10.00 m<sup>3</sup>/s.

|                              |   |
|------------------------------|---|
| <b>ENTRADA DE AGUA</b>       | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. <b>VADO</b> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. SIN CONDUCTO. TANQUE SEDIMENTADOR</li> <li>2. CON CONDUCTO. CANAL SEDIMENTADOR               <ol style="list-style-type: none"> <li>2.1 Con compuerta deslizante manual de vástago fijo</li> <li>2.2 Con compuerta automática tipo bandera o clapeta</li> </ol> </li> </ol> </li> <li>2. <b>CONDUCTOS DE ENTRADA RECTANGULAR/CIRCULAR</b> <ol style="list-style-type: none"> <li>1 CON COMPUERTA LIBRE (CLAPETA O BANDERA)</li> <li>2 CON COMPUERTA DESLIZANTE DE VÁSTAGO FIJO</li> <li>3 SIN COMPUERTA</li> <li>4 TANQUE SEDIMENTADOR</li> </ol> </li> </ol> |
| <b>ESTRUCTURA DE CRUCE</b>   | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. <b>PASO INFERIOR</b> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. ALCANTARILLA SOLA</li> <li>2. ALCANTARILLA CON VERTEDOR EN LA ENTRADA</li> <li>3. SIFÓN INVERTIDO</li> </ol> </li> <li>2. <b>PASO SUPERIOR</b> <ol style="list-style-type: none"> <li>1 PUENTE CANAL</li> </ol> </li> </ol>  |
| <b>ESTRUCTURA DE CONTROL</b> | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. <b>DIQUE O REPRESO DE CONTROL DE NIVELES</b> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. DIQUE CON VADO SOBRE CORONA</li> <li>2. DIQUE CON VERTEDOR EN LA SALIDA</li> <li>3. PANTALLA DE ARCILLA IMPERMEABLE</li> </ol> </li> </ol>   |

Figura 3.1 Tipos de estructuras de acceso y de cruce de agua sobre el Canal Humaya

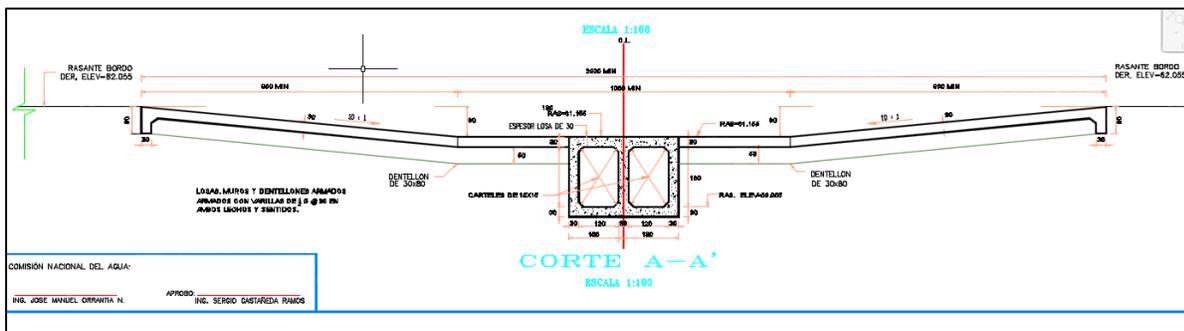


Figura 3.2 Estructura tipo vado de dos conductos de entrada de agua, vista en corte.

Los criterios de tercer orden se refieren a la decisión de colocar o no compuerta y están en función de los niveles de entrada NE del cauce natural y el NAME del CPH. No se requiere instalar compuerta cuando el NE está por arriba del NAME del CPH. Por el contrario, cuando el NAME del CPH está por encima del NE, se requerirá instalar una o dos compuertas, dependiendo del tamaño del gasto. Una variante del tipo de compuerta es su forma de operar: manual o automática. Lleva compuerta deslizante de vástago fijo



y de operación manual cuando el control del gasto del CPH es muy importante para el plan de riegos y por contra, el gasto del escurrimiento y el área de inundación de la cuenca drenada sea de amortiguamiento, es decir, que se puede quedar el agua retenida temporalmente fuera del CPH. Se podrá instalar una compuerta del tipo charnela o clapeta, cuando el control o acceso en un sentido o en otro del flujo, pero sobre todo sus efectos nos sean de tanta relevancia, pues son compuertas que pueden reducir el costo de operación, pero también pueden bloquearse con la entrada de basura gruesa como arbustos o animales; para estos casos se colocarán rejillas con barras (soleras) verticales espaciadas 15 cm c.a.c.

En el caso de un paso inferior (alcantarilla o sifón invertido) se requiere además de los criterios establecidos para su selección, verificar que el cauce natural esté libre y no haya sido ocupado por asentamientos humanos o de otra índole. Los puentes carreteros se encuentren diseñados para recibir el caudal que antes de la sobreelevación se introducía al CPH o a los diques.

En cuanto a las posibles acciones a tomar en el conjunto de estructuras para entradas de agua sobre el CPH, incluido el dren o cauce natural o artificial que alimenta a la estructura de entrada, se han determinado sobre la base de: los respectivos estudios topográfico, hidrológico e hidráulico, diagnóstico derivado de los recorridos de campo y un reporte fotográfico de las estructuras. Lo anterior ha permitido identificar cuatro niveles de acciones sobre la importancia del diseño y la significancia del presupuesto, a saber:

A) NO HACER NADA O TRABAJO POCO SIGNIFICATIVO

El número estimado de estructuras de entradas de agua que se encuentran en buen estado, no requieren acción alguna o el volumen y costo del trabajo a desarrollar es poco significativo, con base en los recorridos de campo y el reporte fotográfico se ha estimado del orden de 65.

## B) REHABILITACIÓN, DESAZOLVE Y DESMONTE

El número de este conjunto de estructuras es de un aproximado de 40, y se determinó sobre la base de los estudios topográfico, hidrológico e hidráulico, además de un dictamen derivado del recorrido de campo y un reporte fotográfico de las estructuras.

## C) DEMOLICIÓN, RECONSTRUCCIÓN, DESAZOLVE Y DESMONTE.

El conjunto de obras que requieren estas acciones, específicamente la demolición de losas, muros, compuertas o cualquier otro elemento adosado o que forma parte de cada estructura sobre el CPH o sobre el cauce que obstruye el paso del agua, es un número cercano a 50 estructuras. El volumen de demolición es de más de 1.00 m<sup>3</sup> de concreto simple o reforzado. La reconstrucción de la estructura implica el rediseño, la rectificación del cauce artificial o natural, propuesta de mejora en estabilidad de taludes y protección de plantilla y taludes con reposición de bordos, losas y recubrimiento de concreto armado, simple o ciclópeo y zampeado.

## D) DISEÑO TOTAL O PARCIAL DE LA ESTRUCTURA DE ENTRADA O CRUCE TIPO O ESPECIAL

El número de estructuras estandarizadas (tipo) o especiales requieren del diseño, revisión y verificación de la información y datos de entrada (in put), tales como bancos de nivel geo referenciados a los bancos de nivel de la obra de cabeza en topografía, bases de datos climatológicos, cartografía con las series y tipos de suelos, cobertura vegetal (superficie cultivada, pastos y estepas, selva baja o alta, etc.). Se requiere la aplicación de resultados confiables del análisis de información básica y de los estudios desarrollados para este propósito, entre los que destacan la geotecnia, la hidrología, la hidráulica y el diagnóstico sobre el estado físico actual de las estructuras mediante el recorrido de campo, y con apoyo de imágenes fotográficas.

Para el caso específico de la estructura correspondiente a este cadenamiento, se llevó a cabo el diseño y la revisión de la capacidad actual, tanto del cauce natural o artificial, como de la estructura de entrada, mediante el desarrollo y actualización de los estudios básicos de topografía, hidrología, hidráulica y geotecnia, cuyos resultados se

encuentran en la memoria técnica y descriptiva, el gasto de diseño para esta entrada resultó de  $3.8668 \text{ m}^3/\text{s}$ . Como ejemplo se incluyen la Figura 3.3 que muestra que actualmente se encuentran un par de canales de llamada que descargan directamente al CPH, están en buen estado físico, se requiere desazolver y rehabilitar el tanque desarenador al inicio de la entrada. La Figura 3.4 muestra la necesidad de dejar a paño los muros del canal de acceso, dándoles la misma inclinación del talud del CPH.



Figura 3.3 Entrada de agua Km 19+506.



Figura 3.4 Entrada de agua Km 19+506.

Se hace la revisión hidráulica para revisar la capacidad de los canales y determinar si éstos cuentan con las dimensiones para derivar el gasto anteriormente mencionado.

La revisión se elabora mediante el software Hcanales, tomando el gasto de diseño y, dado que se cuenta con 2 canales de derivación; cada uno se diseña con la mitad el gasto. Mediante la revisión se puede observar que el canal cuenta con la capacidad para derivar el gasto de  $3.8668 \text{ m}^3/\text{s}$ , ya que el tirante normal no rebasa el nivel de paño superior del ducto.

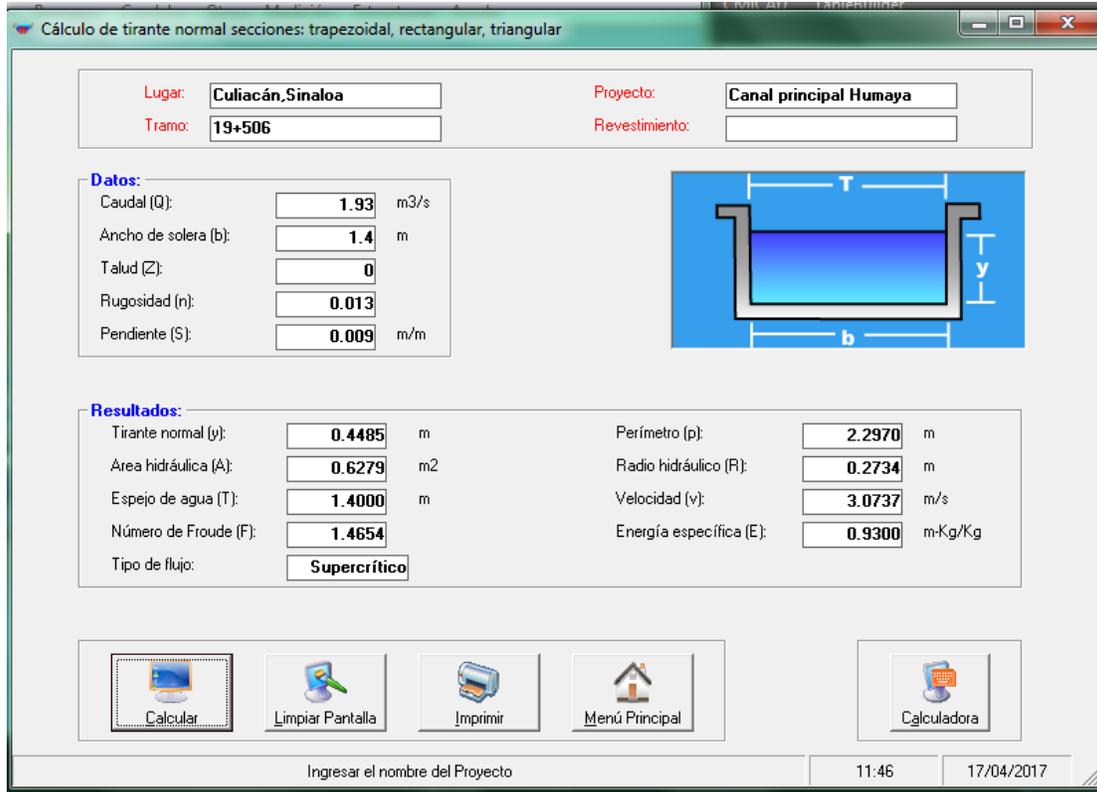


Figura 3.5 Ventana de la interfaz del Software Hcanales.

Una vez hecha la revisión hidrológica, hidráulica y mediante los criterios de inspección visual se determinó que la estructura debe ser desazolvada y rehabilitada, adicional a ello se requiere la colocación de un par de compuertas en la estructura de entrada.

## 3. 2 Localización

Este primer tramo del CPH se localiza en el municipio de Culiacán, Sinaloa, se encuentra en la región central del estado de Sinaloa, entre los meridianos 106° 56' 50" y 107° 50' 15" de longitud oeste del meridiano de Greenwich y las coordenadas extremas de los paralelos 24° 02' 10" y 25° 10' 56" de latitud norte. Su altitud registra una media de 53 metros sobre el nivel del mar, pero llega a alcanzar hasta los 2,100 metros en la zona de los altos.



Figura 3.6 Localización de la zona de estudio, Culiacán, Sinaloa.

Culiacán es atravesado por cuatro corrientes hidrológicas: los ríos Humaya, Tamazula, Culiacán y San Lorenzo; el Humaya tiene su origen en el Estado de Durango, entrando a Sinaloa por el municipio de Badiraguato, sus aguas son controladas por la presa Adolfo López Mateos.

El municipio tiene una temperatura media anual de 24°C, con una mínima de 2°C, con una precipitación pluvial promedio de 658 milímetros, el clima es húmedo y caliente en verano, mientras que en invierno la temperatura es agradable, con escasas precipitaciones, los vientos dominantes se desplazan en dirección noroeste, desarrollando una velocidad aproximada de dos metros por segundo.

La zona de proyecto se localiza en las cercanías de la localidad “El Callejón”. (252681.32 m E, 2757637.78 m N).

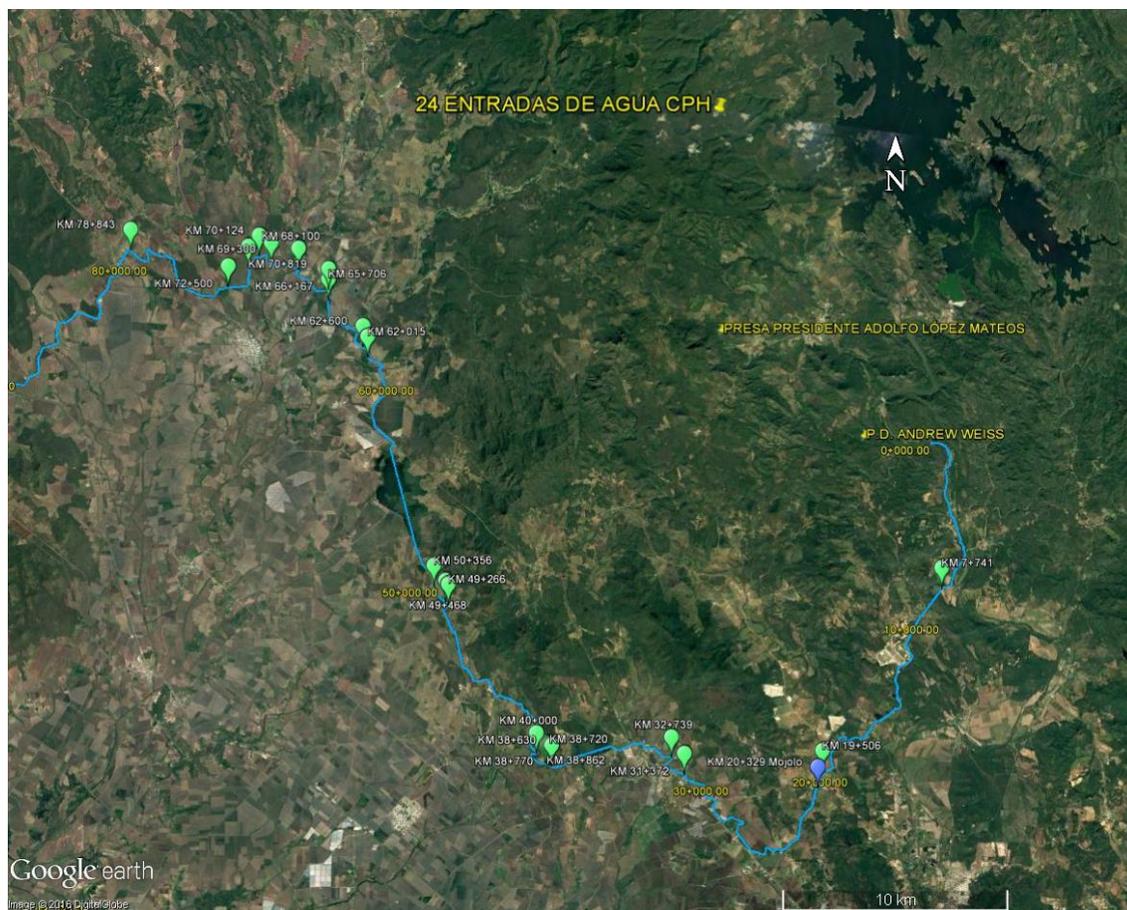


Figura 3.7 Localización de las 24 entradas de agua objeto de este convenio.



### 3.3 Estudios preliminares

#### 3.3.1 Estudio topográfico

##### 3.3.1.1 Bancos de nivel para control vertical y horizontal

**Para la topografía se usó la Red Geodésica Nacional Activa (RGNA)**, que se define como el conjunto de estaciones de monitoreo continuo de datos del GPS, distribuidas estratégicamente en el territorio nacional, que materializan el Sistema Geodésico Nacional en su vertiente horizontal, y proporcionan servicios de posicionamiento geodésico a los usuarios mediante datos en línea y coordenadas en el marco oficial.

Cada estación de la RGNA a que se liga un levantamiento geodésico desempeña un papel activo, al funcionar como puntos de referencia para determinar las diferencias entre sus posiciones altamente precisas y las posiciones de nuevos puntos derivadas directamente de los datos transmitidos por el sistema de satélites de navegación global (GNSS); así, mediante la técnica del posicionamiento diferencial, la RGNA ofrece información geodésica acorde a las altas precisiones que proporcionan los equipos del sistema de posicionamiento global.

Por lo anterior, la RGNA se presenta como una alternativa que permite a los usuarios ligar sus proyectos al Sistema Geodésico Nacional, al disponer gratuitamente de la información y exactitud posicional de las estaciones durante sus levantamientos geodésicos o topográficos con tecnología GPS, con el consecuente ahorro en tiempo y costo.

**La Red Geodésica Nacional Pasiva (RGNP)** está constituida por más de 100 000 estaciones geodésicas materializadas sobre el terreno con una placa empotrada que identifica a cada una de ellas. Las estaciones geodésicas distribuidas en la República Mexicana se clasifican en tres capas de interés: Red Geodésica Vertical, Red Geodésica Horizontal y Red Geodésica Gravimétrica.

<http://www.inegi.org.mx/geo/contenidos/geodesia/rgnp.aspx>

En función de la red geodésica nacional del Instituto Nacional de Estadística y Geografía y con apoyo de un equipo RTK se colocaron los siguientes bancos de nivel para el levantamiento y reconstrucción de la entrada:

Tabla 3.1 Bancos de nivel y coordenadas utilizados.

| <u>Banco de Nivel</u> | <u>Coordenada X</u> | <u>Coordenada Y</u> | <u>Coordenada Z</u> |
|-----------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| <u>G-2</u>            | <u>252680.3780</u>  | <u>2757628.7130</u> | <u>72.955</u>       |



Figura 3.8 Banco de nivel G-2.



### 3.3.1.2 Nivelación diferencial de bancos de nivel

El procedimiento de nivelación topográfica utiliza el sistema GPS diferencial con una estación BASE fija, ligada a un banco de nivel conocido para obtener mejor precisión de las coordenadas geográficas; las estaciones base y móvil deben tener buena recepción satelital sin ningún tipo de interferencia.

Los métodos basados en el sistema GPS diferencial exigen conocer la posición de partida para lograr la exactitud y rapidez admisibles; se describe el método utilizado, (Perdomo, 2001).

#### 3.3.1.3 La altura a partir del posicionamiento satelital

Cuando se determinan coordenadas por medios satelitales, por ejemplo, con geoposicionador *GPS*, la altura  $h$  se obtiene con base en un marco de referencia y un elipsoide determinados, con claro significado geométrico:  $h$  es la altura del punto  $P$  respecto del elipsoide.

Las coordenadas cartesianas rectangulares  $x$ ,  $y$ ,  $z$  de un punto cualquiera sobre la superficie de la tierra dependen de la orientación, el origen y la escala del marco, las coordenadas geodésicas dependen además del elipsoide adoptado.

El primer elemento básicamente geométrico a considerar cuando se expresa una altura elipsódica obtenida con *GPS*.

El segundo elemento se refiere a que el elipsoide no es superficie de nivel o, dicho de otra manera, las alturas medidas respecto de aquel no tienen sentido físico.

Los modelos de geoide permiten describir el comportamiento de una superficie de nivel con respecto a una figura geométrica de referencia o elipsoide.



Estos modelos cuya precisión ha ido en rápido aumento en años recientes tienen poca resolución lo que significa no poder dar cuenta de las ondulaciones del geoide que se producen a escala de pocos kilómetros, pero constituyen una buena referencia general y pueden ser tomados como base para nuevos desarrollos.

La grabación de datos por el primer equipo se hace habitualmente cada 15 segundos, con 30 a 70 min por punto de estadía, cuidando el PDOP mientras dure el posicionamiento, con unos cuantos mm de error.

Se utilizaron los más modernos sistemas topográficos satelitales RTK GPS, de marca TOPCON. Los equipos RTK GPS TOPCON GR-5 son capaces de ligarse a la RGNA, bajando los datos a través de un programa llamado TOPCON TOOL el cual requiere de una licencia, con esto se generan estaciones semejantes a los de la RGNP en el lugar que uno lo requiera, de esta manera se procede a iniciar el levantamiento ya sea en una estación de la RGNP o con una generada por el GPS con una marca puesta por nosotros mismos, a partir de aquí podemos usar el equipo que se tenga disponible ya sea GPS, estación total o teodolito.

Para los trabajos en campo se utilizó el Sistema de Navegación Global por Satélite o *Global Navigation Satellite System* (GNSS), conocido comúnmente como “sistema Rover” RTK GPS, marca Topcon modelo GR-5 (hasta cuatro equipos utilizados) uno de ellos como base. Las características técnicas de estos equipos se presentan a continuación.

- Precisión RTK: Horizontal: 10mm + 1.0ppm y Vertical: 15mm + 1.0ppm
- Precisión estática: Horizontal: 3mm + 0.5ppm y Vertical: 5mm + 0.5ppm
- Recepción de Señales: GPS, GLONASS, QZSS, SBAS, Galileo and Beidou (BDS).
- Número de canales: 226-Channel Vanguard Technology™ with Universal Tracking Channels
- Tipo de antena: Integrated Fence Antenna™ with Ground Plane
- Comunicaciones: Radio integrado UHF TX/RX, o 915MHz Spread Spectrum; Base Radio Output 1.0W, user selectable; comunicaciones por celular integrado HSPA or CDMA; comunicaciones I/O de clase 2 Bluetooth®; así como USB and Serie RS-232 y otras.
- Memoria: Removable SD/SDHC con tarjeta de memoria de 32GB.
- Data Update/Output Rate: 1Hz – 100Hz Seleccionable; con capacidad de salida de datos en tiempo real con tecnologías TPS, RTCM SC104, CMR, CMR+, con salida en código ASCII, NMEA 0183 versión 2.x y 3.0.
- Caja de protección: Magnesium I-Beam Housing

- Temperatura de operación: -30°C to +70°C (-22°F to +158°F)
- Protección contra polvo y agua de tipo: norma IP66.
- Resistencia a golpes: 2 metros cayendo sobre concreto, normas IEC 60068-2-29, IEC 60068-2-27.
- Resistencia a vibraciones: cumple norma MIL-STD 810F - 514.5 - Cat.24



Figura 3.9 Equipo GPS usado en el levantamiento topográfico.

Con objeto de garantizar lecturas confiables en todo momento los receptores deben encontrarse en un radio de 25 km de la estación BASE y, a su vez, todas las bases deben estar ligadas entre sí, restricciones que se tienen que cumplir para poder utilizar los equipos GPS diferencial de frecuencia sencilla.

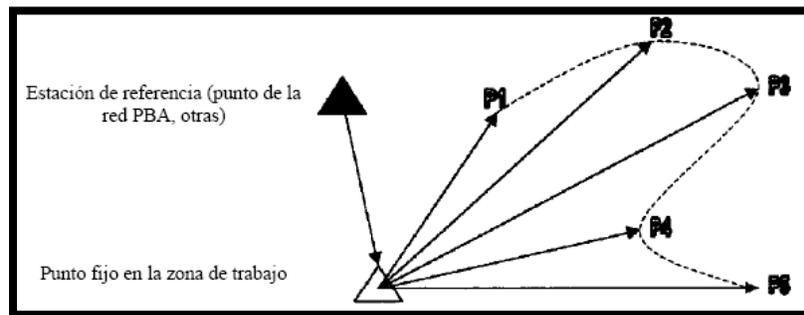


Figura 3.10 Método de medición GPS.

Tabla 3.2 Glosario de siglas usadas en el estudio de topografía.

| Siglas | Significado   |
|--------|---|
| DOP    | Dilución de la precisión: el efecto geométrico sobre exactitud del GPS. La posición de satélites del GPS en órbita determina los valores de DOP para un sitio dado. Cuanto más alto es el valor de DOP, menos exacta la solución de la posición   |
| PDOP   | Dilución de la precisión posicional: el valor de DOP para la solución tridimensional de la posición   |
| HDOP   | Dilución horizontal de la precisión: el valor de DOP para la posición horizontal dimensional 2  |
| VDOP   | Dilución vertical de la precisión: el valor vertical de DOP para el componente vertical de una solución de la navegación  |
| PDOP   | Dilución de precisión posicional (PDOP): es una medida sin unidades, indica cuando la geometría satelital provee resultados más precisos. La <b>¡Error! No se encuentra el rigen de la referencia.</b> muestra las formas en que se representa la búsqueda de objetivos por satélite, <i>i)</i> cuando los satélites están desparramados por el espacio, el valor PDOP es bajo y las posiciones computadas son más precisas, <i>ii)</i> si los satélites se agrupan el valor PDOP es alto y las posiciones imprecisas y <i>iii)</i> para obtener precisiones sub-métricas el PDOP debe ser de 4 o menos |

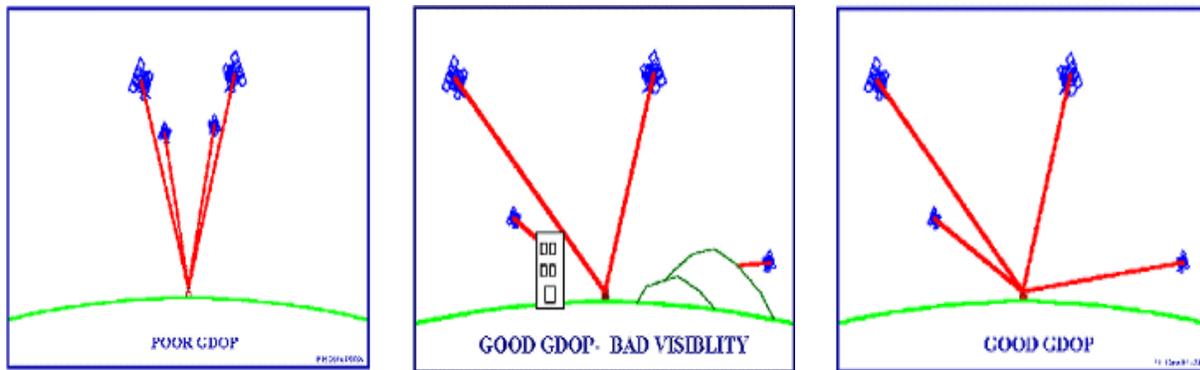


Figura 3.11 Representación de la búsqueda de objetivos.



### *Procedimiento en campo*

Se instalan las estaciones base en BN sobre sus propios tripiés bien nivelados, se toma la altura de antena con respecto a un punto que es marcado para rectificaciones posteriores y anotado en los parámetros de la consola del GPS en la modalidad de estático.

Después de instaladas las bases se procede a nivelar los puntos de interés en la forma especificada en los términos de referencia, como ya se explicó.

Según se necesite se van instalando adicionales estaciones base y el procedimiento de nivelación se repite.

Su localización se determina por medio del análisis de la cobertura del equipo, de unos 25 km de distancia.

#### ***3.3.1.4 Referenciación, documentación y croquis de localización referenciado a un mismo banco de nivel***

Inicialmente se establece una estación base con el posicionamiento de un equipo GPS fijo al que se puede tener acceso continuo (BN41).

Durante este tiempo se identifica el punto, después de calibrar la información y tener todos los datos de identificación, se inicia la toma de lecturas. Al terminar con la lectura, la antena se desconecta del poste y se traslada al siguiente punto (el equipo móvil), mientras que la estación base continua en operación ininterrumpida.

Con la información recopilada durante el día, se efectúa el post-proceso, para el cual, se realizan las siguientes actividades:



- Transferencia de la información de los equipos receptores a una computadora. Una vez en la computadora los archivos recuperados se transfirieron al lenguaje del programa.
- El procesado consiste en la solución de las ecuaciones que permiten determinar la posición de la estación y de la base simultáneamente. De esta forma se obtienen las coordenadas con corrección diferencial.

Sin el post-procesado diferencial, los equipos son capaces de proporcionar exactitudes del orden de los decímetros en los primeros minutos, después de los 20 minutos la exactitud que se logra es del orden de los milímetros, siempre y cuando la geometría y la calidad de la señal recibida sean buenas.

Un aspecto muy importante que debe cuidarse es definir la zona geográfica, así como tener en consideración que la toma de lecturas se realiza sobre el geoide, para lo cual el post-procesado juega el papel principal, ya que se pueden tener buenas lecturas pero posiblemente se encuentren desplazadas del sitio a medir por estar en otro sistema de referencia.

Para obtener las coordenadas finales de las estaciones es necesario tener ligada la o las estaciones base de GPS a un punto conocido con coordenadas publicadas.

Para tener unidas a estas estaciones fue necesario establecerlas en red. Los puntos de liga debieron cumplir con las mismas características de las estaciones base de GPS, su única diferencia es que no se usaron así. Con las bases de GPS y los puntos acoplados se efectuó el post-proceso donde se determinó su localización.

De esta forma se llega a la determinación de las coordenadas de las estaciones de GPS, así como a la asociación de las bases con los bancos de nivel, realizada en la modalidad de levantamiento estático. Con este tipo de recolección de datos y post-proceso diferencial se obtuvieron precisiones del orden del milímetro.



Las coordenadas presentadas fueron calculadas tanto en datum WGS84 como NAD 27, elipsoide CLARKE 1866, y la proyección Universal Transverse Mercator (UTM) por ser las utilizadas comúnmente. La elevación msnm está referida al mismo Banco de Nivel arriba mencionado.

### **3.3.1.5 Planos topográficos**

Como resultado de la información recabada y procesada en cada levantamiento se han elaborado los planos topográficos a escala conveniente, la planta del sitio correspondiente, con curvas de nivel a cada 25 o 50 cm según corresponda, así como las secciones del cauce natural o artificial, indicando la geometría del canal, arroyo o río, con sus elevaciones y cadenamientos a cada 20 m y cuando así lo requirió la pendiente o algún cambio significativo. Los planos fueron la base para el diseño o la revisión del diseño, los cuales quedaron integrados en la carpeta 3 del anexo 3..



### 3.3.2 Estudio hidrológico

Debido a las condiciones de deterioro del canal Humaya se realizará la rehabilitación de las estructuras auxiliares del canal principal. Por ello, el objetivo de este trabajo es realizar un estudio hidrológico para estimar el gasto máximo de la avenida de diseño de las entradas de agua que servirá para revisar el buen funcionamiento de las obras existentes y en algunos casos diseñar las entradas de agua y construirlas durante el proceso de rehabilitación del canal Humaya.

Para la estimación del gasto máximo se emplearon los modelos lluvia escurrimiento que involucran el área de la cuenca, altura total de precipitación y las características generales de la cuenca tales como la pendiente del cauce principal y del terreno, longitud del cauce principal, tipo y uso de suelo. En este estudio se considera que los modelos representativos del proceso lluvia-escurrimiento son el método de la fórmula racional y el método de V. T. Chow.

En este trabajo se determinó el caudal de diseño para 24 subcuencas hidrológicas que descargan al canal principal Humaya localizadas desde el kilómetro 7+741 al 78+844. El método de la fórmula racional se aplicó a cuencas con superficie menor de 5 km<sup>2</sup> y el método de V.T. Chow a las cuencas con área entre 5 y 100 km<sup>2</sup>. Los gastos obtenidos para las subcuencas se encuentran entre 0.50 y 48.07 m<sup>3</sup>/s.

Los resultados obtenidos en este estudio son aplicables sólo a las subcuencas trazadas pues se consideró la lluvia de 24 horas igual a la lluvia máxima diaria debido a que al realizar los ajustes por intervalo fijo de observación y reducción por magnitud de la cuenca en los datos de precipitación máxima diaria, estas resultaron parecidas. Lo anterior se atribuye al hecho de que las subcuencas están a más de 3 km de la estación climatológica.

El gasto de diseño de las estructuras de entrada de agua se puede consultar en las tablas 3.11 y 3.12.

El procedimiento previo al cálculo del gasto de diseño fue la delimitación de las subcuencas hidrológicas y obtención de las características fisiográficas de las mismas, tales como el área, longitud y pendiente del cauce principal, y el tiempo de concentración. Se realizó el trazo de 138 cuencas hidrológicas tomando como base el modelo digital de terreno escala 1:50 000 y la red de corrientes obtenidas de la página oficial del Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI). En algunas de las subcuencas trazadas se consideró más de 1 descarga o salida de agua pluvial, por lo que se localizaron 168 entradas de agua al Canal Principal Humaya. Sin embargo es necesario encauzar el escurrimiento de tal manera que se pueda construir sólo 1 entrada de agua por subcuenca, pues el diseño se hará con el gasto máximo obtenido en la subcuenca hidrológica.

En los siguientes temas se desarrolla el proceso de aplicación del modelo lluvia-escurrimiento, primero se hace el análisis de la precipitación registrada en 24 horas para calcular la intensidad o precipitación con el método de Chen-Lung-Chen y luego se estima el gasto máximo con la fórmula racional en las subcuencas menores de 5 km<sup>2</sup> y con el método de Chow en las subcuencas mayores de 5 km<sup>2</sup>. Las subcuencas menores de 5 km<sup>2</sup> son 129, para las que se determinó la intensidad de lluvia para un periodo de retorno de 10 años y el coeficiente de escurrimiento de acuerdo con el tipo de área drenada. Para las subcuencas mayores de 5 km<sup>2</sup> se calculó la precipitación con periodo de retorno de 10 años y luego se determinó la precipitación efectiva utilizando el método de los números de escurrimiento propuesto por el U.S. Soil Conservation Service.

### **3.3.2.1 Análisis del proceso lluvia-escurrimiento**

Se utilizó información del uso de suelo y edafología a escala 1:250 000 y el modelo digital de terreno a escala 1:50 000 obtenidos de la página oficial del Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI) para determinar la lluvia en exceso del evento de diseño. Para ello se definió la cobertura vegetal y el tipo de suelo en el área de estudio para determinar el número de curva de escurrimiento (N) necesario para aplicar el método V.T.Chow. En la figura 3.12 se puede observar que el suelo aledaño al canal

principal Humaya se usa para agricultura de riego y temporal y gran parte está cubierto por selva baja caducifolia. De acuerdo con la textura de suelo, en el área de estudio hay suelos compuestos en su mayoría por arenas finas, limos y con alto contenido de arcilla como se puede observar en la figura 3.13 donde se presentan los tipos de suelo según la clasificación hecha por el U. S. Soil Conservation Service.

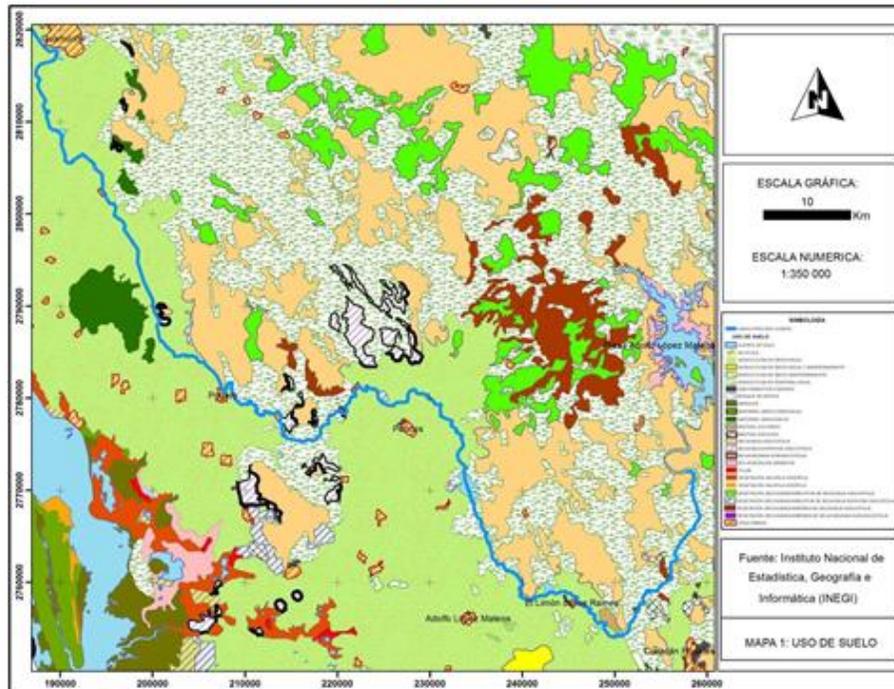


Figura 3.12 Mapa de uso de suelo.

También se obtuvo el mapa de pendiente del terreno y el tipo de área drenada en cada subcuenca para definir el coeficiente de escurrimiento ( ) (ver Aparicio, 2010).

En la figura 3.14 se puede observar cómo se distribuyen las pendientes, localizándose la mayoría en los rangos 0-2 y 2-5%. En la parte alta de las subcuencas se tienen pendientes de 12 a 31 y de 31 a 56 %. Aunque también se pueden encontrar subcuencas con pendiente mayor a 56% característica de los relieves abruptos.

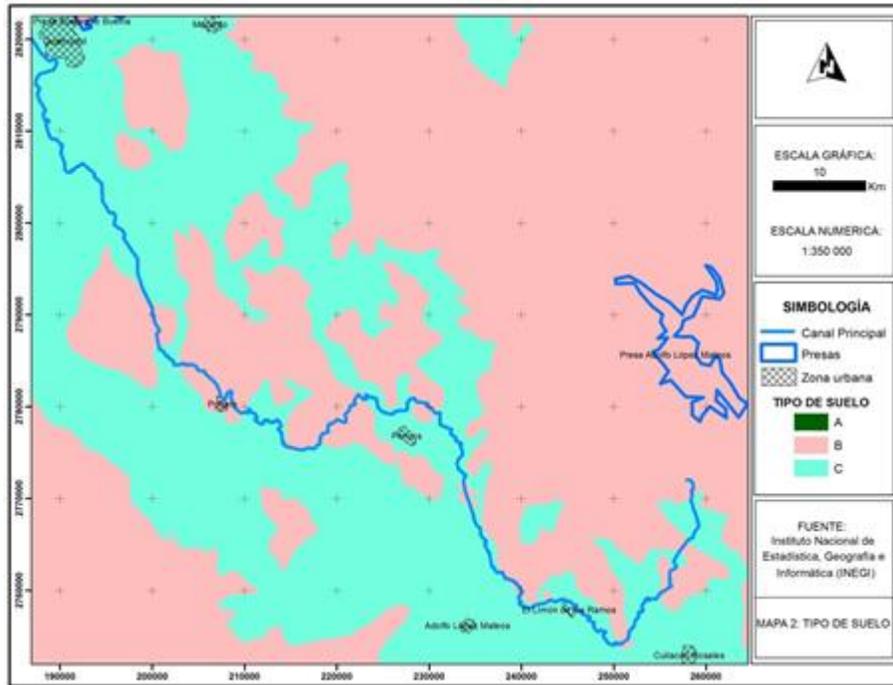


Figura 3.13 Mapa de tipo de suelo.

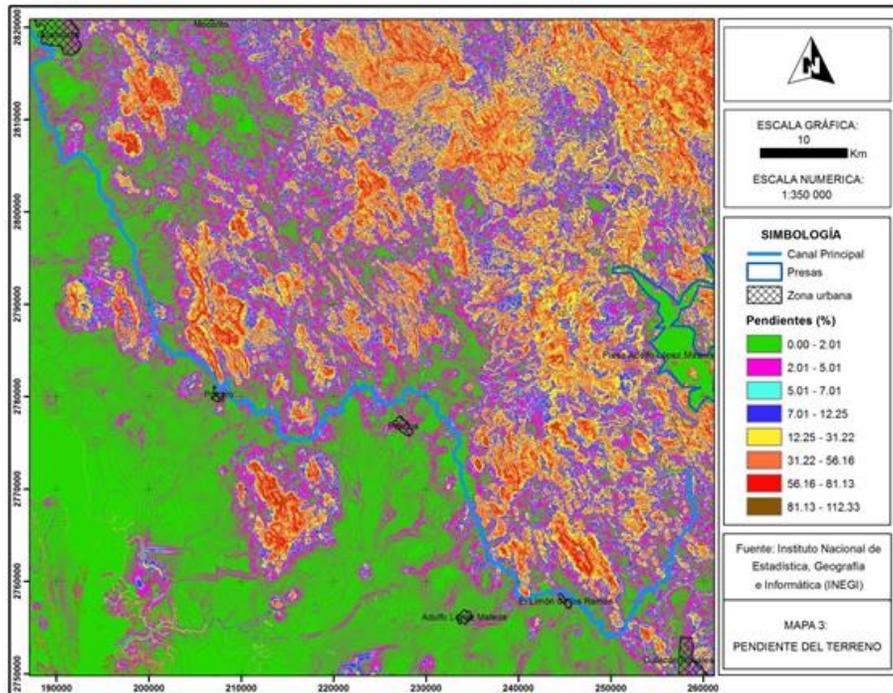


Figura 3.14 Mapa de pendientes.



### 3.3.2.2 Procesamiento de información para implementar el modelo lluvia-escorrimento

En esta etapa se analizó la información de las estaciones climatológicas El Varejonal, Palos Blancos, Pericos, Rosa Morada, El Playon, Guamuchil y Mocorito (DGE) para trasladar los datos de precipitación máxima diaria a cada subcuenca trazada que aporta escurrimiento a las entradas de agua. En la tabla 3.3 se muestra la información de las estaciones climatológicas con el periodo de tiempo en el que existe información registrada. De estas las que tienen más datos faltantes son Guamuchil y Mocorito (DGE), sin embargo, no se realizó el relleno de datos faltantes pues en los existentes se encuentra la lluvia máxima diaria.

Tabla 3.3 Estaciones climatológicas utilizadas en el análisis de frecuencias.

| Clave | Nombre        | Municipio   | Longitud (W) | Latitud (N) | Altitud | Inicio  | Fin     |
|-------|---------------|-------------|--------------|-------------|---------|---------|---------|
| 25033 | EL VAREJONAL  | BADIRAGUATO | -107.393056  | 25.094444   | 119     | 1961-01 | 2011-09 |
| 25069 | PALOS BLANCOS | CULIACAN    | -107.391667  | 24.923611   | 55      | 1961-01 | 1988-08 |
| 25071 | PERICOS       | MOCORITO    | -107.694444  | 25.093056   | 51      | 1961-11 | 2009-08 |

Los criterios usados para determinar la estación base en cada caso fueron los siguientes:

1. Se eligieron estaciones con registros de precipitación mayor a 20 años para asegurar que se tomen en cuenta periodos lluviosos y de sequías.
2. Se consideró como estación representativa la estación climatológica más cercana a las subcuencas según el trazo de los polígonos de Thiessen

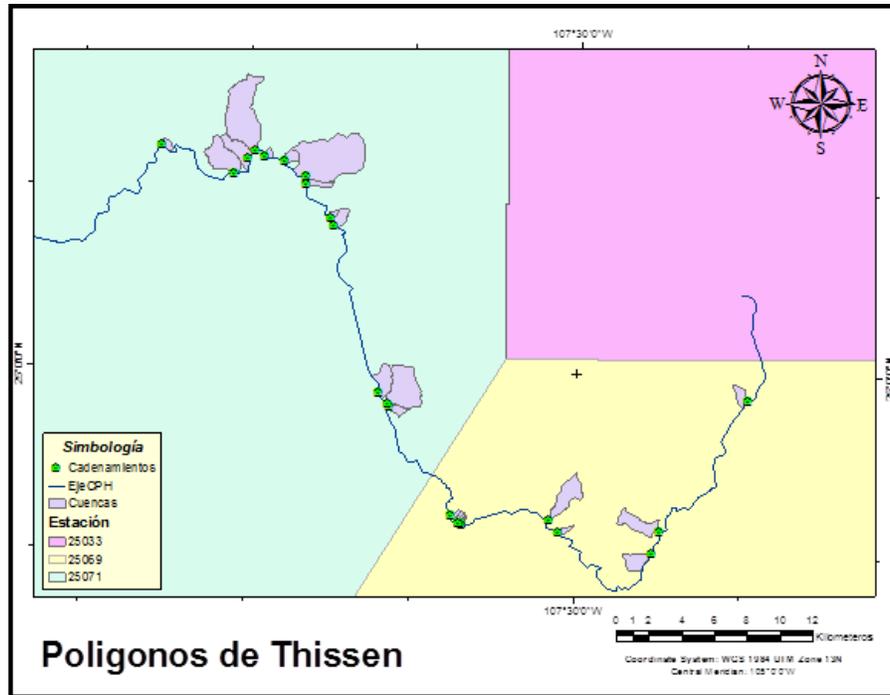


Figura 3.15 Definición del área de influencia de la estación climatológica de acuerdo con los polígonos de Thiessen.

### 3.3.2.3 Análisis de precipitación máxima diaria

Para obtener una estimación de la avenida máxima en las subcuencas adyacentes al Canal Principal Humaya se utilizó información de la base datos climatológica nacional. Se analizaron los datos de precipitación máxima diaria para determinar las curvas precipitación-duración-periodo de retorno y las curvas intensidad-duración-periodo de retorno con el método de Chen-Lung-Chen, debido a que no se cuenta con registros pluviométricos para determinar las características de los eventos de lluvia de corta duración.

En la estación climatológica Palos Blancos se analizaron los datos de lluvia máxima diaria registrados del año 1961 a 1987 como se puede ver en la tabla siguiente. La lluvia media anual de las máximas diarias fue de 95.5 mm y el número medio anual de días con tormentas convectivas.



Tabla 3.4 Precipitación máxima diaria (estación Palos Blancos).

| Año  | Ene  | Feb  | Mar  | Abr  | May | Jun  | Jul   | Ago   | Sep   | Oct   | Nov  | Dic  | Hpmax       | Días        |
|------|------|------|------|------|-----|------|-------|-------|-------|-------|------|------|-------------|-------------|
| 1961 | 25.1 | 0    | 0    | 14.8 | 0   | 16.5 | 43.1  | 62.5  | 49    | 47    | 2.9  | 8.6  | 62.5        | 25          |
| 1962 | 6.2  | 0    | 0    | 0    | 0   | 8.1  | 24.6  | 53.8  | 24.4  | 86.2  | 10   |      | 86.2        | 15          |
| 1963 | 2.4  | 0.3  | 0    | 0    | 0   | 32.1 | 140.6 | 36.9  | 33.5  | 36.2  | 5.5  | 178  | 178         | 28          |
| 1964 | 0.2  | 0    | 12.4 | 0    | 1.2 | 36.5 | 70    | 29.2  | 37    | 7.5   | 0    | 9    | 70          | 14          |
| 1965 | 2.7  | 13   | 0.1  | 0    | 0   | 0.1  | 57    | 71    | 41.9  | 0     | 0    | 38   | 71          | 22          |
| 1966 | 4.4  | 25.3 | 0    | 10.4 | 0   | 0.2  | 73.4  | 62.5  | 61.1  | 0     | 0    | 0    | 73.4        | 12          |
| 1967 | 19.3 | 0.7  | 0.1  | 0    | 0   | 69   | 60.8  | 72.6  | 27.5  | 25    | 0.4  | 68.7 | 72.6        | 24          |
| 1968 | 21   | 56.5 | 13   | 3.9  | 0   | 2.3  | 65    | 106.3 | 45    | 0     | 45.5 | 8.8  | 106.3       | 20          |
| 1969 | 0.2  | 11.1 | 0    | 0    | 0   | 3.3  | 42.8  | 45    | 10.2  | 10.7  | 0    | 25.8 | 45          | 14          |
| 1970 | 29   | 3.5  | 0.4  | 0    | 0   | 26.4 | 56.5  | 29.5  | 41.2  | 0     | 0    | 0    | 56.5        | 20          |
| 1971 | 3.5  | 0.1  | 0    | 0    | 0   | 32.2 | 25    | 101.1 | 35    | 100.2 | 3    |      | 101.1       | 17          |
| 1972 | 12.6 | 0    | 0    | 0    | 46  | 23.7 | 20.2  | 24.5  | 27.9  | 74.5  | 27.5 | 7.9  | 74.5        | 22          |
| 1973 | 5.3  | 38.4 | 0.7  | 0    | 0   | 0.3  | 28.4  | 25.4  | 64    | 13.1  | 0    | 0.2  | 64          | 17          |
| 1974 | 0    | 0    | 0    | 0    | 2   | 2    | 64    | 57.5  | 72    | 4.6   | 66.9 | 53   | 72          | 19          |
| 1975 | 6.6  | 5.7  | 0    | 0    | 0   | 0    | 29.5  | 69    | 36.7  | 0.7   | 1    | 0    | 69          | 21          |
| 1976 | 1.3  | 0.2  | 0    | 0.1  | 0   | 36   | 48.4  | 36.6  | 62.9  | 48.5  | 0    |      | 62.9        | 22          |
| 1977 | 3.9  | 0    | 7.2  | 0    | 0   | 22.7 | 55    | 55.7  | 7.8   | 12.1  | 20   | 0    | 55.7        | 19          |
| 1978 | 0    | 29   | 0    | 0    | 0   | 0.3  | 60.6  | 114.6 | 180.2 | 20.3  | 1    | 26.6 | 180.2       | 22          |
| 1979 | 77.5 | 8.8  | 1    | 0    | 1.1 | 22   | 35.6  | 49.2  | 75.5  | 0     | 0    | 3    | 77.5        | 12          |
| 1980 | 0    | 0    | 3    | 0    | 0   | 1.5  | 52.5  | 124   | 34.5  | 86.5  | 19   | 6.5  | 124         | 21          |
| 1981 | 43   | 0    | 4.6  | 8.9  | 0   | 1.8  | 47.1  | 55.5  | 31.3  | 36.7  | 0    | 0.1  | 55.5        | 22          |
| 1982 | 14.7 | 0    | 0    | 0    | 0   | 0    | 12.5  | 46    | 83.8  | 0     | 39   | 27.7 | 83.8        | 14          |
| 1983 | 66   | 45   | 8    | 12   | 0   | 0    | 42.3  | 54    | 88    | 21    | 66   | 0    | 88          | 21          |
| 1984 | 58   | 0    | 0    | 0    | 16  | 41   | 60    | 23.5  | 30    | 17    | 20   | 29   | 60          | 33          |
| 1985 | 23.5 | 0    | 0    | 0    | 0   | 45   | 80    |       | 350   | 110   | 0    | 0    | 350         | 13          |
| 1986 | 14   | 10   | 0    | 20   | 0   | 3    | 42    | 41    | 30    | 110   | 0    | 4    | 110         | 20          |
| 1987 | 0    | 0    | 0    | 0    | 0   | 0    | 130   | 60    | 32    | 0     | 0    | 20   | 130         | 16          |
|      |      |      |      |      |     |      |       |       |       |       |      |      | <b>95.5</b> | <b>19.4</b> |

En la estación Pericos se obtuvo una precipitación máxima diaria media de 93.7 mm al considerar un periodo de 47 años de registro. Se encontraron algunos días sin información como se puede observar en la tabla siguiente.



Tabla 3.5 Precipitación máxima diaria (estación Pericos).

| Año  | Ene   | Feb   | Mar   | Abr   | May   | Jun   | Jul    | Ago    | Sep    | Oct    | Nov   | Dic   | Hp max | Días |
|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|-------|-------|--------|------|
| 1962 | 7.50  | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 15.00 | 24.00  | 18.80  | 59.00  | 35.00  | 12.50 |       | 59.00  | 17   |
| 1963 | 6.50  | 3.50  | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 4.00  | 110.00 | 41.00  | 27.00  | 43.00  | 7.50  | 0.00  | 110.00 | 25   |
| 1964 | 0.00  | 0.00  | 9.60  | 0.00  | 0.60  | 4.80  | 17.70  | 23.00  | 34.00  | 41.00  | 0.00  | 62.00 | 62.00  | 19   |
| 1965 | 0.00  | 4.50  | 0.50  | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 54.00  | 38.00  | 31.00  | 0.00   | 0.00  | 16.50 | 54.00  | 19   |
| 1966 | 5.00  | 1.70  | 0.00  | 11.00 | 0.00  | 2.60  | 79.00  | 49.00  | 59.30  | 0.00   | 0.00  | 37.50 | 79.00  | 15   |
| 1967 | 11.80 | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 15.50 | 32.50  | 36.00  | 20.40  | 26.00  | 0.00  |       | 36.00  | 27   |
| 1968 | 22.50 | 67.00 | 16.70 | 2.40  | 0.00  | 4.00  | 50.00  | 19.00  | 28.50  | 3.50   | 22.50 | 38.50 | 67.00  | 22   |
| 1969 | 0.00  | 7.50  | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 50.80  | 62.30  | 21.30  | 16.50  | 0.00  | 20.00 | 62.30  | 18   |
| 1970 | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 1.50  | 25.50  | 43.50  | 46.50  | 84.40  | 0.00  | 2.30  | 84.40  | 12   |
| 1971 | 8.00  | 10.70 | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 2.00  | 42.50  | 57.50  | 64.60  | 106.40 | 17.50 | 16.00 | 106.40 | 18   |
| 1972 | 11.50 | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 14.00 | 0.00  | 68.50  | 54.00  | 42.40  | 27.80  | 53.00 | 12.00 | 68.50  | 20   |
| 1973 | 4.00  | 38.00 | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 1.50  | 25.50  | 43.50  | 46.50  | 84.40  | 0.00  | 2.30  | 84.40  | 14   |
| 1974 | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 5.00  | 0.00  | 71.40  | 56.50  | 52.30  | 14.00  | 48.50 | 38.00 | 71.40  | 18   |
| 1975 | 5.40  | 8.30  | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 32.50  | 92.40  | 41.70  | 5.00   | 2.30  | 2.00  | 92.40  | 16   |
| 1976 | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 19.00 | 122.00 | 35.20  | 57.20  | 45.20  | 44.70 | 7.20  | 122.00 | 21   |
| 1977 | 11.00 | 0.00  | 13.00 | 0.00  | 0.00  | 10.00 | 32.70  | 57.50  | 53.20  | 16.00  | 4.70  | 0.00  | 57.50  | 21   |
| 1978 |       | 21.60 | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 6.00  | 111.00 | 50.00  | 63.40  | 28.70  | 0.70  | 8.30  | 111.00 | 15   |
| 1979 | 74.30 | 16.00 | 0.00  | 0.00  | 12.50 | 7.30  | 56.30  | 61.50  | 31.70  | 0.00   | 0.00  |       | 74.30  | 14   |
| 1980 | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 31.00  | 49.50  | 102.50 | 60.30  | 1.40  | 6.30  | 102.50 | 21   |
| 1981 | 32.00 | 0.40  | 15.00 | 10.00 | 0.00  | 2.30  | 35.00  | 35.50  | 43.70  | 323.00 | 0.00  | 0.00  | 323.00 | 22   |
| 1982 | 19.00 | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 26.50  | 41.00  | 168.00 | 0.00   | 64.50 | 17.50 | 168.00 | 17   |
| 1983 | 7.00  | 39.00 | 14.50 | 9.50  | 0.00  | 0.00  | 24.00  | 31.00  | 32.00  | 37.50  | 18.50 | 5.00  | 39.00  | 26   |
| 1984 | 69.00 | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 30.00 | 84.00  | 112.00 | 68.70  | 35.50  | 29.00 | 29.00 | 112.00 | 30   |
| 1985 | 28.00 | 0.00  | 7.00  | 4.00  | 0.00  | 24.00 | 131.00 | 60.00  | 39.00  | 73.00  | 0.00  | 0.00  | 131.00 | 16   |
| 1986 | 0.00  | 4.00  | 0.00  | 14.50 | 0.00  | 30.00 | 22.50  | 60.00  | 27.50  | 74.00  | 0.00  | 4.00  | 74.00  | 18   |
| 1987 |       |       |       | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 60.00  | 55.00  | 44.00  | 0.00   | 4.50  | 90.00 | 90.00  | 19   |
| 1988 | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 0.00  |       | 9.00  | 63.50  | 60.00  | 28.00  | 4.00   | 0.00  | 50.00 | 63.50  | 14   |
| 1989 | 17.00 | 27.00 | 5.00  |       | 0.00  |       | 43.00  | 90.00  | 26.50  | 14.50  | 60.00 | 14.00 | 90.00  | 19   |
| 1990 | 10.00 | 20.00 | 0.00  | 0.00  |       | 0.00  | 32.00  | 77.00  | 58.50  | 52.50  | 18.00 | 80.00 | 80.00  | 29   |
| 1991 | 0.00  | 7.00  | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 58.00 | 42.00  | 80.00  | 57.00  | 36.00  | 58.00 | 14.00 | 80.00  | 24   |
| 1992 | 58.00 | 14.00 | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 51.50  | 43.00  | 20.00  | 20.00  | 0.00  | 9.00  | 58.00  | 28   |
| 1993 | 0.00  | 9.00  | 0.00  | 0.00  | 10.50 | 39.00 | 60.00  | 117.00 | 18.00  | 51.00  | 3.00  | 0.00  | 117.00 | 21   |
| 1994 | 0.00  | 0.00  | 2.00  | 0.00  | 0.00  | 11.00 | 29.00  | 72.00  | 22.00  | 10.00  | 0.00  | 1.50  | 72.00  | 16   |
| 1995 | 0.00  | 1.50  | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 56.00  | 60.00  | 75.00  | 0.00   | 2.00  | 0.00  | 75.00  | 11   |
| 1996 | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 10.00 | 90.50  | 84.00  | 63.00  | 12.50  | 37.50 | 0.00  | 90.50  | 18   |
| 1997 | 15.00 | 0.00  | 1.00  | 60.00 | 0.00  | 38.00 | 53.00  | 32.00  | 54.00  | 1.50   | 28.50 | 27.50 | 60.00  | 25   |
| 1998 | 0.00  | 13.50 | 1.00  | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 44.00  | 88.00  | 225.00 | 0.00   | 5.50  | 0.00  | 225.00 | 16   |



| Año  | Ene   | Feb   | Mar   | Abr  | May  | Jun   | Jul   | Ago   | Sep    | Oct    | Nov   | Dic   | Hp max | Días |
|------|-------|-------|-------|------|------|-------|-------|-------|--------|--------|-------|-------|--------|------|
| 1999 | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 0.00 | 0.00 | 38.50 | 32.00 | 32.00 | 71.50  | 3.00   | 0.00  | 0.00  | 71.50  | 15   |
| 2000 | 0.00  | 0.00  | 5.00  | 0.00 | 0.00 | 58.00 | 49.50 | 72.00 | 40.00  | 66.00  | 17.50 | 0.00  | 72.00  | 22   |
| 2001 | 0.00  | 2.00  | 12.00 | 0.00 | 0.00 | 12.00 | 39.00 | 44.00 | 29.00  | 8.50   | 0.00  | 0.00  | 44.00  | 20   |
| 2002 | 1.50  | 5.00  | 0.00  | 0.00 | 0.00 | 0.00  | 25.50 | 31.00 | 90.00  | 1.50   | 7.50  | 2.00  | 90.00  | 9    |
| 2003 | 0.00  | 8.50  | 1.00  | 0.00 | 0.00 | 1.00  | 58.00 | 28.50 | 129.00 | 42.00  | 5.00  | 0.00  | 129.00 | 18   |
| 2004 | 24.00 | 7.00  | 1.00  | 0.00 | 0.00 | 4.00  | 81.00 | 65.50 | 76.00  | 56.00  | 50.00 | 59.00 | 81.00  | 27   |
| 2005 | 2.50  | 35.00 | 0.00  | 0.00 | 0.00 | 0.00  | 54.00 | 32.00 | 47.50  | 9.00   | 1.50  | 0.00  | 54.00  | 14   |
| 2006 | 3.50  | 0.00  | 4.00  | 0.00 | 0.00 | 38.00 | 28.00 | 95.00 | 87.00  | 200.00 | 0.00  | 13.50 | 200.00 | 23   |
| 2007 | 19.50 | 0.00  | 0.00  |      | 0.00 | 11.00 | 30.00 | 82.50 | 129.00 | 47.50  | 9.50  | 12.50 | 129.00 | 24   |
| 2008 | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 0.00 | 0.00 | 0.00  | 48.50 | 44.00 | 82.00  | 43.50  | 0.00  | 0.00  | 82.00  | 21   |

Para conocer la precipitación asociada a cierto periodo de retorno es necesario realizar un análisis de frecuencias que implica obtener las características estadísticas (media, desviación estándar, entre otras), comprobar la aleatoriedad de la muestra y obtener la distribución de probabilidad (Escalante y Reyes, 2002) que mejor se ajusta a la muestra de lluvia máxima diaria.

### 3.3.2.4 Análisis de frecuencias de lluvia máxima diaria

Para fines prácticos se muestra sólo un ejemplo donde se verifica la aleatoriedad de la muestra utilizada para el análisis. En este caso se presenta para la estación Palos Blancos se puede verificar la aleatoriedad de las muestras de precipitación máxima diaria para las estaciones.

#### a) Pruebas de homogeneidad en la media y varianza

Algunas de las pruebas para verificar que la muestra no presenta tendencias en la media son las pruebas de Helmert, Prueba t de Student, Prueba de Cramer y Prueba de Pettit (Campos, 1984); para determinar la tendencia en la varianza esta la prueba de Fisher. Como parte del análisis se presentan la prueba de Helmert, prueba t de Student y prueba de Cramer.

Tabla 3.6 Prueba t de Student .

| Submuestra 1 |      |        | Submuestra 2 |      |        | Condición  |
|--------------|------|--------|--------------|------|--------|--|
| No.          | Año  | Hp_max | No.          | Año  | Hp_max |  |
| 1            | 1969 | 62.5   | 15           | 1983 | 69     | <p>Si el valor absoluto de es mayor que la distribución , se concluye que la diferencia entre las medias es evidencia de inconsistencia y la serie se considera no homogénea.</p> $t_d = \frac{\bar{x}_1 - \bar{x}_2}{\left[ \frac{n_1 S_1^2 + n_2 S_2^2}{n_1 + n_2 - 2} \left( \frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2} \right) \right]^{1/2}}$ <p style="text-align: right;">= 2.06</p> |
| 2            | 1970 | 86.2   | 16           | 1984 | 62.9   |  |
| 3            | 1971 | 178    | 17           | 1985 | 55.7   |  |
| 4            | 1972 | 70     | 18           | 1986 | 180.2  |  |
| 5            | 1973 | 71     | 19           | 1987 | 77.5   |  |
| 6            | 1974 | 73.4   | 20           | 1988 | 124    |  |
| 7            | 1975 | 72.6   | 21           | 1989 | 55.5   |  |
| 8            | 1976 | 106.3  | 22           | 1990 | 83.8   |  |
| 9            | 1977 | 45     | 23           | 2004 | 88     |  |
| 10           | 1978 | 56.5   | 24           | 2005 | 60     |  |
| 11           | 1979 | 101.1  | 25           | 2006 | 350    |  |
| 12           | 1980 | 74.5   | 26           | 2008 | 110    |  |
| 13           | 1981 | 64     | 27           | 2009 | 130    |  |
| 14           | 1982 | 72     |              |      |        |  |

Tabla 3.7 Prueba de Cramer.

| Muestra |      |                   | Bloque 1 |          |      |                   | Bloque 2 |          |                  |                   |
|---------|------|-------------------|----------|----------|------|-------------------|----------|----------|------------------|-------------------|
| No.     | Año  | Hp <sub>max</sub> | No.      | Posición | Año  | Hp <sub>max</sub> | No.      | Posición | Año              | Hp <sub>max</sub> |
| 1       | 1961 | 62.5              | 1        | 12       | 1972 | 74.5              | 1        | 18       | 1980             | 100.7             |
| 2       | 1962 | 86.2              | 2        | 13       | 1973 | 64                | 2        | 19       | 1981             | 60.9              |
| 3       | 1963 | 178               | 3        | 14       | 1974 | 72                | 3        | 20       | 1982             | 75.6              |
| 4       | 1964 | 70                | 4        | 15       | 1975 | 69                | 4        | 21       | 1983             | 70.5              |
| 5       | 1965 | 71                | 5        | 16       | 1976 | 62.9              | 5        | 22       | 1984             | 149               |
| 6       | 1966 | 73.4              | 6        | 17       | 1977 | 55.7              | 6        | 23       | 1985             | 130               |
| 7       | 1967 | 72.6              | 7        | 18       | 1978 | 180.2             | 7        | 24       | 1986             | 50                |
| 8       | 1968 | 106.3             | 8        | 19       | 1979 | 77.5              | 8        | 25       | 1987             | 90                |
| 9       | 1969 | 45                | 9        | 20       | 1980 | 124               |          |          |                  |                   |
| 10      | 1970 | 56.5              | 10       | 21       | 1981 | 55.5              |          |          |                  |                   |
| 11      | 1971 | 101.1             | 11       | 22       | 1982 | 83.8              |          |          |                  |                   |
| 12      | 1972 | 74.5              | 12       | 23       | 1983 | 88                |          |          | <b>media</b>     | <b>90.84</b>      |
| 13      | 1973 | 64                | 13       | 24       | 1984 | 60                |          |          | <b>desvest</b>   | <b>34.28</b>      |
| 14      | 1974 | 72                | 14       | 25       | 1985 | 350               |          |          | ( ) <sup>2</sup> | <b>0.0059</b>     |
| 15      | 1975 | 69                | 15       | 26       | 1986 | 110               |          |          |                  |                   |
| 16      | 1976 | 62.9              | 16       | 27       | 1987 | 130               |          |          |                  |                   |
| 17      | 1977 | 55.7              |          |          |      |                   |          |          |                  |                   |
| 18      | 1978 | 180.2             |          |          |      |                   |          |          |                  |                   |
| 19      | 1979 | 77.5              |          |          |      |                   |          |          |                  |                   |



Actualización del Proyecto Ejecutivo de Sobreelevación del Canal Principal Humaya  
y Presa Derivadora Andrew Weiss, en el Estado de Sinaloa (Cuarta etapa)

|    |                 |              |  |  |                  |               |  |  |  |  |
|----|-----------------|--------------|--|--|------------------|---------------|--|--|--|--|
| 20 | 1980            | 124          |  |  |                  |               |  |  |  |  |
| 21 | 1981            | 55.5         |  |  |                  |               |  |  |  |  |
| 22 | 1982            | 83.8         |  |  |                  |               |  |  |  |  |
| 23 | 1983            | 88           |  |  | <b>media</b>     | <b>103.57</b> |  |  |  |  |
| 24 | 1984            | 60           |  |  | <b>desvest</b>   | <b>73.86</b>  |  |  |  |  |
| 25 | 1985            | 350          |  |  | ( ) <sup>2</sup> | <b>0.0172</b> |  |  |  |  |
| 26 | 1986            | 110          |  |  |                  |               |  |  |  |  |
| 27 | 1987            | 130          |  |  |                  |               |  |  |  |  |
|    | <b>Media</b>    | <b>95.54</b> |  |  |                  |               |  |  |  |  |
|    | <b>Desv_est</b> | <b>61.18</b> |  |  |                  |               |  |  |  |  |

| t del bloque    | Valor |
|-----------------|-------|
| t <sub>60</sub> | 0.105 |
| t <sub>30</sub> | 0.019 |
| t de Student    | 2.06  |

Como los estadísticos de prueba (t<sub>60</sub> y t<sub>30</sub>) son menores que el valor de la distribución t de Student, entonces la muestra es homogénea.

De acuerdo con las pruebas realizadas, se puede concluir que la muestra de lluvia máxima en la estación Palos Blancos es homogénea, es decir, que los datos no están afectados por las actividades humanas como la deforestación, contaminación atmosférica o crecimiento de la mancha urbana.

b) Prueba de independencia. Determina si la muestra está compuesta por variables aleatorias. Un evento aleatorio tiene que ser independiente.

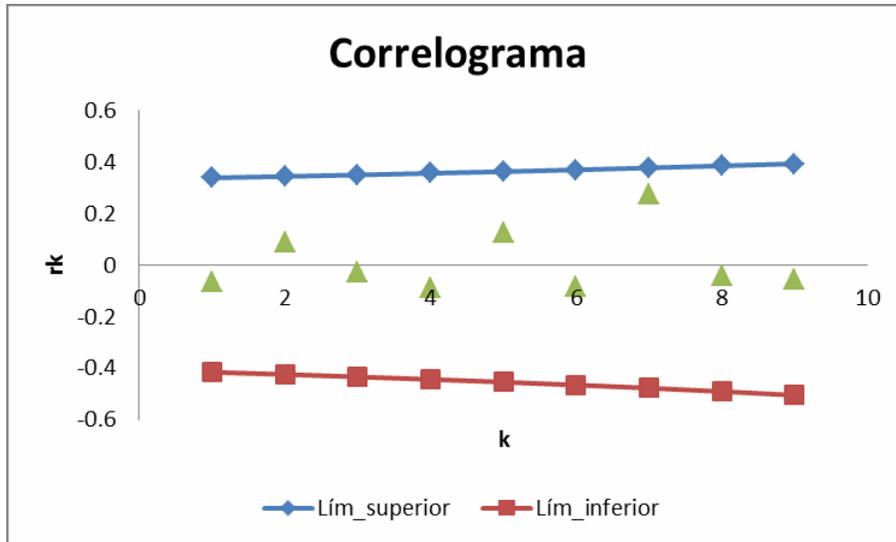


Figura 3.16 Test de Anderson.

c) Obtención de la distribución de probabilidad

El análisis de los datos se realizó con el programa AX del CENAPRED, con el que se determinó la distribución de los datos con diferentes funciones. En la Figura 3.17 se muestran los resultados del error estándar calculado con la ecuación:

$$error\ estándar = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (dato\ muestra_i - dato\ calculado_i)^2}{numero\ de\ parámetros\ de\ la\ función - 1}}$$

En el caso de las estaciones Palos Blancos y Pericos se seleccionó la función de distribución Doble Gumbel.



Resumen de errores estándar Archivo analizado: PALOSB~1.TXT

| Función      | Momentos     |              | Máxima Verosimilitud |              |
|--------------|--------------|--------------|----------------------|--------------|
|              | 2 parámetros | 3 parámetros | 2 parámetros         | 3 parámetros |
| Normal       | 39.929       | -----        | 39.929               | -----        |
| Lognormal    | 27.500       | 25.971       | 35.332               | 21.385       |
| Gumbel       | 31.349       | -----        | 38.174               | -----        |
| Exponencial  | 25.520       | -----        | 35.506               | -----        |
| Gamma        | 30.829       | 25.817       | 35.223               | 11111.000    |
| Doble Gumbel | 19.238       |              |                      |              |

Mínimo error estándar: 19.238  
Calculado por la función: Doble Gumbel

a) Estación Palos Blancos

Resumen de errores estándar Archivo analizado: PERICOS.TXT

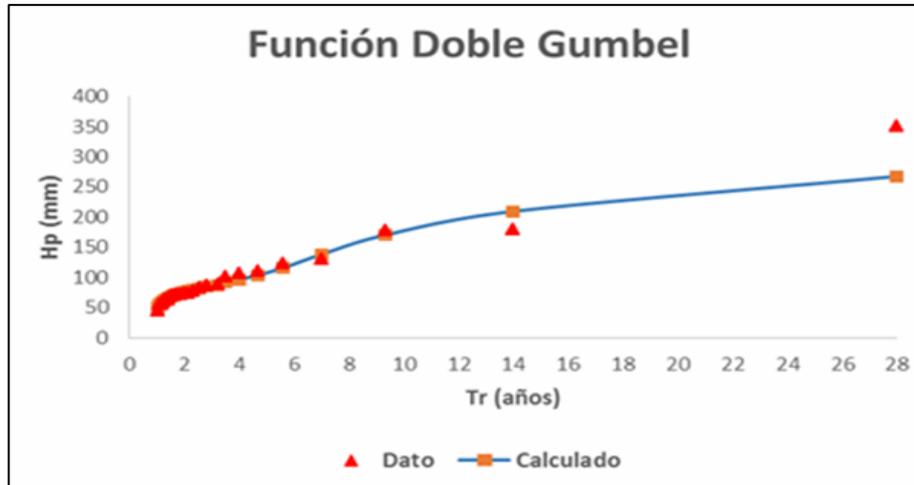
| Función      | Momentos     |              | Máxima Verosimilitud |              |
|--------------|--------------|--------------|----------------------|--------------|
|              | 2 parámetros | 3 parámetros | 2 parámetros         | 3 parámetros |
| Normal       | 27.523       | -----        | 27.523               | -----        |
| Lognormal    | 17.136       | 15.186       | 21.609               | 22.970       |
| Gumbel       | 19.668       | -----        | 23.935               | -----        |
| Exponencial  | 15.301       | -----        | 37.908               | -----        |
| Gamma        | 20.304       | 16.242       | 23.040               | 20.041       |
| Doble Gumbel | 12.014       |              |                      |              |

Mínimo error estándar: 12.014  
Calculado por la función: Doble Gumbel

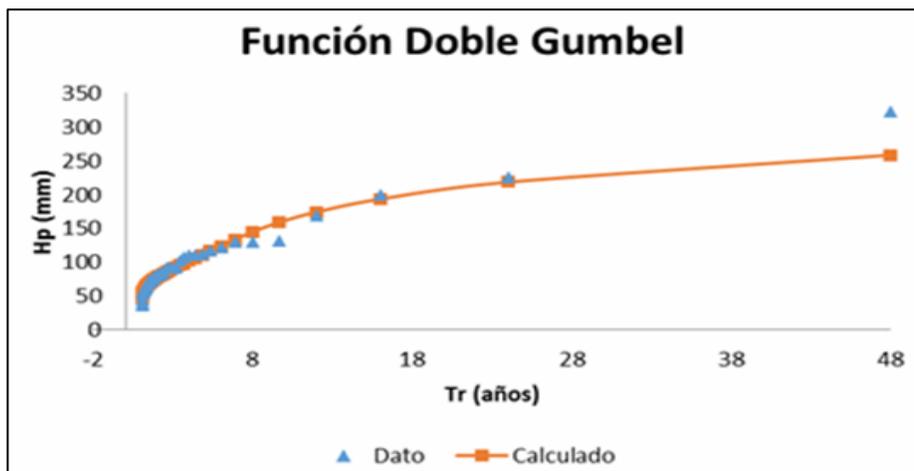
b) Estación Pericos

Figura 3.17 Error estándar de ajuste.

En la figura siguiente se puede observar cómo se distribuyen los valores de la muestra respecto a los calculados con la función de probabilidad.



a) Estación Palos Blancos



b) Estación Pericos

Figura 3.18 Ajustes de funciones de distribución.

Al realizar la extrapolación con la función de distribución de mejor ajuste se obtuvo la lluvia máxima diaria para los periodos de retorno 2, 10 y 100 años necesarios para determinar la precipitación de 1 hora de duración. En la tabla 3.8 se muestran la precipitación máxima diaria y su periodo de retorno.



Tabla 3.8 Resultados de lluvia máxima diaria para diferentes periodos de retorno.

| a) Estación Palos Blancos |                | b) Estación Pericos |                |
|---------------------------|----------------|---------------------|----------------|
| Tr                        | Dato_calculado | Tr                  | Dato_calculado |
| 2                         | 75.24          | 2                   | 77.46          |
| 10                        | 177.52         | 10                  | 161.41         |
| 100                       | 363.88         | 100                 | 298.99         |

### 3.3.2.5 Correcciones al valor representativo para la cuenca hidrológica

Se deberán hacer dos correcciones al valor representativo de la lluvia máxima diaria de determinado periodo de retorno adoptado para la cuenca, para adecuarlo al valor verdadero, tales correcciones son:

Corrección por intervalo fijo de observación

De acuerdo con L.L.Weiss, el valor representativo adoptado para la cuenca deberá ser multiplicado por 1.13 para ajustarlo por intervalo fijo y único de observación, pues los registros de lluvias máximas diarias, se toman de 8 A.M. de un día a 8 A.M. del día siguiente, con tal corrección la lluvia representativa se convierte en la lluvia máxima en 24 horas de determinado periodo de retorno.

### 3.3.2.6 Estimación de los cocientes lluvia-duración (R) y lluvia-frecuencia (F)

En general los registros de lluvia de corta duración son bastante escasos en países en desarrollo, como es el caso de México. Sin embargo, los registros de lluvias máximas diarias son aceptables y se utilizan para establecer una relación o cociente de la lluvia de duración de 1 hora y periodo de retorno (2,5,10,50,100,500 años) a la de 24 horas con igual periodo de retorno. Así, reconocidos investigadores han desarrollado criterios para estimar las relaciones lluvia-duración con base al número medio de días con tormentas por año.

Para la República Mexicana a partir de los valores encontrados para R con base en 33 estaciones pluviográficas (Campos, 1986), se derivaron las siguientes recomendaciones:

- Un valor promedio de  $R = 0.479$ , con valores extremos de 0.646 y 0.204
  - En regiones áridas y semiáridas R varía de 0.40 a 0.60
  - En zonas húmedas R varía de 0.30 a 0.40.
  - A mayor altitud, R es mayor y viceversa.

### 3.3.2.7 Transformación de la lluvia máxima de 24 horas a horaria

Para la determinación de la lluvia de una hora y un periodo de retorno de 2 años (P1), un criterio completo es el propuesto por el U. S. Weather Bureau y ampliado por B.M. Reich (1963), este criterio se presenta en la figura 8. Para la utilización de este gráfico se requiere la magnitud de la lluvia media anual de las máximas diarias en milímetros y el número medio anual de días con tormenta o precipitación apreciable mayor a 10 mm, datos que son obtenidos de los registros de las estaciones climatológicas.

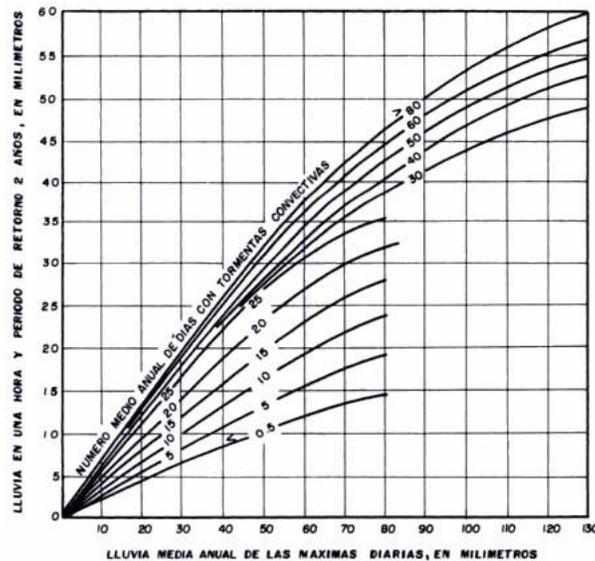


Figura 3.19 Relación empírica para la estimar la lluvia máxima de una hora y periodo de retorno de 2 años, en ausencia de registros pluviográficos.

El procedimiento para la determinación de la lluvia máxima de una hora y un periodo de retorno de 2 años, es el siguiente: primeramente se obtiene la precipitación media anual



de las máximas diarias en cada estación. Con cada uno de estos valores se ingresa en el eje de las abscisas de la figura 8 y se refiere a la curva del número medio anual de días con tormentas convectivas (tormentas con truenos), esto es lo más aproximado al promedio de días con precipitaciones que producen escurrimiento, generalmente lluvias superiores a 10 y 50 mm (Atlas del agua de la República Mexicana); extrapolando la curva para el valor de la lluvia media anual de las máximas diarias de cada estación y en su intersección se traza una línea horizontal hasta la ordenada donde se obtiene el valor de la lluvia en 1 hora y periodo de retorno de 2 años.

### 3.3.2.8 Cálculo de los cocientes $R$ y $F$ para las estaciones climatológicas

El cociente lluvia-duración, resulta de dividir la lluvia de una hora de duración ( $P_1^2$ ) entre la lluvia de duración de 24 horas ( $P_{24}^2$ ), ambas con un determinado periodo de retorno ( $Tr$ ), en este caso se indica para 2 y 10 años como periodo de retorno como se indica en la ecuación siguiente.

$$R = \frac{P_1^2}{P_{24}^2} \quad \text{para } Tr = 2 \text{ años}$$

$$R = \frac{P_1^{10}}{P_{24}^{10}} \quad \text{para } Tr = 10 \text{ años}$$

El cociente lluvia-frecuencia se establece como la relación entre la precipitación de 100 y 10 años periodo de retorno con duración de 24 horas como se expresa en la ecuación siguiente.

$$F = \frac{P_{24}^{100}}{P_{24}^{10}}$$

Una vez que se ha estimado el valor correspondiente de la lluvia de una hora y periodo de retorno de 2 años, en milímetros, se determinó el coeficiente lluvia-duración con la ecuación anterior y se obtuvo la precipitación de 1 hora de duración y periodo de retorno 10 años.

En la tabla 3.9 se muestra un resumen de los datos considerados para obtener los cocientes  $R$  y  $F$  en cada estación climatológica.



Tabla 3.9 Datos del Cociente R y F para cada estación climatológica.

| Estación      | $P_{24}^2$ (mm) | $\bar{P}_a$ (mm) | # de días con tormenta | $P_2^2$ (mm) | R     | F      |
|---------------|-----------------|------------------|------------------------|--------------|-------|--------|
| Palos Blancos | 75.24           | 95.50            | 20                     | 33           | 0.438 | 2.0498 |
| Pericos       | 77.46           | 93.70            | 19                     | 31           | 0.400 | 1.8524 |

### 3.3.2.9 Estimación de la intensidad de lluvia y precipitación para un determinado periodo de retorno

Chen (1983), presentó una fórmula general de la intensidad de lluvia-duración-periodo de retorno útil para estimaciones dentro del intervalo de 5 minutos a 24 horas y períodos de retorno mayores de un año.

$$i_t^{T_r} = \frac{a * P_1^{10} * \log(10^{2-F} T_r^{F-1})}{(t+b)^c}$$

Fórmula de Chen para obtener las curvas precipitación-duración-periodo de retorno:

$$P_t^{T_r} = \frac{a * P_1^{10} * \log(10^{2-F} T_r^{F-1}) * t}{60 * (t+b)^c}$$

$P_1^{10}$  : Lluvia de una hora y periodo de retorno de 10 años, en milímetros.

$t$  : Duración de lluvia igual al tiempo de concentración, en minutos.

$i$  : Intensidad de lluvia, en mm/hr.

Los parámetros a, b y c están en función del cociente  $R$  y se determinan mediante las siguientes ecuaciones:

$$a = -2.297536 + 100.0389 * R - 432.5438 * R^2 + 1256.228 * R^3 - 1028.902 * R^4$$

$$b = -9.845761 + 96.94864 * R - 341.4349 * R^2 + 757.9172 * R^3 - 598.7461 * R^4$$

$$c = -0.06498345 + 5.069294 * R - 16.08111 * R^2 + 29.09596 * R^3 - 20.06288 * R^4$$

En la tabla siguiente se indican los valores de los parámetros obtenidos para cada estación climatológica:



Tabla 3.10 Datos del Cociente R y F para cada estación climatológica.

| Estación      | a       | b       | c       |
|---------------|---------|---------|---------|
| Palos Blancos | 26.2873 | 8.78476 | 0.77736 |
| Pericos       | 22.5890 | 7.49000 | 0.73850 |

Para trasladar la información a cada sitio o cuenca específica se consideró el área de influencia a partir de los polígonos de Thiessen, de tal manera que para las cuencas entre la 7+741 a la 40+000 se seleccionó la estación Palos Blancos y para las subsecuentes la estación Pericos.

### 3.3.2.10 Estimación del gasto de diseño

De acuerdo con Campos Aranda (2011) se han obtenido buenas estimaciones al tratar de reproducir el proceso lluvia-escurrimiento en cuencas hidrológicas de diferentes tamaños y con características propias de suelo y cobertura. Por lo que recomienda emplear el método Racional en cuencas muy pequeñas tanto rurales como urbanas; y en cuencas rurales pequeñas y medianas se sugiere el uso de los métodos V.T.Chow y I-Pai Wu. En este estudio se aplicaron los métodos de la fórmula racional y V.T.Chow.

#### 3.3.2.10.1 Método de la Fórmula Racional

El método de la fórmula racional está representado por la ecuación:

$$Q = 0.278CiA$$

Donde:

Q : Gasto máximo, en m<sup>3</sup>/s

C : Coeficiente de escurrimiento, adimensional

i : Intensidad de lluvia, en mm/hr

A : Área de la cuenca de aportación, en km<sup>2</sup>

Este método se aplicó a las cuencas con área de drenaje menor de 5 km<sup>2</sup>.



### 3.3.2.10.2 Método V.T.Chow

Este método es aplicable en cuencas menores a 24.30 km<sup>2</sup> y está basado en la teoría del hidrograma unitario y de la curva S la cual permite obtener otros hidrogramas unitarios con duraciones diferentes.

La fórmula propuesta es:

$$Q = \frac{0.2778 A Z Pe}{d}$$

Donde

A Superficie de la cuenca, en km<sup>2</sup>

Pe Precipitación en exceso, en mm

d Duración en exceso o efectiva de la tormenta, en horas

Z Factor de reducción del pico, adimensional, se obtiene gráficamente en función de la duración y del tiempo de retraso.

Qp Gasto Pico, en m<sup>3</sup>/s

El tiempo de retraso se calcula, según Chow como

$$T_L = 0.00505 \left[ \frac{L}{S} \right]^{0.64}$$

Válida para Tr < 5 horas

Donde:

Tr Tiempo de retraso en horas

L Longitud del cauce principal en m

S Pendiente promedio del cauce principal en porcentaje

Chow encontró experimentalmente que para cuencas pequeñas una relación para el factor Z y el cociente de la duración de la lluvia y el tiempo de retraso de la cuenca (d/Tr), la cual se puede expresar por medio de la siguiente función obtenida a través de un ajuste por mínimos cuadrados:

$$Z = Z_1 + 0.08334881 \left[ \frac{d}{T_L} \right]^4$$

Donde:

$$Z_1 = 9.046411 \times 10^{-4} + 0.7623037 \left[ \frac{d}{T_L} \right] + 0.09239033 + \left[ \frac{d}{T_L} \right]^2 - 0.2785835 \left[ \frac{d}{T_L} \right]^3$$

Como la duración  $d$  que produce el gasto máximo no se conoce se procede por tanteos, proponiendo diez duraciones de 0.25, 0.50, ..., 2.25 y 2.5 veces el  $T_L$  para obtener los correspondientes gastos uno de los cuales será el mayor y corresponde al valor buscado.

Mientras que la precipitación en exceso se calcula mediante la fórmula del Servicio de Conservación de los Suelos dependiente del Departamento de Agricultura de USA, propuesta en 1972. Una fórmula que combina las pérdidas iniciales con la infiltración para estimarla. Esta es

$$Pe = \frac{\left[ P - \frac{5080}{N} + 50.8 \right]^2}{P + \frac{20320}{N} - 203.2}$$

Donde:

P precipitación acumulada (mm)

N número de la curva de escurrimiento (adimensional)

P<sub>mín</sub> precipitación que no produce escurrimiento (mm)

Pe precipitación en exceso o lámina de escurrimiento directo (mm)

El método se aplicó a las cuencas con área mayor a 5 km<sup>2</sup>.

### 3.3.2.11 Resultados y discusión

En las subcuencas analizadas se encontraron tiempos de concentración desde 2.88 a 103.70 minutos y coeficientes de escurrimiento entre 0.08 y 0.20 que dependen en gran medida del tipo de suelo, uso de suelo y pendiente del terreno. En la tabla 3.11 y 3.12 se indica el gasto máximo obtenido para cada subcuenca y se puede observar que la mayoría de las subcuencas son menores de 1 km<sup>2</sup>.

Tabla 3.11 Gastos máximos obtenidos por el método racional.

| Cadenamiento | $t_c$ (min) | Área (km <sup>2</sup> ) | $i$ (mm/h) | C    | Q(m <sup>3</sup> /s) |
|--------------|-------------|-------------------------|------------|------|----------------------|
| 7+741        | 15.95       | 0.76438                 | 169.0278   | 0.13 | 4.6693               |
| 19+506       | 52.07       | 2.07109                 | 83.9501    | 0.08 | 3.8668               |
| 21+015       | 24.85       | 0.74916                 | 133.1055   | 0.08 | 2.2177               |
| 31+372       | 30.66       | 0.72000                 | 117.6010   | 0.20 | 4.7060               |
| 32+739       | 36.14       | 2.39005                 | 106.14022  | 0.11 | 7.7576               |
| 38+630       | 3.11        | 0.04168                 | 298.19926  | 0.10 | 0.3456               |
| 38+720       | 3.04        | 0.05183                 | 299.62283  | 0.10 | 0.4317               |
| 38+770       | 2.88        | 0.05104                 | 302.80191  | 0.10 | 0.4296               |
| 38+862       | 7.20        | 0.08496                 | 236.99521  | 0.10 | 0.5597               |
| 38+907       | 8.51        | 0.08126                 | 222.94742  | 0.10 | 0.5037               |
| 40+000       | 9.26        | 0.15253                 | 215.65384  | 0.10 | 0.9144               |
| 49+266       | 15.39       | 0.46900                 | 144.5760   | 0.20 | 3.7240               |
| 49+468       | 37.97       | 4.26400                 | 87.0810    | 0.17 | 17.8070              |
| 50+536       | 27.89       | 1.52711                 | 104.73433  | 0.13 | 5.7803               |
| 62+015       | 14.28       | 0.67994                 | 149.91456  | 0.11 | 3.1171               |
| 62+600       | 11.50       | 0.24500                 | 165.899    | 0.20 | 2.2630               |
| 65+706       | 15.08       | 0.51771                 | 145.9538   | 0.14 | 2.9409               |
| 68+100       | 24.55       | 0.58200                 | 112.773    | 0.08 | 1.3680               |
| 69+300       | 26.90       | 0.26600                 | 107.012    | 0.08 | 0.5940               |
| 70+820       | 42.09       | 1.83300                 | 81.678     | 0.14 | 5.6170               |
| 72+500       | 53.11       | 2.89000                 | 70.430     | 0.11 | 5.9410               |
| 78+843       | 22.98       | 0.35300                 | 117.014    | 0.08 | 0.9470               |

Los gastos máximos obtenidos con el método de Chow se indican en la tabla siguiente.

Tabla 3.12 Gastos máximos obtenidos por el método de Chow.

| Cadenamiento | $t_c$ (min) | Área  | Hp (mm) | Pe (mm) | $t_p$ (hr) | X=Pe/d | Z     | Q <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> ) |
|--------------|-------------|-------|---------|---------|------------|--------|-------|------------------------------------|
| 66+167       | 103.701     | 9.410 | 77.753  | 44.736  | 1.447      | 25.884 | 0.710 | 48.076                             |
| 70+125       | 92.774      | 7.087 | 75.082  | 33.651  | 1.319      | 21.763 | 0.705 | 30.227                             |



### 3.3.3 Estudio, revisión y diseño hidráulico de las estructuras

Para la revisión de la capacidad hidráulica del canal o cauce natural, así como de las entradas de agua de cada sitio; se levantó la topografía en planta, secciones con su geometría a cada 20.00 m y los perfiles con sus elevaciones en m, con lo que se determinó la capacidad hidráulica, el régimen de flujo contrastado con el gasto de diseño determinado en el estudio hidrológico. En los casos donde se tienen los cauces naturales sin revestir o con una sección no bien definida, con el gasto obtenido del estudio hidrológico, la pendiente y un coeficiente de Manning se determinó la capacidad y la necesidad de ampliar la sección o mejorar la altura de bordo y sobrebordo.

Revisar el buen funcionamiento de las estructuras como las entradas de agua existentes y en algunos casos rediseñar las entradas de agua y participar en las juntas de aclaraciones durante el proceso de rehabilitación del Canal Humaya, tiene sus ventajas porque se conocen las condiciones hidráulicas de las todas estructuras de concreto e igualmente para las construidas en material de tierra.

Las ecuaciones empleadas para hacer la revisión hidráulica fueron la ecuación de continuidad y la fórmula de Manning.

$$Q = A * v \quad (1)$$

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (2)$$

La condición crítica se determinó utilizando la ecuación 3

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A_c^3}{T_c} \quad (3)$$

Para el primer grupo de estructuras localizadas en tajo y en ladera el bordo libre se consideró como el 20 % del tirante crítico, pues los perfiles que se presentan son tipo S2, donde el tirante crítico es mayor que el tirante normal y la pendiente del canal es mayor que la pendiente crítica (régimen supercrítico). Los datos empleados y resultados obtenidos del primer tramo se muestran en la tabla 3.13. Para el segundo tramo los resultados se muestran en la tabla 3.14. En la revisión hidráulica de las entradas de agua

se determinaron los tirantes normal y crítico por tramo de acuerdo con la pendiente de la plantilla.

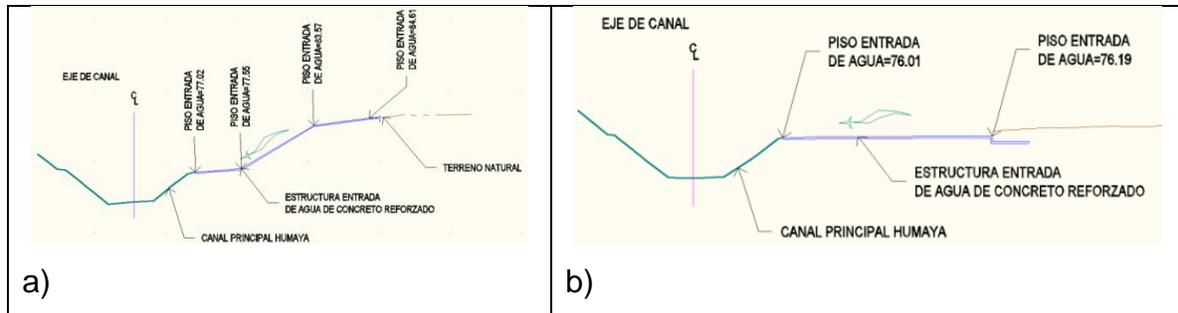


Figura 3.20 Perfiles tipo de las entradas de agua construidas.

Tabla 3.13 Datos hidráulicos para revisión y resultados de la revisión de cada tramo del cauce.

| Cadena-<br>miento<br>Canal<br>Humaya | Gasto<br>del<br>cauce  | Datos<br>Geométricos |        |   | Resultados de la revisión del tramo 1 del arroyo o canal<br>de acceso de la entrada de agua |                                |                       |              |           |          |                     |          |          |
|--------------------------------------|------------------------|----------------------|--------|---|---|--------------------------------|-----------------------|--------------|-----------|----------|---------------------|----------|----------|
|                                      | Q<br>m <sup>3</sup> /s | B<br>m               | H<br>m | K | Cadena<br>a<br>miento<br>inicial  | Cadena<br>a<br>miento<br>final | Long<br>i<br>tud<br>m | S<br>m/<br>m | Vn<br>m/s | Yn<br>m  | A<br>m <sup>2</sup> | P<br>m   | R<br>m   |
| 19+506                               | 1.93                   | 1.4                  | 1.15   | 0 | 0+000   | 0+020                          | 20.0                  | 0.0<br>09    | 3.0<br>7  | 0.4<br>4 | 0.6<br>2            | 2.2<br>9 | 0.2<br>7 |

Tabla 3.14 Resultados de la revisión del tramo 2 para cauces con un cambio de pendiente.

| Cadenamien-<br>to<br>Canal<br>Principal<br>Humaya | Datos<br>Geométricos |          |   | Resultados de la revisión del tramo 2 del arroyo o canal de acceso de<br>la entrada de agua |                                 |               |           |         |                     |        |        |           |
|---|----------------------|----------|---|---|---------------------------------|---------------|-----------|---------|---------------------|--------|--------|-----------|
|   | B<br>(m)             | H<br>(m) | K | Cadenamien-<br>to inicial   | Cadenamien-<br>to<br>o<br>final | Longitud<br>m | Vn<br>m/s | Yn<br>m | A<br>m <sup>2</sup> | P<br>m | R<br>m | S<br>m/m  |
| 19+506  | 1.4                  | 1.15     | 0 | 0+000   | 0+020.00                        | 20.0          | 3.07      | 0.44    | 0.62                | 2.29   | 0.27   | 0.00<br>9 |

### 3.3.4 Análisis y Diseño Estructural

Derivados de las condiciones de la sobreelevación, topografía y los parámetros hidráulicos, se determinó que tipo de estructura era la adecuada, procediendo así con el estudio estructural. Este estudio tiene como objetivo obtener los espesores necesarios de



las estructuras a utilizar así como su armado, partiendo de un adecuado balance entre las características naturales específicas y sus capacidades mecánicas, buscando conseguir costos bajos sin que la estructura pierda calidad, funcionabilidad y seguridad.

Para el diseño del armado en las entradas de agua al CPH se tomarán en cuenta los esfuerzos a los que están sometidos los muros y losas que conforman la estructura (cargas vivas y muertas), y a partir de los mismos se propondrá la estructura.

El diseño estructural se apegará a las siguientes normas y manuales:

1. AASTHO LRFD 2010
2. ACI 318S-05
3. MANUAL DE PROYECTO GEOMETRICO SCT
4. MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES WisDOT

### ***3.3.4.1 Propuesta y selección estructural***

Debido a la sobreelevación y a la topografía de la zona, la estructura seleccionada es una estructura hidráulica tipo “Alcantarilla” o “Box Culvert”. Dicha estructura se puede definir como una estructura tipo cajón de concreto armado conformada por marcos rígidos que deben soportar rellenos y cargas verticales de vehículos, así como la presión lateral de la tierra. Para el caso del canal Humaya, estas estructuras pueden ser de celda simple o celda doble.

Para la elaboración de la alcantarilla o box culvert se usará concreto armado tipo estructural de  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$  y acero de refuerzo de  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .

Para la construcción y ejecución de los trabajos se requiere el uso de materiales para relleno, mismos que en base a las diferentes bibliografías consultadas se proponen como parámetros base:

$$\gamma_{\text{material}} = 1800 \text{ kg/m}^3$$

Adicionalmente se diseñará como un camino tipo D de acuerdo a lo señalado por la SCT.



Para la determinación de la resistencia requerida  $U$  se tomarán los factores de 1.4 y 1.7 (referencia apéndice C, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural ACI 318S-05 y Comentario ACI 318SR-05)

El diseño estructural está basado en los Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural de la ACI donde el requisito básico diseño puede expresarse de la siguiente manera:

Resistencia de diseño  $\geq$  Resistencia requerida

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

Para la estimación de los Momentos y cortantes nos auxiliaremos del Método de Cross.

### 3.3.4.2 Método de Cross

El método utilizado para este análisis es el Método de Cross el cual posee las tres cualidades que deben exigirse en un método, generalidad, sencillez y exactitud.

El método es aplicable a cualquier estructura, por complicada que sea, incluso en tramos curvos, estructuras especiales etc.

La aplicación del método es sencilla, como consecuencia de la claridad intuitiva de su procedimiento. Podemos imaginar qué es lo que ocurre en la estructura en cada etapa del proceso de su resolución. No es preciso recordar ni convenciones artificiosas, ni fórmulas complicadas; sólo tener presente el sentido físico del problema y considerar el artificio del método: el mecanismo natural de la transformación de una estructura con nudos frenados, a la verdadera, mediante liberación gradual, permitiendo sucesivamente las deformaciones de un nudo: giros y desplazamientos.

Es un método por aproximaciones sucesivas, lo que no quiere decir que sea un método aproximado. La iteración es un método basado en la repetición de un cierto proceso; en



este método, los valores van acercándose cada vez más al resultado final. Ya que cada paso mejora los valores de las incógnitas, pueden obtenerse resultados con la exactitud deseada sin más que repetir el proceso un número suficiente de veces. El número de pasos depende de lo acentuado que sea la convergencia de los resultados al valor final, y del grado de aproximación necesario.

El método de Cross tiene como objetivo determinar los momentos que los nodos de una estructura ejercen sobre las barras y conocidos estos pueden determinarse los diagramas de momentos y con ello determinar el porcentaje mínimo de acero y así suponer el diámetro de varilla a utilizar y la separación de las mismas. Esto anterior se realizó con cada una de las caras de la alcantarilla para determinar su espesor y el acero requerido en ellas.

### **3.3.4.3 Diseño estructural alcantarilla sección rectangular**

Para el presente proyecto, dado las condiciones actuales del canales de derivación, no es necesario diseñar, la única parte del proyecto que lleva refuerza corresponde a la pantalla de concreto donde se fijará la compuerta. Para esta pantalla se propone el armado de acero de #3 a cada 30 cm.

Para mayor detalle del armado consultar los planos que se anexan al presente proyecto.

## **3.4 Presupuesto base**

### **3.4.1 Generadores de la estructura de entrada de agua**

Con el auxilio de la información topográfica recabada y la derivada del diseño o rediseño de la estructura en cuestión se determinaron las variables y parámetros para estimar los generadores que a su vez se obtienen los volúmenes de obra con los catálogos y presupuesto base.



El catálogo de conceptos se presenta como anexo en la carpeta 1 que integra el presente proyecto.

### 3.4.2 Catalogo de Conceptos

Catálogo de conceptos para la estructura entrada de agua correspondiente se presenta como anexo en la carpeta 1 que integra el presente proyecto.

### 3.4.3 Presupuesto base para la estructura entrada de agua correspondiente

Una vez determinado el catálogo de conceptos base para la realización del presupuesto se hace un análisis de precios unitarios que consiste en desagregar cada actividad del presupuesto en los recursos, cantidades y rendimientos necesarios para obtener físicamente una actividad por unidad de medida, teniendo en cuenta los precios vigentes del mercado, para ello recurrimos a la experiencia basada en registros históricos, de campo y documentación existente.

Los costos de mano de obra se hayan aplicado los factores de salario real a los sueldos y son congruentes con el tabulador de los salarios así como de lo indicado en las especificaciones particulares y generales así como con los costos reales que prevalezcan en la zona donde se ejecutarán los trabajos, el cargo por uso de herramienta menor se encuentra incluido bastando para tal efecto que se haya determinado aplicando un porcentaje sobre el monto de la mano de obra requerido. Los costos horarios de la maquinaria y equipo de construcción se han determinado con base en el precio y rendimientos de éstos considerados como nuevos, para lo cual se tomarán como máximos los rendimientos que determinen los manuales de los fabricantes respectivos, así como las características ambientales de la zona donde vayan a realizarse los trabajos.



El presupuesto correspondiente a la entrada de agua se presenta como anexo 4 en la carpeta 1 que integra el presente proyecto.

Los proyectos de sobreelevación realizados, pueden verse desglosados en el anexo 4 en donde se encuentra el catálogo de conceptos, el presupuesto base, especificaciones particulares de construcción, tarjetas de análisis de precios unitarios, memoria descriptiva y planos. El presupuesto de cada entrada de agua objeto de este convenio aparece en la siguiente tabla:

Tabla 3.15 Presupuesto de los proyectos de entradas de agua.

| Entrada de Agua | Cadenamiento Estudio 2013 | Cadenamiento CONAGUA | Costo (\$)           | IVA (\$)            | Total (\$)           |
|-----------------|---------------------------|----------------------|----------------------|---------------------|----------------------|
| 1               | 7+741                     | 7+739                | 967,688.37           | 154,830.14          | 1,122,518.51         |
| 2               | 19+506                    | 19+285               | 556,689.21           | 89,070.27           | 645,759.48           |
| 3               | 31+372                    | 31+399               | 52,545.45            | 8,407.27            | 60,952.72            |
| 4               | 32+739                    | 32+766               | 401,211.92           | 64,193.91           | 465,405.83           |
| 5               | 38+630                    | 37+680               | 101,305.36           | 16,208.86           | 117,514.22           |
| 6               | 38+720                    | 37+770               | 68,171.50            | 10,907.44           | 79,078.94            |
| 7               | 38+770                    | 37+820               | 101,836.96           | 16,293.91           | 118,130.87           |
| 8               | 38+862                    | 37+912               | 42,067.75            | 6,730.84            | 48,798.59            |
| 9               | 38+907                    | 37+958               | 157,410.42           | 25,185.67           | 182,596.09           |
| 10              | 38+946                    | 37+987               | 43,173.01            | 6,907.68            | 50,080.69            |
| 11              | 40+000                    | 39+050               | 479,431.51           | 76,709.04           | 556,140.55           |
| 12              | 49+266                    | 47+715               | 333,745.49           | 53,399.28           | 387,144.77           |
| 13              | 49+468                    | 47+917               | 509,657.69           | 81,545.23           | 591,202.92           |
| 14              | 50+356                    | 48+904               | 974,395.03           | 155,903.20          | 1,130,298.23         |
| 15              | 62+015                    | 57+106               | 674,853.52           | 107,976.56          | 782,830.08           |
| 16              | 62+600                    | 57+691               | 494,223.19           | 79,075.71           | 573,298.90           |
| 17              | 65+706                    | 60+595               | 484,518.31           | 77,522.93           | 562,041.24           |
| 18              | 66+167                    | 61+056               | 4,480,968.92         | 716,955.03          | 5,197,923.95         |
| 19              | 68+100                    | 62+986               | 418,058.30           | 66,889.33           | 484,947.63           |
| 20              | 69+380                    | 64+254               | 177,516.13           | 28,402.58           | 205,918.71           |
| 21              | 70+125                    | 64+999               | 5,323,507.57         | 851,761.21          | 6,175,268.78         |
| 22              | 70+820                    | 65+694               | 551,188.57           | 88,190.17           | 639,378.74           |
| 23              | 72+500                    | 67+385               | 1,150,643.87         | 184,103.02          | 1,334,746.89         |
| 24              | 78+844                    | 73+724               | 543,063.58           | 86,890.17           | 629,953.75           |
| <b>TOTAL</b>    |                           |                      | <b>19,087,871.63</b> | <b>3,054,059.46</b> | <b>22,141,931.09</b> |



## 4 SOBREELEVACIÓN, PROYECTOS PARA 16 KM DEL CPH

### 4.1 Introducción

El Distrito de Riego 010, Culiacán-Humaya, se encuentra ubicado en el Estado de Sinaloa, al Noroeste de la República Mexicana, al centro de la entidad, comprendiendo una zona que incluye porciones geográficas de los municipios de Angostura, Culiacán, Mocorito, Navolato y Salvador Alvarado, integrándose por dos Sociedades de Responsabilidad Limitada, cuatro Unidades de Riego y doce módulos de riego. Sus coordenadas geográficas se localizan entre los 24°15' y 25°26' de latitud norte y los 107°15' a 108°09' de longitud oeste.

La altitud sobre el nivel del mar varía entre los 5 y los 75 metros, constituyéndose la zona por una planicie costera con relieve sensiblemente plano en donde se observa que una mínima parte de los terrenos cuentan con topografía movida, clasificados como lomeríos. El distrito pertenece a la Región Hidrológico Administrativa III Pacífico Norte, en donde, de acuerdo con los datos de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), el consumo de agua para uso agrícola es del 94% y la eficiencia global en el riego se encuentra en el 36%.

El Distrito de Riego 010, Culiacán Humaya inicia a partir de:

- Acuerdo Presidencial del 11 de septiembre de 1946 publicado en el Diario Oficial de la Federación el día 29 de octubre del mismo año, que dispone pase a la Comisión Nacional de Irrigación el Sistema de Riego del Canal Cañedo, con sus obras de derivación de las aguas del Río Culiacán y canales de distribución, exceptuando las estaciones de bombeo.
- Acuerdo Presidencial de fecha 10 de septiembre de 1952, que precisa los límites del Distrito de Riego Culiacán en el Estado de Sinaloa, con una superficie de 95,000 ha, aprovechando los escurrimientos del Río Tamazula controlados por la Presa Sanalona y los escurrimientos libres del Río Humaya.



- Acuerdo Presidencial de fecha 17 de febrero de 1958 publicado en el Diario Oficial de la Federación el día 27 de marzo del mismo año, que adiciona a la superficie delimitada el 10 de septiembre de 1952, para el Distrito de Riego del Río Culiacán, una superficie de 90,000 hectáreas, 20,000 hectáreas en el Valle de Culiacán y 70,000 hectáreas en el Valle de Pericos para regar un total de 185,000 hectáreas.
- Acuerdo Presidencial, de fecha 30 de Septiembre de 1960, publicado en el Diario Oficial de la Federación el Día 25 de Octubre del mismo año, que incorpora a la superficie del Distrito de Riego del Río Culiacán, una superficie de 65,000 hectáreas, ubicadas en el Valle de Guamúchil, Sinaloa.

El Distrito de Riego 010, Culiacán-Humaya para su abastecimiento de aguas superficiales cuenta con un número importante de obras de cabeza entre las cuales se tienen 4 presas de almacenamiento y 5 derivadoras las cuales se citan a continuación: Adolfo López Mateos, Sanalona, Vinoramas y José López Portillo; las derivadoras son Ing. Carlos Carvajal Zarazúa, Andrew Weiss, El Gato, Cerro Bola y Chinitos (El Tapo). La infraestructura está integrada por un total de 2,673.7 km de canales, 2,639.0 km de drenes, 2,083.5 km de caminos y 18,169 estructuras de control y medición.

El área total con la que cuenta el Distrito de Riego 010 (DR 010) en la actualidad abarca 2,089 km<sup>2</sup>, o sea el 17.3% de la extensión total de los cinco municipios antes señalados, que a su vez representan una superficie de 12,094 km<sup>2</sup>, es decir la quinta parte del territorio sinaloense. Con respecto al padrón de usuarios del DR 010, la CONAGUA reporta un total de 18,969 usuarios (personas físicas y morales), de los cuales, el 71% corresponden a usuarios ejidales (13,385) y el 29% restante son pequeños propietarios (5,584). Los principales cultivos en cuanto a superficie sembrada que se tienen en el distrito son: maíz, cártamo, frijón, garbanzo, sorgo, tomate y trigo.

Los proyectos ejecutivos realizados consideran los niveles máximos de operación, bordo libre y sobrebordo propuestos en el proyecto del 2013 los cuales consideran los lineamientos descritos en el párrafo anterior. Dentro del convenio de colaboración IDR-



SIN-003-(SRL-HUMAYA)-16 se consideró la elaboración de proyectos ejecutivos de sobreelevación de 16 km del Canal Principal Humaya y sus respectivas tomas laterales. Los 16 km considerados son los siguientes:

Tabla 4.1 Proyectos de sobreelevación del Canal Principal Humaya.

| TRAMO        | CADENAMIENTO ESTUDIO |         | LONGITUD EFECTIVA (m) | CADENAMIENTO CONAGUA |         | TOMA LATERAL KM |
|--------------|----------------------|---------|-----------------------|----------------------|---------|-----------------|
|              | DEL KM               | AL KM   |                       | DEL KM               | AL KM   |                 |
| 25           | 112+340              | 115+200 | 2,860                 | 107,209              | 110+069 | 113+397         |
|              |                      |         |                       |                      |         | 114+791         |
| 26           | 115+200              | 118+300 | 3,100                 | 110+069              | 113+169 | 115+713         |
|              |                      |         |                       |                      |         | 117+074         |
| 27           | 118+300              | 121+380 | 3,080                 | 113+169              | 116+249 |                 |
|              |                      |         |                       |                      |         |                 |
| 28           | 121+380              | 123+980 | 2,600                 | 116+249              | 118+849 |                 |
|              |                      |         |                       |                      |         |                 |
| 29           | 123+980              | 126+580 | 2,600                 | 118+849              | 121+449 | 124+914         |
|              |                      |         |                       |                      |         | 126+112         |
| 30           | 126+700              | 129+400 | 2,700                 | 121+569              | 124+269 | 126+694         |
|              |                      |         |                       |                      |         | 127+432         |
|              |                      |         |                       |                      |         | 128+801         |
| <b>Total</b> |                      |         | <b>16,940</b>         |                      |         |                 |

Los cadenamientos indicados en la Tabla 4.1 son del estudio topográfico realizado por el IMTA en 2013 y sus correspondientes equivalencias al cadenamiento de la CONAGUA. En la siguiente imagen se presenta la localización de los tramos realizados.

## 4.2 Localización

Culiacán, oficialmente Culiacán Rosales, es una ciudad del noroeste de México, capital y ciudad más grande del Estado de Sinaloa y del Municipio de Culiacán. El nombre genuino azteca es Colhuacán o Culhuacán que se compone de colhua o culhua, y de can, lugar; y significa: "lugar de los colhuas, esto es, habitado por la tribu colhua;" es popularmente más aceptado el significado de "lugar de los que adoran al Dios Coltzin".

### Macro localización

Se ubica en la región centro del Estado de Sinaloa, formando parte del noroeste de México. Le corresponden las coordenadas: 24°48'15" N (latitud norte) y 107°25'52" O (longitud oeste), con una altitud de 54 metros sobre el nivel del mar.

Está ubicada a 1,240 km de la Ciudad de México, desde Culiacán hasta Tepic, hay solamente 502 km; a Durango, 536 km; a Hermosillo, 688 km; a Guadalajara, 708 km; a Monterrey, 1,118 km; Chihuahua, 1,159 km; a Tijuana, 1,552 km; y a Matamoros, 1,434 km.



Figura 4.1 Localización de Culiacán.

## Micro localización

La zona del proyecto se encuentra en el municipio de Culiacán, en el Estado de Sinaloa, en el Distrito de Riego 010, entre las coordenadas  $107.7680^{\circ}$  -  $107.7645^{\circ}$  y  $25.100^{\circ}$  -  $25.0967^{\circ}$ . Es canal en estudio es denominado “Canal Principal Humaya”, éste se origina en la presa Derivadora “Andrew Weiss” quien a su vez se abastece de la presa Adolfo López Mateos.

El kilometraje de estudio 121+380 al 123+980 se encuentra cerca de la localidad de Potrero de los Sánchez (Estación Techa), y termina en las cercanías de la localidad de Laguna de Palos Blancos.



Figura 4.2 Localización del Distrito de Riego 010, Culiacán-Humaya, Sinaloa.

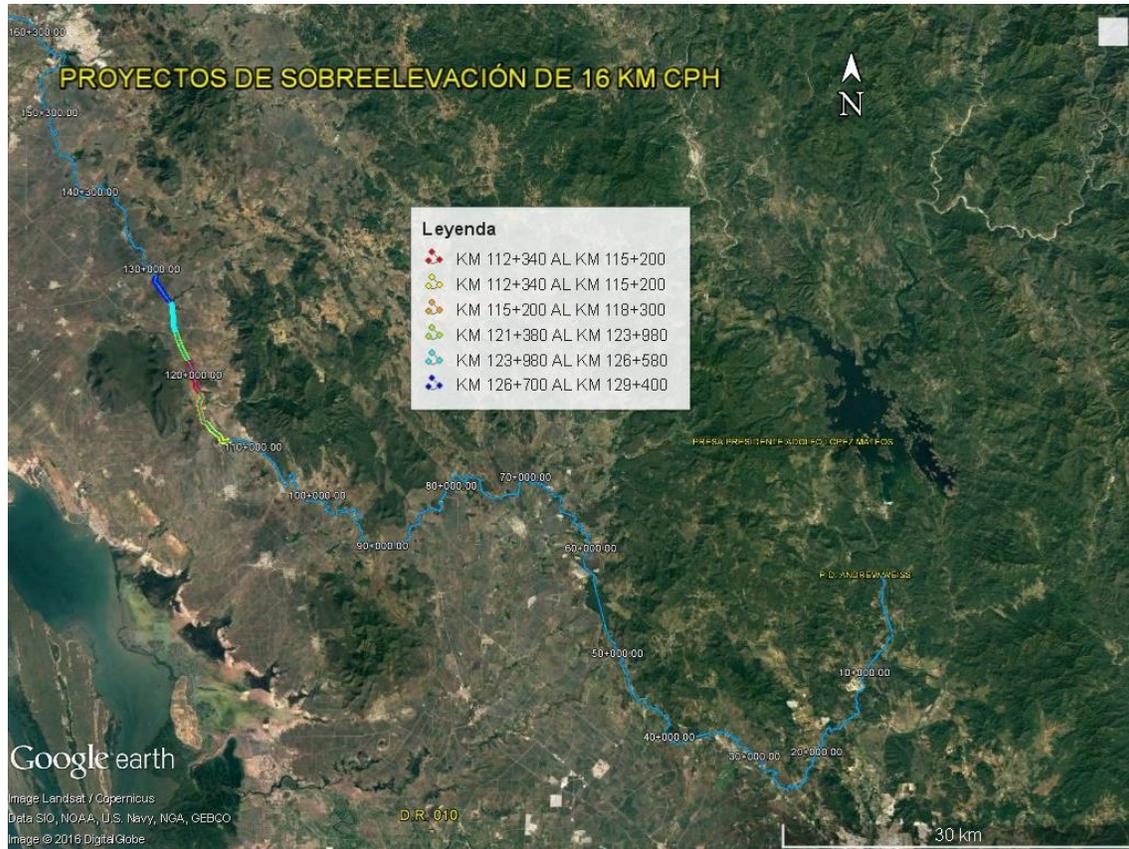


Figura 4.3 Localización de los tramos donde se realizaron los proyectos ejecutivos de sobreelevación.



### 4.3 Problemática

La falta de una adecuada conservación y el gran número de entrada de agua sin las estructuras necesarias para limitar la entrada de azolves reduce la capacidad de conducción del canal. Por otro lado, importantes áreas de riego aguas abajo del tramo analizado, fueron incorporadas al canal sin considerar la conducción de los volúmenes necesarios para éstas.

El Canal Principal Humaya y Presa Derivadora Andrew Weiss no pueden abastecer las necesidades de riego en el periodo de mayor demanda de la zona de riego ocasionando problemas operativos e inconformidades de los usuarios por la distribución del agua repercutiendo directamente en una baja en el rendimiento de los cultivos.

Con el fin de recuperar la capacidad de conducción del canal y reducir los problemas sociales se gestiona un proyecto para rehabilitar el canal y aumentar la capacidad considerando un gasto en su obra de toma de  $120 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Durante los estudios realizados en 2013 por el IMTA se encontró que los coeficientes de pérdida de energía de Manning obtenidos a partir de mediciones de gasto y nivel son del orden de 0.02 a 0.025, similares a las de un canal no revestido. Lo anterior pone de manifiesto el gran deterioro que presenta el CPH.

En la siguiente imagen se presenta un ejemplo del estado actual del canal.



Figura 4.4 Losas dañadas en el CPH.



## 4.4 Estudios preliminares

En el proyecto realizado por el IMTA en 2013 se realizaron los estudios hidráulicos necesarios para determinar las necesidades de sobreelevación del Canal Principal Humaya. En dicho estudio se hace uso del programa de simulación de flujo en canales de riego “Simulation of Irrigation Canals” (SIC). Con el SIC se evaluó la nueva configuración de la sección del canal para un gasto de proyecto de  $120 \text{ m}^3/\text{s}$ , determinándose la altura de revestimiento considerando la rehabilitación del canal.

### 4.4.1 Diseño hidráulico

El funcionamiento hidráulico en régimen permanente presente en el Canal Principal Humaya se reproduce utilizando el modelo de simulación “Simulation of Irrigation Canal” desarrollado por el IRSTEA (“Institute Nationale de Recherche en Science et Technologies pour l’Environnement et l’Agriculture”).

Para describir el funcionamiento hidráulico de un canal a cielo abierto es necesario contar con la información topográfica, geométrica e hidráulica. La información geométrica y topográfica fue obtenida mediante un levantamiento realizado en 2013, se presenta una ancho de plantilla de 6 m con pendiente en taludes de 1.25 a 1 y una altura de revestimiento de 4.80 m en promedio. La información hidráulica fue obtenida mediante varias campañas de aforo, en las cuales se levantaron los tirantes presentes en el canal, haciendo uso de los bancos de nivel construidos en 2013.

Con los datos geométricos, topográficos e hidráulicos se calibró el modelo de simulación en régimen permanente obteniéndose los coeficientes de rugosidad de Manning para las condiciones medidas en el canal. Los coeficientes obtenidos son mayores a 0.024, superiores a los reportados en la literatura para un canal revestido de concreto. Estos resultados ponen de manifiesto el deterioro del canal productos de la degradación del concreto del revestimiento y los azolves presentes.



El modelo calibrado es usado para determinar los niveles de operación necesarios para conducir el gasto del proyecto considerando un gasto de 120 m<sup>3</sup>/s en la obra de toma del canal. De las propuestas analizadas se utilizó para diseño aquella en la cual se considera la rehabilitación del canal con el fin de poder considerar coeficiente de rugosidad de 0.016 y 0.017 en las secciones revestidos. En los tramos donde se midieron ligeros asentamiento del orden de 10 cm se considera usar el coeficiente mayor de los propuestos, es decir 0.017.

Para el tramo de canal del km 121+380 al km 123+980, el tirante de operación es en promedio de 4.73 m, con un bordo libre de 0.63 m, una altura de revestimiento de sobre elevación promedio es de 1.00 m.

A continuación, presentamos a modo de ejemplo los resultados del modelo:

Tabla 4.2 Características hidráulicas en el tramo de canal del km 121+380 a 123+980  
Cadenamiento Estudio.

| ESTACION   | BORDO IZQ. | HOMBRO IZQ. | PLANTILLA | HOMBRO DER. | BORDO DER. | GASTO  | NIVEL OPERACIÓN | BORDO PROY. | Sobrel evación MI | Sobree levación MD | Libre Bordo | Tirante | Altura Sobreelevación | altura hombro actual I | altura hombro actual D |
|------------|------------|-------------|-----------|-------------|------------|--------|-----------------|-------------|-------------------|--------------------|-------------|---------|-----------------------|------------------------|------------------------|
| 121+380.00 | 54.371     | 53.959      | 49.495    | 53.958      | 54.140     | 60.000 | 54.326          | 54.974      | 1.02              | 1.02               | 0.648       | 4.83    | 1.02                  | 4.46                   | 4.46                   |
| 121+400.00 | 54.362     | 53.973      | 49.496    | 53.956      | 54.266     | 60.000 | 54.324          | 54.973      | 1.00              | 1.02               | 0.649       | 4.83    | 1.02                  | 4.48                   | 4.46                   |
| 121+420.00 | 54.376     | 53.971      | 49.462    | 53.940      | 54.258     | 60.000 | 54.322          | 54.971      | 1.00              | 1.03               | 0.649       | 4.86    | 1.03                  | 4.51                   | 4.48                   |
| 121+440.00 | 54.289     | 53.960      | 49.470    | 53.937      | 54.234     | 60.000 | 54.320          | 54.969      | 1.01              | 1.03               | 0.649       | 4.85    | 1.03                  | 4.49                   | 4.47                   |
| 121+460.00 | 54.176     | 53.936      | 49.519    | 53.969      | 54.589     | 60.000 | 54.318          | 54.967      | 1.03              | 1.00               | 0.650       | 4.80    | 1.00                  | 4.42                   | 4.45                   |
| 121+480.00 | 54.233     | 53.944      | 49.481    | 53.934      | 54.825     | 60.000 | 54.316          | 54.965      | 1.02              | 1.03               | 0.650       | 4.83    | 1.03                  | 4.46                   | 4.45                   |
| 121+500.00 | 54.346     | 53.969      | 49.509    | 53.924      | 54.277     | 60.000 | 54.313          | 54.964      | 0.99              | 1.04               | 0.650       | 4.80    | 1.04                  | 4.46                   | 4.42                   |
| 121+520.00 | 54.289     | 53.930      | 49.490    | 53.898      | 54.089     | 60.000 | 54.311          | 54.962      | 1.03              | 1.06               | 0.650       | 4.82    | 1.06                  | 4.44                   | 4.41                   |
| 121+540.00 | 54.412     | 53.933      | 49.631    | 53.911      | 54.195     | 60.000 | 54.309          | 54.960      | 1.03              | 1.05               | 0.651       | 4.68    | 1.05                  | 4.30                   | 4.28                   |
| 121+560.00 | 54.270     | 53.947      | 49.451    | 53.943      | 54.075     | 60.000 | 54.307          | 54.958      | 1.01              | 1.02               | 0.651       | 4.86    | 1.02                  | 4.50                   | 4.49                   |
| 121+580.00 | 54.164     | 53.939      | 49.483    | 53.946      | 54.021     | 60.000 | 54.305          | 54.956      | 1.02              | 1.01               | 0.651       | 4.82    | 1.01                  | 4.46                   | 4.46                   |
| 121+600.00 | 54.229     | 53.917      | 49.457    | 53.932      | 54.000     | 60.000 | 54.303          | 54.955      | 1.04              | 1.02               | 0.651       | 4.85    | 1.02                  | 4.46                   | 4.48                   |
| 121+620.00 | 54.297     | 53.883      | 49.481    | 53.902      | 53.996     | 60.000 | 54.301          | 54.953      | 1.07              | 1.05               | 0.652       | 4.82    | 1.05                  | 4.40                   | 4.42                   |
| 121+640.00 | 54.332     | 53.915      | 49.469    | 53.902      | 54.002     | 60.000 | 54.299          | 54.951      | 1.04              | 1.05               | 0.652       | 4.83    | 1.05                  | 4.45                   | 4.43                   |



**Actualización del Proyecto Ejecutivo de Sobreelevación del Canal Principal Humaya  
y Presa Derivadora Andrew Weiss, en el Estado de Sinaloa (Cuarta etapa)**

| ESTACION   | BORDO IZQ. | HOMBRO IZQ. | PLANTILLA | HOMBRO DER. | BORDO DER. | GASTO  | NIVEL OPERACIÓN | BORDO PROY. | Sobreelevación MI | Sobreelevación MD | Libre Bordo | Tirante | Altura Sobreelevación | altura hombro actual I | altura hombro actual D |
|------------|------------|-------------|-----------|-------------|------------|--------|-----------------|-------------|-------------------|-------------------|-------------|---------|-----------------------|------------------------|------------------------|
| 121+660.00 | 54.373     | 53.918      | 49.404    | 53.911      | 54.272     | 60.000 | 54.297          | 54.949      | 1.03              | 1.04              | 0.652       | 4.89    | 1.04                  | 4.51                   | 4.51                   |
| 121+680.00 | 54.346     | 53.916      | 49.402    | 53.910      | 54.119     | 60.000 | 54.295          | 54.947      | 1.03              | 1.04              | 0.652       | 4.89    | 1.04                  | 4.51                   | 4.51                   |
| 121+700.00 | 54.200     | 53.917      | 49.408    | 53.926      | 54.127     | 60.000 | 54.293          | 54.946      | 1.03              | 1.02              | 0.653       | 4.88    | 1.02                  | 4.51                   | 4.52                   |
| 121+720.00 | 54.162     | 53.918      | 49.410    | 53.896      | 54.097     | 60.000 | 54.291          | 54.944      | 1.03              | 1.05              | 0.653       | 4.88    | 1.05                  | 4.51                   | 4.49                   |
| 121+740.00 | 54.202     | 53.955      | 49.377    | 53.897      | 54.148     | 60.000 | 54.289          | 54.942      | 0.99              | 1.04              | 0.653       | 4.91    | 1.04                  | 4.58                   | 4.52                   |
| 121+760.00 | 54.382     | 53.918      | 49.432    | 53.926      | 54.190     | 60.000 | 54.287          | 54.940      | 1.02              | 1.01              | 0.653       | 4.85    | 1.01                  | 4.49                   | 4.49                   |
| 121+780.00 | 54.318     | 53.896      | 49.413    | 53.891      | 54.227     | 60.000 | 54.285          | 54.938      | 1.04              | 1.05              | 0.654       | 4.87    | 1.05                  | 4.48                   | 4.48                   |
| 121+800.00 | 54.229     | 53.900      | 49.407    | 53.887      | 54.312     | 60.000 | 54.283          | 54.937      | 1.04              | 1.05              | 0.654       | 4.88    | 1.05                  | 4.49                   | 4.48                   |
| 121+820.00 | 54.262     | 53.886      | 49.466    | 53.855      | 54.285     | 60.000 | 54.280          | 54.935      | 1.05              | 1.08              | 0.654       | 4.81    | 1.08                  | 4.42                   | 4.39                   |
| 121+840.00 | 54.241     | 53.886      | 49.495    | 53.879      | 54.151     | 60.000 | 54.278          | 54.933      | 1.05              | 1.05              | 0.654       | 4.78    | 1.05                  | 4.39                   | 4.38                   |
| 121+860.00 | 54.188     | 53.891      | 49.441    | 53.876      | 54.320     | 60.000 | 54.276          | 54.931      | 1.04              | 1.06              | 0.655       | 4.84    | 1.06                  | 4.45                   | 4.44                   |
| 121+880.00 | 54.258     | 53.897      | 49.444    | 53.885      | 54.335     | 60.000 | 54.274          | 54.929      | 1.03              | 1.04              | 0.655       | 4.83    | 1.04                  | 4.45                   | 4.44                   |
| 121+900.00 | 54.211     | 53.846      | 49.417    | 53.908      | 54.243     | 60.000 | 54.272          | 54.928      | 1.08              | 1.02              | 0.655       | 4.86    | 1.02                  | 4.43                   | 4.49                   |
| 121+920.00 | 54.168     | 53.862      | 49.400    | 53.877      | 54.131     | 60.000 | 54.270          | 54.926      | 1.06              | 1.05              | 0.656       | 4.87    | 1.05                  | 4.46                   | 4.48                   |
| 121+940.00 | 54.083     | 53.857      | 49.414    | 53.862      | 54.173     | 60.000 | 54.268          | 54.924      | 1.07              | 1.06              | 0.656       | 4.85    | 1.06                  | 4.44                   | 4.45                   |
| 121+960.00 | 54.238     | 53.867      | 49.467    | 53.851      | 54.103     | 60.000 | 54.266          | 54.922      | 1.06              | 1.07              | 0.656       | 4.80    | 1.07                  | 4.40                   | 4.38                   |
| 121+980.00 | 54.212     | 53.864      | 49.484    | 53.845      | 54.109     | 60.000 | 54.264          | 54.920      | 1.06              | 1.08              | 0.656       | 4.78    | 1.08                  | 4.38                   | 4.36                   |
| 122+000.00 | 54.026     | 53.845      | 49.431    | 53.809      | 54.098     | 60.000 | 54.262          | 54.919      | 1.07              | 1.11              | 0.657       | 4.83    | 1.11                  | 4.41                   | 4.38                   |
| 122+020.00 | 54.040     | 53.828      | 49.418    | 53.849      | 54.121     | 60.000 | 54.260          | 54.917      | 1.09              | 1.07              | 0.657       | 4.84    | 1.07                  | 4.41                   | 4.43                   |
| 122+040.00 | 54.065     | 53.839      | 49.400    | 53.827      | 54.067     | 60.000 | 54.258          | 54.915      | 1.08              | 1.09              | 0.657       | 4.86    | 1.09                  | 4.44                   | 4.43                   |
| 122+060.00 | 53.994     | 53.844      | 49.420    | 53.851      | 54.095     | 60.000 | 54.256          | 54.913      | 1.07              | 1.06              | 0.657       | 4.84    | 1.06                  | 4.42                   | 4.43                   |
| 122+080.00 | 54.108     | 53.840      | 49.404    | 53.835      | 54.128     | 60.000 | 54.254          | 54.911      | 1.07              | 1.08              | 0.658       | 4.85    | 1.08                  | 4.44                   | 4.43                   |
| 122+100.00 | 54.049     | 53.844      | 49.406    | 53.823      | 54.077     | 60.000 | 54.252          | 54.910      | 1.07              | 1.09              | 0.658       | 4.85    | 1.09                  | 4.44                   | 4.42                   |
| 122+120.00 | 54.058     | 53.850      | 49.403    | 53.823      | 54.087     | 60.000 | 54.250          | 54.908      | 1.06              | 1.08              | 0.658       | 4.85    | 1.08                  | 4.45                   | 4.42                   |
| 122+140.00 | 54.101     | 53.850      | 49.372    | 53.831      | 54.053     | 60.000 | 54.248          | 54.906      | 1.06              | 1.07              | 0.658       | 4.88    | 1.07                  | 4.48                   | 4.46                   |
| 122+160.00 | 54.035     | 53.840      | 49.374    | 53.822      | 54.071     | 60.000 | 54.245          | 54.904      | 1.06              | 1.08              | 0.659       | 4.87    | 1.08                  | 4.47                   | 4.45                   |
| 122+180.00 | 54.025     | 53.848      | 49.379    | 53.837      | 54.081     | 60.000 | 54.243          | 54.902      | 1.05              | 1.07              | 0.659       | 4.86    | 1.07                  | 4.47                   | 4.46                   |
| 122+200.00 | 54.088     | 53.831      | 49.370    | 53.830      | 54.005     | 60.000 | 54.241          | 54.901      | 1.07              | 1.07              | 0.659       | 4.87    | 1.07                  | 4.46                   | 4.46                   |
| 122+220.00 | 54.010     | 53.846      | 49.347    | 53.831      | 53.871     | 60.000 | 54.239          | 54.899      | 1.05              | 1.07              | 0.659       | 4.89    | 1.07                  | 4.50                   | 4.48                   |
| 122+240.00 | 53.945     | 53.867      | 49.375    | 53.834      | 54.021     | 60.000 | 54.237          | 54.897      | 1.03              | 1.06              | 0.660       | 4.86    | 1.06                  | 4.49                   | 4.46                   |
| 122+260.00 | 53.972     | 53.852      | 49.368    | 53.804      | 54.097     | 60.000 | 54.235          | 54.895      | 1.04              | 1.09              | 0.660       | 4.87    | 1.09                  | 4.48                   | 4.44                   |
| 122+280.00 | 54.016     | 53.844      | 49.389    | 53.812      | 54.066     | 60.000 | 54.233          | 54.893      | 1.05              | 1.08              | 0.660       | 4.84    | 1.08                  | 4.46                   | 4.42                   |
| 122+300.00 | 54.006     | 53.859      | 49.377    | 53.803      | 54.062     | 60.000 | 54.231          | 54.892      | 1.03              | 1.09              | 0.660       | 4.85    | 1.09                  | 4.48                   | 4.43                   |



**Actualización del Proyecto Ejecutivo de Sobreelevación del Canal Principal Humaya  
y Presa Derivadora Andrew Weiss, en el Estado de Sinaloa (Cuarta etapa)**

| ESTACION   | BORDO IZQ. | HOMBRO IZQ. | PLANTILLA | HOMBRO DER. | BORDO DER. | GASTO  | NIVEL OPERACIÓN | BORDO PROY. | Sobrellevación MI | Sobreelevación MD | Libre Bordo | Tirante | Altura Sobreelevación | altura hombro actual I | altura hombro actual D |
|------------|------------|-------------|-----------|-------------|------------|--------|-----------------|-------------|-------------------|-------------------|-------------|---------|-----------------------|------------------------|------------------------|
| 122+320.00 | 53.985     | 53.846      | 49.386    | 53.808      | 54.099     | 60.000 | 54.229          | 54.890      | 1.04              | 1.08              | 0.661       | 4.84    | 1.08                  | 4.46                   | 4.42                   |
| 122+340.00 | 54.024     | 53.866      | 49.352    | 53.792      | 54.056     | 60.000 | 54.227          | 54.888      | 1.02              | 1.10              | 0.661       | 4.87    | 1.10                  | 4.51                   | 4.44                   |
| 122+360.00 | 54.049     | 53.851      | 49.340    | 53.766      | 54.043     | 60.000 | 54.225          | 54.886      | 1.04              | 1.12              | 0.661       | 4.88    | 1.12                  | 4.51                   | 4.43                   |
| 122+380.00 | 53.995     | 53.836      | 49.317    | 53.806      | 54.045     | 60.000 | 54.223          | 54.884      | 1.05              | 1.08              | 0.661       | 4.91    | 1.08                  | 4.52                   | 4.49                   |
| 122+400.00 | 53.974     | 53.861      | 49.338    | 53.825      | 54.057     | 60.000 | 54.221          | 54.883      | 1.02              | 1.06              | 0.662       | 4.88    | 1.06                  | 4.52                   | 4.49                   |
| 122+420.00 | 53.961     | 53.823      | 49.347    | 53.836      | 54.000     | 60.000 | 54.219          | 54.881      | 1.06              | 1.04              | 0.662       | 4.87    | 1.04                  | 4.48                   | 4.49                   |
| 122+440.00 | 53.919     | 53.821      | 49.328    | 53.849      | 53.996     | 60.000 | 54.217          | 54.879      | 1.06              | 1.03              | 0.662       | 4.89    | 1.03                  | 4.49                   | 4.52                   |
| 122+460.00 | 53.928     | 53.851      | 49.231    | 53.825      | 54.025     | 60.000 | 54.215          | 54.877      | 1.03              | 1.05              | 0.663       | 4.98    | 1.05                  | 4.62                   | 4.59                   |
| 122+480.00 | 53.957     | 53.822      | 49.295    | 53.813      | 54.008     | 60.000 | 54.213          | 54.875      | 1.05              | 1.06              | 0.663       | 4.92    | 1.06                  | 4.53                   | 4.52                   |
| 122+500.00 | 54.151     | 53.849      | 49.333    | 53.814      | 53.995     | 60.000 | 54.210          | 54.874      | 1.02              | 1.06              | 0.663       | 4.88    | 1.06                  | 4.52                   | 4.48                   |
| 122+520.00 | 54.749     | 53.856      | 49.322    | 53.837      | 54.017     | 60.000 | 54.208          | 54.872      | 1.02              | 1.03              | 0.663       | 4.89    | 1.03                  | 4.53                   | 4.52                   |
| 122+540.00 | 54.664     | 53.847      | 49.319    | 53.807      | 53.901     | 60.000 | 54.206          | 54.870      | 1.02              | 1.06              | 0.664       | 4.89    | 1.06                  | 4.53                   | 4.49                   |
| 122+560.00 | 54.464     | 53.840      | 49.315    | 53.781      | 54.027     | 60.000 | 54.204          | 54.868      | 1.03              | 1.09              | 0.664       | 4.89    | 1.09                  | 4.53                   | 4.47                   |
| 122+580.00 | 54.370     | 53.875      | 49.318    | 53.802      | 53.903     | 60.000 | 54.202          | 54.866      | 0.99              | 1.06              | 0.664       | 4.88    | 1.06                  | 4.56                   | 4.48                   |
| 122+600.00 | 54.136     | 53.748      | 49.312    | 53.781      | 53.922     | 60.000 | 54.200          | 54.865      | 1.12              | 1.08              | 0.664       | 4.89    | 1.08                  | 4.44                   | 4.47                   |
| 122+620.00 | 54.208     | 53.798      | 49.291    | 53.809      | 53.920     | 60.000 | 54.198          | 54.863      | 1.06              | 1.05              | 0.665       | 4.91    | 1.05                  | 4.51                   | 4.52                   |
| 122+640.00 | 54.102     | 53.863      | 49.322    | 53.809      | 53.938     | 60.000 | 54.196          | 54.861      | 1.00              | 1.05              | 0.665       | 4.87    | 1.05                  | 4.54                   | 4.49                   |
| 122+660.00 | 54.187     | 53.868      | 49.299    | 53.836      | 53.955     | 60.000 | 54.194          | 54.859      | 0.99              | 1.02              | 0.665       | 4.89    | 1.02                  | 4.57                   | 4.54                   |
| 122+680.00 | 54.183     | 53.870      | 49.296    | 53.816      | 53.909     | 60.000 | 54.192          | 54.857      | 0.99              | 1.04              | 0.665       | 4.90    | 1.04                  | 4.57                   | 4.52                   |
| 122+700.00 | 54.216     | 53.865      | 49.303    | 53.802      | 53.894     | 60.000 | 54.190          | 54.856      | 0.99              | 1.05              | 0.666       | 4.89    | 1.05                  | 4.56                   | 4.50                   |
| 122+720.00 | 54.366     | 53.823      | 49.322    | 53.852      | 53.891     | 60.000 | 54.188          | 54.854      | 1.03              | 1.00              | 0.666       | 4.87    | 1.00                  | 4.50                   | 4.53                   |
| 122+740.00 | 54.338     | 53.844      | 49.250    | 53.880      | 53.860     | 60.000 | 54.186          | 54.852      | 1.01              | 0.97              | 0.666       | 4.94    | 0.97                  | 4.59                   | 4.63                   |
| 122+760.00 | 54.287     | 53.837      | 49.281    | 53.899      | 53.852     | 60.000 | 54.184          | 54.850      | 1.01              | 0.95              | 0.666       | 4.90    | 0.95                  | 4.56                   | 4.62                   |
| 122+780.00 | 54.285     | 53.830      | 49.296    | 53.872      | 53.827     | 60.000 | 54.182          | 54.848      | 1.02              | 0.98              | 0.667       | 4.89    | 0.98                  | 4.53                   | 4.58                   |
| 122+800.00 | 54.267     | 53.859      | 49.207    | 53.807      | 53.837     | 60.000 | 54.180          | 54.847      | 0.99              | 1.04              | 0.667       | 4.97    | 1.04                  | 4.65                   | 4.60                   |
| 122+820.00 | 54.265     | 53.941      | 49.285    | 53.838      | 53.656     | 60.000 | 54.177          | 54.845      | 0.90              | 1.01              | 0.667       | 4.89    | 1.01                  | 4.66                   | 4.55                   |
| 122+840.00 | 54.192     | 53.731      | 49.232    | 53.807      | 53.751     | 60.000 | 54.175          | 54.843      | 1.11              | 1.04              | 0.667       | 4.94    | 1.04                  | 4.50                   | 4.58                   |
| 122+860.00 | 54.110     | 53.578      | 49.223    | 53.655      | 53.875     | 60.000 | 54.173          | 54.841      | 1.26              | 1.19              | 0.668       | 4.95    | 1.19                  | 4.36                   | 4.43                   |
| 122+880.00 | 54.150     | 53.665      | 49.209    | 53.122      | 53.862     | 60.000 | 54.171          | 54.839      | 1.17              | 1.72              | 0.668       | 4.96    | 1.72                  | 4.46                   | 3.91                   |
| 122+900.00 | 54.221     | 53.770      | 49.188    | 53.552      | 53.832     | 60.000 | 54.169          | 54.838      | 1.07              | 1.29              | 0.668       | 4.98    | 1.29                  | 4.58                   | 4.36                   |
| 122+920.00 | 54.382     | 53.975      | 49.148    | 53.681      | 53.962     | 60.000 | 54.167          | 54.836      | 0.86              | 1.15              | 0.669       | 5.02    | 1.15                  | 4.83                   | 4.53                   |
| 122+940.00 | 54.417     | 53.968      | 49.168    | 53.599      | 53.741     | 60.000 | 54.165          | 54.834      | 0.87              | 1.23              | 0.669       | 5.00    | 1.23                  | 4.80                   | 4.43                   |
| 122+960.00 | 54.498     | 54.022      | 49.102    | 53.392      | 53.572     | 60.000 | 54.163          | 54.832      | 0.81              | 1.44              | 0.669       | 5.06    | 1.44                  | 4.92                   | 4.29                   |



**Actualización del Proyecto Ejecutivo de Sobreelevación del Canal Principal Humaya  
y Presa Derivadora Andrew Weiss, en el Estado de Sinaloa (Cuarta etapa)**

| ESTACION   | BORDO IZQ. | HOMBRO IZQ. | PLANTILLA | HOMBRO DER. | BORDO DER. | GASTO  | NIVEL OPERACIÓN | BORDO PROY. | Sobrellevación MI | Sobreelevación MD | Libre Bordo | Tirante | Altura Sobreelevación | altura hombro actual I | altura hombro actual D |
|------------|------------|-------------|-----------|-------------|------------|--------|-----------------|-------------|-------------------|-------------------|-------------|---------|-----------------------|------------------------|------------------------|
| 122+980.00 | 54.484     | 54.088      | 49.016    | 53.067      | 53.150     | 60.000 | 54.161          | 54.830      | 0.74              | 1.76              | 0.669       | 5.15    | 1.76                  | 5.07                   | 4.05                   |
| 123+000.00 | 54.540     | 54.039      | 48.998    | 53.502      | 53.288     | 60.000 | 54.159          | 54.829      | 0.79              | 1.33              | 0.670       | 5.16    | 1.33                  | 5.04                   | 4.50                   |
| 123+020.00 | 54.501     | 53.934      | 48.980    | 53.045      | 53.573     | 60.000 | 54.157          | 54.827      | 0.89              | 1.78              | 0.670       | 5.18    | 1.78                  | 4.95                   | 4.07                   |
| 123+040.00 | 54.527     | 53.813      | 48.987    | 53.539      | 53.658     | 60.000 | 54.155          | 54.825      | 1.01              | 1.29              | 0.670       | 5.17    | 1.29                  | 4.83                   | 4.55                   |
| 123+060.00 | 54.580     | 54.014      | 48.997    | 53.712      | 53.691     | 60.000 | 54.153          | 54.823      | 0.81              | 1.11              | 0.670       | 5.16    | 1.11                  | 5.02                   | 4.72                   |
| 123+080.00 | 54.503     | 53.996      | 49.032    | 53.715      | 53.824     | 60.000 | 54.151          | 54.821      | 0.83              | 1.11              | 0.671       | 5.12    | 1.11                  | 4.96                   | 4.68                   |
| 123+100.00 | 54.435     | 53.881      | 49.047    | 53.838      | 53.907     | 60.000 | 54.149          | 54.820      | 0.94              | 0.98              | 0.671       | 5.10    | 0.98                  | 4.83                   | 4.79                   |
| 123+120.00 | 54.425     | 53.954      | 49.027    | 53.822      | 53.867     | 60.000 | 54.147          | 54.818      | 0.86              | 1.00              | 0.671       | 5.12    | 1.00                  | 4.93                   | 4.80                   |
| 123+140.00 | 54.351     | 53.752      | 49.002    | 53.832      | 53.949     | 60.000 | 54.145          | 54.816      | 1.06              | 0.98              | 0.671       | 5.14    | 0.98                  | 4.75                   | 4.83                   |
| 123+160.00 | 54.530     | 53.787      | 49.003    | 53.907      | 53.979     | 60.000 | 54.142          | 54.814      | 1.03              | 0.91              | 0.672       | 5.14    | 0.91                  | 4.78                   | 4.90                   |
| 123+180.00 | 54.558     | 53.834      | 49.180    | 53.840      | 54.000     | 60.000 | 54.140          | 54.812      | 0.98              | 0.97              | 0.672       | 4.96    | 0.97                  | 4.65                   | 4.66                   |
| 123+200.00 | 54.464     | 53.867      | 49.325    | 53.857      | 53.949     | 60.000 | 54.138          | 54.811      | 0.94              | 0.95              | 0.672       | 4.81    | 0.95                  | 4.54                   | 4.53                   |
| 123+220.00 | 54.502     | 53.798      | 49.192    | 53.797      | 53.881     | 60.000 | 54.136          | 54.809      | 1.01              | 1.01              | 0.672       | 4.94    | 1.01                  | 4.61                   | 4.61                   |
| 123+240.00 | 54.225     | 53.680      | 49.235    | 53.830      | 53.912     | 60.000 | 54.134          | 54.807      | 1.13              | 0.98              | 0.673       | 4.90    | 0.98                  | 4.45                   | 4.60                   |
| 123+260.00 | 54.160     | 53.808      | 49.220    | 53.852      | 53.926     | 60.000 | 54.132          | 54.805      | 1.00              | 0.95              | 0.673       | 4.91    | 0.95                  | 4.59                   | 4.63                   |
| 123+280.00 | 54.245     | 53.775      | 49.154    | 53.828      | 53.852     | 60.000 | 54.130          | 54.803      | 1.03              | 0.98              | 0.673       | 4.98    | 0.98                  | 4.62                   | 4.67                   |
| 123+300.00 | 54.350     | 53.734      | 49.197    | 53.763      | 53.921     | 60.000 | 54.128          | 54.802      | 1.07              | 1.04              | 0.673       | 4.93    | 1.04                  | 4.54                   | 4.57                   |
| 123+320.00 | 54.346     | 53.800      | 49.252    | 53.791      | 53.896     | 60.000 | 54.126          | 54.800      | 1.00              | 1.01              | 0.674       | 4.87    | 1.01                  | 4.55                   | 4.54                   |
| 123+340.00 | 54.496     | 53.792      | 49.074    | 53.819      | 53.974     | 60.000 | 54.124          | 54.798      | 1.01              | 0.98              | 0.674       | 5.05    | 0.98                  | 4.72                   | 4.75                   |
| 123+360.00 | 54.497     | 53.848      | 49.264    | 53.823      | 53.873     | 60.000 | 54.122          | 54.796      | 0.95              | 0.97              | 0.674       | 4.86    | 0.97                  | 4.58                   | 4.56                   |
| 123+380.00 | 54.899     | 53.528      | 49.228    | 53.573      | 53.762     | 60.000 | 54.120          | 54.794      | 1.27              | 1.22              | 0.674       | 4.89    | 1.22                  | 4.30                   | 4.35                   |
| 123+400.00 | 54.850     | 53.788      | 49.170    | 53.700      | 53.932     | 60.000 | 54.118          | 54.793      | 1.00              | 1.09              | 0.675       | 4.95    | 1.09                  | 4.62                   | 4.53                   |
| 123+420.00 | 54.615     | 53.766      | 49.208    | 53.751      | 53.873     | 60.000 | 54.116          | 54.791      | 1.02              | 1.04              | 0.675       | 4.91    | 1.04                  | 4.56                   | 4.54                   |
| 123+440.00 | 54.530     | 53.881      | 49.234    | 53.724      | 53.840     | 60.000 | 54.114          | 54.789      | 0.91              | 1.06              | 0.675       | 4.88    | 1.06                  | 4.65                   | 4.49                   |
| 123+460.00 | 54.237     | 53.689      | 49.273    | 53.692      | 53.867     | 60.000 | 54.112          | 54.787      | 1.10              | 1.10              | 0.676       | 4.84    | 1.10                  | 4.42                   | 4.42                   |
| 123+480.00 | 54.398     | 53.738      | 49.199    | 53.760      | 53.866     | 60.000 | 54.110          | 54.785      | 1.05              | 1.03              | 0.676       | 4.91    | 1.03                  | 4.54                   | 4.56                   |
| 123+500.00 | 54.399     | 53.697      | 49.200    | 53.700      | 53.906     | 60.000 | 54.107          | 54.784      | 1.09              | 1.08              | 0.676       | 4.91    | 1.08                  | 4.50                   | 4.50                   |
| 123+520.00 | 54.365     | 53.690      | 49.270    | 53.695      | 53.788     | 60.000 | 54.105          | 54.782      | 1.09              | 1.09              | 0.676       | 4.84    | 1.09                  | 4.42                   | 4.43                   |
| 123+540.00 | 54.376     | 53.675      | 49.279    | 53.696      | 53.773     | 60.000 | 54.103          | 54.780      | 1.10              | 1.08              | 0.677       | 4.82    | 1.08                  | 4.40                   | 4.42                   |
| 123+560.00 | 54.176     | 53.658      | 49.193    | 53.682      | 53.791     | 60.000 | 54.101          | 54.778      | 1.12              | 1.10              | 0.677       | 4.91    | 1.10                  | 4.47                   | 4.49                   |
| 123+580.00 | 53.945     | 53.692      | 49.240    | 53.700      | 53.684     | 60.000 | 54.099          | 54.776      | 1.08              | 1.08              | 0.677       | 4.86    | 1.08                  | 4.45                   | 4.46                   |
| 123+600.00 | 53.829     | 53.681      | 49.212    | 53.687      | 53.775     | 60.000 | 54.097          | 54.775      | 1.09              | 1.09              | 0.677       | 4.89    | 1.09                  | 4.47                   | 4.47                   |
| 123+620.00 | 53.754     | 53.670      | 49.263    | 53.638      | 53.726     | 60.000 | 54.095          | 54.773      | 1.10              | 1.13              | 0.678       | 4.83    | 1.13                  | 4.41                   | 4.38                   |



actual se incrementa de 4.50 m hasta 5.50 m en promedio a lo largo del tramo a considerar.

En esta sección del canal el canal presenta un ancho de plantilla de 4.50 m con taludes de 1.25:1, mismo que se considera en la sobreelevación.

La geometría propuesta para la sobreelevación del canal se presenta en la Fig. 4.5. En esta se considera una berma de 1 m en cada margen y el talud se mantiene 1.25:1. Los niveles de operación a lo largo del canal se encuentra en el archivo de Excel Tabla-Vision- CPH\_Programa v9 anexo a este informe elaborado en 2013 por el IMTA.

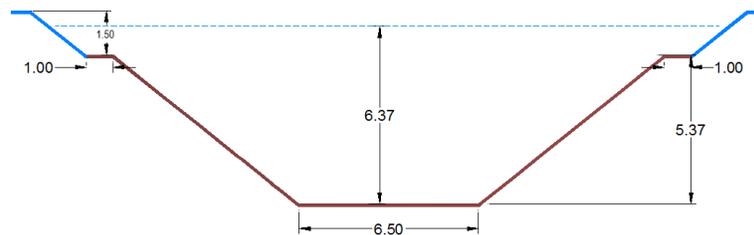


Figura 4.5 Propuesta de sección para sobreelevación del canal.

La dimensión del bordo libre y sobre bordo se obtiene de las recomendaciones del manual de zonas de riego de la extinta Secretaria de Recursos Hidráulicos plasmado en el siguiente nomograma.

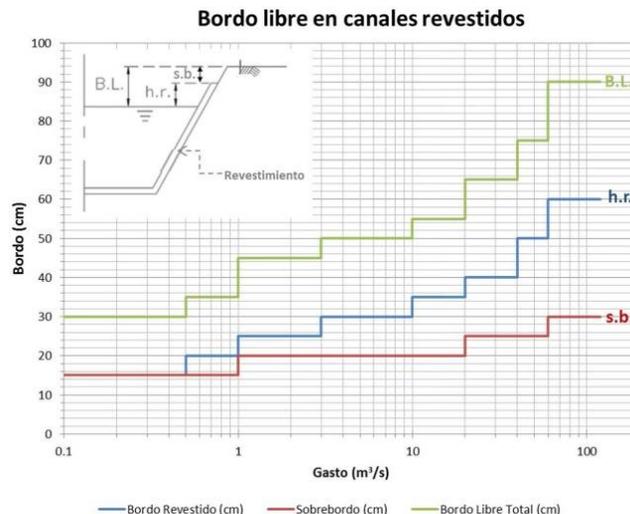


Figura 4.6 Propuesta de bordo libre y sobrebordo de la SRH. Fuente USDA.



## 4.4.2 Estudio de banco de materiales

### 4.4.2.1 Localización de bancos de materiales

En el presente estudio se presentan 7 bancos de materiales: 4 para formación de bordos, 2 para revestimiento de caminos y 1 de agregado para concreto. Se efectuó un recorrido de campo para localizar los 7 bancos y se ubicaron de la manera siguiente:

Los bancos de materiales para formación de bordos, se localizaron en ambas márgenes del Canal Principal Humaya, y están constituidos por el producto de la excavación realizada para la construcción de dicho canal. Se localizan, desde el km 103 hasta el km 129 del canal (Cadenamiento del Estudio). Sus distancias de acarreo, son las siguientes:

| Nombre             | Distancia al centro del canal |
|--------------------|-------------------------------|
| ○ Banco Hermes     | 1.40 km                       |
| ○ Banco Lineal 28. | 0.05 km                       |
| ○ Banco Lineal 30  | 0.05 km                       |
| ○ Banco El Gato    | 5.00 km                       |

Los bancos para revestimiento de caminos, están constituidos por gravas y arenas limpias y gravas y arenas arcillosas. Los bancos de revestimiento para caminos, también se localizan, repartidos a lo largo del canal. Sus distancias al sitio de empleo, son las siguientes:

| Nombre                     | Distancia a la obra |
|----------------------------|---------------------|
| ○ Cerro Bola               | 3.9 km              |
| ○ El Potrero o la Piedrera | 0.1 km              |

Los bancos de agregados para concreto, están constituidos por gravas y arenas limpias. Estos bancos, también se localizan, repartidos a lo largo del canal. Sus distancias al centro del canal son las siguientes:

- | Nombre     | Distancia a la obra |
|------------|---------------------|
| • Mocorito | 53.5 km             |

En el plano titulado “PLANO GENERAL DE BANCOS”, se muestra una planta con la localización de los bancos y tablas con sus características principales. La siguiente figura muestra la ubicación de los bancos estudiados del km 103 hasta el km 129.

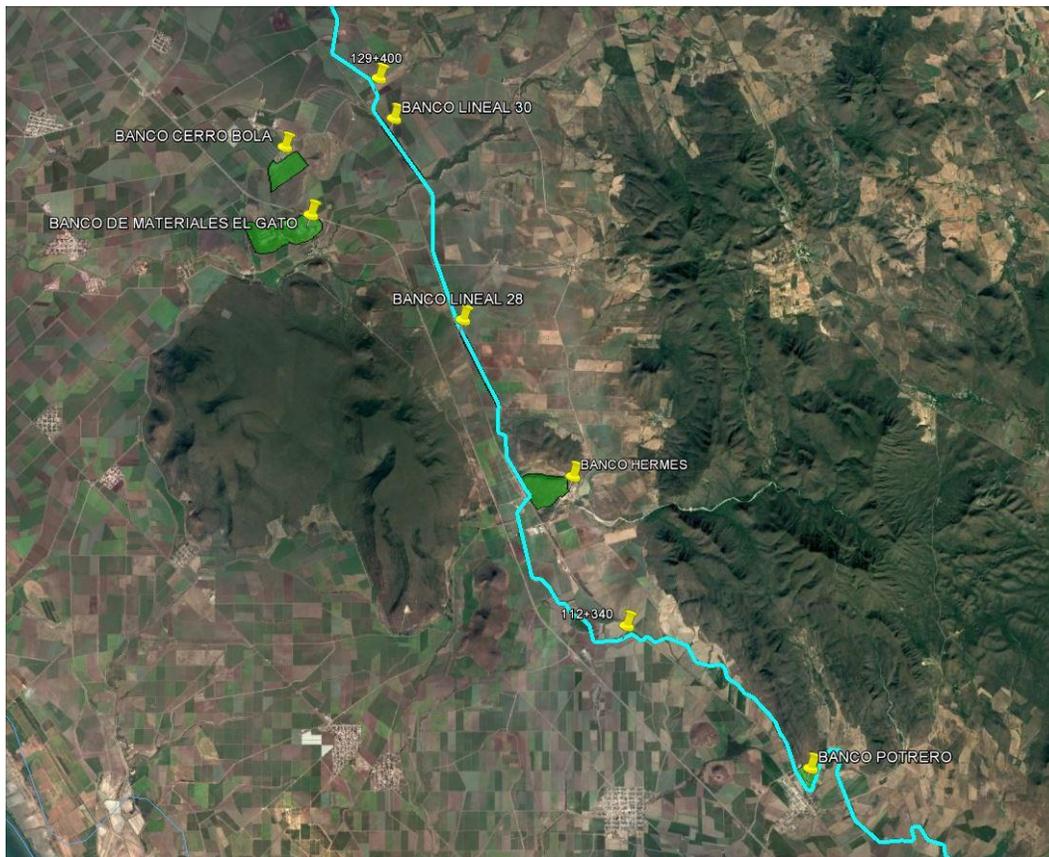


Figura 4.7 Ubicación de 6 bancos estudiados en las cercanías de los tramos del km 112 al km 120 del canal principal Humaya.

## Delimitación de bancos de materiales

Una vez realizadas las exploraciones de los bancos, se delimitaron éstos, colocando mojoneras en los vértices de las respectivas poligonales envolventes. A continuación, se presentan las áreas y volúmenes cubicados por cada banco.

### Bancos de formación de terraplenes

| Banco              | Área     |
|--------------------|----------|
| ○ Banco Hermes     | 45.10 ha |
| ○ Banco Lineal 28. | 12.63 ha |
| ○ Banco Lineal 30  | 14.36 ha |
| ○ Banco El Gato    | 53.30 ha |

Las siguientes figuras muestran la delimitación en Google Earth de los bancos estudiados, así como su área respectiva.



Figura 4.8 Ubicación del Banco Hermes cerca del km 118 en la margen izquierda del CPH.

Este banco es una propiedad particular del Ing. Hermes Castro Montoya y cuenta con una superficie total de 45 ha aún sin explotar y está ubicado cerca del km 118 del Canal Principal Humaya. El terreno es prácticamente un cerro con diferentes tipos de materiales, desde arcillas hasta conglomerados en cual se hicieron 4 diferentes pozos de observación para delimitar el tipo de material predominante. Las siguientes imágenes muestran los trabajos.



Figura 4.9 Fotos del muestreo Banco Hermes en la margen izquierda del CPH.

El Banco lineal 28 se localiza en la berma ambas márgenes del Canal Principal Humaya desde el km 120+400 al km 122+400 aproximadamente. Aún no está explotado y tiene un área estimada del orden de 12.63 ha.



Figura 4.10 Banco Lineal 28 del km 120+400 al km 122+400 en ambas márgenes del CPH.

Se realizaron muestreos y estratigrafía del banco para su análisis en laboratorio tal y como se muestran las siguientes imágenes.



Figura 4.11 Fotos del muestreo Banco Lineal 28 en la margen izquierda del CPH.

El Banco lineal 30 se localiza en la berma ambas márgenes del Canal Principal Humaya desde el km 126+700 al km 128+600 aproximadamente. Aún no está explotado y tiene un área estimada del orden de 14.36 ha.

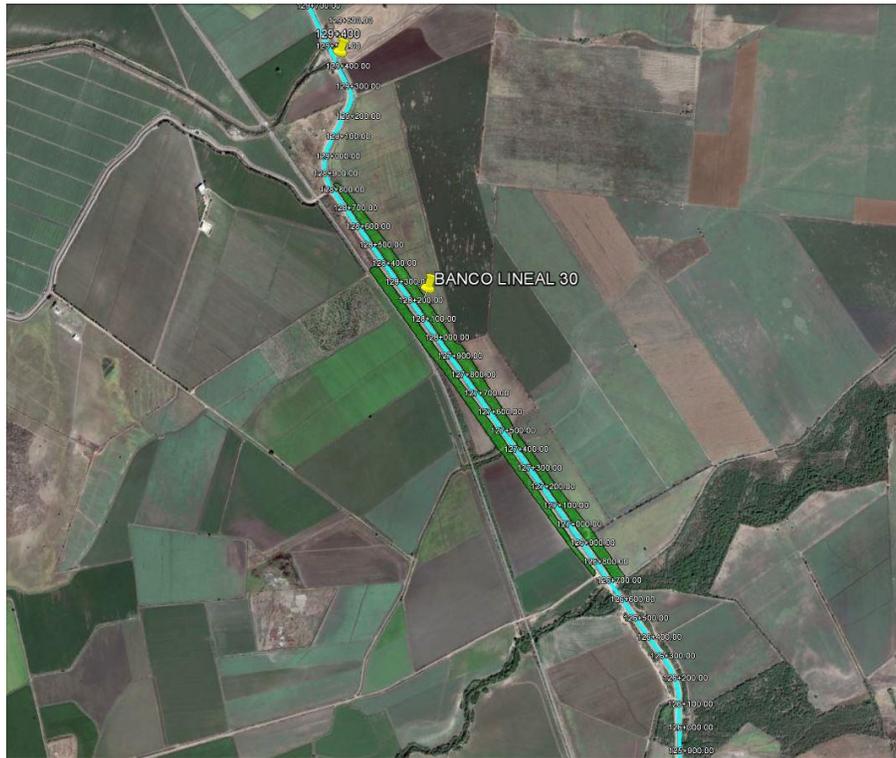


Figura 4.12 Banco Lineal 30 del km 126+700 al km 128+600 en ambas márgenes del CPH.



Figura 4.13 Fotos del muestreo Banco Lineal 30 en la margen izquierda del CPH.

El Banco del Gato se encuentra ubicado, cerca del km 82 de la carretera internacional Culiacán-Los Mochis “La Costera”, en su margen izquierda aproximadamente a 5 km de la línea centro del canal principal Humaya. Es un banco de propiedad particular, (no se ubicó al propietario durante el muestreo) el cual ya está explotado en una cierta cantidad (se estima un 30%) y consta de materiales varios que van desde arcillas hasta conglomerados y rocas. La siguiente imagen muestra su localización:



Figura 4.14 Banco Lineal 30 del km 126+700 al km 128+600 en ambas márgenes del CPH.

El muestreo se realizó en las partes más altas del banco, en un predio cercano a una antena de telecomunicaciones.



Figura 4.15 Muestreo del Banco de Materiales “EL Gato”.

### Bancos de revestimiento de caminos

A continuación, se presenta la superficie estimada en los bancos de revestimiento identificados.

| Nombre                     | Superficie estimada |
|----------------------------|---------------------|
| ○ Cerro Bola               | 15.27 ha            |
| ○ El Potrero ó la Piedrera | 7.09 ha             |

El banco Cerro Bola se localiza cercano al km 129 del Canal Principal Humaya a una distancia de 2.5 km de su margen izquierda, cuenta con una superficie de 15.27 ha y actualmente está en explotación tal y como se muestra en la siguiente figura:





Figura 4.18 Levantamiento topográfico del Banco para revestimiento de caminos “Cerro Bola”.

El otro banco considerado es “El Potrero” o “La Piedrera”, mismo que está ubicado junto al Poblado el potrero en el km 103 del Canal Principal Humaya. El banco ya está en explotación y cuenta con una superficie estimada de 7.9 ha tal y como se observa en la siguiente imagen.



Figura 4.19 Banco de revestimiento de caminos “El Potrero” o “La Piedrera” ubicado en el en la margen derecha del km 105 del Canal Principal Humaya.

La siguiente figura muestra el levantamiento topográfico del banco de revestimiento de caminos.

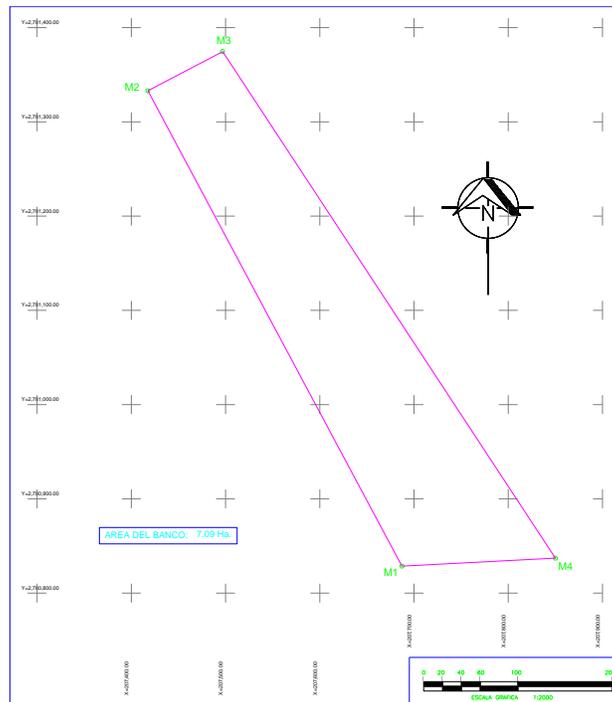


Figura 4.20 Levantamiento topográfico del banco de revestimiento de caminos “El potrero” o “La Piedrera”.

### Banco de agregados de concreto

El banco de agregados para concreto, están constituidos por gravas y arenas limpias y se localiza en la Ciudad de Mocorito Sinaloa. Su superficie estimada es la siguiente:

| Nombre     | Superficie |
|------------|------------|
| • Mocorito | 3.3 ha     |

A continuación, se presenta las figuras sobre la ubicación del banco y el levantamiento topográfico.



Figura 4.21 Banco de agregados de concreto “Mocorito”.

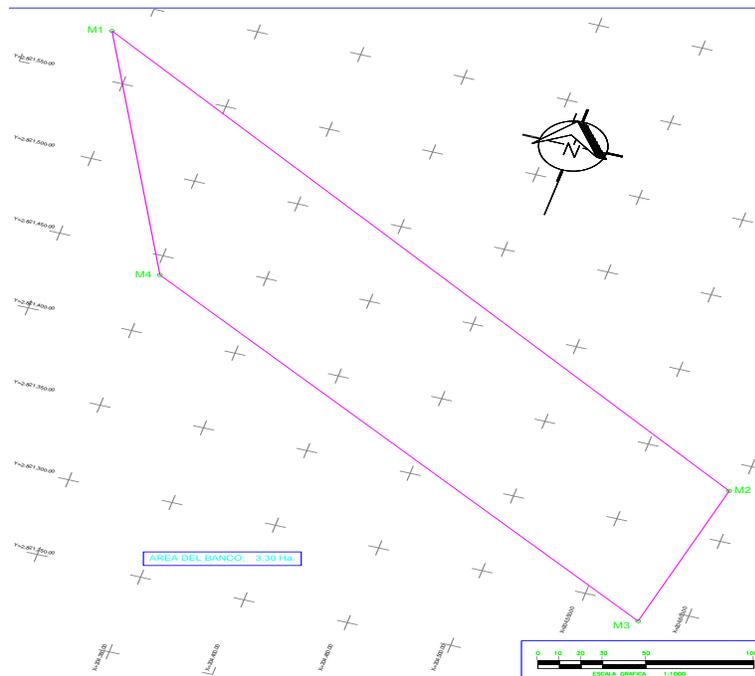


Figura 4.22 Levantamiento topográfico del Banco de Materiales “Mocorito”.



## **Excavación de pozos a cielo abierto**

En cada uno de los bancos estudiados, se excavaron pozos a cielo abierto a profundidades variables entre 2.60 y 3.00 metros y se tomaron muestras integrales para efectuar, en ellas, pruebas de laboratorio.

## **Formación de terraplenes**

En los bancos para formación de terraplenes, se excavaron 8 pozos a cielo abierto, que dieron un total de 17.6 metros. En cada uno de los pozos se tomó una muestra integral.

## **Revestimiento de caminos**

En los bancos para revestimiento de caminos, se excavaron 2 pozos a cielo abierto, que dieron un total de 3.8 metros. En cada uno de los pozos se tomó una muestra integral, habiéndose obtenido 2 muestras que se llevaron al laboratorio para efectuar los ensayos correspondientes.

## **Agregados para concreto**

En los bancos de agregados para concreto, se excavaron 2 pozos a cielo abierto, que dieron un total de 6.00 metros. En cada uno de los pozos se tomó una muestra integral, habiéndose obtenido 2 muestras que se llevaron al laboratorio para efectuar los ensayos correspondientes. En los planos de configuración de cada uno de los 2 bancos estudiados, que se presentan el anexo de planos, se muestra la localización de los pozos excavados, en cada banco.

## Estimación de volúmenes de bancos de materiales

Una vez delimitados los bancos, se realizaron los levantamientos topográficos de los 22 bancos y se colocaron mojoneeras en los vértices de las poligonales que los limitan. Asimismo, con los datos de los levantamientos topográficos y de los perfiles estratigráficos de los pozos, se determinó el volumen cubicado por cada banco.

En cada uno de los planos de los levantamientos topográficos, de los 7 bancos que se incluyen en el anexo de planos, se presenta una planta topográfica del banco; su configuración topográfica, con curvas de nivel a cada metro; los datos de construcción de la poligonal envolvente, y tablas con las características medias del banco. A continuación, se incluyen las áreas y los volúmenes de cada uno de los bancos de los tres distintos materiales estudiados.

Tabla 4.3 Cálculo de volúmenes estudiados en los bancos de formación de terraplenes.

| BANCO No. | NOMBRE DEL BANCO         | DISTANCIA AL EJE DEL CANAL | AREA      | VOLUMEN                |
|-----------|--------------------------|----------------------------|-----------|------------------------|
|           | BANCO HERMES 1           | 2.12 Km                    | 45.00 Ha. | 450,000 m <sup>3</sup> |
|           | BANCO HERMES 2 ROCA INT. | 2.12 Km                    | 5.00 Ha.  | 50,000 m <sup>3</sup>  |
|           | BANCO EL GATO            | 4.0 Km                     | 53.13 Ha. | 397,500 m <sup>3</sup> |
|           | BANCO LINEAL 28          | 0.5 Km                     | 12.63 Ha. | 252,600 m <sup>3</sup> |
|           | BANCO LINEAL 30          | 0.5 Km                     | 14.36 Ha. | 138,400 m <sup>3</sup> |

El volumen total estimado es del orden de los 1,288,000 m<sup>3</sup>, contra los 320,000 m<sup>3</sup> que se ocupan en los cadenamientos 112+340 al km 129+320 del CPH indica que la cantidad de materiales estudiados es suficiente y en la mayoría de los casos en un radio menor de alcance de 5 km.

Para el caso de los volúmenes de los bancos de revestimiento de caminos el siguiente cuadro muestra los resultados obtenidos en el su cálculo:



Tabla 4.4 Cálculo de volúmenes estudiados en los bancos de formación de revestimiento de caminos.

| BANCO No. | NOMBRE DEL BANCO | DISTANCIA AL EJE DEL CANAL | AREA     | VOLUMEN                |
|-----------|------------------|----------------------------|----------|------------------------|
|           | BANCO POTRERO    | 0.5 Km                     | 20.00 Ha | 540,000 m <sup>3</sup> |
|           | BANCO CERRO BOLA | 3.88 Km                    | 38.5 Ha. | 266,000 m <sup>3</sup> |

En total se tiene un volumen total de 806,000 m<sup>3</sup> contra los 54,000 m<sup>3</sup> necesarios, es un indicativo de que el volumen es suficiente.

En el caso de los bancos de agregados de concreto, el siguiente cuadro indica los volúmenes calculados.

Tabla 4.5 Cálculo de volúmenes estudiados en los bancos de formación de agregados de concreto.

| BANCO No. | NOMBRE DEL BANCO     | DISTANCIA AL EJE DEL CANAL | AREA     | VOLUMEN                |
|-----------|----------------------|----------------------------|----------|------------------------|
|           | BANCO MOCORITO       | 53.5 Km                    | 3.30 Ha. | 98,260 m <sup>3</sup>  |
|           | BANCO AMPL. MOCORITO | 53.0 Km                    | 4.44 Ha. | 129,050 m <sup>3</sup> |

El volumen total es de 227,310 m<sup>3</sup> contra los aproximadamente 10,000 m<sup>3</sup> que se ocupan es un indicador de que el Banco Mocorito tiene capacidad para abastecer en la fabricación del concreto.



#### 4.4.2.2 Trabajos de laboratorio

##### Para canales

##### Formación de terraplenes

En las muestras integrales obtenidas de los bancos de formación de terraplenes, se realizaron los ensayos de laboratorio, siguientes:

- Determinación del porcentaje de finos
- Contenido de agua
- Límites de consistencia
- Proctor (SRH)
- Densidad de sólidos

Adicionalmente en muestras seleccionadas, se efectuaron pruebas de compresión triaxial, no consolidadas – no drenadas (UU), en materiales compactados al 95% Proctor.

##### Revestimiento de caminos

En las muestras obtenidas en cada pozo de los bancos de revestimiento, se efectuaron los ensayos siguientes:

- Análisis granulométrico por mallas
- Límites de consistencia
- Compacidad relativa con martinete
- Proctor SRH

##### Agregados para concreto

En las muestras obtenidas de los bancos de agregados para concreto, se realizaron los ensayos de laboratorio siguientes:



En las gravas:

- Granulometría por mallas, determinando los porcentajes de las gravas 4, 3, 2, 1, arena y finos
- Absorción
- Densidad
- Peso volumétrico y compacto de la grava 1 y grava 2
- Reactividad álcali-agregado
- Intemperismo acelerado
- Análisis petrográfico
- Abrasión a 100 y 500 revoluciones en máquina tipo “Los Ángeles”

En las arenas:

- Pérdida por lavado en malla 200
- Granulometría por mallas 8, 16, 30, 50 y 100, determinando el módulo de finura
- Densidad
- Absorción
- Peso volumétrico suelto y compactado
- Colorimetría (contenido de materia orgánica)
- Reactividad álcali – agregado
- intemperismo acelerado

En las tablas siguientes se presentan cuadros con resúmenes de los resultados de laboratorio.

## Estudios de geotecnia

### Bancos de formación de bordos

- **Banco Lineal 28**
- **Banco Lineal 30**
- **Banco Hermes**
- **Banco El Gato**

Tabla 4.6 Resultados de laboratorio de bancos de formación de bordos.

| CONCEPTO   | UNIDAD            | HERMES<br>1           | HERMES<br>2 ROCA | EL GATO   | LINEAL<br>28 | LINEAL<br>30 |
|--|-------------------|-----------------------|------------------|-----------|--------------|--------------|
| ESTADO ACTUAL                                      | --                | SIN EXPLOTAR          | SIN EXPLOTAR     | EXPLOTADO | SIN EXPLOTAR | SIN EXPLOTAR |
| DISTANCIA AL EJE DEL CANAL                         | Km                | 2.12                  | 2.12             | 4.00      | 0.50         | 0.50         |
| AREA DEL BANCO                                     | Ha                | 45.0                  | 5.00             | 53.1      | 12.63        | 14.36        |
| ESPESOR DE DESPALME                                | m                 | 0.20                  | 0.20             | 0.10      | 0.10         | 0.10         |
| ESPESOR APROVECHABLE                               | m                 | 1.00                  | 1.00             | 1.50      | 2.00         | 1.00         |
| VOLUMEN APROVECHABLE                               | m <sup>3</sup>    | 450,000               | 50,000           | 397,500   | 252,600      | 138,400      |
| TRATAMIENTO DEL MATERIAL                           | --                | DESECHAR SOBRETAMAÑOS |                  |           |              |              |
| REGALIAS   | --                | PROPIEDAD PARTICULAR  |                  |           |              |              |
| CARACTERISTICAS MEDIAS DE LOS MATERIALES DEL BANCO |                   |                       |                  |           |              |              |
| CLASIFICACION SUCS                                 | --                | CL                    | GP - ML          | GP-CL     | GP-ML        | GP - ML      |
| PORCENTAJE QUE PASA LA MALLA 4                     | %                 | 0                     | 43.89            | 47.3      | 41.49        | 37.8         |
| PORCENTAJE QUE PASA LA MALLA 200                   | %                 | 59.06                 | 18.85            | 52.7      | 9.77         | 18.69        |
| LIMITE LIQUIDO                                     | %                 | 42.80                 | 47.20            | 50.30     | 49.40        | 46.80        |
| LIMITE PLASTICO                                    | %                 | 23.20                 | 23.40            | 25.60     | 26.10        | 22.80        |
| INDICE DE PLASTICIDAD                              | %                 | 19.60                 | 23.90            | 24.70     | 23.40        | 24.00        |
| PORCENTAJE DE GRAVA                                | %                 | 5.71                  | 51.66            | 18.78     | 58.51        | 29.36        |
| PORCENTAJE DE ARENA                                | %                 | 35.23                 | 25.04            | 25.27     | 31.72        | 51.95        |
| PORCENTAJE DE FINOS                                | %                 | 59.06                 | 18.85            | 52.7      | 9.77         | 18.69        |
| PESO VOL. SECO MAXIMO (PROCTOR)                    | kg/m <sup>3</sup> | 1,640                 | 1,563            | 1,624     | 1,492        | 1,573        |
| HUMEDAD OPTIMA PROCTOR                             | %                 | 25.3                  | 36.4             | 27.0      | 23.7         | 27.7         |

## Ensayes de laboratorio

De las muestras remoldeadas (alteradas) extraídas, se realizaron las pruebas de laboratorio requeridas para la clasificación de los materiales, ésto de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Se presentan los registros correspondientes a contenido de humedad natural y límites de plasticidad (líquido y plástico) y análisis granulométrico.

## Estratigrafía y propiedades

La estratigrafía y propiedades del subsuelo, se basan en las observaciones y resultados de la exploración, así como en los ensayos de laboratorio, se muestra el perfil estratigráfico representativo del terreno, así como el resumen de algunos resultados de laboratorio.

### Banco lineal numero 28

De la prueba de compactación proctor (AASHTO MODIFICADA) se obtuvo un peso volumétrico seco máximo de  $2,000.94 \text{ kg/m}^3$  con una humedad óptima de 8.27 %

Del análisis granulométrico elaborado en laboratorio con una muestra de 7,140.00 gr se obtuvo un porcentaje de gravas de 58.51 %, un 31.71 % de arenas y 9.77 % de finos.

Clasificación S.U.C.S con límites de consistencia obtenemos un límite líquido de 31.24% un límite plástico de 21.68% y un índice plástico de 9.56 % correspondiente a un **GP-ML**. (gravas mal graduadas limos o polvo de roca).

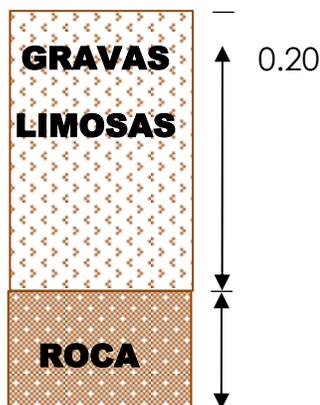


Figura 4.23 Banco lineal número 28.

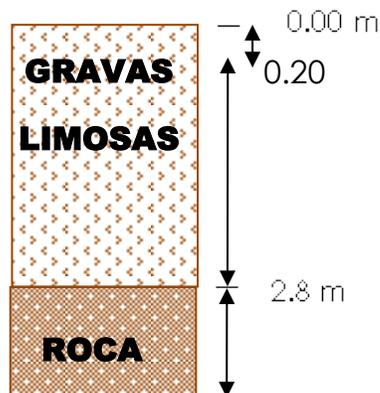


Figura 4.24 Banco lineal número 30.

De la prueba de compactación proctor (AASHTO MODIFICADA) se obtuvo un peso volumétrico seco máximo de 2,044.89 kg/m<sup>3</sup> con una humedad óptima de 9.61 %

Del análisis granulométrico elaborado en laboratorio con una muestra de 3,790 gr se obtuvo un porcentaje de gravas de 36.36 %, un 41.04 % de arenas y 18.69 % de finos.

Clasificación S.U.C.S con límites de consistencia obtenemos un límite líquido de 45.77% un límite plástico de 23.49% y un índice plástico de 22.28 % correspondiente a un **GP-CL**. (gravas mal graduadas arcilla pobre).

### Banco Hermes

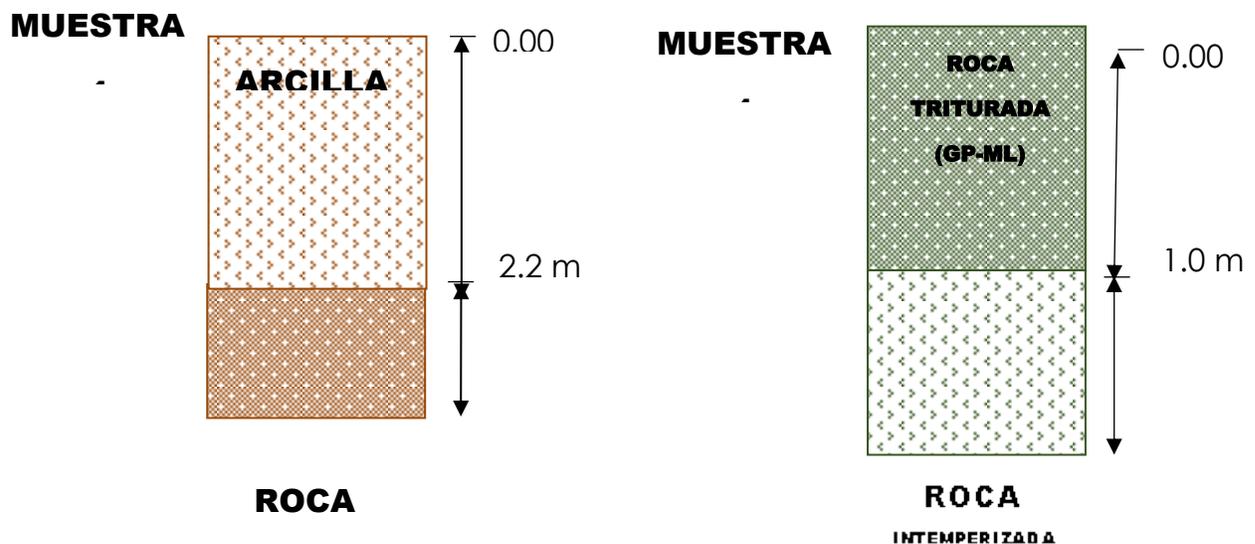


Figura 4.25 Banco Hermes.

EL siguiente plano muestra los resultados por zona del Banco Hermes.

Del análisis granulométrico del sitio número 4 del banco de Hermes elaborado en laboratorio con una muestra de 5,705.0 gr se obtuvo un porcentaje de gravas de 5.71 %, un 35.23 % de arenas y 59.06 % de finos.

Clasificación S.U.C.S con límites de consistencia obtenemos un límite líquido de 43.38% un límite plástico de 20.51% y un índice plástico de 22.87 % correspondiente a un **CL**. (arcilla baja plasticidad).

Del análisis granulométrico del sitio número 1 del banco de Hermes elaborado en laboratorio con una muestra de 5,625.7 gr se obtuvo un porcentaje de grabas de 51.66 %, un 25.04 % de arenas y 18.85% de finos. Correspondiente a un **GP-ML**

#### 4.5 Propuesta

El proyecto considera mantener la estructura actual de la red de caminos, conservando el ancho de estos. En los tramos donde los bordos no fungen como caminos de tránsito normal de vehículos se consideró un ancho de camino de 4.5 m para el tránsito de maquinaria de conservación y para la operación y monitoreo del canal. En los bordos usados para el tránsito vehicular el ancho será de 6 m. Los caminos tendrán una pendiente transversal de 2% con descarga hacia una cuneta en caso de tajo encauzándola a una entrada de agua o a la parte externa del bordo.

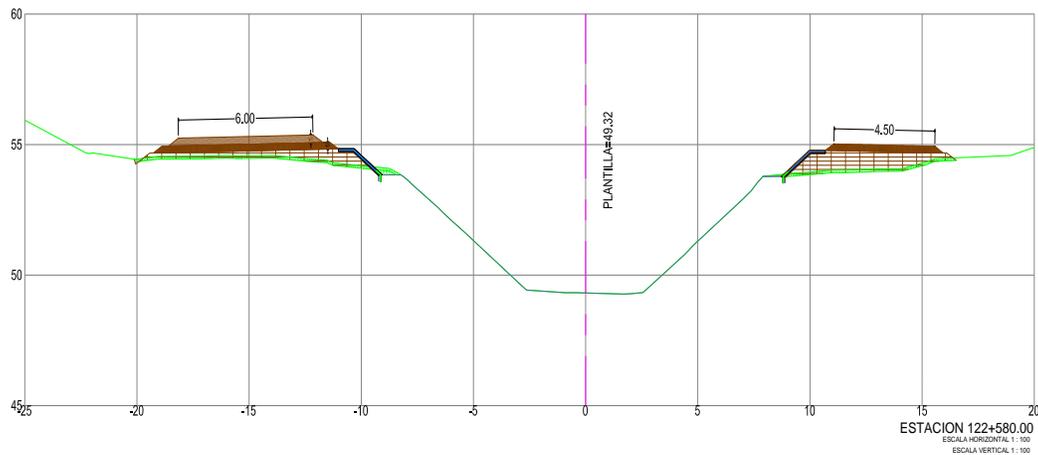


Figura 4.26 Propuesta de caminos en bordos.

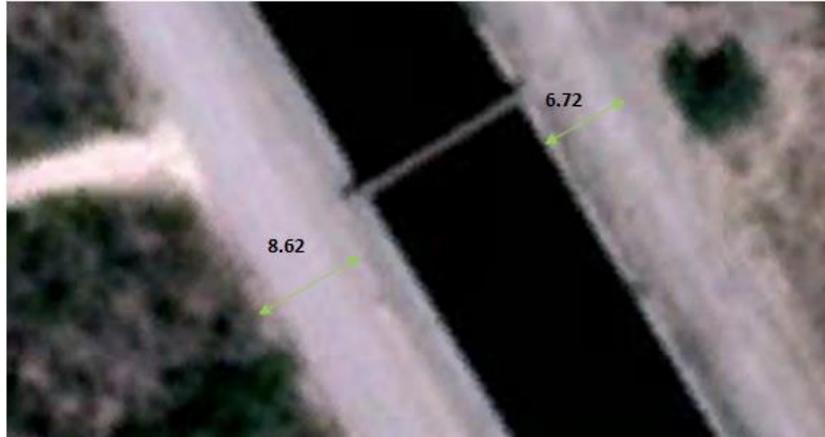


Figura 4.27 Ejemplo de caminos en bordos del CPH.

La cota de los terraplenes de los bordos deberá ser igual o superior a la cota del sobre bordo del canal.



Las secciones y el camino serán configurados de acuerdo al nivel de concreto proyectado más el sobre bordo, esto para mantener una pendiente regular a lo largo del tramo.

La disminución del ancho de bordo originado por la desviación del camino vehicular de 6 m a 4.5 m origina una transición como se muestra en las siguientes secciones:

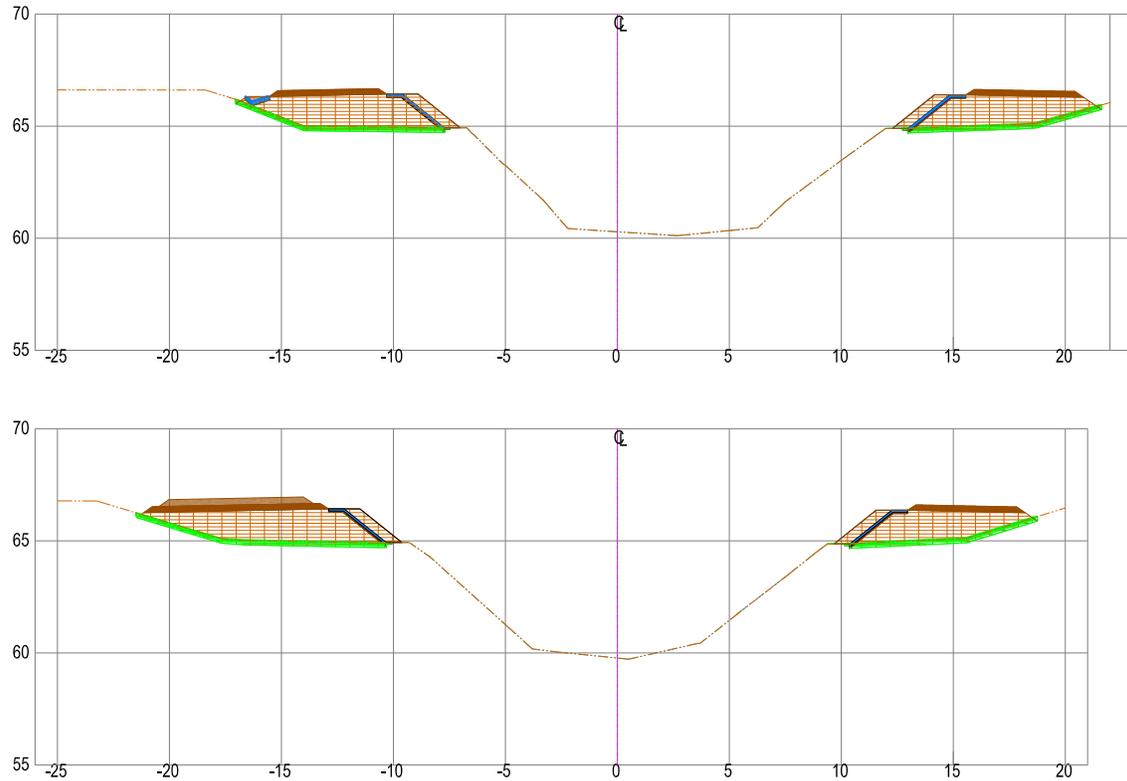


Figura 4.28 Propuesta de caminos en bordos del CPH

Los materiales para terraplén son suelos y fragmentos de roca, producto de los cortes y/o de la extracción en bancos de materiales, que se utilizan para formar el cuerpo de un terraplén hasta el nivel de desplante, estos serán compactados de acuerdo a la N-CMT-1-01-02 siguiendo el criterio:

Tabla 4.7 Características de materiales para terraplén.

| Característica   | Valor  |
|--|--------|
| Límite líquido; %, máximo                                    | 50     |
| Valor Soporte de California (CBR) <sup>[1]</sup> ; %, mínimo | 5      |
| Expansión; %, máxima   | 5      |
| Grado de compactación <sup>[2]</sup> ; %                     | 90 ± 2 |

El terraplén se debe de compactar al 90% de su P.V.S.M (Peso volumétrico seco máximo).



Para dar por terminado la construcción de un terraplén, incluyendo su afinamiento se verifica el alineamiento, perfil la sección en su achura y acabado, de acuerdo a lo fijado en el proyecto geométrico, dentro de las siguientes tolerancias:

- Niveles de rasante  $\pm 3$  cm.
- Taludes o el ancho en el centro de línea y las líneas de los cerros, conservando el plano general de estos

El proyecto de sobreelevación considera que el bordo actual tiene la compactación requerida sin embargo será obligación de la empresa constructora el garantizar que se cumpla dicho criterio.

El canal será revestido con un espesor de 10 cm y usando concreto de  $f'c = 140$  kg/cm<sup>2</sup>. Esta recomendación se toma del manual de Proyectos de Zonas de Riego editado por la Dirección de Proyectos de Irrigación de la extinta Secretaría de Recursos Hidráulicos (SRJ) en el año de 1973, para canales revestidos de concreto con un gasto entre 100 y 150 m<sup>3</sup>/s.

Para disminuir el riesgo de deslizamiento de las losas de la sobreelevación, producto de las subpresiones se colocó acero de refuerzo y sello (junto asfáltica) en la unión entre el concreto existente en el canal y el de la sobreelevación. El acero de refuerzo está constituido por anclas de 50 cm de largo fabricadas de varilla de corrugada de ½" de diámetro de resistencia  $f_y=4,200$  kg/cm<sup>2</sup> colocadas a cada 40 cm. Cada ancla se fija al concreto actual mediante perforaciones de 25 cm de largo de 1" de diámetro coladas con concreto ferrolit. En la siguiente figura se muestra las anclas usadas

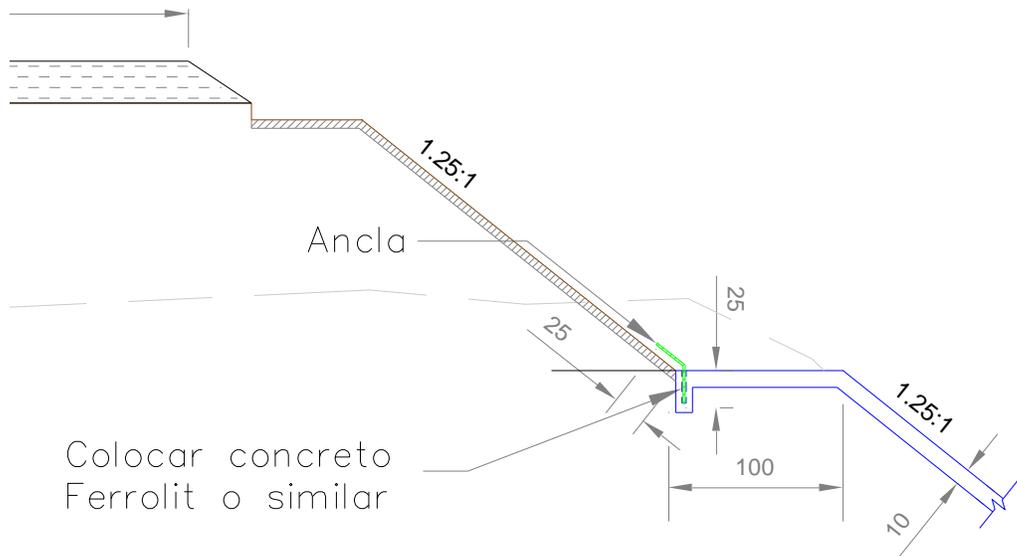


Figura 4.29 Acero de refuerzo usado en sobreelevación, ancla de varilla corrugada.



## 4.6 Presupuesto base

Los proyectos de sobreelevación, pueden verse desglosados en el anexo 4 en donde se encuentra el catálogo de conceptos, el presupuesto base, especificaciones particulares de construcción, tarjetas de análisis de precios unitarios, memoria descriptiva y planos. El presupuesto de la sobreelevación del CPH objeto de este convenio aparece en la siguiente tabla, incluye 9 tomas laterales.

Tabla 4.8 Presupuesto de los proyectos de sobreelevación.

| TRAMO        | CADENAMIENTO ESTUDIO |         | LONGITUD EFECTIVA<br>(m) | CADENAMIENTO CONAGUA |         | TOMA LATERAL<br>Km | COSTO SIN IVA<br>(\$)  | IVA<br>(\$)            | COSTO + IVA<br>(\$)    |
|--------------|----------------------|---------|--------------------------|----------------------|---------|--------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
|              | DEL KM               | AL KM   |                          | DEL KM               | AL KM   |                    |                        |                        |                        |
| 25           | 112+340              | 115+200 | 2,860                    | 107,209              | 110+069 | 113+397            | \$13,198,809.16        | \$ 2,111,809.47        | \$15,310,618.63        |
|              |                      |         |                          |                      |         | 114+791            |                        |                        |                        |
|              |                      |         |                          |                      |         |                    |                        |                        |                        |
| 26           | 115+200              | 118+300 | 3,100                    | 110+069              | 113+169 | 115+713            | \$13,014,680.84        | \$ 2,082,348.93        | \$15,097,029.78        |
|              |                      |         |                          |                      |         | 117+074            |                        |                        |                        |
|              |                      |         |                          |                      |         |                    |                        |                        |                        |
| 27           | 118+300              | 121+380 | 3,080                    | 113+169              | 116+249 |                    | \$13,107,070.06        | \$ 2,097,131.21        | \$15,204,201.27        |
|              |                      |         |                          |                      |         |                    |                        |                        |                        |
|              |                      |         |                          |                      |         |                    |                        |                        |                        |
| 28           | 121+380              | 123+980 | 2,600                    | 116+249              | 118+849 |                    | \$ 8,397,241.45        | \$ 1,343,558.63        | \$ 9,740,800.08        |
|              |                      |         |                          |                      |         |                    |                        |                        |                        |
|              |                      |         |                          |                      |         |                    |                        |                        |                        |
| 29           | 123+980              | 126+580 | 2,600                    | 118+849              | 121+449 | 124+914            | \$11,431,213.30        | \$ 1,828,994.13        | \$13,260,207.42        |
|              |                      |         |                          |                      |         | 126+112            |                        |                        |                        |
|              |                      |         |                          |                      |         |                    |                        |                        |                        |
| 30           | 126+700              | 129+400 | 2,700                    | 121+569              | 124+269 | 126+694            | \$ 9,289,636.91        | \$ 1,486,341.91        | \$10,775,978.82        |
|              |                      |         |                          |                      |         | 127+432            |                        |                        |                        |
|              |                      |         |                          |                      |         | 128+801            |                        |                        |                        |
| <b>Total</b> |                      |         | <b>16,940</b>            |                      |         |                    | <b>\$68,438,651.72</b> | <b>\$10,950,184.28</b> | <b>\$79,388,836.00</b> |



## 5 DIQUES

### 5.1 Introducción

El Organismo de Cuenca Pacífico Norte de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), solicitó en 2013 al Instituto Mexicano de Tecnología del Agua la revisión del funcionamiento hidráulico del Canal Principal Humaya y determinar las necesidades de sobreelevación considerando un aumento en el gasto de la obra de toma a 120 m<sup>3</sup>/s. Lo anterior dentro del marco de los compromisos presidenciales CG-099.

El proyecto realizado en 2013 tuvo como objetivo establecer bases confiables que sirvieran de partida para la elaboración de los proyectos ejecutivos necesarios para aumentar la capacidad del Canal Principal Humaya de 90 m<sup>3</sup>/s de gasto actual a 120 m<sup>3</sup>/s en su obra de toma y sus variantes de gasto a lo largo del canal.

El proyecto continuó en una segunda etapa en el año 2014 realizando las siguientes actividades: recopilación de proyectos anteriores; determinación de los coeficientes unitarios de riego, realizar un levantamiento topográfico del Canal Principal Humaya; revisar el funcionamiento de los Diques; reproducir con base en la modelación el funcionamiento hidráulico del canal, en donde se determinaron las necesidades de sobreelevación. Así mismo se elaboró el proyecto ejecutivo para sobre elevar un tramo de canal.

En la tercera etapa en el año 2015 se realizaron proyectos en 60 km de sobreelevación y los proyectos de sobreelevación y de los primeros 7 diques: 1, 2, BATAMOTE, ARROYO PRIETO, AGUA FRIA, HILDA Y MARIQUITA ubicados entre los cadenamientos km 13+316 al km 56+860 del Canal Principal Humaya.

Sin embargo, en los proyectos de sobreelevación del Mariquita, no se consideró la sobreelevación de la margen derecha ya que se dejó pendiente debido a un problema



de invasión del límite federal de viviendas en el poblado “Campestre del Lago” y en la zona agrícola norte hasta que se analizara el problema de tipo jurídico por la propia CONAGUA.

La CONAGUA solicitó al IMTA considerar un trazo preliminar por la curva de nivel Elev. 66.01 msnm más 10 m en planta, la cual corresponde a la cota original de la cortina utilizada para la concesión del permiso de límite del poblado y de las parcelas.

En este informe se presentan los proyectos ejecutivos de sobreelevación del Dique 2, margen derecha del Dique Mariquita en la zona agrícola norte del dique, precisamente en los tramos 1, 2 y 3 ubicados al norte del dique en donde conecta con la margen derecha del Canal Principal Humaya, en el km 56+830 proyecto elaborado y construido en el año 2016 y finalmente el Dique Palos Amarillos.

## 5.2 Dique 2

### 5.2.1 Localización

La zona del proyecto se encuentra en el municipio de Culiacán, en el Estado de Sinaloa, en el Distrito de Riego 010, entre las coordenadas  $107.7680^{\circ}$  -  $107.7645^{\circ}$  y  $25.100^{\circ}$  -  $25.0967^{\circ}$ . El canal en estudio es denominado “Canal Principal Humaya”, éste se origina en la presa Derivadora “Andrew Weiss” quien a su vez se abastece de la presa Adolfo López Mateos.

El Dique en estudio se refiere al Dique 2 Ubicado entre los cadenamientos 14+374.68 al 15+240 del Canal Principal Humaya y se encuentra cerca de la localidad de San Rafael.



Figura 5.1 Margen derecha Dique 2 en el tramo en estudio del Km 14+374.68 al Km 15+240.

## 5.2.2 Problemática

El Dique 2 se ubica sobre el Canal Principal Humaya entre los cadenamientos km 14+750 al km 15+215 con una longitud aproximada de 465 m a lo largo del canal y de 600 m a lo ancho hacia las entradas de agua que lo generan.

Se realizó una visita de reconocimiento para conocer la problemática del Dique 2, en donde se tiene un conjunto de casas del Poblado “El Sifón” en la margen derecha al norte del vaso, casi en el cadenamiento km 15+220 derecha, lugar en donde se establecieron dejando un camino de paso y conservación entre el dique y las viviendas tal y como se observa en el círculo blanco en la siguiente imagen.



Figura 5.2 Dique 2 en el km 15+200 del Canal Principal Humaya y el poblado “El Sifón” ubicado en la margen derecha, en el municipio de Culiacán, Sinaloa.

De acuerdo con el personal técnico de operación del canal principal de la SRL Humaya, el problema del Dique 2 es que se tienen 3 casas que están ubicadas sobre un nivel inferior al nivel actual del agua en las cuales se filtra el agua hasta el interior de las viviendas, por lo que será necesario protegerlas con una trinchera con corazón de arcilla para evitar que las casas sigan deteriorando.

Las siguientes fotos muestran los recorridos que se realizaron para conocer la problemática del Dique 2.



Figura 5.3 Nivel del agua actual cercano a las casas con bordo de protección actual.



Figura 5.4 Viviendas cercanas al Dique 2, en el poblado El Sifón.



Figura 5.5 Nuevas viviendas invadiendo al Dique 2.



Figura 5.6 Fin de la trinchera actual con los solares y el vaso del Dique 2.

Por otra parte, la falta de una adecuada conservación y el gran número de entrada de agua sin las estructuras necesarias para limitar la entrada de azolves reduce la capacidad de conducción en el interior del Dique. Por otro lado, importante áreas de riego aguas abajo del tramo analizado, fueron incorporadas al canal sin considerar la conducción de los volúmenes necesarios para éstas.

El Canal Principal Humaya y Presa Derivadora Andrew Weiss no pueden abastecer las necesidades de riego en el periodo de mayor demanda de la zona de riego ocasionando problemas operativos e inconformidades de los usuarios por la distribución del agua repercutiendo directamente en una baja en el rendimiento de los cultivos.

Con el fin de recuperar la capacidad de conducción del canal y reducir los problemas sociales se gestiona un proyecto para rehabilitar el canal y aumentar la capacidad actual de  $100 \text{ m}^3/\text{s}$  hasta un gasto en su obra de toma de  $120 \text{ m}^3/\text{s}$ . Lo anterior implica la sobre elevación de todas sus estructuras de control. Cruce, control, seguridad y regulación como son los 11 diques que lo componen: Dique 1, Dique 2, Batamote, Agua Fría, Hilda, Mariquita, Palos Amarillos, Cacachila y Dique Acatita y Aereopuerto.

### 5.2.3 Objetivos

Dentro de las acciones para rehabilitar el Canal Principal Humaya y aumentar su capacidad de conducción se considera la sobreelevación de la margen derecha del dique 2 en sus partes bajas, ubicado en el tramo 14+374.68 al 15+240 del canal, para lograr la elevación de proyecto de la corona que es la cota 74.00, logrando con esto además la protección de población aledaña al dique.

### 5.2.4 Dictamen del estado actual del Dique 2

Producto de las visitas realizadas al sitio y las pruebas en simulación reportadas por el IMTA en 2013 se corrobora que el canal y el dique se encuentran en un mal estado de conservación. El porcentaje obtenido de sustitución de lozas es del 5.5% y los coeficientes de Manning reportadas en la calibración del modelo es de 0.02 a 0.25. Lo anterior se concluye que es indispensable rehabilitar al tramo de canal antes de sobreelevar.



Figura 5.7 Entrada al Dique 2 en el km 14+374.68 del CPH.



La presencia de losas colapsadas, el deterioro del revestimiento y la presencia de azolves origina pérdidas de carga en el tramo presentándose tirantes de operación mayores a los reportados en el diseño original, reduciéndose la capacidad de conducción del canal.

El proyecto considera mantener la estructura actual de la red de caminos, tratando en la medida de lo posible conservar el ancho de estos.

En los tramos donde los bordos no fungen como caminos de tránsito normal de vehículos se consideró para el proyecto de sobre elevación del canal, un ancho de camino de 4.5 m para el tránsito de maquinaria de conservación y para la operación y monitoreo del canal. Los caminos tendrán una pendiente transversal de 2% con descarga hacia una cuneta en caso de tajo encauzándola a una entrada de agua o a la parte externa del bordo.

La cota de los terraplenes de los bordos deberá ser igual o superior a la cota del sobre bordo del canal o bien las del muro de concreto construido en la margen izquierda del Dique 2. Las secciones y el camino serán configurados de acuerdo al nivel de concreto proyectado más el sobre bordo, esto para mantener una pendiente regular a lo largo del tramo.

Los materiales para terraplén son suelos y fragmentos de roca, producto de los cortes y/o de la extracción en bancos de materiales, que se utilizan para formar el cuerpo de un terraplén hasta el nivel de desplante, estos serán compactados de acuerdo a la N-CMT-1-01-02 siguiendo el criterio:

Tabla 5.1 Requisitos de calidad de materiales para terraplén.

| Característica   | Valor  |
|--|--------|
| Límite líquido; %, máximo                                    | 50     |
| Valor Soporte de California (CBR) <sup>[1]</sup> ; %, mínimo | 5      |
| Expansión; %, máxima   | 5      |
| Grado de compactación <sup>[2]</sup> ; %                     | 90 ± 2 |



El terraplén se debe de compactar al 90% de su P.V.S.M (Peso volumétrico seco máximo).

Para dar por terminado la construcción de un terraplén, incluyendo su afinamiento se verifica el alineamiento, perfil la sección en su achura y acabado, de acuerdo a lo fijado en el proyecto geométrico, dentro de las siguientes tolerancias:

- Niveles de rasante  $\pm 3$  cm.
- Taludes o el ancho en el centro de línea y las líneas de los ceros, conservando el plano general de estos

El proyecto de sobreelevación considera que el bordo actual tiene la compactación requerida sin embargo será obligación de la empresa constructora el garantizar que se cumpla dicho criterio.

## 5.2.5 Estudios preliminares

En el proyecto realizado por el IMTA en 2013 se realizaron los estudios hidráulicos necesarios para determinar las necesidades de sobreelevación del Canal Principal Humaya. En dicho estudio se hace uso del programa de simulación de flujo en canales de riego “Simulation of Irrigation Canals” (SIC). Con el SIC se evaluó la nueva configuración de la sección del canal para un gasto de proyecto de  $120 \text{ m}^3/\text{s}$ , determinándose la altura de revestimiento considerando la rehabilitación del canal.

### 5.2.5.1 Topografía

En el caso del Dique 2 se levantaron secciones a lo largo de 500 m sobre la periferia del Dique colindantes con el poblado “El Sifón”. A continuación se muestra el levantamiento realizado en planta de las secciones levantadas con la triangulación en CIVILCAD. Se presentan imágenes del levantamiento de las secciones dentro del agua y en el poblado.



Figura 5.8 Levantamiento de secciones en el Dique 2 (1).

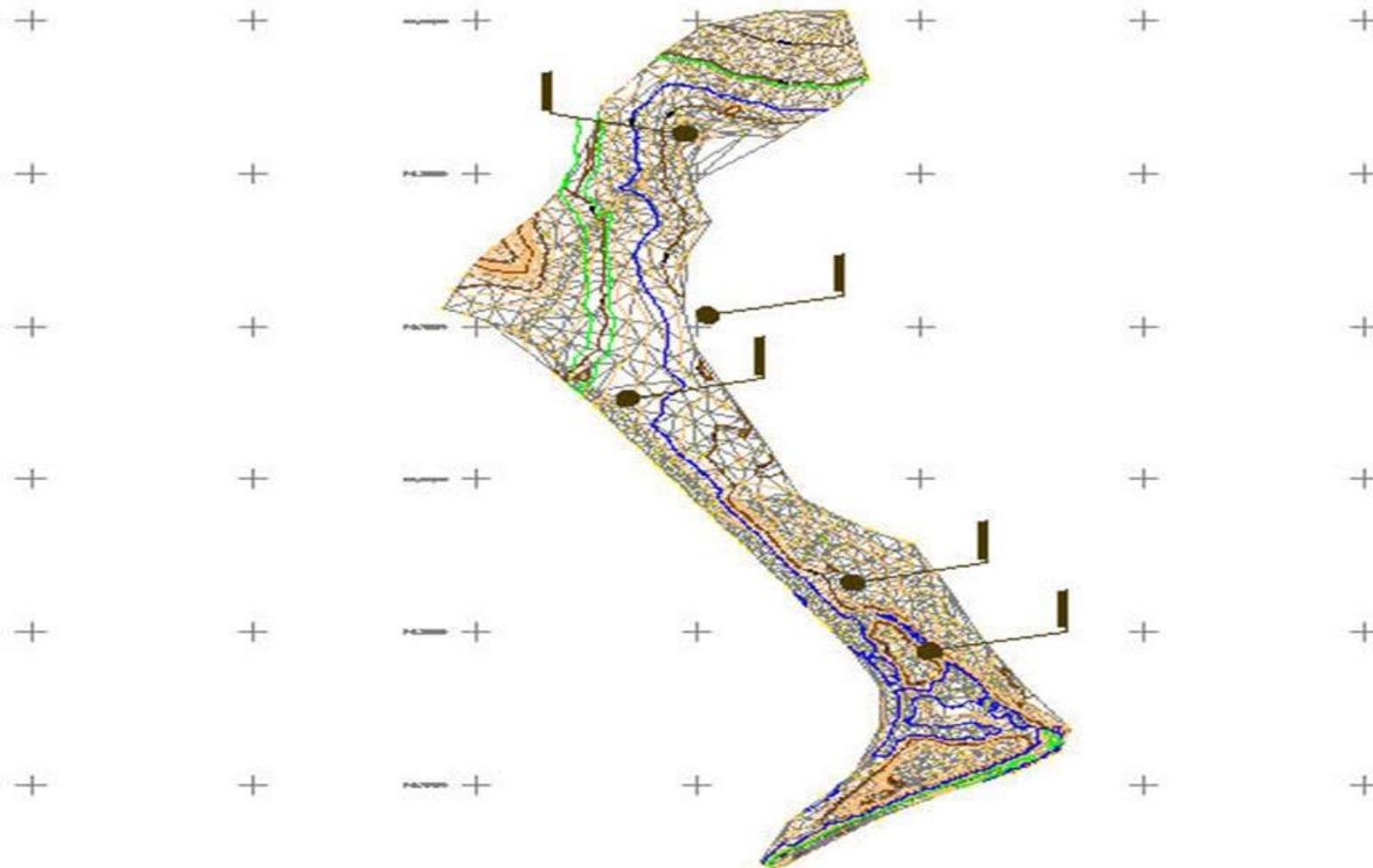


Figura 5.9 Levantamiento topográfico realizado en planta en el Dique 2 incluyendo los terrenos de las viviendas y las calles.



Figura 5.10 Levantamiento de secciones en el Dique 2 (2).



Figura 5.11 Levantamiento de secciones en el Dique 2 (3).

A continuación se muestran algunas secciones levantadas en el Dique 2 ya procesadas en AUTOCAD.

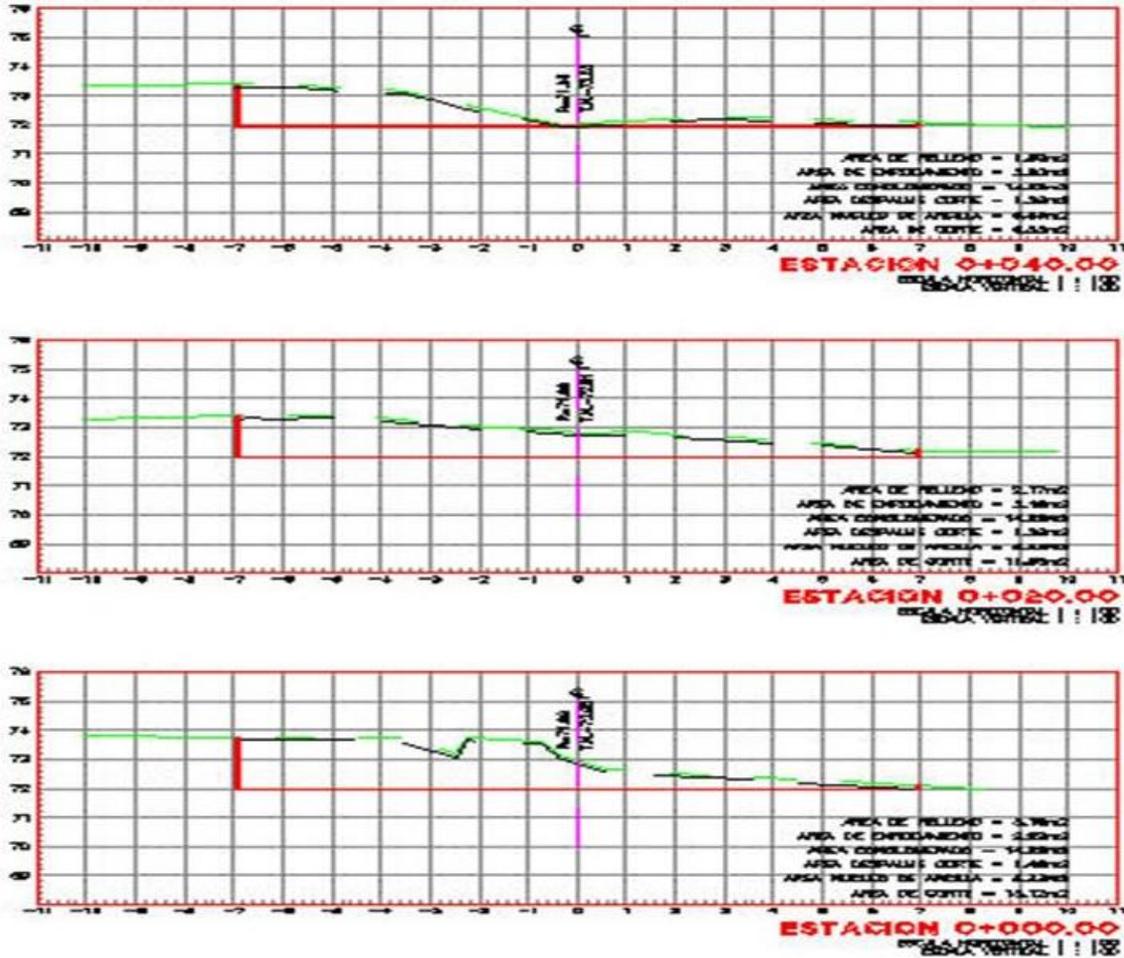


Figura 5.12 Secciones levantadas del km 0+000 al km 0+040 en el Dique 2. Perfil de proyecto.

A partir de estas secciones se realizaron los cálculos de volúmenes de cada uno de los tramos comprendidos a cada 20 m para el cálculo de la trinchera con corazón de arcilla o bien con un muro de concreto protector.



### 5.2.5.2 Diseño hidráulico

Para reproducir el funcionamiento hidráulico en régimen permanente presente en el Canal Principal Humaya se utilizó el modelo de simulación “Simulation of Irrigation Canal” desarrollado por el IRSTEA (“Institute Nationale de Recherche en Science et Technologies pour l’Environnement et l’Agriculture”).

El análisis hidráulico del canal de la página siguiente representa el cálculo del tirante normal resultante de 4.85 m para condición de gasto de  $100 \text{ m}^3/\text{s}$ , con una pendiente en el tramo de  $0.0002 \text{ m/m}$ . Con una altura del canal de 5.37 m, el bordo libre estimado es de 52 cm.

Como se observa en el análisis, en la condición de operación actual (sin sobreelevar), se presenta un flujo subcrítico con una velocidad media de  $1.639 \text{ m/s}$  y un Número de Froude de 0.314.

Tabla 5.2 Datos hidráulicos de diseño del CPH en el tramo del km 10+040 al km 15+501.5

|                        |                                |
|------------------------|--------------------------------|
| CANAL SECCION          | Trapezoidal                    |
| PLANTILLA              | 6.500 m                        |
| TALUD                  | 1.25                           |
| GASTO                  | $100.000 \text{ m}^3/\text{s}$ |
| RUGOSIDAD              | 0.017 adim                     |
| PENDIENTE              | $0.000200 \text{ m/m}$         |
| ACEL. GRAVEDAD         | $9.810 \text{ m/s}^2$          |
| CALCULOS               |                                |
| So <sup>1/2</sup>      | 0.014                          |
| 1/n                    | 58.824                         |
| Q*n/So <sup>1/2</sup>  | 120.208                        |
| Y                      | 4.853 m                        |
| Area                   | $60.984 \text{ m}^2$           |
| Perimetro              | 22.037 m                       |
| Rh                     | 2.767 m                        |
| Rh <sup>2/3</sup>      | 1.971 m                        |
| Area*Rh <sup>2/3</sup> | $120.205 \text{ m}^2$          |
| <b>SOLVER</b>          | <b>4.853 m</b>                 |
| Velocida media canal   | $1.639774065 \text{ m/s}$      |
| Número Froude          | 0.314716516                    |



Para reproducir el funcionamiento hidráulico del canal sobre elevado a cielo abierto es necesario contar con la información topográfica, geométrica e hidráulica. La información geométrica y topográfica fue obtenida mediante un levantamiento realizado en 2013, se presenta una ancho de plantilla de 6.5 m con pendiente en taludes de 1.25 a 1 y una altura de revestimiento de 5.37 m en promedio.

La calibración del modelo y la información hidráulica fue obtenida mediante varias campañas de aforo, en las cuales se levantaron los tirantes presentes en el canal, haciendo uso de los bancos de nivel construidos en 2013. Con los datos geométricos, topográficos e hidráulicos se calibró el modelo de simulación en régimen permanente obteniéndose los coeficientes de rugosidad de Manning para las condiciones medidas en el canal. Los coeficientes obtenidos son mayores a 0.024, superiores a los reportados en la literatura para un canal revestido de concreto. Estos resultados ponen de manifiesto el deterioro del canal productos de la degradación del concreto del revestimiento y los azolves presentes.

El modelo calibrado es usado para determinar los niveles de operación necesarios para conducir el gasto del proyecto considerando un gasto de  $120 \text{ m}^3/\text{s}$  en la obra de toma del canal. De las propuestas analizadas se utilizó para diseño aquella en la cual se considera la rehabilitación del canal con el fin de poder considerar coeficiente de rugosidad de 0.016 y 0.017 en las secciones revestidos. En los tramos donde se midieron ligeros asentamiento del orden de 10 cm se considera usar el coeficiente mayor de los propuestos, es decir 0.017.

Para el tramo de canal de este proyecto del km 10+040 a km 15+501.5, el tirante de operación varia para cada tramo según se analice ya que la presencia de los diques intermedios y los sifones aguas arriba y aguas abajo, proporcionan perdidas de carga adicionales en la dinámica del flujo.



## Tramo de análisis del Km 14+374.68 al Km 15+240

En el éste primer tramo se tiene un tirante de operación promedio de 6.25 m, con un bordo libre de 0.62 m, y la altura de revestimiento de sobreelevación promedio es de 1.5 m, 10 cm abajo del tramo de diseño anterior (km 9+200 al km 11+960).

A continuación presentamos los resultados del modelo para el tramo considerado:

Tabla 5.3 Resultados de la simulación hidráulica de la sobreelevación del CPH del km 14+374.68 al km 15+240. (Muro margen izquierda del dique 2)

| ESTACION | NIVEL DE AGUA ACTUAL | NIVEL DE DESPLANTE DEL MURO | NIVEL DE ARCILLA | NIVEL DE AGUA DE PROYECTO | NIVEL DE CORONA | NIVEL SUP. DEL MURO |
|----------|----------------------|-----------------------------|------------------|---------------------------|-----------------|---------------------|
| 0+000    | 71.587               | 72.45                       | 73.098           | 73.471                    | 73.202          | 74.550              |
| 0+020    | 71.587               | 72.446                      | 73.098           | 73.469                    | 73.191          | 74.546              |
| 0+040    | 71.587               | 72.442                      | 73.098           | 73.467                    | 73.486          | 74.542              |
| 0+060    | 71.591               | 72.438                      | 73.098           | 73.466                    | 73.649          | 74.538              |
| 0+080    | 71.595               | 72.434                      | 73.104           | 73.464                    | 73.545          | 74.534              |
| 0+100    | 71.598               | 72.430                      | 73.111           | 73.462                    | 73.584          | 74.530              |
| 0+120    | 71.602               | 72.426                      | 73.117           | 73.460                    | 73.577          | 74.526              |
| 0+140    | 71.606               | 72.422                      | 73.124           | 73.458                    | 73.656          | 74.522              |
| 0+160    | 71.616               | 72.418                      | 73.130           | 73.457                    | 73.686          | 74.518              |
| 0+180    | 71.625               | 72.414                      | 73.115           | 73.455                    | 73.660          | 74.514              |
| 0+200    | 71.635               | 72.410                      | 73.100           | 73.453                    | 73.674          | 74.510              |
| 0+220    | 71.652               | 72.406                      | 73.085           | 73.451                    | 73.650          | 74.506              |
| 0+240    | 71.668               | 72.402                      | 73.070           | 73.449                    | 73.594          | 74.502              |
| 0+260    | 71.685               | 72.398                      | 73.055           | 73.448                    | 73.614          | 74.498              |
| 0+280    | 71.701               | 72.394                      | 73.040           | 73.446                    | 73.614          | 74.494              |
| 0+300    | 71.718               | 72.390                      | 73.024           | 73.444                    | 73.623          | 74.490              |
| 0+320    | 71.734               | 72.386                      | 73.009           | 73.442                    | 73.711          | 74.486              |
| 0+340    | 71.751               | 72.382                      | 72.994           | 73.440                    | 73.721          | 74.482              |
| 0+360    | 71.720               | 72.378                      | 72.979           | 73.439                    | 73.601          | 74.478              |
| 0+380    | 71.688               | 72.374                      | 72.964           | 73.437                    | 73.541          | 74.474              |
| 0+400    | 71.657               | 72.370                      | 72.949           | 73.435                    | 73.519          | 74.470              |
| 0+420    | 71.625               | 72.366                      | 72.934           | 73.433                    | 73.479          | 74.466              |
| 0+440    | 71.620               | 72.362                      | 72.930           | 73.431                    | 73.512          | 74.462              |
| 0+460    | 71.615               | 72.358                      | 72.927           | 73.430                    | 73.486          | 74.458              |
| 0+480    | 71.609               | 72.354                      | 72.923           | 73.428                    | 73.440          | 74.454              |



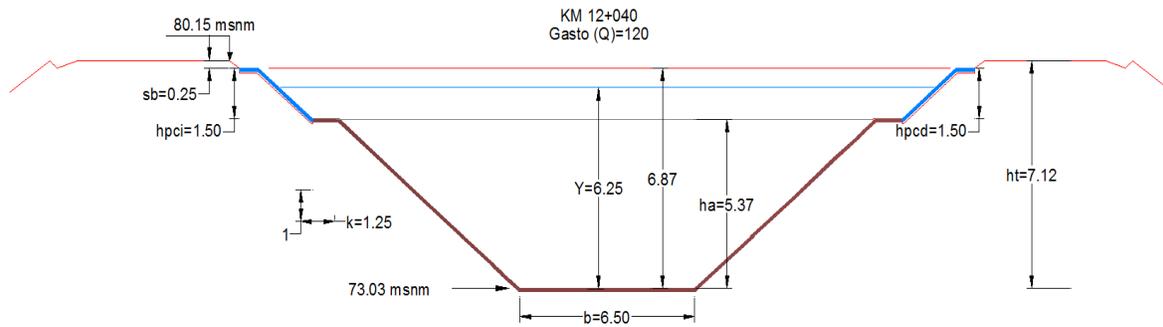
Actualización del Proyecto Ejecutivo de Sobreelevación del Canal Principal Humaya  
y Presa Derivadora Andrew Weiss, en el Estado de Sinaloa (Cuarta etapa)

|       |        |        |        |        |        |        |
|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 0+500 | 71.604 | 72.350 | 72.919 | 73.426 | 73.403 | 74.450 |
| 0+520 | 71.599 | 72.346 | 72.916 | 73.424 | 73.500 | 74.446 |
| 0+540 | 71.594 | 72.342 | 72.912 | 73.423 | 73.473 | 74.442 |
| 0+560 | 71.589 | 72.338 | 72.908 | 73.421 | 73.438 | 74.438 |
| 0+580 | 71.583 | 72.334 | 72.905 | 73.419 | 73.419 | 74.434 |
| 0+600 | 71.578 | 72.330 | 72.901 | 73.417 | 73.506 | 74.430 |
| 0+620 | 71.573 | 72.326 | 72.905 | 73.415 | 73.473 | 74.426 |
| 0+640 | 71.578 | 72.322 | 72.909 | 73.414 | 73.464 | 74.422 |
| 0+660 | 71.584 | 72.318 | 72.914 | 73.412 | 73.475 | 74.418 |
| 0+680 | 71.589 | 72.314 | 72.918 | 73.410 | 73.525 | 74.414 |
| 0+700 | 71.595 | 72.310 | 72.922 | 73.408 | 73.537 | 74.410 |
| 0+720 | 71.600 | 72.306 | 72.926 | 73.406 | 73.483 | 74.406 |
| 0+740 | 71.600 | 72.302 | 72.931 | 73.405 | 73.538 | 74.402 |
| 0+760 | 71.600 | 72.298 | 72.935 | 73.403 | 73.529 | 74.398 |
| 0+780 | 71.600 | 72.294 | 72.939 | 73.401 | 73.520 | 74.394 |
| 0+800 | 71.600 | 72.290 | 72.943 | 73.399 | 73.515 | 74.390 |
| 0+820 | 71.601 | 72.286 | 72.947 | 73.397 | 73.484 | 74.386 |
| 0+840 | 71.587 | 72.282 | 72.952 | 73.396 | 73.561 | 74.382 |
| 0+860 | 71.572 | 72.278 | 72.956 | 73.394 | 73.567 | 74.378 |
| 0+880 | 71.558 | 72.274 | 72.960 | 73.392 | 73.511 | 74.374 |
| 0+900 | 71.544 | 72.270 | 72.960 | 73.390 | 73.501 | 74.370 |
| 0+920 | 71.529 | 72.266 | 72.960 | 73.388 | 73.458 | 74.366 |
| 0+940 | 71.515 | 72.262 | 72.960 | 73.387 | 73.470 | 74.362 |
| 0+960 | 71.515 | 72.258 | 72.960 | 73.385 | 73.466 | 74.358 |
| 0+980 | 71.515 | 72.254 | 72.960 | 73.383 | 73.465 | 74.354 |

Nota: Elevaciones en msnm.

El promedio de la sobreelevación calculada como la diferencia de hombro de proyecto y hombro de canal actual es de 0.926 en el hombro izquierdo del canal. La mediana del mismo dato es de 1.45 m. Por lo que se propuso una sobreelevación constante de 1,5 m a lo largo de todo el tramo.

A continuación se tiene la sección tipo del canal sobreelevado.



Simbología: sb=sobrebordo, hbx=sobreelevación revestida (izquierda, derecha), K=talud, b=plantilla, Y=tirante, ha=altura actual de revestimiento, apcx=segmento por construir (izquierdo, derecho)

Figura 5.13 Sección tipo del tramo de estudio.

Con esta sobreelevación la altura máxima del canal es de 6.87 m. El tirante de operación promedio es de 6.25 m por lo que el bordo libre esperado es de 0.62 m.

Los datos anteriores indican que la altura del revestimiento actual se incrementa en promedio de 5.37 m hasta 6.87 m en promedio a lo largo del tramo a considerar. La sobreelevación propuesta es de 1.5 m. En esta sección del canal es canal presenta un ancho de plantilla de 6.5 m con taludes de 1.25:1, mismo que se considera en la sobreelevación.

La dimensión del bordo libre y sobre bordo se obtiene de las recomendaciones del manual de zonas de riego de la extinta Secretaría de Recursos Hidráulicos plasmado en el siguiente nomograma.

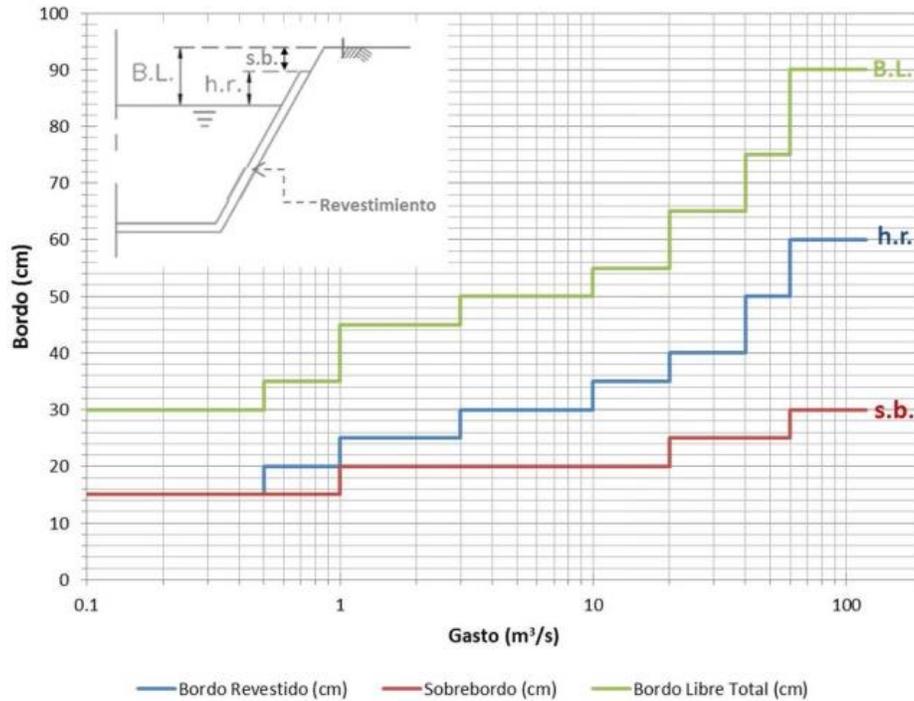


Figura 5.14 Estimación del bordo libre en canales revestidos. Fuente USDA.

El nivel del agua de proyecto dentro de los diques es Elev. 73.471 msnm en la entrada del Dique 1 y en la Elev. 73.383 msnm en la salida del Dique 2, la cual es la que interesa para el presente proyecto. La sobreelevación del muro derecho en el cadenamiento de estudio al final del dique es la Elev. 74.354 msnm, la cual se consideró como la elevación de proyecto del actual muro de la margen derecha.

De acuerdo con esta propuesta de sobreelevación se determinó un trazo que protegiera el dique 2 sobre elevando con la Elevación 74.30 msnm con una trinchera de corazón de arcilla de 4 m con talud 0.3 a 1. El camino de operación sería de 6 m con talud de 1.5 a 1 con un revestimiento de camino de 30 cm.

A continuación, la siguiente figura muestra el trazo de la trinchera de arcilla de protección.



Figura 5.15 Trazo de la trinchera de arcilla de protección.

La longitud estimada se dividió en 2 tramos debido a la condición topográfica, y el trazo de la trinchera de arcilla resultó con una longitud efectiva de 520 m y cuenta con una curva de 90 grados para encontrar la cota natural del terreno en la elevación 74.30 msnm sobre el cerro.

### 5.2.5.3 Sondeos de geotécnia

#### **Sondeos someros de estratigrafía sobre la margen derecha, para la sobreelevación del Dique 2.**

Una vez definidos los trazos de las obras que la CONAGUA autorizó conforme a los levantamientos topográficos, en el caso de los Diques 2 y Mariquita fue necesario determinar primero un trazo que no afectará a las viviendas que se localizaban en la periferia de los diques.

En cuanto al Dique 2, se realizaron 5 sondeos a lo largo de la ruta trazada para el bordo de arcilla que se pretende desplantar a nivel de la piedra o roca madre. En cada uno de los casos se seleccionó el sitio con base en los desniveles topográficos definiendo la profundidad de la roca así como la estratigrafía del suelo y su clasificación SUCS.

Las siguientes imágenes muestran los sondeos realizados en el Dique 2.



Figura 5.16 Sondeo Número 1 en el Dique 2.

En éste sondeo la profundidad de la roca resultó de 1.5 m.



Figura 5.17 Sondeo número 2 en el Dique 2.

Los siguientes sondeos fueron con profundidades de 0.5 m, 1.6 m, 1.5 m y 1.2 m.  
En promedio en cada uno de los sondeos se estimó una profundidad de 1.2 m de la roca.



## 5.2.6 Procedimiento constructivo

A continuación, se presenta el procedimiento constructivo que se utilizó en el diseño de sobre elevación de la margen Derecha del dique con un tramo de Cortina de protección con Materiales Graduados en 500 m del Dique 2.

Al ser la solución propuesta una sobreelevación con trinchera con corazón de arcilla por tramo construido en terraplén para la sobreelevación del dique, se comienza con los trabajos de desmonte y despalme del terreno.

Después se realiza el trazo y nivelación con equipo topográfico, para realizar la excavación del material para la formación y desplante de la base del bordo. Se hace un despalme de 10 cm a en el bordo del dique, para remover material inestable.

Se calcula la formación de bordos en talud 2: 1 con material inerte procedente de banco de préstamo y/o préstamo lateral, además de su corazón de arcilla en talud 0.3 a 1 compactándose al 90% de la prueba proctor, en capas no mayores de 20 centímetros y con la humedad que determine el laboratorio hasta la altura que determine el proyecto.

Se calcula la protección del talud con enrocamiento lateral y por último se calcula el revestimiento del camino con una altura de 30 cm.

La profundidad de excavación de la trinchera está definida por los pozos de observación realizados en la primera etapa de estudios. Para la profundidad de la trinchera se utilizaron los sondeos realizados previamente en donde se localizó la roca madre a un profundidad de 1.5 m y en algunos casos hasta 2 m. La profundidad utilizada en el cálculo correspondió a la media del cada sondeo según su ubicación.

En el tramo del Km 0+000 al km 0+360 fue necesario construir un bordo en materiales graduados con corazón de arcilla y un camino revestido de 4,5 m en la corona para proteger algunas partes bajas del Dique y conectar con el camino al cerro en el

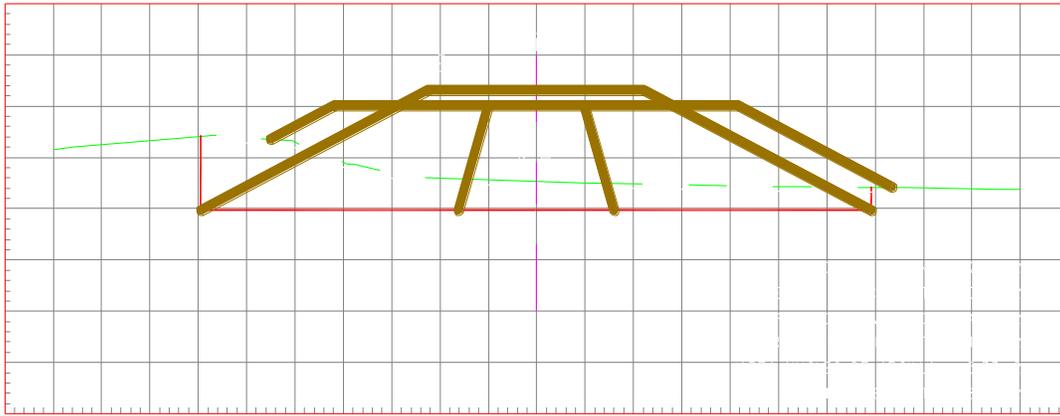
cadenamiento km 0+360. Este pequeño dique tiene las siguientes características y dimensiones de los materiales.



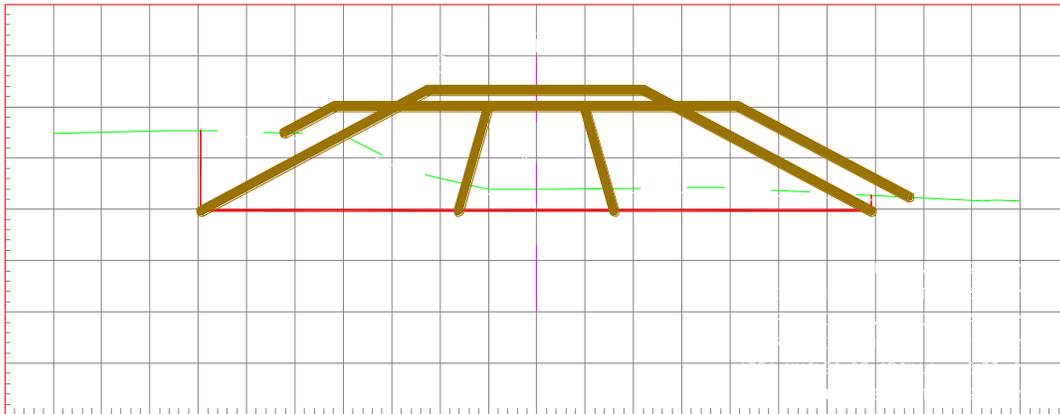
Figura 5.18 Bordo de protección con materiales graduados del km 0+000 al km 0+620.

Para la profundidad de la trinchera se utilizaron los sondeos realizados previamente en donde se localizó la roca madre a una profundidad de 1.5 m y en algunos casos hasta 2 m. La profundidad utilizada en el cálculo correspondió a la media de cada sondeo según su ubicación.

La siguiente figura muestra algunas secciones de la construcción del borde de materiales graduados en el terreno natural.



ESTACION 0+080.00



ESTACION 0+060.00

Figura 5.19 Secciones con bordo de materiales graduados en la margen Derecha del Dique 2 del cadenamiento 0+000 al km 0+400 en sus dos tramos, variando en altura de acuerdo con el nivel del terreno.

## Muro con núcleo de arcilla para la Sobreelevación de la margen derecha del Dique 2.

Se plantea como una solución viable para la sobreelevación del Dique 2 en su margen derecha, la construcción de un muro con corazón de arcilla, material conglomerado y enrocamiento, para de esta manera asegurar la impermeabilidad en la estructura una vez que se presente un tirante sobreelevado en 6.97 m en el canal CPH.



Figura 5.20 Sección transversal del muro propuesto.

La construcción de Dique será sobre roca y será localizada a partir de procedimientos de muestreo de geotecnia para identificar la profundidad de la misma.

A continuación se muestra en planta el proyecto del dique de materiales graduados con corazón de arcilla.





## 5.2.7 Presupuesto base

El presupuesto del proyecto Dique 2, pueden verse desglosados en el anexo 5 en donde se encuentra el catálogo de conceptos, el presupuesto base, especificaciones particulares de construcción, tarjetas de análisis de precios unitarios, memoria descriptiva y planos. El costo estimado del proyecto es de \$ 2,203,490.66 (Dos millones doscientos tres mil cuatrocientos noventa pesos 66/100 M.N). Sin incluir el I.V.A.



## 5.3 Dique Mariquita Tramo 1 (Km 0+000 al Km 3+152)

### 5.3.1 Localización

La zona del proyecto se encuentra en el municipio de Culiacán, en el Estado de Sinaloa, en el Distrito de Riego 010, entre las coordenadas 107.7680° - 107.7645° y 25.100° - 25.0967°. Es canal en estudio es denominado “Canal Principal Humaya”, éste se origina en la presa Derivadora “Andrew Weiss” quien a su vez se abastece de la presa Adolfo López Mateos.

#### Dique Mariquita

El dique denominado La Mariquita, es alimentado por las aguas que conduce el Canal Principal Humaya, así como por los escurrimientos del de arroyo denominado “El Capule”, el cual es la corriente principal de esta obra. La construcción de esta obra se realizó en el año de 1969 mediante el Plan Hidráulico del Noroeste por la extinta Secretaría de Recursos Hidráulicos, esta estructura fue diseñada con la finalidad de regar parte de las superficies localizadas en los valles de los municipios de Culiacán, Mocorito y Salvador Alvarado, De acuerdo a los datos de diseño de construcción, la capacidad de almacenamiento muerto y para azolves, hasta el NAMO y hasta el NAME es de 7.22, 22.50 y 23.60 Mm<sup>3</sup> respectivamente.

La visita de inspección más reciente a este bordo, se realizó 06 de diciembre de 2011, donde se recomendó talar árboles localizados en la corona del dique, aplicar medidas físicas o biológicas para el control de lirio acuático, determinar las características hidráulicas de la obra de desfogue.

La obra está formada por una cortina de materiales graduados con corazón impermeable a la elevación 66.01 msnm, longitud de 2,138 m y cuenta con un cambio de dirección a 900 m de distancia de la margen izquierda, cuenta con una altura máxima de 15 m, taludes de 2:1, con un ancho de corona de 10 m y enrocamiento de



protección en talud aguas arriba. Hacia aguas abajo del canal, después de un promontorio topográfico, cierra el embalse un dique auxiliar, de 443 m de longitud, ancho de corona de 8 m, altura de 7.8 m y taludes 1.5:1.

En el extremo izquierdo, posee una estructura para desfogue la cual es para liberar las excedencias producidas en el vaso, sobre la cual existe un puente carretero, de unos 6 m de claro, con tres vanos rectangulares cuya cresta no fue posible apreciar. En los muros laterales tiene unos sifones de tubería metálica de aproximadamente 30” de diámetro.

Existen 2 tuberías a presión que funcionan como tomas directas del almacenamiento de 8” de diámetro localizadas aproximadamente a 500 m de la margen derecha de la cortina, las cuales descargan a un canal ubicado al pie del talud aguas abajo y son operadas por una válvula de mariposa.

La cuenca de la presa se encuentra entre los 107° 34' 47” y 107° 38' 47” Longitud oeste y los 24° 59' 37” y 25° 03' 36” de Latitud norte, abarcando porciones territoriales de los Municipios de Mocorito y Culiacán, estado de Sinaloa.

De acuerdo a datos del simulador de flujos de aguas de cuencas hidrográficas de INEGI, esta presa tiene una cuenca de 43.06 km<sup>2</sup>, su cauce principal nace en el municipio de Mocorito, Sinaloa, a una elevación máxima de 377 m.s.n.m. y elevación mínima de 77 m.s.n.m.; presenta una longitud de 11,642 metros hasta la cortina del dique y una pendiente media de 2.5768%; su tiempo de concentración es de 103.1 minutos.

Esta obra se encuentra ubicada en las coordenadas 25° 29' 04.6” de latitud norte y 108° 03' 56” de longitud oeste. Está localizado en la ciudad de Guamúchil, ubicándose en la carta Topográfica de INEGI 1: 50,000 G12D39 (Guamúchil), en la región Hidrológica 10, dentro de la zona de baja sismicidad. Su acceso desde Culiacán, es tomando la carretera libre Federal México 15 en el tramo Culiacán-Los Mochis, hasta llegar a la

ciudad de Guamúchil, de ahí llegamos a la calle Mariano Matamoros para dar vuelta a la derecha, siguiendo esta calle por una distancia aproximada de 3 km encontramos la cortina de la presa a mano izquierda.

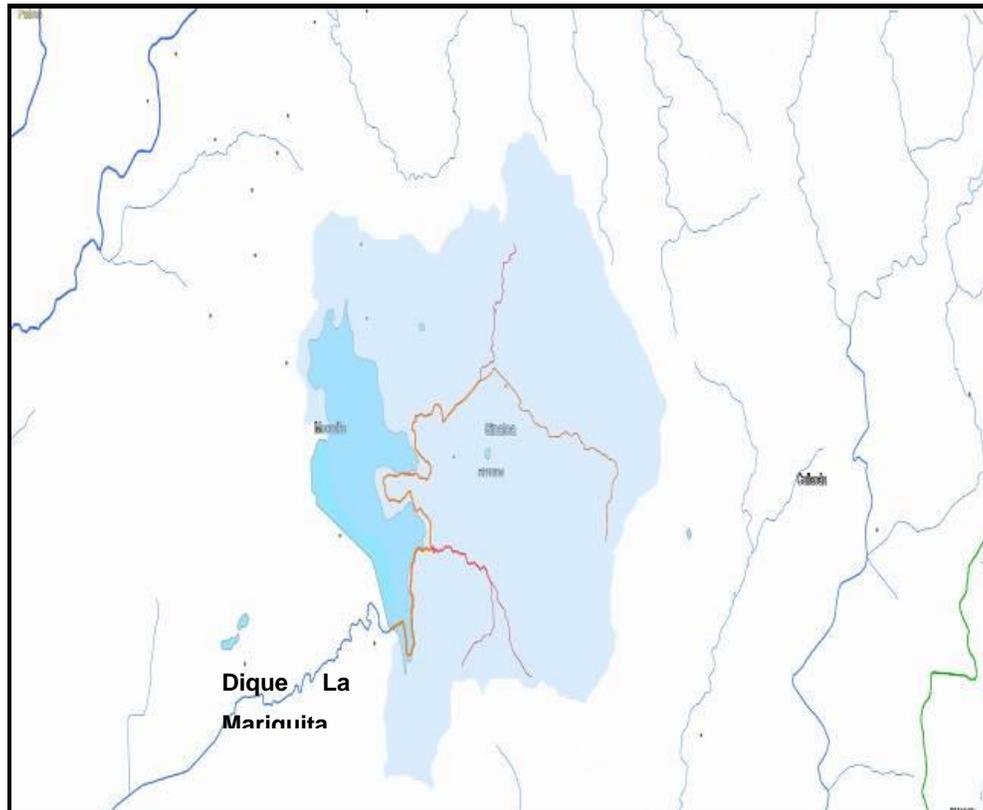


Figura 5.22 Dique Mariquita en el Distrito de Riego 010 Culiacán-Humaya.

El dique en estudio se refiere al Dique Mariquita ubicado entre los cadenamientos km 52+317 al km 56+860 del canal Principal Humaya, y corresponden a cuatro pequeñas corrientes que son efluentes del río Pericos y constan en la margen izquierda de una cortina de materiales graduados con corazón de arcillas y diferentes filtros, protegidos con enrocamientos. Su altura aproximada es de 15 m.

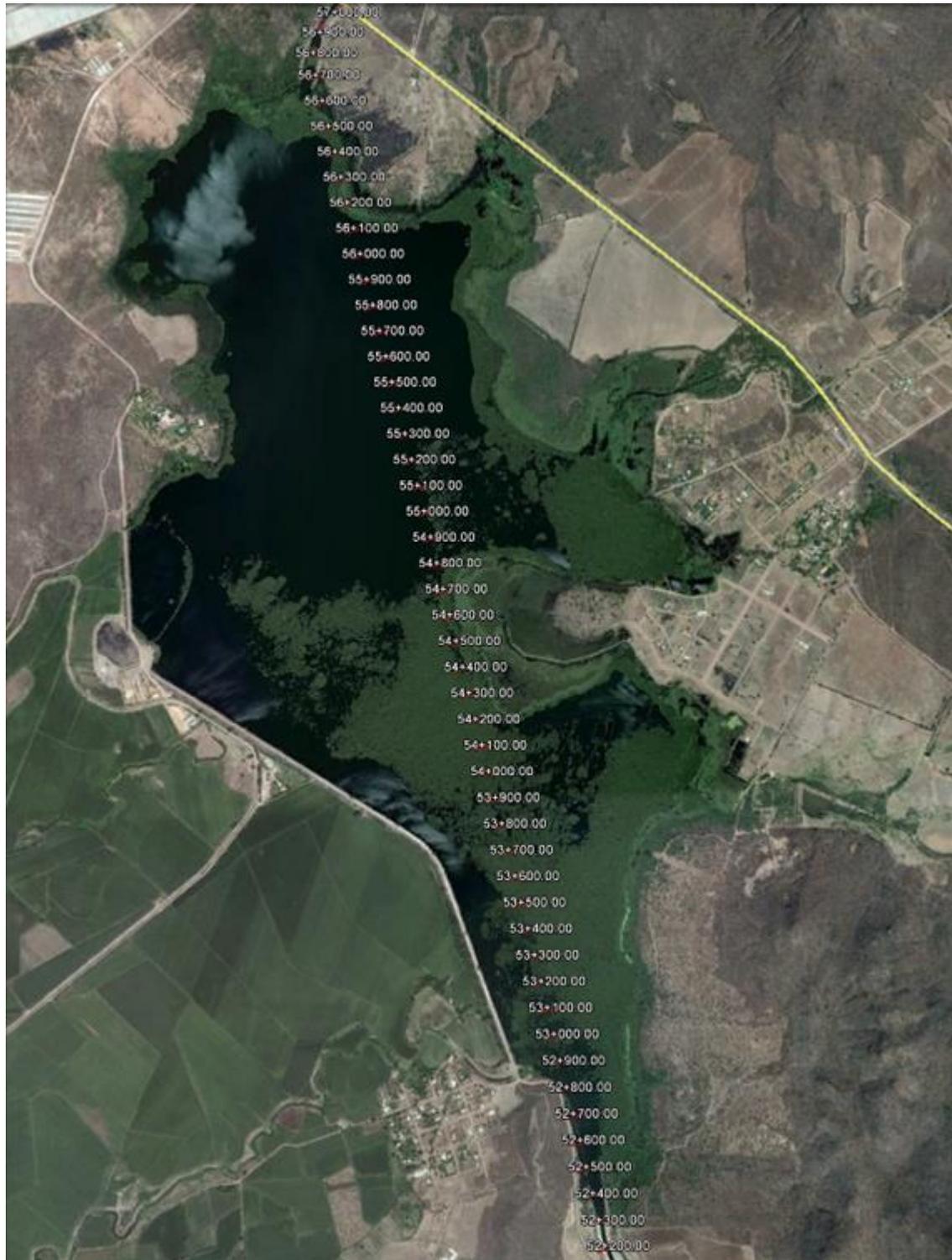


Figura 5.23 Dique Mariquita en los cadenamientos km 52+317 al km 56+860 del Canal Principal Humaya.

### 5.3.2 Problemática

El Dique Mariquita se ubica sobre el Canal Principal Humaya entre los cadenamientos km 52+317 al km 56+860 con una longitud aproximada de 4,543 m a lo largo del canal y de 2,450 m a lo ancho hacia las entradas de agua que lo generan.

Sobre la margen izquierda del Dique se realizó un proyecto de sobreelevación en el año 2016. En la margen derecha del Dique se tiene una longitud aproximada de 8 km que en nivel máximo colinda con parcelas, el poblado denominado CAMPESTRE del LAGO, tal y como se muestra en la siguiente figura.



Figura 5.24 Acercamiento de la localización del sitio según Google Earth. Margen Izquierda y Margen Derecha.



Precisamente es sobre la margen derecha del Dique, en donde se plantea sobre elevar el dique hasta la elevación 66.40 m la cual es equivalente a la cota del muro que se diseñó sobre la margen izquierda en el año 2016.

Las características principales del Dique La Mariquita se muestran en la tabla siguiente:

Tabla 5.4 Características del Dique Mariquita.

|   |                      |
|---|----------------------|
| Tipo de cortina                         | Flexible             |
| Material de la cortina                  | Materiales graduados |
| Longitud de la corona                   | 2,138 m              |
| Ancho de la corona                      | 10 m                 |
| Altura de la cortina desde el desplante | 15 m                 |
| Talud de la cortina aguas abajo         | 2:1                  |
| Talud de la cortina aguas arriba        | 2:1                  |
| Capacidad de almacenamiento             | 23.6 hm <sup>3</sup> |
| Capacidad útil                          | 22.5 hm <sup>3</sup> |
| Capacidad de azolves                    | 7.22 hm <sup>3</sup> |
| Tipo de vertedor                        | Sifones              |
| Elevación de la estructura de desfogue  | 64.66 msnm           |
| Tipo de obra de toma                    | Tubería a presión    |
| Elevación de la corona                  | 66.01 msnm           |
| Elevación del NAME                      | 64.66 msnm           |
| Elevación del NAMO                      | 64.51 msnm           |

## Cortina

Durante el recorrido por la corona se apreció que se encuentra en un buen estado, existe presencia de algunos árboles grandes localizados en el hombro de la corona, lo cual se reportó desde el informe anterior, no se apreciaron depresiones, erosiones,

asentamientos, tampoco se observaron agrietamientos ni madrigueras sobre la corona de la presa.



Figura 5.25 Corona del dique, con árboles grandes en hombros antes de la sobreelevación en el año de 2016. Foto archivo CONAGUA.

Continuando con el recorrido, el talud de aguas arriba tanto presenta maleza seca muy pequeña así como también un árbol grande sobre este, no se apreciaron deslizamientos, madrigueras, ni erosiones en ningún punto del talud; mientras que el talud de aguas abajo presenta vegetación baja y algunos árboles que abarcan menos del 10% de éste, hay un punto del talud en el cual existe siembra de maguey, no presenta erosión, no se encontraron problemas de agrietamientos, deslizamientos, madrigueras, así como tampoco se apreciaron filtraciones en ningún punto del talud, en ninguno de los taludes se encontró la existencia de enrocamiento de protección, mientras en el talud aguas abajo del dique auxiliar solo se encontró la existencia de vegetación mediana y árboles en gran parte de éste, en general se considera que los taludes se encuentran en buenas condiciones físicas.



Figura 5.26 Talud aguas abajo, vegetación y árboles.

### Vertedor

La estructura de desfogue de las excedencias del dique se encuentra en regulares condiciones, el canal de entrada a esta obra está cubierto completamente por lirio acuático, las tuberías de los sifones cuentan con indicios de corrosión, el concreto en el cual se alojan los sifones se encuentra en buen estado no presenta agrietamiento ni descorchamiento, en el arroyo donde descargan los sifones se aprecia la presencia de vegetación de mediana altura, en los taludes de éste no se apreció deslizamientos, erosiones ni madrigueras. La elevación NAME es la cota 64.66 msnm tal y como se observa en la imagen de la página siguiente.



Figura 5.27 Entrada a obra de excedencias.



Figura 5.28 Vaso del Dique Mariquita

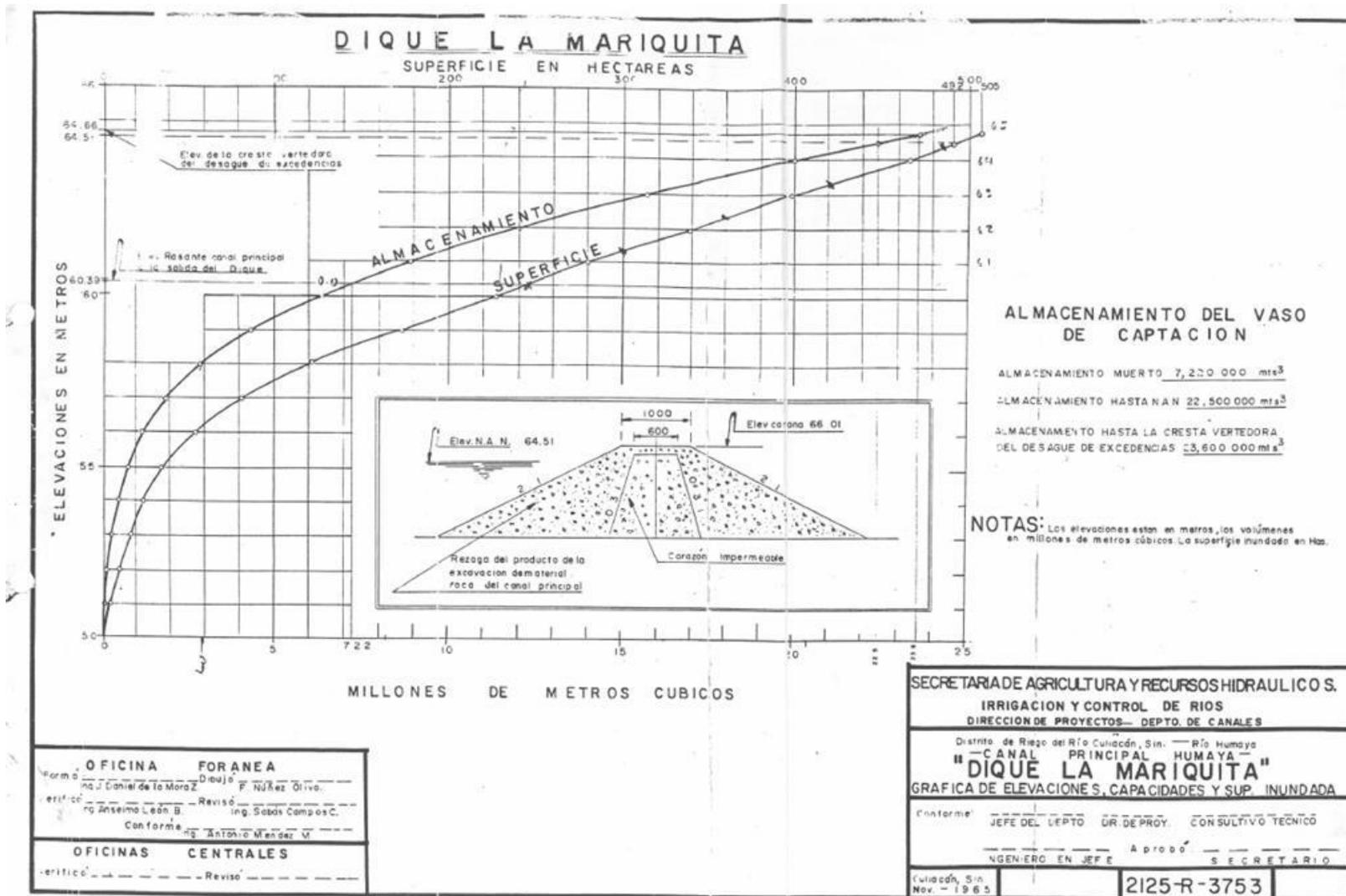


Figura 5.29 Plano original del Dique Mariquita elaborado en el año de 1965, por la SRH.

## Cauce

Se apreció que el arroyo donde descarga el vertedor se encuentra con la capacidad para transportar las aguas excedentes de esta estructura, pero se encuentra invadido por vegetación de mediana altura que pueden obstruir el libre flujo del agua excedente en la obra.

## Margen Derecha del Dique

Se realizó una visita de reconocimiento por la margen derecha para conocer la problemática del Dique **ante la invasión de viviendas dentro del límite federal**, en donde se tiene un conjunto de casas del Poblado “Campestre del Lago” en la margen derecha al oeste del vaso, casi enfrente el cadenamamiento km 54+220 (considerado al centro del lago) en su margen derecha, lugar en donde se establecieron varias casas con terrenos baldíos con caminos de paso y conservación entre el dique y las viviendas tal y como se observa en el círculo blanco en la siguiente imagen.



Figura 5.30 Margen Derecha del Dique Mariquita del Canal Principal Humaya y el poblado “Campestre del Lago” en el municipio de Culiacán, Sinaloa.

De acuerdo con el personal técnico de operación del canal principal de la SRL Humaya, el problema del Dique Mariquita es que con un gasto de  $120 \text{ m}^3/\text{s}$  en la Presa Andrew Weiss varias casas y parte del poblado estarán obre un nivel inferior al nivel futuro del agua lo dañaría el interior de las viviendas con un riesgo social potencial en caso de inundación en el Poblado.

Debido a lo anterior, el presente proyecto pretende realizar las obras necesarias mediante un muro de concreto a una altura tal que pueda evitar que las casas se sigan inundando y en su caso aquellas viviendas que están dentro de la cota del derecho de vía federal perderán su propiedad al ser áreas inundables irregulares desde su origen al tener el Dique su área inundable con derecho de prelación desde el año de 1965.

Las siguientes fotos muestran los recorridos que se realizaron para conocer la problemática del Dique Mariquita en su margen Derecha.



Figura 5.31 Nivel del agua actual cercano a las casas sin bordo de protección actual.



Figura 5.32 Viviendas cercanas en el poblado El sifón.



Figura 5.33 Nuevas viviendas invadiendo el área de inundación del dique.



Por otra parte, la falta de una adecuada conservación en el Dique, así como la falta de estructuras necesarias para limitar la entrada de azolves reduce la capacidad de conducción del canal y de los propios diques, ya que el azolve, se decanta principalmente en los diques al disminuir la velocidad pudiendo provocar un incremento de nivel en el dique por efecto del remanso.

El Canal Principal Humaya y Presa Derivadora Andrew Weiss no pueden abastecer las necesidades de riego en el periodo de mayor demanda de la zona de riego ocasionando problemas operativos e inconformidades de los usuarios por la distribución del agua repercutiendo directamente en una baja en el rendimiento de los cultivos. Con el fin de recuperar la capacidad de conducción del canal y reducir los problemas sociales se gestiona un proyecto para rehabilitar el canal y aumentar la capacidad actual de 100 m<sup>3</sup>/s hasta un gasto en su obra de toma de 120 m<sup>3</sup>/s, por lo que los diques deben también sobre elevarse protegiendo también ambas márgenes derecha e izquierda.

El aumento en la capacidad del canal implica la sobre elevación del bordo de la margen derecha, tal y como se realizó en la margen izquierda, la cual se encuentra actualmente en operación. El muro de concreto de la margen izquierda se encuentra en la Elev. 66.40 m.s.n.m y corresponde al muro de sobreelevación de concreto del tramo inmediato anterior al Dique Mariquita, por lo que es de esperarse que el nivel del agua una vez en operación el Dique Mariquita con un gasto máximo de 90 m<sup>3</sup>/s (120 m<sup>3</sup>/s en la derivadora) se tendrán problemas inundaciones en las viviendas sí no se realiza esta obra de protección en el corto plazo. La cota esperada del nivel del muro de concreto en el presente proyecto es la elevación 66.40 msnm.



### 5.3.3 Objetivos

Dentro de las acciones para rehabilitar y aumentar la capacidad de conducción del Canal Principal Humaya, se considera la sobreelevación de la margen Derecha del Dique Mariquita en su primer tramo 1 del km 0+000 al km 3+152 para iniciar con el tramo de conexión en la margen derecha del dique hasta el km 56+860 del Canal Principal Humaya. (Cadenamiento de Estudio).

### 5.3.4 Dictamen del estado actual del Dique Mariquita Tramo 1

Producto de las visitas realizadas al sitio y las pruebas en simulación reportadas por el IMTA en 2013 se corrobora que el canal y el dique Mariquita se encuentran en un deficiente estado de conservación. El porcentaje obtenido de sustitución de lozas es del 5.5% y los coeficientes de Manning reportadas en la calibración del modelo es de 0.02 a 0.25. Lo anterior se concluye que es indispensable rehabilitar al tramo de canal antes de sobre elevar todo el canal, Diques y las estructuras. Esto implica también que es necesario regularizar las pendientes en el interior del Dique mediante desazolves o bien eliminación de maleza acuática.

Destaca también la necesidad de mejorar la salida del Dique en su km 56+830 al presentarse un tapón de maleza con un cuello de botella en la garganta de salida producto de la estrechez abrupta de la salida y una red atrapa basuras que no facilita el paso del agua provocando un remanso aguas arriba del dique.



El proyecto de sobreelevación de la margen derecha del dique Mariquita considera que como no existe bordo actual con la compactación requerida, se propone sobre elevar el dique con 3 tramos de sobreelevación, el primero con muro de concreto y una longitud de 3,152 m, y los tramos 2 y 3 con una trinchera de materiales graduados con corazón de arcilla depositado sobre la roca madre con una longitud de 3056 m. En el presente proyecto se considerará sobre elevar hasta la altura del muro en la cota 66.40 msnm similar al muro de la margen izquierda esto para proteger a las viviendas cercanas al lago en su margen derecha. Entonces, la altura de sobre elevación es de 1.2 m sobre el nivel actual hasta la cota 66.40 msnm, es decir una altura de 39 cm sobre la elevación del terreno definida sobre la cota 66.01 msnm.



Figura 5.35 Estado actual del Dique Mariquita en el km 54+200 del CPH.

### 5.3.5 Estudios preliminares

En el año 2016 se realizó el proyecto ejecutivo de la margen izquierda del Dique Mariquita en el cual se realizaron obras de sobreelevación mediante un muro de concreto en la cortina con una elevación a la cota 64.40 msnm quedando pendiente la margen derecha del mencionado dique.



Figura 5.36 Proyecto ejecutivo de sobreelevación del Dique Mariquita en su margen izquierda realizado por el IMTA en el año 2016.

### 5.3.5.1 Topografía

En el caso del Dique Mariquita, la siguiente imagen muestra las curvas de nivel a la elevación 66.01 msnm y 66.40 msnm, las cuales corresponden al nivel de la cortina antes de la sobreelevación y al nivel del derecho de vía federal. La segunda elevación corresponde a la elevación del muro actual sobre elevado.

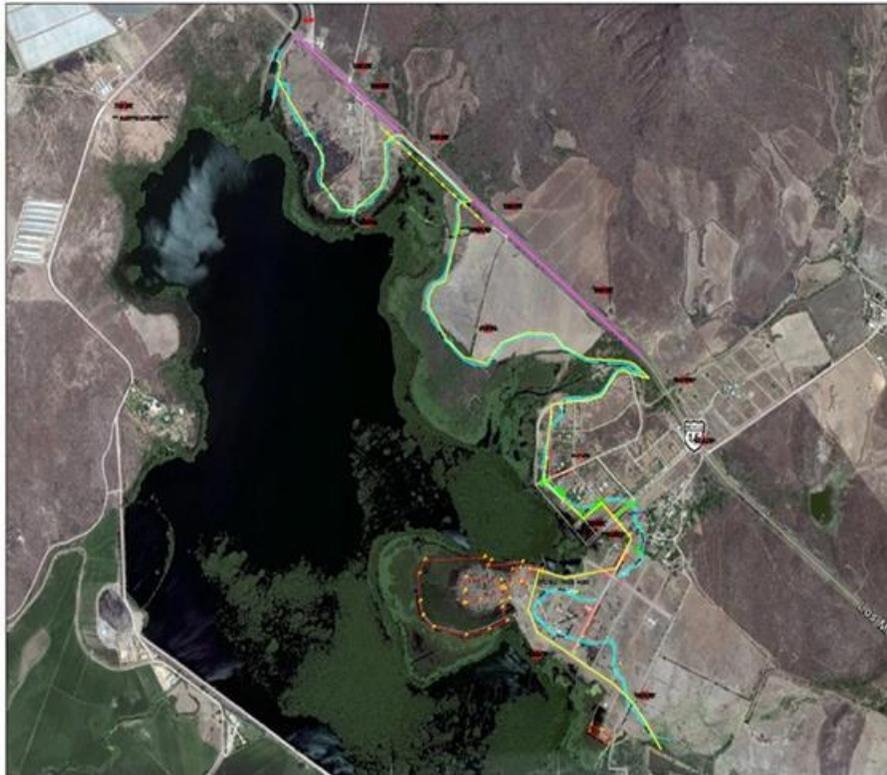


Figura 5.37 Curvas de nivel a las elevaciones 66.01 msnm y 66.40 msnm definidas por la CONAGUA para el establecimiento del derecho de vía federal.

La línea azul de la imagen anterior, corresponde a la cota 66.01 m e indica el límite de la zona federal.

La línea amarilla de la imagen anterior corresponde a una posible ruta del trazo en la periferia del dique sobre su margen derecha. Como se observa en el caso del poblado Campestre del Lago, la línea atraviesa algunos terrenos y construcciones que

actualmente están en definición para de la CONAGUA. A continuación, se muestra el plano en planta del levantamiento topográfico realizado.

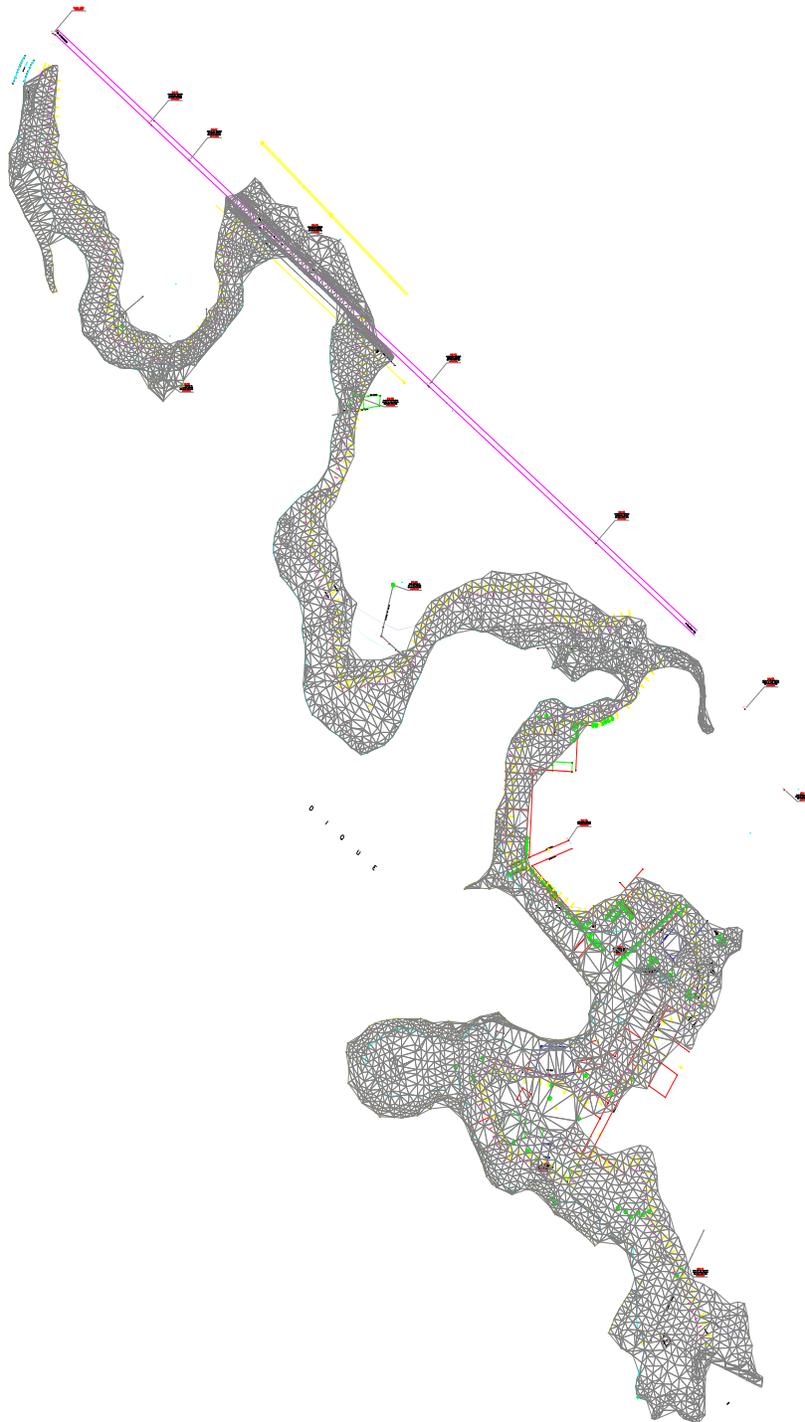


Figura 5.38 Levantamiento topográfico de secciones a lo largo de la margen derecha del Dique Mariquita.

La siguiente figura muestra el trazo sólo del tramo 1 con sus cadenamientos respectivos.

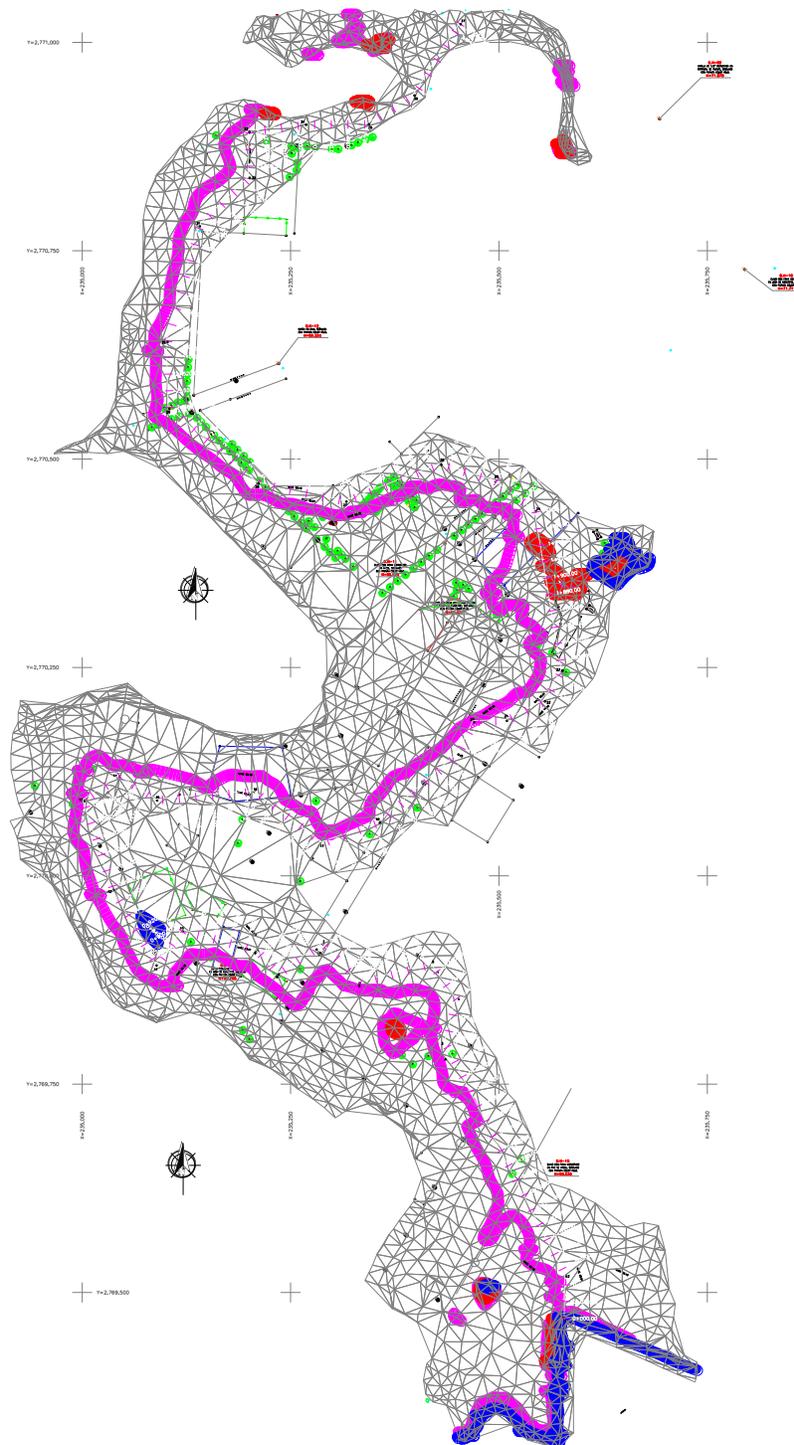


Figura 5.39 Trazo del tramo 1 de la margen derecha del Dique Mariquita.

Las secciones levantadas en el tramo 1 a lo largo de éste, se muestran a continuación a lo largo del Dique Mariquita.

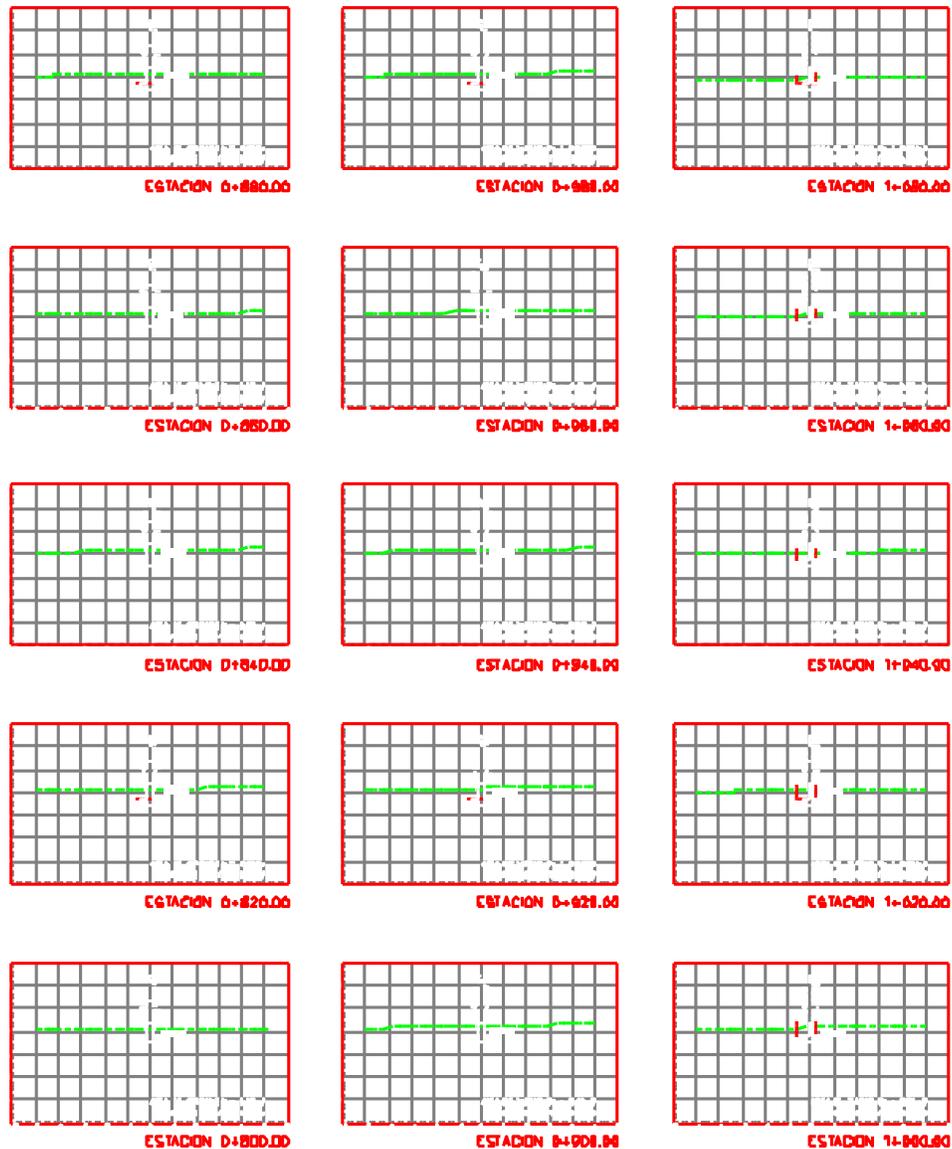


Figura 5.40 Secciones levantadas a lo largo del tramo 1 en la margen derecha del Dique Mariquita del km 0+000 al km 0+300.

En el caso de las 2 entradas de agua en la margen derecha del dique Mariquita en la zona urbana, éstas se levantaron al centro del arroyo con secciones a cada 20 m y con una longitud mínima hasta el desnivel que cubriera la altura del muro en la margen izquierda del dique.



En ambos casos se obtuvo la configuración de la topografía hasta 200 m fuera del nivel máximo de los diques y sirvieron de base para trazar alternativas de obras de protección o cierre del dique en donde el IMTA definió la alternativa más viable del proyecto ejecutivo a realizar.

Al respecto, de acuerdo con minuta levantada de la reunión del día 7 de abril entre personal del IMTA y de CONAGUA con el siguiente objetivo:

Precisar criterios para la elaboración, revisión y evaluación técnica de los estudios y proyectos de la **“Actualización del proyecto ejecutivo de la Sobreelevación del Canal Principal Humaya y presa Derivadora Andrew Weiss, en el Estado de Sinaloa (Cuarta Etapa)”** por realizarse en función al Convenio de Concertación No. CNA-OCNP-SRL-01/2016, formalizado entre el Organismo de Cuenca Pacífico Norte de la CONAGUA y el Sistema Humaya Distritos de Riego 010 y 074 Mocorito, S.R.L. de I.P. de C.V.; así como el seguimiento de los trabajos y actividades contemplados en el Convenio de Colaboración IDR-SIN-003-(SRL-HUMAYA)-16, establecido entre el Sistema Humaya Distritos de Riego 010 y 074 Mocorito, S.R.L. de I.P. de C.V. y el IMTA.

Y para el dique Mariquita se presentaron las siguientes alternativas:

El personal del IMTA realiza la presentación sobre el avance de los proyectos ejecutivos correspondientes a los diques Mariquita, No. 2 y Palos Amarillos, dentro del Canal Principal Humaya. A continuación se describen los aspectos tratados para cada una de estas estructuras:

~~Dique Mariquita.- se describen las características de las dos alternativas de solución que han sido analizadas.~~

En la Primera Alternativa, se propone una envolvente como una acción para protección de centros poblados, buscando los puntos donde no sean afectadas las viviendas que actualmente se encuentren construidas, aunque se encuentren dentro de la zona federal; esta fue desechada porque se estaría trasgrediendo la Ley de Aguas Nacionales.

En la Segunda, se realizó el trazo de la envolvente por la cota original de la corona del dique en la elev. 66.01 msnm y conforme el muro que actualmente se construye por la margen izquierda en la elev. 66.40 msnm, como producto de la propia sobreelevación del Canal Principal Humaya; destacando, que este es el trazo que originalmente se tenía en el diseño del dique y que sólo se incluyó una franja de 10 metros como zona de protección.

Para el dique Mariquita se definieron los siguientes acuerdos:

Debido a la situación legal que actualmente se tiene con los habitantes que se encuentran asentados en la zona federal, por lo cual, en esta parte se está proyectando un muro de concreto armado cimentado sobre concreto ciclópeo con aproximadamente 40 cm de altura o hasta la elev. 66.40 msnm, mientras que en las zonas agrícolas, se proyectará un bordo de terracería con corazón de arcilla con revestimiento de caminos con un ancho de 7 m.

A continuación, se presenta el perfil de trazo levantado de una de las entradas de agua que fluyen hacia el Dique y que se localiza al centro del poblado del Lago.

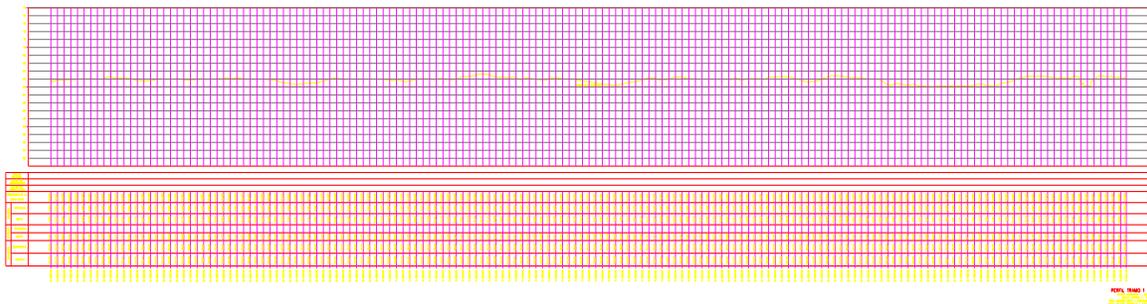


Figura 5.41 Perfil de una de las entradas de agua al Dique Mariquita.



### 5.3.5.2 Diseño hidráulico

En el proyecto realizado por el IMTA en 2013 se realizaron los estudios hidráulicos necesarios para determinar las necesidades de sobreelevación del Canal Principal Humaya. En dicho estudio se hace uso del programa de simulación de flujo en canales de riego “Simulation of Irrigation Canals” (SIC). Con el SIC se evaluó la nueva configuración de la sección del canal para un gasto de proyecto de  $120 \text{ m}^3/\text{s}$ , determinándose la altura de revestimiento considerando la rehabilitación del canal.

#### TRAMO DE ANÁLISIS HIDRÁULICO DEL KM 52+316 AL KM 56+860 FIN E INICIO DEL DIQUE MARIQUITA

En la página siguiente se muestra el análisis hidráulico de los tramos aguas arriba y aguas abajo del Dique Mariquita. En la entrada del Dique en el primer tramo se tiene un tirante de operación promedio de 5.74 m, con un bordo libre de 0.62 m, y la altura de revestimiento de sobreelevación promedio es de 1.48 m. Nótese como de acuerdo con el levantamiento topográfico realizado, la cota de entrada al Dique (km 52+316) es prácticamente la misma que en la salida del Dique (km 56+860), la elevación promedio 60.00 m.s.n.m.



Tabla 5.6 Análisis Hidráulico del tramo del Dique Mariquita.

| ESTACION         | BORDO IZQUIERDO | HOMBRO IZQUIERDO | PLANTILLA | HOMBRO DERECHO  | BORDO DERECHO | GASTO | NIVEL OPERACIÓN | BORDO PROYECTO | Sobreelevación MI | Sobreelevación MD | Libre Bordo | Tirante | Altura Sobreelevación | altura hombro actual I | altura hombro actual D |
|------------------|-----------------|------------------|-----------|---|---------------|-------|-----------------|----------------|-------------------|-------------------|-------------|---------|-----------------------|------------------------|------------------------|
| 52+280           | 65.047          | 64.925           | 60.042    | 64.909  | 65.152        | 95    | 65.784          | 66.412         | 1.487             | 1.503             | 0.628       | 5.742   | 1.503                 | 4.883                  | 4.867                  |
| 52+300           | 65.449          | 65.023           | 60.135    | 64.931  | 65.205        | 95    | 65.782          | 66.410         | 1.387             | 1.479             | 0.629       | 5.647   | 1.479                 | 4.888                  | 4.796                  |
| 52+316           | 65.041          | 64.948           | 59.839    | 64.786  | 64.97         | 95    | 65.780          | 66.408         | 1.460             | 1.622             | 0.629       | 5.941   | 1.622                 | 5.109                  | 4.947                  |
| DIQUE MARIQUITAS |                 |                  | 60.005    | MISMO NIVEL DE SALIDA ANTES Y DESPUES DEL DIQUE MARIQUITA |               |       |                 |                |                   |                   |             |         |                       |                        |                        |
|                  |                 |                  | 60.002    | SEGÚN ESTA TOPOGRAFIA                                     |               |       |                 |                |                   |                   |             |         |                       |                        |                        |
| 56+860.00        | 65.430          | 64.862           | 59.962    | 64.857  | 65.475        | 95    | 65.620          | 66.250         | 1.388             | 1.393             | 0.630       | 5.658   | 1.393                 | 4.9                    | 4.895                  |
| 56+880.00        | 65.094          | 64.908           | 59.769    | 64.863  | 65.114        | 95    | 65.618          | 66.248         | 1.340             | 1.385             | 0.630       | 5.849   | 1.385                 | 5.139                  | 5.094                  |
| 56+900.00        | 65.000          | 64.927           | 60.275    | 64.895  | 65.121        | 95    | 65.616          | 66.246         | 1.319             | 1.351             | 0.630       | 5.341   | 1.351                 | 4.652                  | 4.62                   |
| 56+920.00        | 65.310          | 64.873           | 60.114    | 64.937  | 65.226        | 95    | 65.614          | 66.245         | 1.372             | 1.308             | 0.631       | 5.500   | 1.308                 | 4.759                  | 4.823                  |
| 56+940.00        | 65.483          | 64.845           | 60.071    | 64.881  | 65.171        | 95    | 65.612          | 66.243         | 1.398             | 1.362             | 0.631       | 5.541   | 1.362                 | 4.774                  | 4.81                   |
| 56+960.00        | 65.581          | 64.880           | 59.937    | 64.866  | 65.108        | 95    | 65.610          | 66.241         | 1.361             | 1.375             | 0.631       | 5.673   | 1.375                 | 4.943                  | 4.929                  |
| 56+980.00        | 65.310          | 64.472           | 60.050    | 64.847  | 65.249        | 95    | 65.608          | 66.239         | 1.767             | 1.392             | 0.631       | 5.558   | 1.392                 | 4.422                  | 4.797                  |
| 57+000.00        | 66.460          | 64.788           | 60.100    | 64.827  | 66.484        | 95    | 65.606          | 66.237         | 1.449             | 1.410             | 0.631       | 5.506   | 1.410                 | 4.688                  | 4.727                  |
| 57+020.00        | 67.963          | 64.860           | 60.143    | 64.822  | 67.605        | 95    | 65.604          | 66.236         | 1.376             | 1.414             | 0.632       | 5.461   | 1.414                 | 4.717                  | 4.679                  |
| 57+040.00        | 65.117          | 64.477           | 60.209    | 64.796  | 65.595        | 95    | 65.602          | 66.234         | 1.757             | 1.438             | 0.632       | 5.393   | 1.438                 | 4.268                  | 4.587                  |
| 57+060.00        | 65.349          | 64.781           | 60.154    | 64.811  | 65.212        | 95    | 65.600          | 66.232         | 1.451             | 1.421             | 0.632       | 5.446   | 1.421                 | 4.627                  | 4.657                  |
| 57+080.00        | 65.324          | 64.870           | 60.547    | 64.409  | 64.575        | 95    | 65.598          | 66.230         | 1.360             | 1.821             | 0.632       | 5.051   | 1.821                 | 4.323                  | 3.862                  |
| 57+100.00        | 65.924          | 64.925           | 60.325    | 64.780  | 65.242        | 95    | 65.596          | 66.228         | 1.303             | 1.448             | 0.632       | 5.271   | 1.448                 | 4.6                    | 4.455                  |
| 57+120.00        | 65.075          | 64.849           | 60.158    | 64.791  | 65.375        | 95    | 65.594          | 66.227         | 1.378             | 1.436             | 0.633       | 5.436   | 1.436                 | 4.691                  | 4.633                  |
| 57+140.00        | 66.477          | 64.862           | 60.116    | 64.821  | 65.270        | 95    | 65.592          | 66.225         | 1.363             | 1.404             | 0.633       | 5.476   | 1.404                 | 4.746                  | 4.705                  |
| 57+160.00        | 65.175          | 64.912           | 60.291    | 64.826  | 65.274        | 95    | 65.590          | 66.223         | 1.311             | 1.397             | 0.633       | 5.299   | 1.397                 | 4.621                  | 4.535                  |
| 57+180.00        | 64.947          | 64.869           | 60.117    | 64.847  | 65.371        | 95    | 65.588          | 66.221         | 1.352             | 1.374             | 0.633       | 5.471   | 1.374                 | 4.752                  | 4.73                   |
| 57+200.00        | 65.046          | 64.821           | 60.059    | 64.836  | 65.309        | 95    | 65.586          | 66.219         | 1.398             | 1.383             | 0.633       | 5.527   | 1.383                 | 4.762                  | 4.777                  |
| 57+220.00        | 64.838          | 64.840           | 60.066    | 64.817  | 65.297        | 95    | 65.584          | 66.218         | 1.378             | 1.401             | 0.634       | 5.518   | 1.401                 | 4.774                  | 4.751                  |
| 57+240.00        | 64.900          | 64.775           | 60.066    | 64.797  | 65.130        | 95    | 65.582          | 66.216         | 1.441             | 1.419             | 0.634       | 5.516   | 1.419                 | 4.709                  | 4.731                  |
| 57+260.00        | 64.857          | 64.821           | 60.091    | 64.829  | 65.122        | 95    | 65.580          | 66.214         | 1.393             | 1.385             | 0.634       | 5.489   | 1.385                 | 4.73                   | 4.738                  |
| 57+280.00        | 64.761          | 64.799           | 60.043    | 64.890  | 64.934        | 95    | 65.578          | 66.212         | 1.413             | 1.322             | 0.634       | 5.535   | 1.322                 | 4.756                  | 4.847                  |
| 57+300.00        | 64.773          | 64.732           | 60.023    | 64.821  | 65.015        | 95    | 65.576          | 66.210         | 1.478             | 1.389             | 0.634       | 5.553   | 1.389                 | 4.709                  | 4.798                  |

El promedio de la sobreelevación calculada como la diferencia de hombro de proyecto y hombro de canal actual es de 1.45 en el hombro izquierdo del dique en la entrada y en la salida del mismo dato es de 1.45 m. Por lo que se propuso una sobreelevación constante de 1.5 m a lo largo de todo el tramo.

A continuación se tiene la sección tipo del canal sobreelevado.

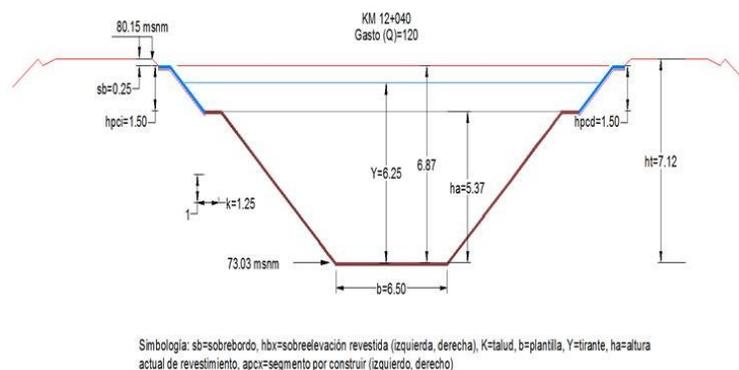


Figura 5.42 Sección tipo del tramo de estudio

Con esta sobreelevación la altura máxima del Dique es la Elev. 66.40 m (km 52+316) en la entrada del Dique y la Elev. 66.20 m en la salida (km 56+860). El tirante de operación promedio es de 5.75 m en la entrada y 5.61 m en la salida, por lo que el bordo libre esperado es de 0.62 m.

La sobreelevación propuesta que se construyó sobre la margen izquierda fue de 1.5 m la entrada y salida del dique (Canal Principal Humaya). En esta sección del canal de entrada y salida es canal presenta un ancho de plantilla de 6 m con taludes de 1.25:1, mismo que se considera en la sobreelevación para un gasto de diseño de 95 m<sup>3</sup>/s.

La dimensión del bordo libre y sobre bordo se obtiene de las recomendaciones del manual de zonas de riego de la extinta Secretaría de Recursos Hídricos plasmado en el siguiente nomograma.

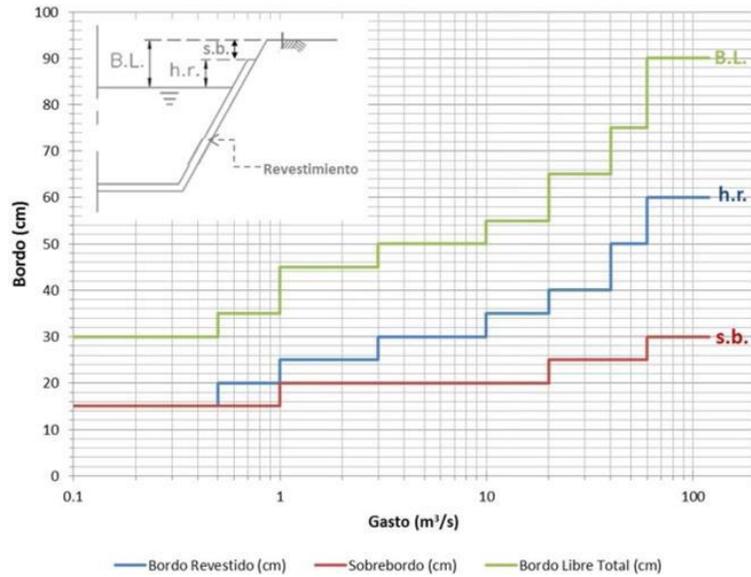


Figura 5.43 Bordo libre en canales revestidos. Fuente USDA.

La sobreelevación del dique en la margen derecha en el cadenamiento de estudio al final del dique es la Elev. 64.40 msnm, la cual se consideró como la elevación de proyecto del actual muro de la margen izquierda.

Sin embargo al ser una obra de protección cerca de un centro de población, con 4 entradas de agua en su recorrido, es necesario considerar rehabilitar también la obra de excedencias (vertedor) de tal forma que se proteja más aún contra algún fenómeno meteorológico de gran intensidad como una avenida máxima y/o un taponamiento en la salida del dique con maleza acuática.

De acuerdo con esta propuesta de sobreelevación se determinó un trazo que protegiera la margen derecha del dique Mariquita sobre elevando con la Elevación 64.40 msnm con una muro de concreto 30 cm de ancho, desplantado sobre la curva de nivel de la cota 66.01 msnm y protegido con un cerco de malla ciclónica.

La longitud estimada del muro de concreto en su tramo 1 es de 3,152 m de longitud total en la elevación 66.40 en el cadenamiento 56+830 del Canal Principal Humaya.



### 5.3.5.3 Sondeos de geotécnia

#### **Sondeos someros de estratigrafía sobre la margen derecha para la Sobreelevación del Dique Mariquita en su tramo 1.**

Una vez definidos los trazos de las obras que la CONAGUA autorizó en la minuta del día 7 de abril de 2017, conforme a los levantamientos topográficos, en el caso del Dique Mariquita fue necesario determinar primero un trazo que afectará al mínimo las viviendas en la periferia del poblado Campestre del Lago.

En cuanto al Dique Mariquita, se realizaron 7 sondeos a lo largo de la ruta trazada para el bordo de arcilla que se pretende desplantar a nivel de la piedra o roca madre. En cada uno de los casos se seleccionó el sitio con base en los desniveles topográficos definiendo la profundidad de la roca así como la estratigrafía del suelo y su clasificación SUCS.

Las siguientes imágenes muestran los sondeos realizados en el Dique Mariquita específicamente en el tramo 1 del presente proyecto.



Figura 5.44 Sondeo Número 5 en el Dique Mariquita.

En éste sondeo la profundidad de la roca resultó de 1.9 m.



Figura 5.45 Sondeo número 6 en el Dique Mariquita dentro del Poblado Campestre del Lago.



Figura 5.46 Sondeo número 7 en el Dique Mariquita dentro del poblado Campestre del Lago.



Los sondeos realizados fueron con profundidades de 1.8 m, 1.9 m y 2 m. En promedio en cada uno de los sondeos se estimó una profundidad de 1.9 m de la roca.

**En resumen se encontró un material arcilloso en los primeros 70 cm de profundidades variando a arcillo-arenoso en el perfil de 70 a 180 cm en donde se empezó a localizar roca fracturada llegando a roca madre hasta los 2 m.**

### 5.3.6 Procedimiento constructivo

A continuación, se presenta el procedimiento constructivo que se utilizó en el diseño de sobre elevación de la margen Derecha del dique con un tramo muro de concreto fincado sobre el concreto ciclópeo y protegido con malla ciclónica hasta una altura de 1.9 m.

Al ser la solución propuesta una sobreelevación un muro de concreto de 30 cm de ancho en su parte superior y de 40 cm en la parte inferior sobre una base de concreto ciclópeo cimentado a una profundidad de 1 m. El procedimiento de diseño es el siguiente:

Se comienza con los trabajos de limpieza y desmonte del terreno, después se realiza trazo y nivelación con equipo topográfico para realizar la excavación de los diferentes materiales. Remoción y acarreo del material de revestimiento del camino al almacenamiento temporal para después utilizarlo para relleno original, así como remoción y acarreo del material de banco al almacenamiento temporal para después utilizarlo para relleno original. Luego se realiza la remoción y acarreo del material conglomerado al almacenamiento temporal para después utilizarlo para relleno original y por último la remoción y acarreo del material impermeable al almacenamiento temporal para después utilizarlo para relleno original.

Se diseña el armado estructural y cimbra del muro de acuerdo a las especificaciones del proyecto, así como el armado estructural y cimbra del muro de acuerdo a las

especificaciones del proyecto. La siguiente figura muestra algunas secciones de la construcción del bordo de materiales graduados en el terreno natural.

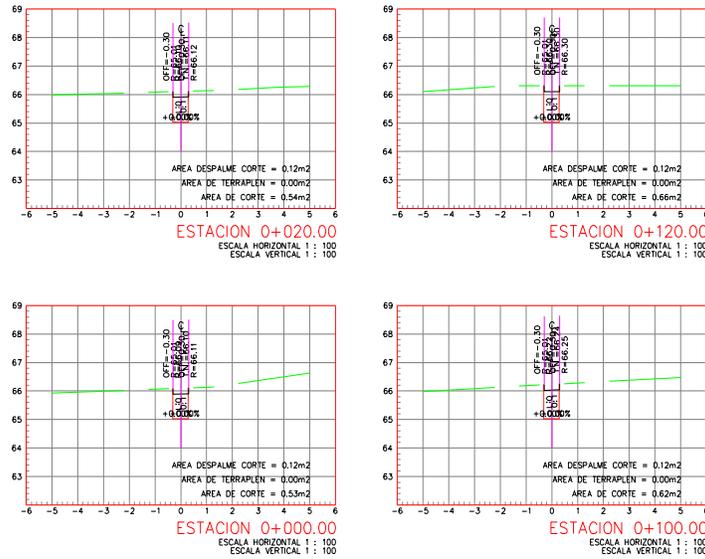


Figura 5.47 Secciones del muro de concreto en perfil sobre la cota de nivel 66.01 msnm.

El perfil del muro en desplante se aprecia en las siguientes imágenes, así como en perfil longitudinal de la cerca sobre el muro con una altura de 2.2 m con alambre de púa sobre la malla ciclónica.

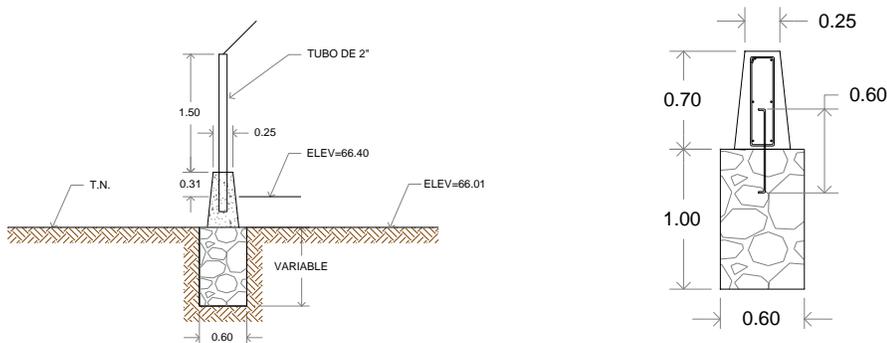


Figura 5.48 Perfil del muro perimetral con cerca de malla.

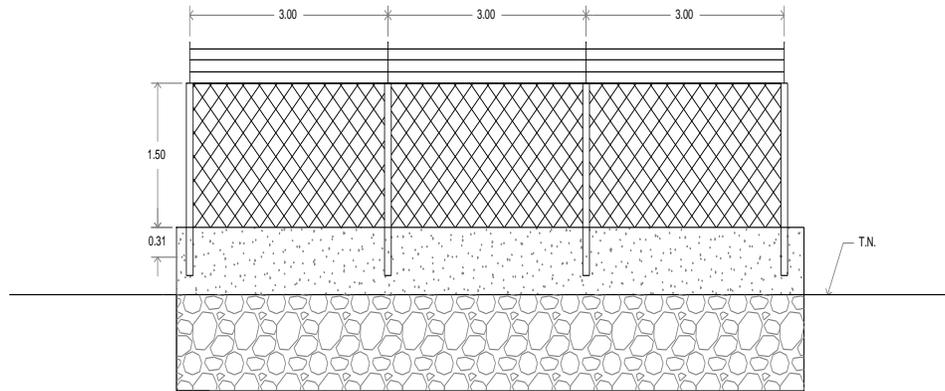


Figura 5.49 Corte longitudinal del muro perimetral.

Con el fin de considerar el drenaje pluvial al Dique se ha considerado dejar ventanas con compuertas tipo Charnela que permitan el escurrimiento de las lluvias hacia el vaso pero no su retorno cuando el dique este lleno. Esto sólo en caso que el nivel del agua se incrementara al menos 23 cm por arriba de la cota 65.78 msnm para llegar al nivel 66.01 msnm (actual límite federal) ya que de lo contrario las compuertas charnelas no serían necesarias, al no llegar el agua hasta el muro.

A partir de estas secciones y consideraciones en el procedimiento constructivo se calcularon los volúmenes de obra necesarios para la construcción del muro con cerca de malla ciclónica.

### 5.3.7 Presupuesto base

El presupuesto del proyecto de sobreelevación de la margen derecha del Dique Mariquita, Tramo 1 pueden verse desglosados en el anexo 5 en donde se encuentra el catálogo de conceptos, el presupuesto base, especificaciones particulares de construcción, tarjetas de análisis de precios unitarios, memoria descriptiva y planos. El costo estimado del proyecto es de \$ 7,243,960.02 (Siete millones doscientos cuarenta y tres mil novecientos sesenta pesos 02/100 M.N). Sin incluir el IVA.



## 5.4 Dique Mariquita Tramo 2 y 3 (Km 0+000 al Km 1+833 y Km 0+000 al Km 1+230)

### 5.4.1 Localización

La zona del proyecto se encuentra en el municipio de Culiacán, en el Estado de Sinaloa, en el Distrito de Riego 010, entre las coordenadas 107.7680° - 107.7645° y 25.100° - 25.0967°. Es canal en estudio es denominado “Canal Principal Humaya”, éste se origina en la presa Derivadora “Andrew Weiss” quien a su vez se abastece de la presa Adolfo López Mateos.

#### Dique Mariquita

El dique denominado La Mariquita, es alimentado por las aguas que conduce el Canal Principal Humaya, así como por los escurrimientos del de arroyo denominado “El Capule”, el cual es la corriente principal de esta obra. La construcción de esta obra se realizó en el año de 1969 mediante el Plan Hidráulico del Noroeste por la extinta Secretaría de Recursos Hidráulicos, esta estructura fue diseñada con la finalidad de regar parte de las superficies localizadas en los valles de los municipios de Culiacán, Mocorito y Salvador Alvarado, De acuerdo a los datos de diseño de construcción, la capacidad de almacenamiento muerto y para azolves, hasta el NAMO y hasta el NAME es de 7.22, 22.50 y 23.60 Mm<sup>3</sup> respectivamente.

La visita de inspección más reciente a este bordo, se realizó 06 de diciembre de 2011, donde se recomendó talar árboles localizados en la corona del dique, aplicar medidas físicas o biológicas para el control de lirio acuático, determinar las características hidráulicas de la obra de desfogue.

La obra está formada por una cortina de materiales graduados con corazón impermeable a la elevación 66.01 msnm, longitud de 2,138 m y cuenta con un cambio de dirección a 900 m de distancia de la margen izquierda, cuenta con una altura máxima de 15 m, taludes de 2:1, con un ancho de corona de 10 m y enrocamiento de



protección en talud aguas arriba. Hacia aguas abajo del canal, después de un promontorio topográfico, cierra el embalse un dique auxiliar, de 443 m de longitud, ancho de corona de 8 m, altura de 7.8 m y taludes 1.5:1.

En el extremo izquierdo, posee una estructura para desfogue la cual es para liberar las excedencias producidas en el vaso, sobre la cual existe un puente carretero, de unos 6 m de claro, con tres vanos rectangulares cuya cresta no fue posible apreciar. En los muros laterales tiene unos sifones de tubería metálica de aproximadamente 30” de diámetro.

Existen 2 tuberías a presión que funcionan como tomas directas del almacenamiento de 8” de diámetro localizadas aproximadamente a 500 m de la margen derecha de la cortina, las cuales descargan a un canal ubicado al pie del talud aguas abajo y son operadas por una válvula de mariposa.

La cuenca de la presa se encuentra entre los 107° 34' 47” y 107° 38' 47” Longitud oeste y los 24° 59' 37” y 25° 03' 36” de Latitud norte, abarcando porciones territoriales de los Municipios de Mocorito y Culiacán, estado de Sinaloa.

De acuerdo a datos del simulador de flujos de aguas de cuencas hidrográficas de INEGI, esta presa tiene una cuenca de 43.06 km<sup>2</sup>, su cauce principal nace en el municipio de Mocorito, Sinaloa, a una elevación máxima de 377 m.s.n.m. y elevación mínima de 77 m.s.n.m.; presenta una longitud de 11,642 metros hasta la cortina del dique y una pendiente media de 2.5768%; su tiempo de concentración es de 103.1 minutos.

Esta obra se encuentra ubicada en las coordenadas 25° 29' 04.6” de latitud norte y 108° 03' 56” de longitud oeste. Está localizado en la ciudad de Guamúchil, ubicándose en la carta Topográfica de INEGI 1: 50,000 G12D39 (Guamúchil), en la región Hidrológica 10, dentro de la zona de baja sismicidad. Su acceso desde Culiacán, es tomando la carretera libre Federal México 15 en el tramo Culiacán-Los Mochis, hasta llegar a la

ciudad de Guamúchil, de ahí llegamos a la calle Mariano Matamoros para dar vuelta a la derecha, siguiendo esta calle por una distancia aproximada de 3 km encontramos la cortina de la presa a mano izquierda.

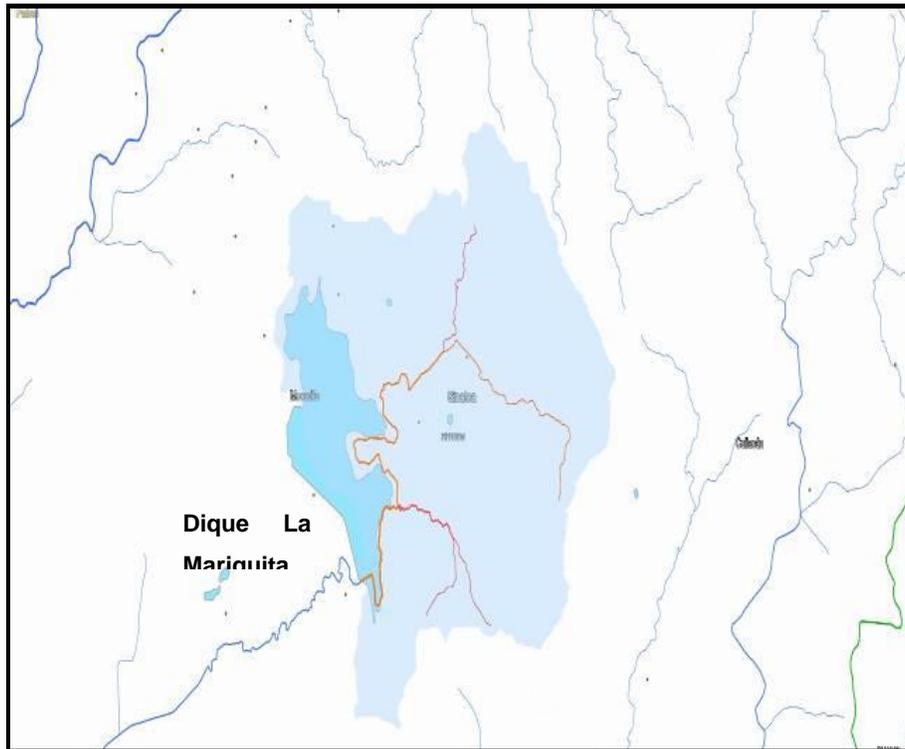


Figura 5.50 Dique Mariquita en el Distrito de Riego 010 Culiacán-Humaya.

El dique en estudio se refiere al Dique Mariquita ubicado entre los cadenamientos km 52+317 al km 56+860 del canal Principal Humaya, y corresponden a cuatro pequeñas corrientes que son efluentes del río Pericos y constan en la margen izquierda de una cortina de materiales graduados con corazón de arcillas y diferentes filtros, protegidos con enrocamientos. Su altura aproximada es de 15 m.



Figura 5.51 Dique Mariquita en los cadenamientos km 52+317 al km 56+860 del Canal Principal Humaya.

## 5.4.2 Problemática

El Dique Mariquita se ubica sobre el Canal Principal Humaya entre los cadenamientos km 52+317 al km 56+860 con una longitud aproximada de 4,543 m a lo largo del canal y de 2,450 m a lo ancho hacia las entradas de agua que lo generan.

Sobre la margen izquierda del Dique se realizó un proyecto de sobreelevación en el año 2016. En la margen derecha del Dique se tiene una longitud aproximada de 8 km que en nivel máximo colinda con parcelas, el poblado denominado Campestre del Lago, tal y como se muestra en la siguiente figura.



Figura 5.52 Acercamiento de la localización del sitio según Google Earth. Margen izquierda y margen derecha.

Precisamente es sobre la margen derecha del Dique, en donde se plantea sobre elevar el dique hasta la elevación 66.40 m la cual es equivalente a la cota del muro que se diseñó sobre la margen izquierda en el año 2016.

Las características principales del Dique La Mariquita se muestran en la tabla siguiente:

Tabla 5.7 Características del Dique Mariquita.

|   |                      |
|---|----------------------|
| Tipo de cortina                         | Flexible             |
| Material de la cortina                  | Materiales graduados |
| Longitud de la corona                   | 2,138 m              |
| Ancho de la corona                      | 10 m                 |
| Altura de la cortina desde el desplante | 15 m                 |
| Talud de la cortina aguas abajo         | 2:1                  |
| Talud de la cortina aguas arriba        | 2:1                  |
| Capacidad de almacenamiento             | 23.6 hm <sup>3</sup> |
| Capacidad útil                          | 22.5 hm <sup>3</sup> |
| Capacidad de azolves                    | 7.22 hm <sup>3</sup> |
| Tipo de vertedor                        | Sifones              |
| Elevación de la estructura de desfogue  | 64.66 msnm           |
| Tipo de obra de toma                    | Tubería a presión    |
| Elevación de la corona                  | 66.01 msnm           |
| Elevación del NAME                      | 64.66 msnm           |
| Elevación del NAMO                      | 64.51 msnm           |

### Cortina

Durante el recorrido por la corona se apreció que se encuentra en un buen estado, existe presencia de algunos árboles grandes localizados en el hombro de la corona, lo cual se reportó desde el informe anterior, no se apreciaron depresiones, erosiones,

asentamientos, tampoco se observaron agrietamientos ni madrigueras sobre la corona de la presa.



Figura 5.53 Corona del dique, con árboles grandes en hombros antes de la sobreelevación en el año de 2016. Foto archivo CONAGUA.

Continuando con el recorrido, el talud de aguas arriba tanto presenta maleza seca muy pequeña así como también un árbol grande sobre este, no se apreciaron deslizamientos, madrigueras, ni erosiones en ningún punto del talud; mientras que el talud de aguas abajo presenta vegetación baja y algunos árboles que abarcan menos del 10% de éste, hay un punto del talud en el cual existe siembra de maguey, no presenta erosión, no se encontraron problemas de agrietamientos, deslizamientos, madrigueras, así como tampoco se apreciaron filtraciones en ningún punto del talud, en ninguno de los taludes se encontró la existencia de enrocamiento de protección, mientras en el talud aguas abajo del dique auxiliar solo se encontró la existencia de vegetación mediana y árboles en gran parte de éste, en general se considera que los taludes se encuentran en buenas condiciones físicas.



Figura 5.54 Talud aguas abajo, vegetación y árboles.

### Vertedor

La estructura de desfogue de las excedencias del dique se encuentra en regulares condiciones, el canal de entrada a esta obra está cubierto completamente por lirio acuático, las tuberías de los sifones cuentan con indicios de corrosión, el concreto en el cual se alojan los sifones se encuentra en buen estado no presenta agrietamiento ni descorchamiento, en el arroyo donde descargan los sifones se aprecia la presencia de vegetación de mediana altura, en los taludes de éste no se apreció deslizamientos, erosiones ni madrigueras. La elevación NAME es la cota 64.66 msnm tal y como se observa en la imagen de la página siguiente.



Figura 5.55 Entrada a obra de excedencias.



Figura 5.56 Vaso del Dique Mariquita.

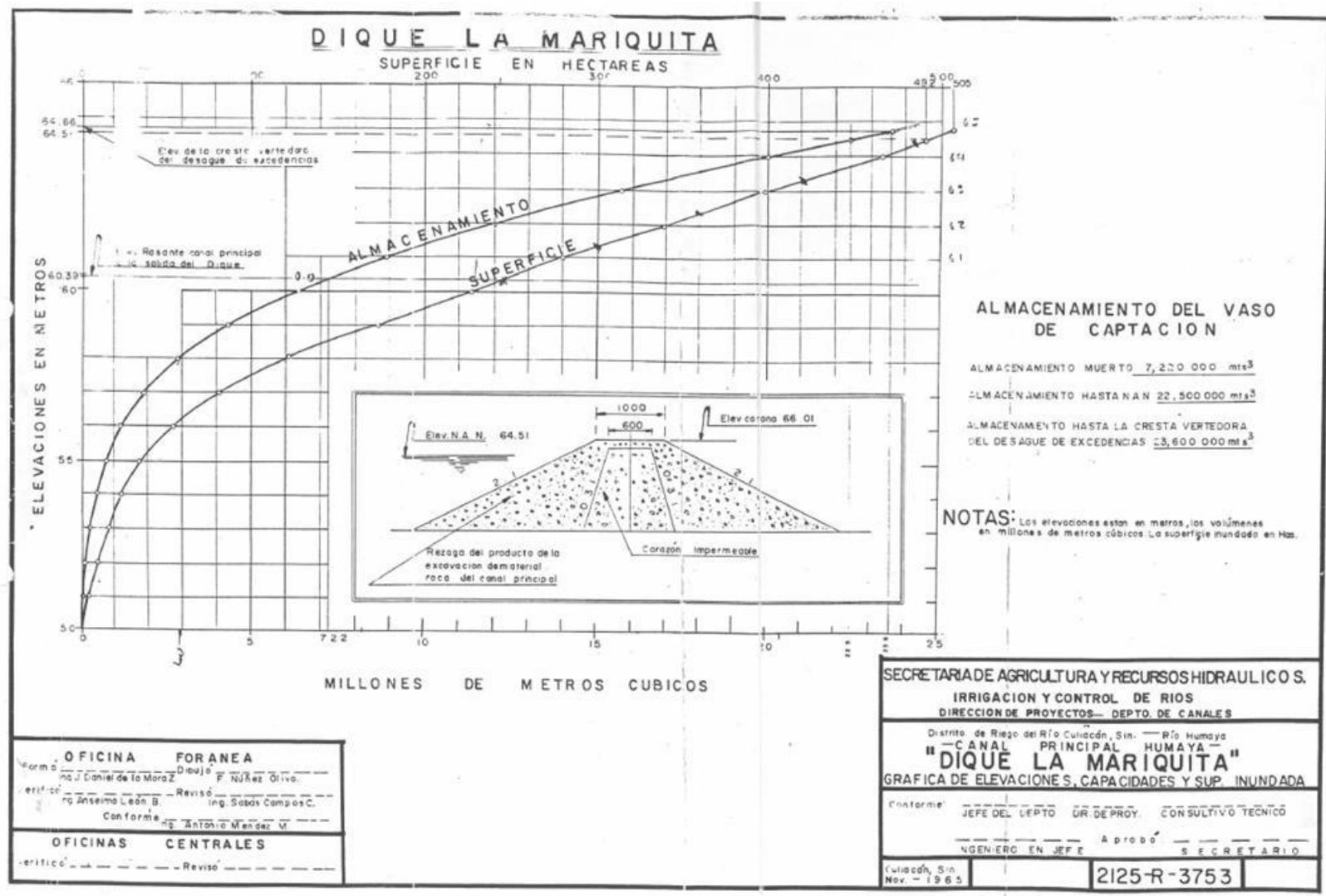


Figura 5.57 Plano original del Dique Mariquita elaborado en el año de 1965, por la SRH.

## Cauce

Se apreció que el arroyo donde descarga el vertedor se encuentra con la capacidad para transportar las aguas excedentes de esta estructura, pero se encuentra invadido por vegetación de mediana altura que pueden obstruir el libre flujo del agua excedente en la obra.

## Margen Derecha del Dique

Se realizó una visita de reconocimiento por la margen derecha para conocer la problemática del Dique **ante la invasión de viviendas dentro del límite federal**, en donde se tiene un conjunto de casas del Poblado “Campestre del Lago” en la margen derecha al oeste del vaso, casi enfrente el cadenamiento km 54+220 (considerado al centro del lago) en su margen derecha, lugar en donde se establecieron varias casas con terrenos baldíos con caminos de paso y conservación entre el dique y las viviendas tal y como se observa en el círculo blanco en la siguiente imagen.



Figura 5.58 Margen derecha del Dique Mariquita del Canal Principal Humaya y el poblado “Campestre del Lago” en el municipio de Culiacán, Sinaloa.

De acuerdo con el personal técnico de operación del canal principal de la SRL Humaya, el problema del Dique Mariquita es que con un gasto de  $120 \text{ m}^3/\text{s}$  en la Presa Andrew Weiss varias casas y parte del poblado estarán obre un nivel inferior al nivel futuro del agua lo dañaría el interior de las viviendas con un riesgo social potencial en caso de inundación en el Poblado.

Por otra parte en el tramo norte de la margen derecha del Dique, se tienen 2 parcelas en donde el uso agrícola se ha establecido desde hace ya algunos años, en donde también se ha invadido el derecho de vía federal tal y como se muestra en las siguientes figuras en donde la línea amarilla marca los tramos 2 y 3 del presente proyecto, definiendo el trazo correcto de la trinchera de arcilla para sobre elevar el Dique Mariquita en su margen derecha norte:



Figura 5.59 Tramo 2 norte del Km 0+000 al Km 1+833 de la margen derecha del Dique Mariquita protegiendo el uso agrícola.



Figura 5.60 Tramo 3 del Km 0+000 al Km 1+230 de la margen derecha del Dique Mariquita conectando con el km 56+230 del Canal Principal Humaya construido en el año 2016.

Debido a lo anterior, al ser dos problemas diferentes en cuanto a la propuesta de solución con diferentes impactos de tipo social y cambio de uso de suelo, el presente proyecto sólo considera la sobreelevación de la margen derecha del dique mariquita en sus tramos 2 del km 0+000 al km 1+833 y el tramo 3 del km 0+000 al km 1+230 y conectar con el km 56+860 del Canal Principal Humaya, el cual se construyó en el año 2016.

La solución propuesta para el presente proyecto es una trinchera con corazón de arcilla a una altura tal que puede evitar que las parcelas se sigan inundando y en su caso aquellas parcelas de uso agrícola que están dentro de la cota del derecho de vía federal perderán su propiedad al ser áreas inundables irregulares desde su origen al tener el Dique su área inundable con derecho de prelación desde el año de 1965.

Las siguientes fotos muestran los recorridos que se realizaron para conocer la problemática del Dique Mariquita en su margen Derecha en la zona agrícola dentro de los tramos 2 y 3, nótese como los tramos están completamente enmontados.



Figura 5.61 Nivel del agua actual cercano a las casas sin bordo de protección actual.



Figura 5.62 Parcelas cercanas al límite del Dique Mariquita en su margen derecha.

Por otra parte, la falta de una adecuada conservación en el Dique, así como la falta de estructuras necesarias para limitar la entrada de azolves reduce la capacidad de conducción del canal y de los propios diques, ya que el azolve, se decanta



principalmente en los diques al disminuir la velocidad pudiendo provocar un incremento de nivel en el dique por efecto del remanso.

El Canal Principal Humaya y Presa Derivadora Andrew Weiss no pueden abastecer las necesidades de riego en el periodo de mayor demanda de la zona de riego ocasionando problemas operativos e inconformidades de los usuarios por la distribución del agua repercutiendo directamente en una baja en el rendimiento de los cultivos. Con el fin de recuperar la capacidad de conducción del canal y reducir los problemas sociales se gestiona un proyecto para rehabilitar el canal y aumentar la capacidad actual de 100 m<sup>3</sup>/s hasta un gasto en su obra de toma de 120 m<sup>3</sup>/s, por lo que los diques deben también sobre elevarse protegiendo también ambas márgenes derecha e izquierda.

El aumento en la capacidad del canal implica la sobre elevación del bordo de la margen derecha, tal y como se realizó en la margen izquierda, la cual se encuentra actualmente en operación.

El muro de concreto de la margen izquierda se encuentra en la Elev. 66.40 msnm y corresponde al muro de sobreelevación de concreto del tramo inmediato anterior al Dique Mariquita, por lo que es de esperarse que el nivel del agua una vez en operación el Dique Mariquita con un gasto máximo de 90 m<sup>3</sup>/s (120 m<sup>3</sup>/s en la derivadora) se tendrán problemas inundaciones en las parcelas sí no se realiza esta obra de protección en el corto plazo. La cota esperada del nivel del camino en el presente proyecto es la elevación 66.40 msnm.



### 5.4.3 Objetivos

Dentro de las acciones para rehabilitar y aumentar la capacidad de conducción del Canal Principal Humaya, se considera la sobreelevación de la margen Derecha del Dique Mariquita en sus tramos 2 del km 0+000 al km 1+833 y el tramo 3 del km 0+000 al km 1+230 y conectar con el km 56+860 del Canal Principal Humaya. (Cadenamiento de Estudio).

### 5.4.4 Dictamen del estado actual del Dique Mariquita Tramo 2 y 3

Producto de las visitas realizadas al sitio y las pruebas en simulación reportadas por el IMTA en 2013 se corrobora que el canal y el dique Mariquita se encuentran en un deficiente estado de conservación. El porcentaje obtenido de sustitución de lozas es del 5.5% y los coeficientes de Manning reportadas en la calibración del modelo es de 0.02 a 0.25. Lo anterior se concluye que es indispensable rehabilitar al tramo de canal antes de sobre elevar todo el canal, Diques y las estructuras. Esto implica también que es necesario regularizar las pendientes en el interior del Dique mediante desazolves o bien eliminación de maleza acuática.

Destaca también la necesidad de mejorar la salida del Dique en su km 56+830 al presentarse un tapón de maleza con un cuello de botella en la garganta de salida producto de la estrechez abrupta de la salida y una red atrapa basuras que no facilita el paso del agua provocando un remanso aguas arriba del dique.



El proyecto de sobreelevación de la margen derecha del dique Mariquita considera que como no existe bordo actual con la compactación requerida, se propone sobre elevar el dique con un corazón de arcilla depositado sobre la roca madre sobre elevando la altura del camino de operación hasta la cota 66.40 msnm similar al muro de la margen izquierda esto para proteger a las parcelas y viviendas cercanas al lago en su margen derecha. Entonces, la altura de sobre elevación es de 1.2 m sobre el nivel actual hasta la cota 66.40 msnm, es decir una altura de 39 cm sobre la elevación del terreno definida sobre la cota 66.01 msnm.



Figura 5.64 Estada actual del Dique Mariquita en el km 54+200 del CPH.

### 5.4.5 Estudios preliminares

En el año 2016 se realizó el proyecto ejecutivo de la margen izquierda del Dique Mariquita en el cual se realizaron obras de sobreelevación mediante un muro de concreto en la cortina con una elevación a la cota 64.40 msnm quedando pendiente la margen derecha del mencionado dique.

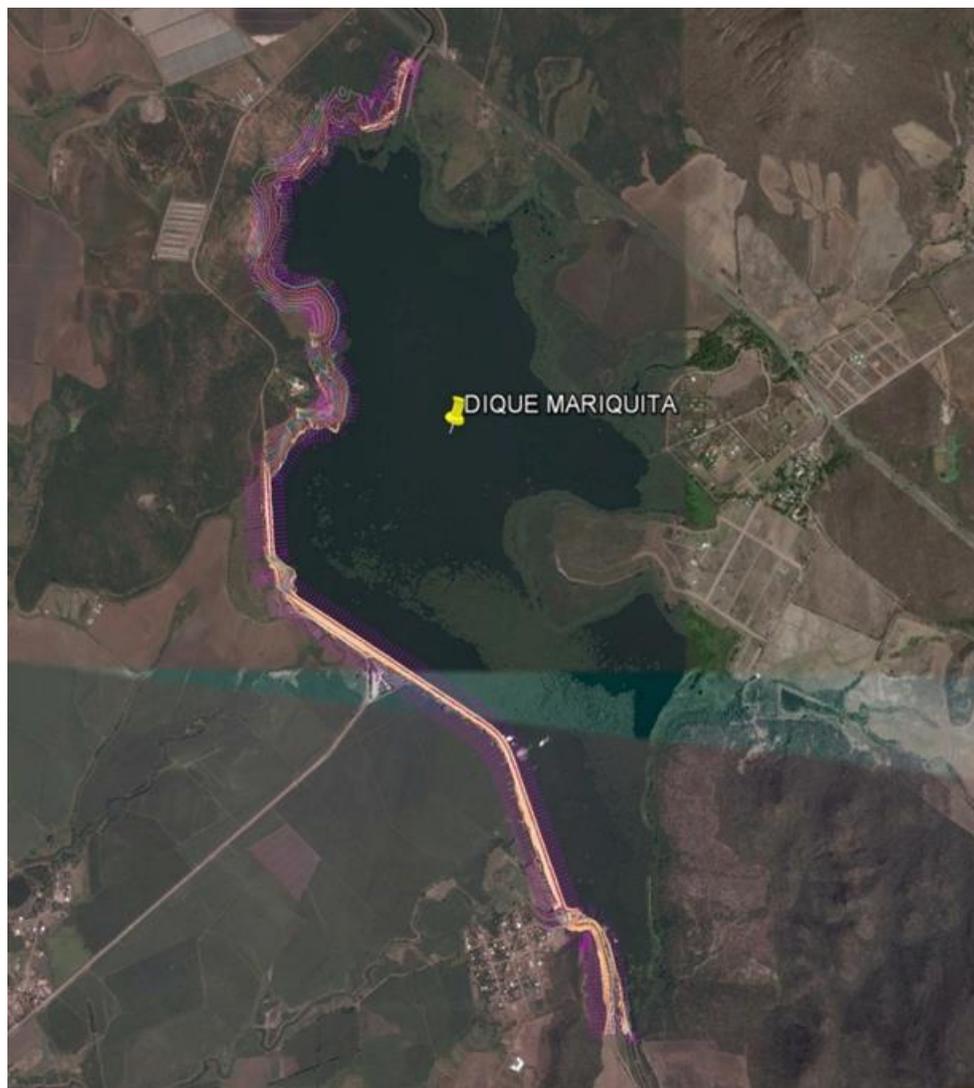


Figura 5.65 Proyecto ejecutivo de sobreelevación del Dique Mariquita en su margen izquierda, realizado por el IMTA en el año 2016.

### 5.4.5.1 Topografía

En el caso del Dique Mariquita, la siguiente imagen muestra las curvas de nivel a la elevación 66.01 msnm y 66.40 msnm, las cuales corresponden al nivel de la cortina antes de la sobreelevación y al nivel del derecho de vía federal. La segunda elevación corresponde a la elevación del muro actual sobre elevado.

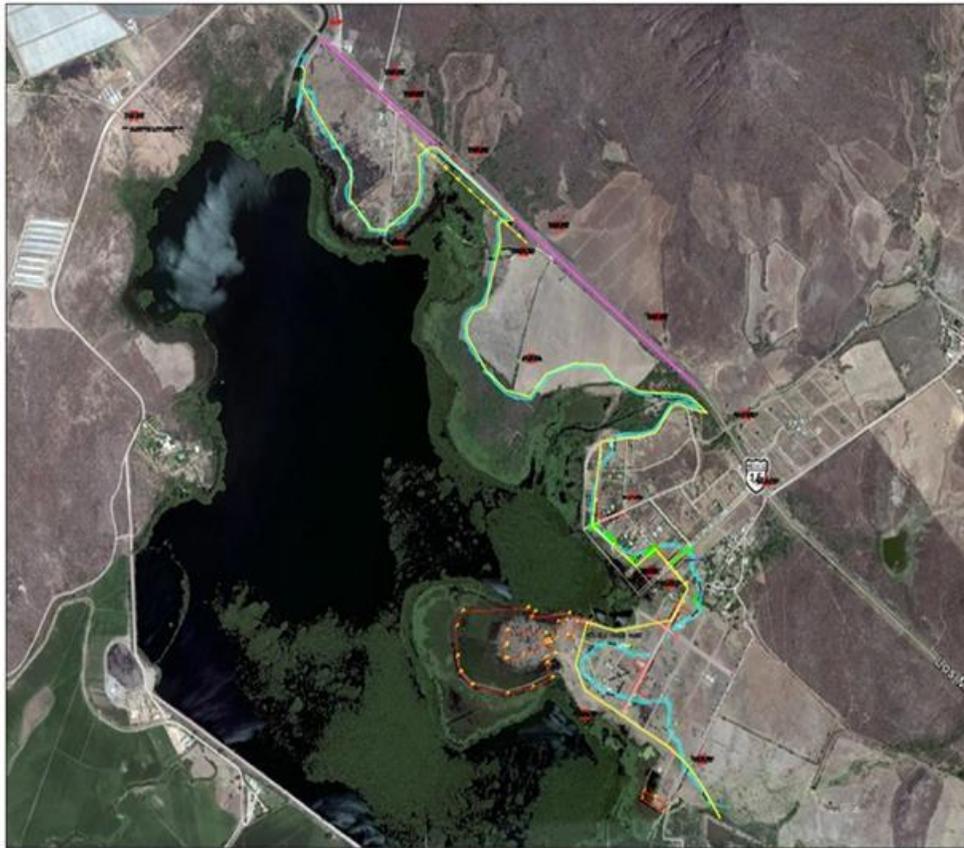


Figura 5.66 Curvas de nivel a las elevaciones 66.01 msnm y 66.40 msnm definidas por la CONAGUA para el establecimiento del derecho de vía federal.

La línea azul de la imagen anterior, corresponde a la cota 66.01 m e indica el límite de la zona federal.

La línea amarilla de la imagen anterior corresponde a una posible ruta del trazo en la periferia del dique sobre su margen derecha. Como se observa en el caso del poblado

Campestre del Lago, la línea atraviesa algunos terrenos y construcciones que actualmente están en definición para de la CONAGUA. A continuación, se muestra el plano en planta del levantamiento topográfico realizado.

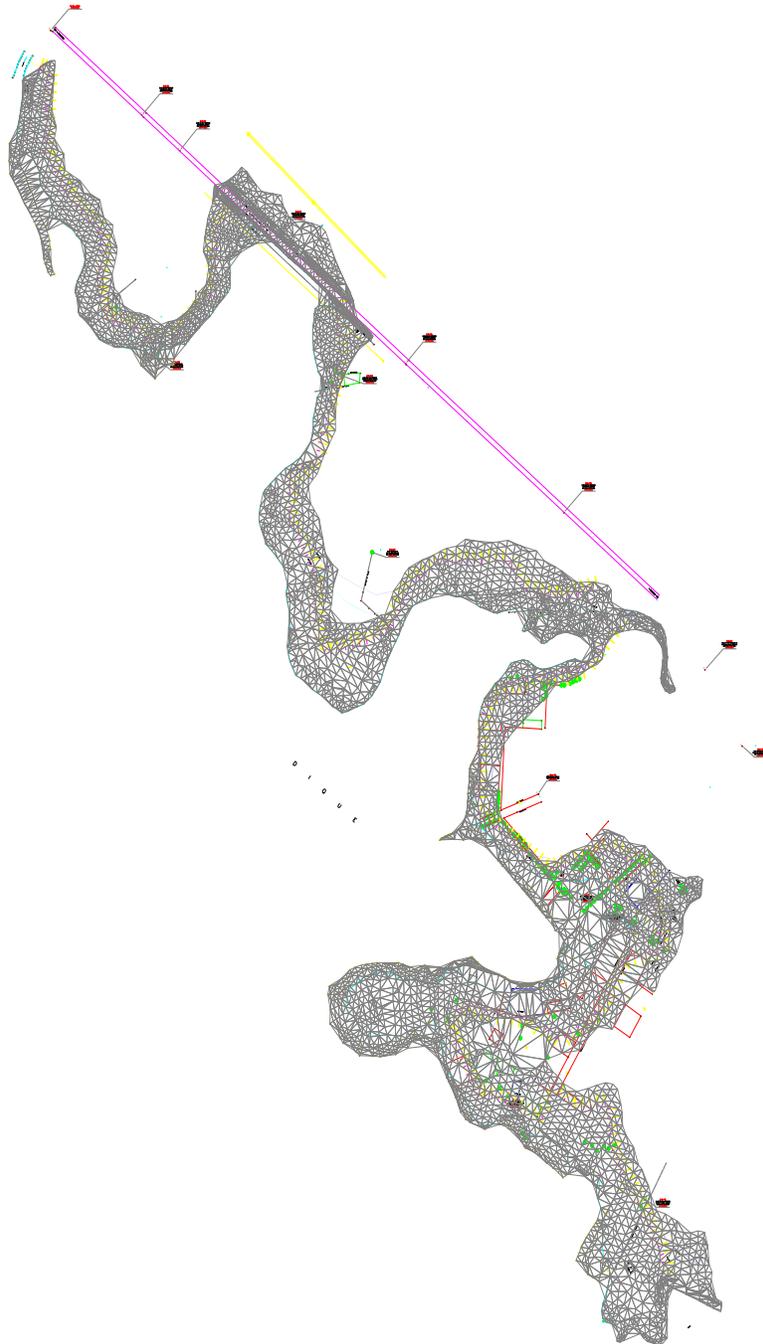


Figura 5.67 Levantamiento topográfico de secciones a lo largo de la margen derecha del Dique Mariquita.

La siguiente figura muestra el trazo de los tramos 2 y 3 con sus cadenamientos respectivos.

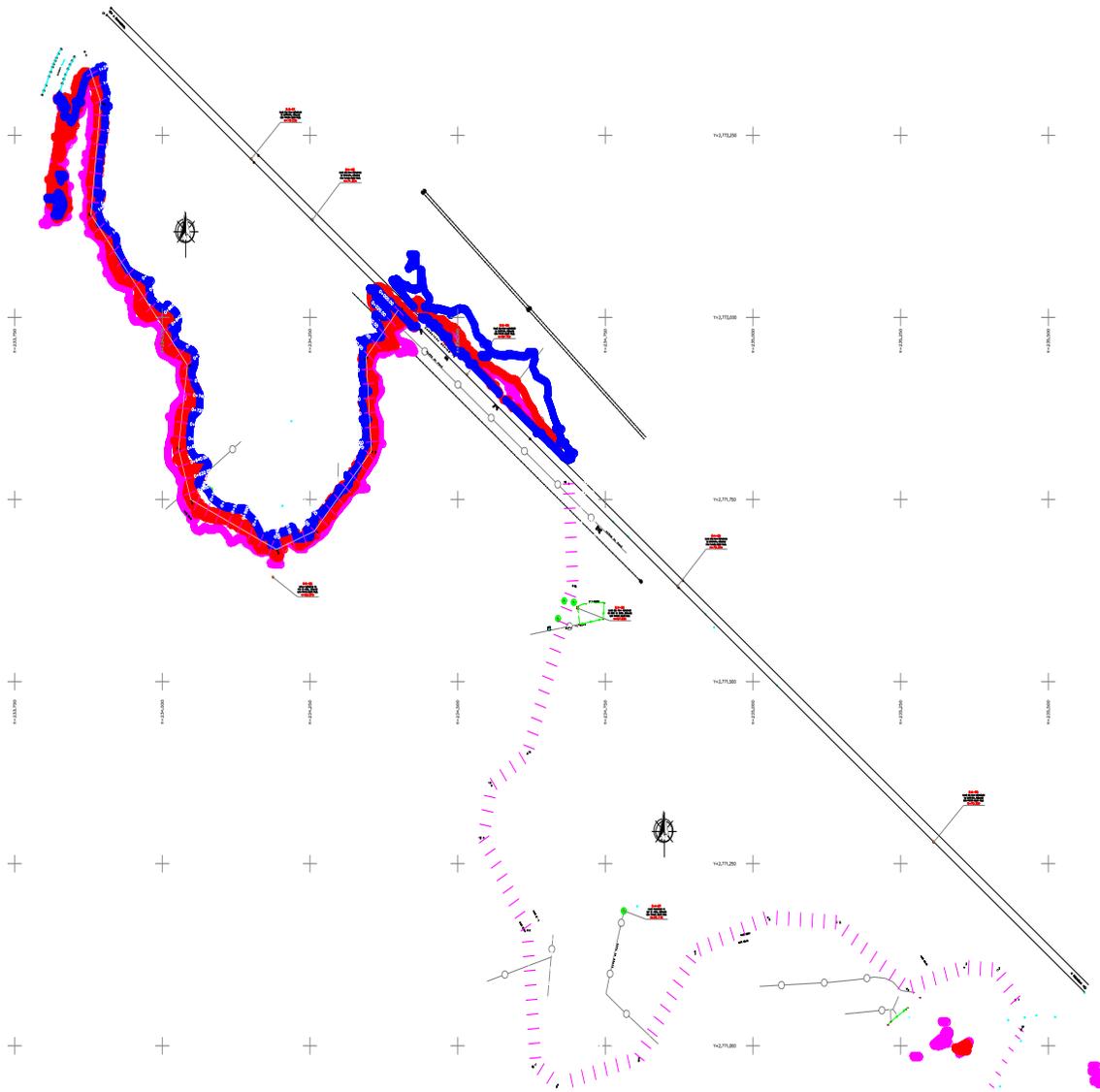


Figura 5.68 Trazo de los tramos 2 y 3 de la margen derecha del Dique Mariquita.

Las secciones levantadas a lo largo de estos tramos se muestran a continuación a lo largo del Dique Mariquita.

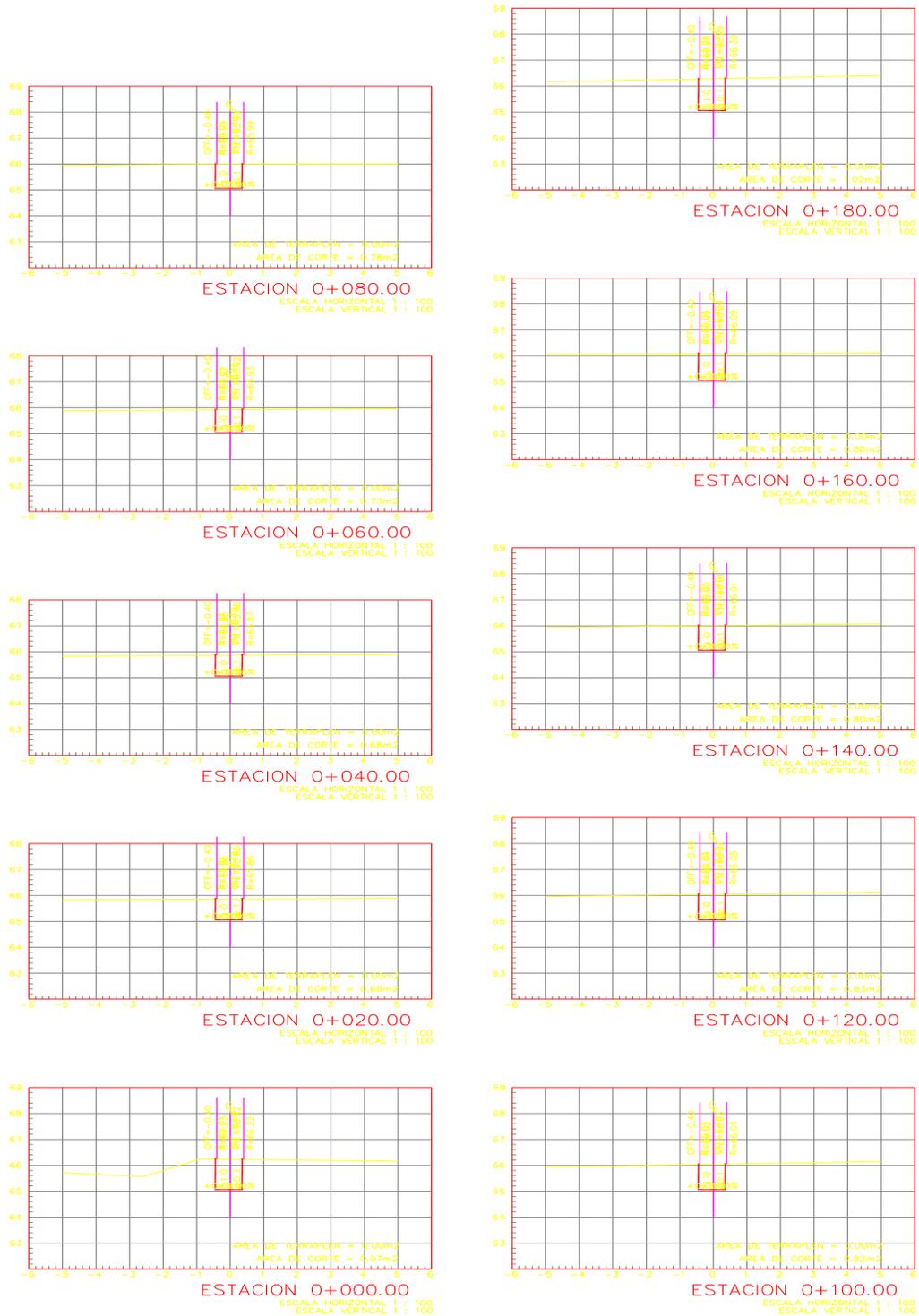


Figura 5.69 Secciones levantadas a lo largo del Dique Mariquita del km 0+000 al km 0+200.

En el caso de las 4 entradas de agua en la margen derecha del dique Mariquita, estas se levantaron al centro del arroyo con secciones a cada 20 m y con una longitud mínima hasta el desnivel que cubriera la altura del muro en la margen izquierda del dique.

En ambos casos se obtuvo la configuración de la topografía hasta 200 m fuera del nivel máximo de los diques y sirvieron de base para trazar alternativas de obras de protección o cierre del dique en donde el IMTA definió la alternativa más viable del proyecto ejecutivo a realizar. A continuación, se presenta el perfil de trazo levantado de una de las entradas de agua que fluyen hacia el Dique y que se localiza al centro del poblado del Lago.

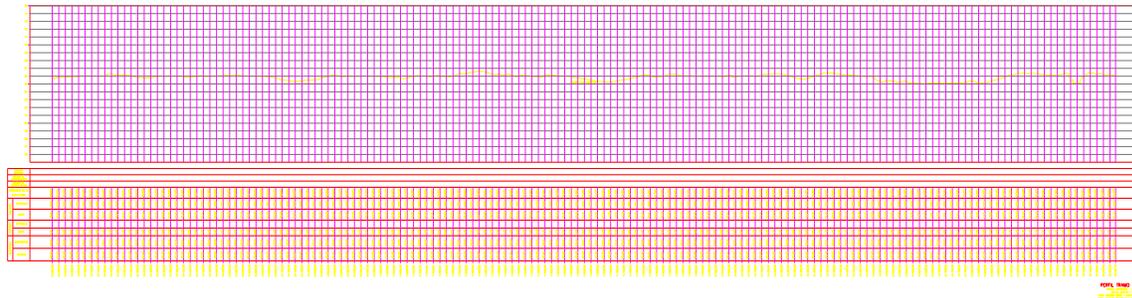


Figura 5.70 Perfil de una de las entradas de agua al Dique Mariquita.



### 5.4.5.2 Diseño hidráulico

En el proyecto realizado por el IMTA en 2013 se realizaron los estudios hidráulicos necesarios para determinar las necesidades de sobreelevación del Canal Principal Humaya. En dicho estudio se hace uso del programa de simulación de flujo en canales de riego “Simulation of Irrigation Canals” (SIC). Con el SIC se evaluó la nueva configuración de la sección del canal para un gasto de proyecto de  $120 \text{ m}^3/\text{s}$ , determinándose la altura de revestimiento considerando la rehabilitación del canal.

#### TRAMO DE ANÁLISIS HIDRÁULICO DEL KM 52+316 AL KM 56+860 FIN E INICIO DEL DIQUE MARIQUITA

A continuación se muestra el análisis hidráulico de los tramos aguas arriba y aguas abajo del Dique Mariquita. En la entrada del Dique en el primer tramo se tiene un tirante de operación promedio de 5.74 m, con un bordo libre de 0.62 m, y la altura de revestimiento de sobreelevación promedio es de 1.48 m. Nótese como de acuerdo con el levantamiento topográfico realizado, la cota de entrada al Dique (km 52+316) es prácticamente la misma que en la salida del Dique (km 56+860), la elevación promedio 60.00 m.s.n.m.



Tabla 5.9 Análisis hidráulico del tramo del Dique Mariquita.

| ESTACION         | BORDO IZQUIERDO | HOMBRO IZQUIERDO | PLANTILLA | HOMBRO DERECHO  | BORDO DERECHO | GASTO | NIVEL OPERACIÓN | BORDO PROYECTO | Sobreelevacion MI | Sobreelevación MD | Libre Bordo | Tirante | Altura Sobreelevación | altura hombro actual I | altura hombro actual D |
|------------------|-----------------|------------------|-----------|---|---------------|-------|-----------------|----------------|-------------------|-------------------|-------------|---------|-----------------------|------------------------|------------------------|
| 52+280           | 65.047          | 64.925           | 60.042    | 64.909  | 65.152        | 95    | 65.784          | 66.412         | 1.487             | 1.503             | 0.628       | 5.742   | 1.503                 | 4.883                  | 4.867                  |
| 52+300           | 65.449          | 65.023           | 60.135    | 64.931  | 65.205        | 95    | 65.782          | 66.410         | 1.387             | 1.479             | 0.629       | 5.647   | 1.479                 | 4.888                  | 4.796                  |
| 52+316           | 65.041          | 64.948           | 59.839    | 64.786  | 64.97         | 95    | 65.780          | 66.408         | 1.460             | 1.622             | 0.629       | 5.941   | 1.622                 | 5.109                  | 4.947                  |
| DIQUE MARIQUITAS |                 |                  | 60.005    | MISMO NIVEL DE SALIDA ANTES Y DESPUES DEL DIQUE MARIQUITA |               |       |                 |                |                   |                   |             |         |                       |                        |                        |
|                  |                 |                  | 60.002    | SEGUN ESTA TOPOGRAFIA                                     |               |       |                 |                |                   |                   |             |         |                       |                        |                        |
| 56+860.00        | 65.430          | 64.862           | 59.962    | 64.857  | 65.475        | 95    | 65.620          | 66.250         | 1.388             | 1.393             | 0.630       | 5.658   | 1.393                 | 4.9                    | 4.895                  |
| 56+880.00        | 65.094          | 64.908           | 59.769    | 64.863  | 65.114        | 95    | 65.618          | 66.248         | 1.340             | 1.385             | 0.630       | 5.849   | 1.385                 | 5.139                  | 5.094                  |
| 56+900.00        | 65.000          | 64.927           | 60.275    | 64.895  | 65.121        | 95    | 65.616          | 66.246         | 1.319             | 1.351             | 0.630       | 5.341   | 1.351                 | 4.652                  | 4.62                   |
| 56+920.00        | 65.310          | 64.873           | 60.114    | 64.937  | 65.226        | 95    | 65.614          | 66.245         | 1.372             | 1.308             | 0.631       | 5.500   | 1.308                 | 4.759                  | 4.823                  |
| 56+940.00        | 65.483          | 64.845           | 60.071    | 64.881  | 65.171        | 95    | 65.612          | 66.243         | 1.398             | 1.362             | 0.631       | 5.541   | 1.362                 | 4.774                  | 4.81                   |
| 56+960.00        | 65.581          | 64.880           | 59.937    | 64.866  | 65.108        | 95    | 65.610          | 66.241         | 1.361             | 1.375             | 0.631       | 5.673   | 1.375                 | 4.943                  | 4.929                  |
| 56+980.00        | 65.310          | 64.472           | 60.050    | 64.847  | 65.249        | 95    | 65.608          | 66.239         | 1.767             | 1.392             | 0.631       | 5.558   | 1.392                 | 4.422                  | 4.797                  |
| 57+000.00        | 66.460          | 64.788           | 60.100    | 64.827  | 66.484        | 95    | 65.606          | 66.237         | 1.449             | 1.410             | 0.631       | 5.506   | 1.410                 | 4.688                  | 4.727                  |
| 57+020.00        | 67.963          | 64.860           | 60.143    | 64.822  | 67.605        | 95    | 65.604          | 66.236         | 1.376             | 1.414             | 0.632       | 5.461   | 1.414                 | 4.717                  | 4.679                  |
| 57+040.00        | 65.117          | 64.477           | 60.209    | 64.796  | 65.595        | 95    | 65.602          | 66.234         | 1.757             | 1.438             | 0.632       | 5.393   | 1.438                 | 4.268                  | 4.587                  |
| 57+060.00        | 65.349          | 64.781           | 60.154    | 64.811  | 65.212        | 95    | 65.600          | 66.232         | 1.451             | 1.421             | 0.632       | 5.446   | 1.421                 | 4.627                  | 4.657                  |
| 57+080.00        | 65.324          | 64.870           | 60.547    | 64.409  | 64.575        | 95    | 65.598          | 66.230         | 1.360             | 1.821             | 0.632       | 5.051   | 1.821                 | 4.323                  | 3.862                  |
| 57+100.00        | 65.924          | 64.925           | 60.325    | 64.780  | 65.242        | 95    | 65.596          | 66.228         | 1.303             | 1.448             | 0.632       | 5.271   | 1.448                 | 4.6                    | 4.455                  |
| 57+120.00        | 65.075          | 64.849           | 60.158    | 64.791  | 65.375        | 95    | 65.594          | 66.227         | 1.378             | 1.436             | 0.633       | 5.436   | 1.436                 | 4.691                  | 4.633                  |
| 57+140.00        | 66.477          | 64.862           | 60.116    | 64.821  | 65.270        | 95    | 65.592          | 66.225         | 1.363             | 1.404             | 0.633       | 5.476   | 1.404                 | 4.746                  | 4.705                  |
| 57+160.00        | 65.175          | 64.912           | 60.291    | 64.826  | 65.274        | 95    | 65.590          | 66.223         | 1.311             | 1.397             | 0.633       | 5.299   | 1.397                 | 4.621                  | 4.535                  |
| 57+180.00        | 64.947          | 64.869           | 60.117    | 64.847  | 65.371        | 95    | 65.588          | 66.221         | 1.352             | 1.374             | 0.633       | 5.471   | 1.374                 | 4.752                  | 4.73                   |
| 57+200.00        | 65.046          | 64.821           | 60.059    | 64.836  | 65.309        | 95    | 65.586          | 66.219         | 1.398             | 1.383             | 0.633       | 5.527   | 1.383                 | 4.762                  | 4.777                  |
| 57+220.00        | 64.838          | 64.840           | 60.066    | 64.817  | 65.297        | 95    | 65.584          | 66.218         | 1.378             | 1.401             | 0.634       | 5.518   | 1.401                 | 4.774                  | 4.751                  |
| 57+240.00        | 64.900          | 64.775           | 60.066    | 64.797  | 65.130        | 95    | 65.582          | 66.216         | 1.441             | 1.419             | 0.634       | 5.516   | 1.419                 | 4.709                  | 4.731                  |
| 57+260.00        | 64.857          | 64.821           | 60.091    | 64.829  | 65.122        | 95    | 65.580          | 66.214         | 1.393             | 1.385             | 0.634       | 5.489   | 1.385                 | 4.73                   | 4.738                  |
| 57+280.00        | 64.761          | 64.799           | 60.043    | 64.890  | 64.934        | 95    | 65.578          | 66.212         | 1.413             | 1.322             | 0.634       | 5.535   | 1.322                 | 4.756                  | 4.847                  |
| 57+300.00        | 64.773          | 64.732           | 60.023    | 64.821  | 65.015        | 95    | 65.576          | 66.210         | 1.478             | 1.389             | 0.634       | 5.553   | 1.389                 | 4.709                  | 4.798                  |

El promedio de la sobreelevación calculada como la diferencia de hombro de proyecto y hombro de canal actual es de 1.45 en el hombro izquierdo del dique en la entrada y en la salida del mismo dato es de 1.45 m. Por lo que se propuso una sobreelevación constante de 1.5 m a lo largo de todo el tramo.

A continuación se tiene la sección tipo del canal sobreelevado.

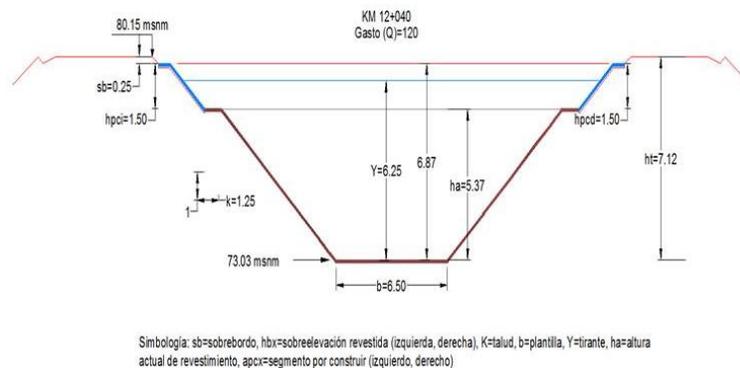


Figura 5.71 Sección tipo del tramo de estudio.

Con esta sobreelevación la altura máxima del Dique es la Elev. 66.40 m (km 52+316) en la entrada del Dique y la Elev. 66.20 m en la salida (km 56+860). El tirante de operación promedio es de 5.75 m en la entrada y 5.61 en la salida, por lo que el bordo libre esperado es de 0.62 m.

La sobreelevación propuesta que se construyó sobre la margen izquierda fue de 1.5 m la entrada y salida del dique (Canal Principal Humaya). En esta sección del canal de entrada y salida es canal presenta un ancho de plantilla de 6 m con taludes de 1.25:1, mismo que se considera en la sobreelevación para un gasto de diseño de  $95 \text{ m}^3/\text{s}$ .

La dimensión del bordo libre y sobre bordo se obtiene de las recomendaciones del manual de zonas de riego de la extinta Secretaría de Recursos Hidráulicos plasmado en el siguiente nomograma.

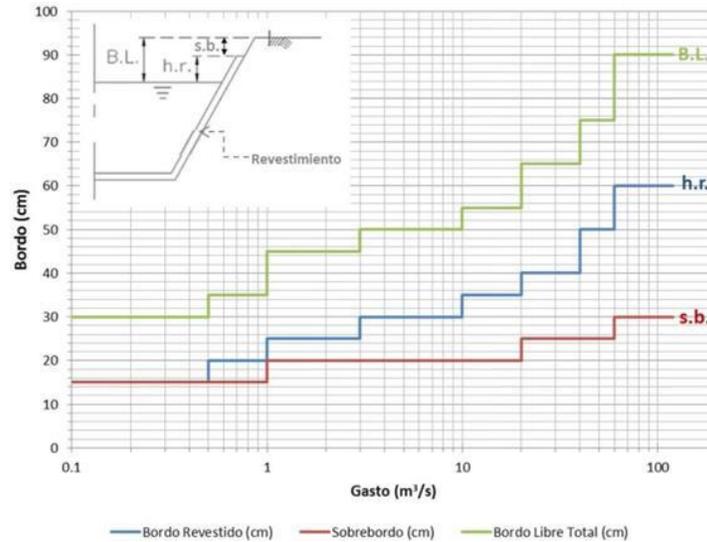


Figura 5.72 Bordo libre en canales revestidos. Fuente USDA.

La sobreelevación del dique en la margen derecha en el cadenamiento de estudio al final del dique es la Elev. 64.40 msnm, la cual se consideró como la elevación de proyecto del actual muro de la margen izquierda. Sin embargo al ser una obra de protección de centro de población, con 4 entradas de agua en su recorrido, es necesario considerar rehabilitar también la obra de excedencias (vertedor) de tal forma que se proteja más aún contra algún fenómeno meteorológico de gran intensidad como una avenida máxima y/o un taponamiento en la salida del dique con maleza acuática.

De acuerdo con esta propuesta de sobreelevación se determinó un trazo que protegiera la margen derecha del dique Mariquita sobre elevando con la Elevación 64.40 msnm con una trinchera de materiales graduados con corazón de arcilla de 2.4 m de ancho, desplantado sobre la curva de nivel de la cota 66.01 msnm.

La longitud estimada de la trinchera de arcilla en su tramo 2 es de 1,833 m y en tramo 3 es de 1,230 m para una longitud total de 3063 m y cuenta con una curva de 90 grados para encontrar la cota natural del terreno en la elevación 66.40 en el cadenamiento 56+830 del Canal Principal Humaya.



### 5.4.5.3 Sondeos de geotécnia

#### **Sondeos someros de estratigrafía sobre la margen derecha para la Sobreelevación del Dique Mariquita en sus tramos 2 y 3.**

Una vez definidos los trazos de las obras que la CONAGUA autorizó conforme a los levantamientos topográficos, en el caso del Dique Mariquita fue necesario determinar primero un trazo que no afectará a las parcelas en la periferia norte de los diques.

En cuanto al Dique Mariquita, se realizaron 7 sondeos a lo largo de la ruta trazada para el bordo de arcilla que se pretende desplantar a nivel de la piedra o roca madre. En cada uno de los casos se seleccionó el sitio con base en los desniveles topográficos definiendo la profundidad de la roca así como la estratigrafía del suelo y su clasificación SUCS.

Las siguientes imágenes muestran los sondeos realizados en el Dique Mariquita específicamente en los tramos 2 y 3 del presente proyecto.



Figura 5.73 Sondeo número 1 en el Dique Mariquita.

En éste sondeo la profundidad de la roca resultó de 1.9 m.



Figura 5.74 Sondeo número 2 en el Dique Mariquita.



Figura 5.75 Sondeo número 3 en el Dique Mariquita.



Figura 5.76 Sondeo número 4 en el Dique Mariquita.

Los sondeos realizados fueron con profundidades de 1.8 m, 1.7 m, 1.9 m y 2 m. En promedio en cada uno de los sondeos se estimó una profundidad de 1.8 m de la roca.

**En resumen, se encontró un material arcilloso en los primeros 70 cm de profundidad variando a arcillo-arenoso en el perfil de 70 a 180 cm en donde se empezó a localizar roca fracturada llegando a roca madre hasta los 2 m.**



## 5.4.6 Procedimiento constructivo

A continuación, se presenta el procedimiento constructivo que se utilizó en el diseño de sobre elevación de la margen Derecha del dique Mariquita con un tramo de Cortina de protección con Materiales Graduados en 3,063 m en sus tramos 2 y 3.

Al ser la solución propuesta una sobreelevación con trinchera con corazón de arcilla por tramo construido en terraplén para la sobreelevación del dique, se comienza con los trabajos de desmonte y despalme del terreno en donde sea necesario.

Después se realiza el trazo y nivelación con equipo topográfico, para realizar la excavación del material para la formación y desplante de la base del bordo. Se hace un despalme de 20 cm a en el bordo del dique, para remover material inestable.

Se calcula la formación de bordos en talud 2:1 con material inerte procedente de banco de préstamo y/o préstamo lateral, además de su corazón de arcilla en talud 0.3 a 1 compactándose al 90% de la prueba proctor, en capas no mayores de 20 centímetros y con la humedad que determine el laboratorio hasta la altura que determine el proyecto.

Se calcula la protección del talud con enrocamiento lateral y por último se calcula el revestimiento del camino con una altura de 30 cm.

La profundidad de excavación de la trinchera está definida por los pozos de observación realizados en la primera etapa de estudios. Para la profundidad de la trinchera se utilizaron los sondeos realizados previamente en donde se localizó la roca madre a un profundidad de 1.8 m y en algunos casos hasta 2 m. La profundidad utilizada en el cálculo correspondió a la media del cada sondeo según su ubicación. La sección tipo resultó de la siguiente manera:



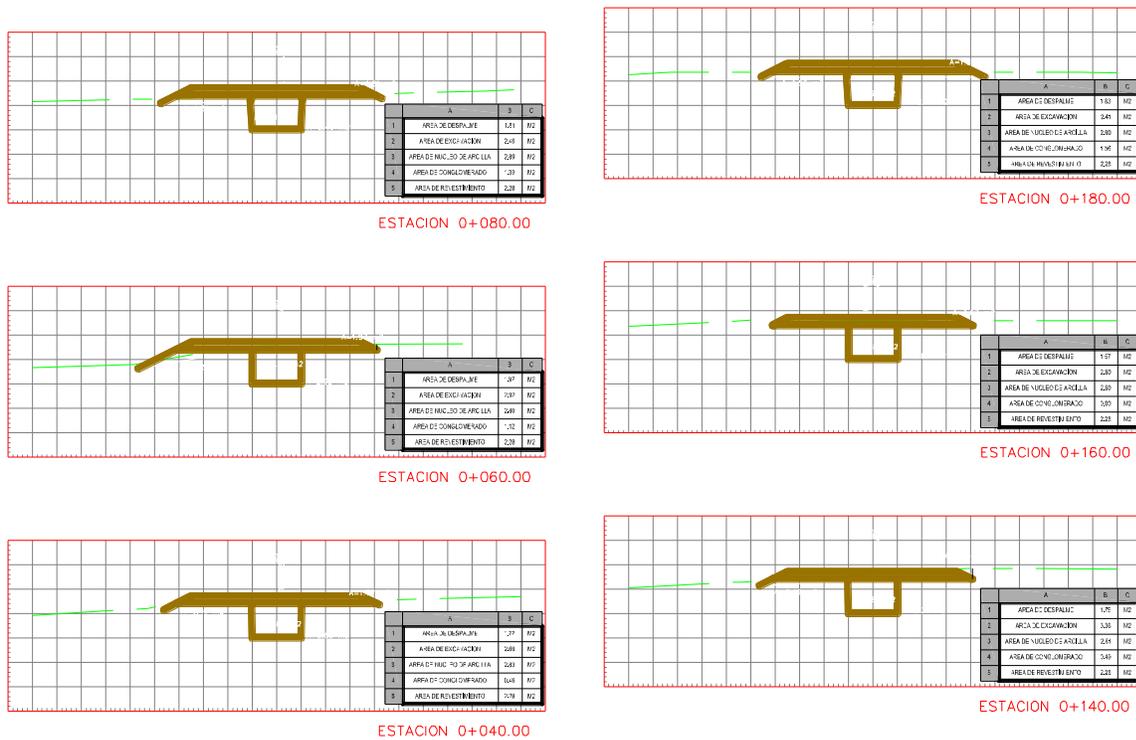


Figura 5.78 Secciones de diseño de la trinchera de materiales graduados con corazón de arcilla en los tramos 2 y 3 sobre la margen derecha del Dique Mariquita.

A partir de estas secciones se calcularon los volúmenes de obra necesarios para la conformación de terraplenes compactados.

### 5.4.7 Presupuesto base

El presupuesto del proyecto de sobreelevación de la margen derecha del Dique Mariquita, Tramos 2 y 3 pueden verse desglosados en el anexo 5 en donde se encuentra el catálogo de conceptos, el presupuesto base, especificaciones particulares de construcción, tarjetas de análisis de precios unitarios, memoria descriptiva y planos. El costo estimado del proyecto es de \$ 4,254,938.87 (Cuatro millones doscientos cincuenta y cuatro mil novecientos treinta y ocho pesos 87/100 M.N). Sin incluir el IVA.



## 5.5 Dique Palos Amarillos

### 5.5.1 Localización

La zona del proyecto se encuentra en el municipio de Culiacán, en el Estado de Sinaloa, en el Distrito de Riego 010, entre las coordenadas 107.7680° - 107.7645° y 25.100° - 25.0967°. El canal en estudio es denominado “Canal Principal Humaya”, éste se origina en la presa Derivadora “Andrew Weiss” quien a su vez se abastece de la presa Adolfo López Mateos.

La cuenca de la presa se encuentra entre los 107° 34' 47” y 107° 38' 47” Longitud oeste y los 24° 59' 37” y 25° 03' 36” de Latitud norte, abarcando porciones territoriales de los Municipios de Mocorito y Culiacán, estado de Sinaloa.

De acuerdo a datos del simulador de flujos de aguas de cuencas hidrográficas de INEGI, esta presa tiene una cuenca de 43.06 km<sup>2</sup>, su cauce principal nace en el municipio de Mocorito, Sinaloa, a una elevación máxima de 377 m.s.n.m. y elevación mínima de 77 m.s.n.m.; presenta una longitud de 11,642 metros hasta la cortina del dique y una pendiente media de 2.5768%; su tiempo de concentración es de 103.1 minutos.

Esta obra se encuentra ubicada en las coordenadas 25° 29' 04.6” de latitud norte y 108° 03' 56” de longitud oeste. Está localizado en la ciudad de Guamúchil, ubicándose en la carta Topográfica de INEGI 1: 50,000 G12D39 (Guamúchil), en la región Hidrológica 10, dentro de la zona de baja sismicidad. Su acceso desde Culiacán, es tomando la carretera libre Federal México 15 en el tramo Culiacán-Los Mochis, hasta llegar a la ciudad de Guamúchil, de ahí llegamos a la calle Mariano Matamoros para dar vuelta a la derecha, siguiendo esta calle por una distancia aproximada de 3 km encontramos la cortina de la presa a mano izquierda.

El dique en estudio se refiere al Dique Palos Amarillos ubicado entre los cadenamientos km 96+379 al km 96+800 del Canal Principal Humaya, y corresponden a dos entradas de agua y drenaje de los riegos en un área de un vaso con una cortina que constan en la margen izquierda de materiales graduados con corazón de arcillas y diferentes filtros, protegidos con enrocamientos. Su altura aproximada es de 6 m.



Figura 5.79 Dique Palos Amarillos en el Distrito de Riego 010 Culiacán-Humaya.

De igual forma en el tramo del 95+700 al km 97+200 se tiene un tramo de canal principal que colinda con la carretera Costera -Zapotillo- Rancho Viejo.

## 5.5.2 Problemática

El dique PALOS AMARILLOS forma parte del Canal Principal Humaya (CPH), que conduce el agua desde la presa Adolfo López Mateos. El dique se ubica, de acuerdo con la topografía proporcionada por el IMTA, entre los cadenamientos 96+300 al 96+800 (cadenamiento CONAGUA), con una longitud aproximada de 300 m. La inspección se realizó desde el km 96+900, recorriendo el dique en sentido contrario al cadenamiento topográfico. A solicitud del IMTA, se evaluó el estado en que se encuentra el talud del lado seco que había sido reportado con anomalías. A continuación, se detalla el resultado de la inspección.



Figura 5.80 Vista agua arriba de la margen izquierda del Dique Palos Amarillos con la carretera.

El dique tiene aproximadamente siete metros en su parte más alta y actualmente el talud aguas abajo no existe, observándose solamente una pared vertical que permite observar a detalle los materiales que conforman el terraplén y el método constructivo utilizado. De acuerdo con lo observado, el dique está conformado por boleos y gravas, en una matriz de material limo arenoso, colocado de manera heterogénea en capas de

aproximadamente 30 cm, aunque se apreciaron zonas con espesores mayores, sobre todo en la parte baja.



Figura 5.81 Boleos y gravas en una matriz limo arenosa.



Figura 5.82 Aspecto de las capas de material compactado.

La heterogeneidad se refiere al hecho de que no se aprecia una granulometría uniforme, existiendo zonas en donde el agregado es de pocas pulgadas hasta sitios donde se detectaron enrocamientos de más de medio metro de diámetro equivalente.



Figura 5.83 Enrocamiento dentro del terraplén compactado.

Asimismo, se detectaron cambios en las tonalidades de las capas, lo que refuerza la hipótesis de que se utilizaron distintos materiales en la constitución del terraplén.



Figura 5.84 Detalle del cambio de materiales entre las capas.

El material que anteriormente conformó el talud se encontró depositado al pie, observándose grandes volúmenes de material, entre los que incluso han crecido vegetación, lo que permite inferir que el desgaste del talud fue ocurriendo de manera

progresiva y no de manera súbita, que sería característico de un deslizamiento. Asimismo, el hecho de que todo el talud esté afectado refuerza la idea de que se trató más bien de un proceso de erosión continua y no de un problema de estabilidad de taludes.

De la revisión del material depositado se confirma que el material es de tipo friccionante con escasos de finos de tipo cohesivo, lo que lo hace erosionable ante el efecto del agua.

La corona del dique se encuentra protegida con una carpeta asfáltica debido a que este es la vía de interconexión entre las comunidades de Zapotillo y Potrero de Los Sánchez. La carpeta se apreció en buen estado en términos generales, pintada y con protecciones metálicas. Sin embargo, en el extremo este del dique, entre los cadenamientos 96+300 y 96+400, se detectó una grieta longitudinal pegada al hombro del lado seco, que es el primer rasgo de un deslizamiento, lo que es indicativo del estado de inestabilidad que prevalece en el terraplén.



Figura 5.85 Aspecto del Dique Palos Amarillos y material depositado al pie del talud.



Figura 5.86 Material del Dique Palos Amarillos depositado al pie del talud.

Durante la inspección no se apreciaron medidas estructurales de estabilización del terraplén, por lo que esta estructura permanece en estado de falla progresiva.



Figura 5.87 Grieta longitudinal sobre la corona del Dique Palos Amarillos.

1. El estado del terraplén que forma el dique denominado PALOS AMARILLOS es crítico desde el punto de vista geotécnico, debido a que el talud del lado seco se ha erosionado completamente, dejando solamente una pared prácticamente vertical bajo la corona del dique.

2. La erosión se explica debido al hecho de que los materiales utilizados para la constitución del terraplén son boleos y gravas, en una matriz areno limosa, con escasos de finos arcillosos, que le proporcionan cohesión a los materiales. Las características del material y la falta de control de calidad durante la construcción, que se hace evidente por la heterogeneidad del material en las capas compactadas del terraplén, aunado a la falta de estructuras de drenaje y de adecuada protección del talud, han hecho que la acción del agua de lluvia erosione la estructura térrea.



Figura 5.88 Detalla de la grieta longitudinal sobre la corona del Dique Palos Amarillos.

3. Durante la inspección se apreció también la existencia de una grieta longitudinal sobre la corona, que hace evidente el problema de inestabilidad que sufre el dique. El problema de estabilidad se agrava debido a las cargas que transmiten los vehículos automotores que continuamente transitan sobre la corona.



4. Debido a todo lo anteriormente citado, se recomienda a la brevedad establecer medidas de estabilización, tales como estructuras de retención (muros) o la reposición del talud, pero utilizando material de banco adecuado y observando un estricto control de calidad durante su construcción.
  
5. El diseño de cualquier tipo de estructura para la remediación del problema (muro o reposición del terraplén), deberá efectuarse por un especialista en geotecnia, que considere el estado actual del dique, utilizando los parámetros adecuados en el análisis de estabilidad, considerando un factor de seguridad que no debe ser menor a 1.5.
  
6. Asimismo, es necesario diseñar y construir las estructuras para desalojar el agua pluvial de la corona del dique y considerar la protección del talud con enrocamiento o con zacate típico de la zona, para evitar la erosión.
  
7. Finalmente, es muy importante restringir la circulación vehicular sobre el dique a un solo carril, alejando a los vehículos del talud deteriorado, con la finalidad de disminuir la intensidad de las cargas transmitidas por la circulación vehicular a dicho talud.



Figura 5.89 Vista del talud dañado aguas abajo del Dique Palos Amarillos.



Figura 5.90 Vista del talud dañado aguas abajo del Dique Palos Amarillos.

Otro problema relacionado con la sobreelevación del dique y del Canal Principal Humaya en su margen izquierda, es el tramo carretero que comprende del km 95+700 al km 97+200, el cual está muy cercano al canal y no permite realizar el procedimiento constructivo de sobreelevación normal, ya que sería necesario demoler la carretera y volverla a construir una vez sobre elevada.

En el presente proyecto se analizan también alternativas de solución para no tocar la carretera y sobre elevar el canal.



### 5.5.3 Objetivos

Dentro de las acciones para rehabilitar y aumentar la capacidad de conducción del Canal Principal Humaya, se considera la sobreelevación y rehabilitación del Dique Palos Amarillos y su tramo de canal ubicado entre los cadenamientos km 95+700 al km 97 + 200 del Canal Principal Humaya. (Cadenamiento de Estudio).

### 5.5.4 Dictamen del estado actual del Dique Palos Amarillos

Producto de las visitas realizadas al sitio y las pruebas en simulación reportadas por el IMTA en 2013 se corrobora que el canal y el dique Palos Amarillos se encuentran en un deficiente estado de conservación principalmente por maleza acuática. El porcentaje obtenido de sustitución de lozas es del 5.5% y los coeficientes de Manning reportadas en la calibración del modelo es de 0.02 a 0.25.

De igual forma se constata que empieza a tener fallas longitudinales la carretera lo que indica que el Dique Palos Amarillos puede fallar, de no ser que se rehabilite el talud aguas abajo para mantener la estabilidad del Dique.

Lo anterior se concluye que es indispensable rehabilitar el Dique y el tramo de canal antes de sobre elevar todo el canal, Diques y las estructuras. Esto implica también que es necesario regularizar las pendientes en el interior del Dique mediante desazolves o bien eliminación de maleza acuática.



El proyecto de sobreelevación de la margen izquierda del dique Mariquita junto con el tramo de canal y la carretera, considera que como no existe bordo actual con la compactación requerida, se propone sobre elevar el dique con un muro de concreto depositado sobre la arcilla en la parte del Dique y de la roca madre sobre elevando la altura del muro de concreto actual la cual es la cota 59.70 msnm. Entonces, la altura de sobre elevación es de 1.15 m, de sobre la elevación del terreno definida sobre la cota 60.85 msnm.



Figura 5.92 Estada actual del Dique Palos Amarillos en el km 96+200 del CPH (talud aguas abajo).

## 5.5.5 Estudios preliminares

### 5.5.5.1 Topografía

Los levantamientos topográficos de las secciones transversales o cuadrícula de terreno se realizaron con secciones transversales en los tramos de canales revestidos del km 95+700 al 97+270 y secciones o cuadrícula cada 20 m en los márgenes izquierda del Dique Palos Amarillos, incluyendo los detalles de los taludes erosionados. En el caso del Dique Palos amarillos se levantó la topografía general del dique con secciones a cada 20 m definiendo las elevaciones necesarias para realizar alternativas de sobreelevación de la corona del dique, así como su rehabilitación. Las figuras de las páginas siguientes muestran el levantamiento topográfico realizado con la triangulación de CIVILCAD.



Figura 5.93 Levantamiento de la topografía general del Dique Palos Amarillos (1).



Figura 5.94 Levantamiento de la topografía general del Dique Palos Amarillos (2).

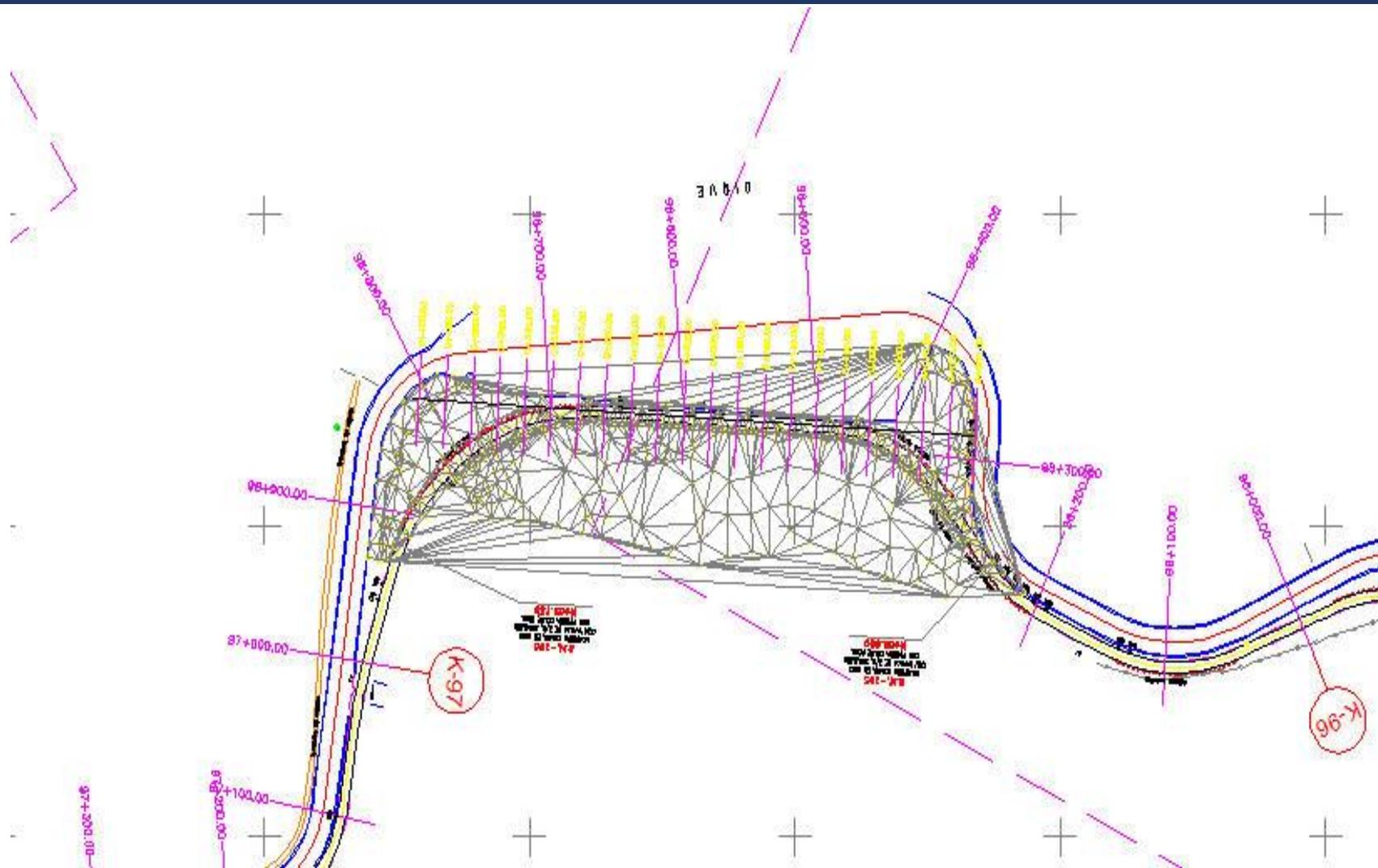


Figura 5.95 Levantamiento de la topografía general del Dique Palos Amarillos.

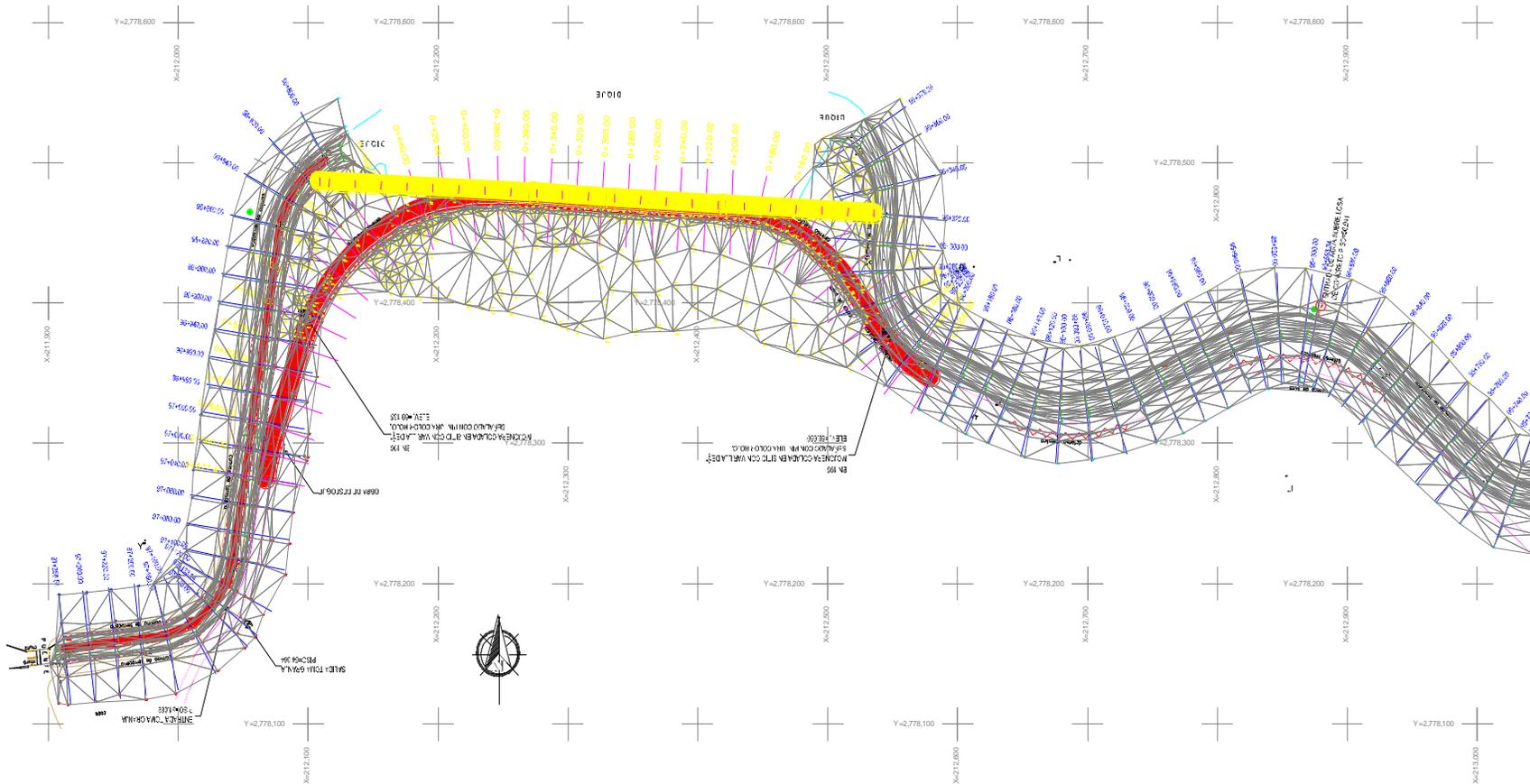


Figura 5.96 Levantamiento topográfico de secciones en planta del tramo del canal km 95+700 al km 97+270 con el Dique Palos Amarillos en su recorrido.

A continuación, se muestran las secciones levantadas en cada uno de los tramos a cada 20 a lo largo del y del Dique Palos Amarillos. Se presentan las secciones levantadas del Dique del km 0+000 al km 0+080.

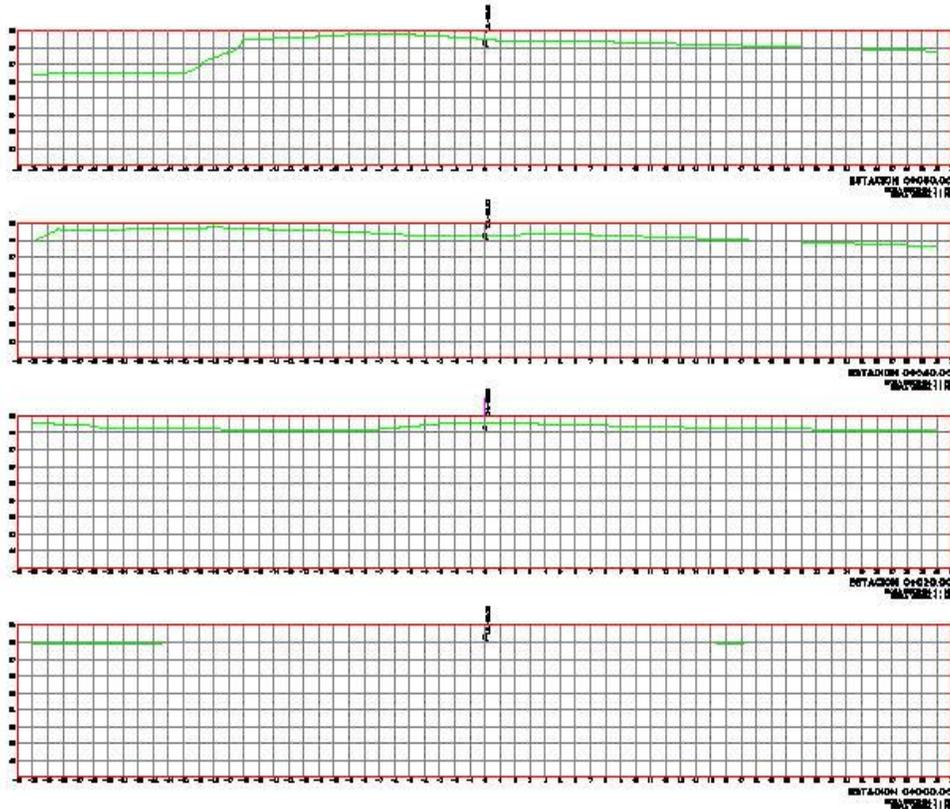


Figura 5.97 Secciones transversales levantadas del Dique Palos Amarillos.

De igual forma se tienen secciones hasta el km 0+320 con el Dique rehabilitado según el plano original de diseño de la página siguiente, el cual muestra una estructura de 10 m de ancho de cortina y un talud 2:1 en ambos márgenes del canal. Cuenta con un corazón de arcilla que en su parte más alta tiene un ancho de 6 m y un talud de 0.3 a 1. Con una altura aproximada de 7 m desde su base hasta la cortina original la cual tiene la elevación 58.044 msnm y un NAN con Elev. 57.394 msnm.

La siguiente figura muestra el diseño original del Dique Palos Amarillos que se considerará en la rehabilitación del talud en su margen izquierda.

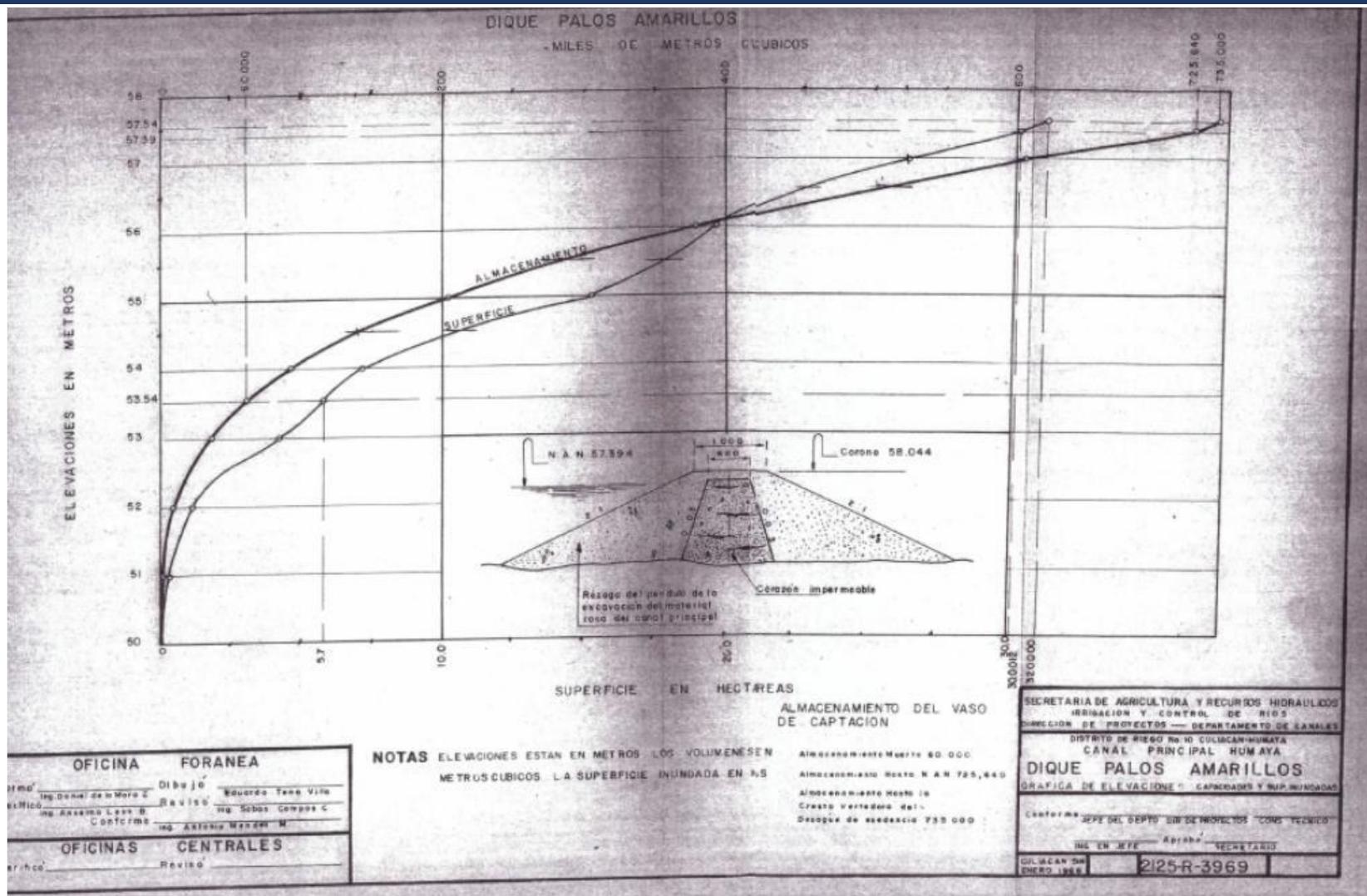


Figura 5.98 Diseño original del Dique Palos Amarillos.

En el primer tramo del canal antes del Dique, el proyecto inicia en el km 95+700, en donde las secciones de canal revestido muestra que la sobre elevación del canal principal en su margen derecha es mediante terrellen con camino de 4.5 m, tal y como se ha estado realizando en todos los tramos anteriores. En el caso de la margen izquierda, se ha propuesto un muro de concreto en “L” con una altura de 1.15 m y colindante con la carretera a Zapotillo, tal y como se observa en las siguientes secciones de diseño del canal.

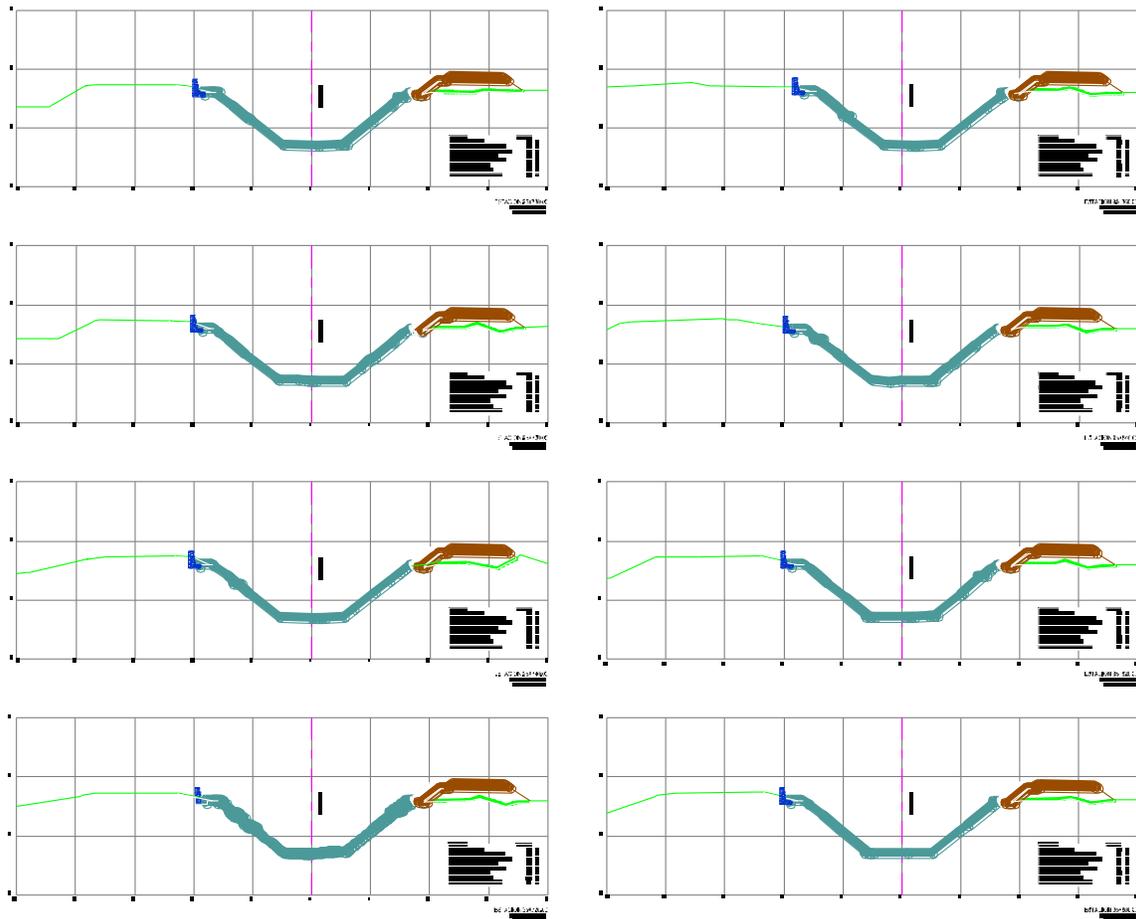


Figura 5.99 Dique Palos Amarillos en relación a las secciones levantadas del km 95+700 al km 96+120.

El tramo de diseño con éste tipo de secciones es desde el km 95+700 al km 96+320, kilometraje donde inicia muro de concreto de sobre elevación del Dique Palos Amarillos.

En el caso de la rehabilitación del Dique se ha considerado volver a restituir el bordo del talud de la margen izquierda de acuerdo con su diseño original, tal y como se mostró en la figura 2.1.33 anterior y de acuerdo con la siguiente sección tipo.

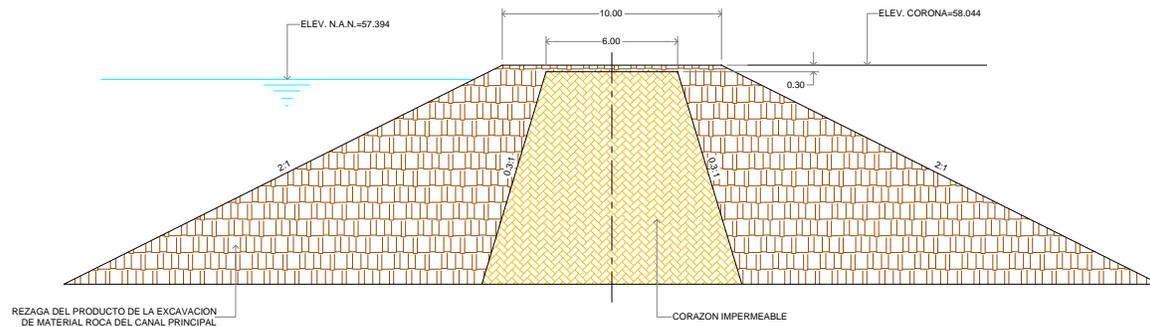


Figura 5.100 Sección tipo del diseño original del Dique Palos Amarillos.

A continuación, se presentan algunas secciones del dique rehabilitado en ambas márgenes con el muro de concreto de sobreelevación.

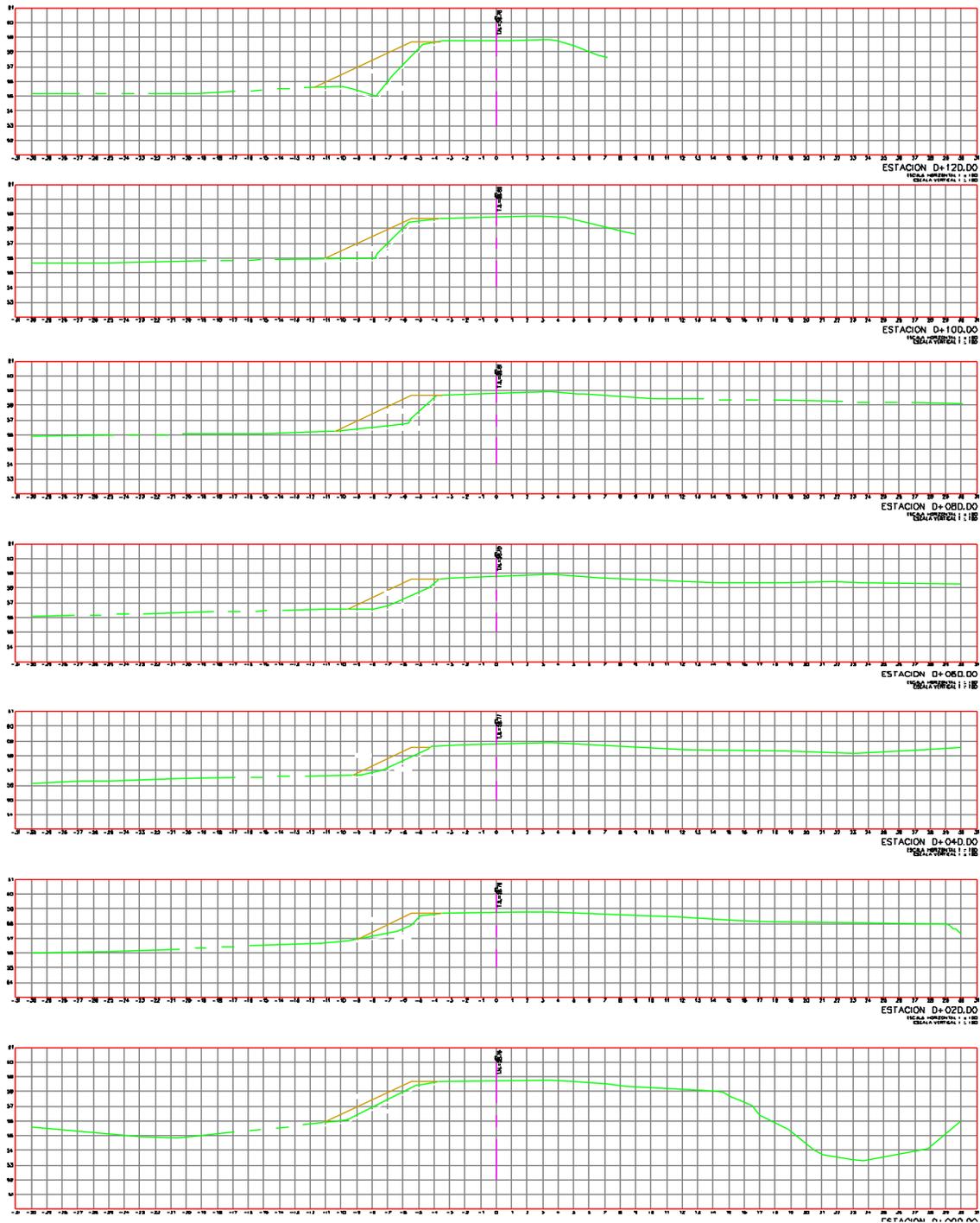


Figura 5.101 Rehabilitación del Dique Palos Amarillos en su talud izquierdo.

### 5.5.5.2 Diseño hidráulico

En el proyecto realizado por el IMTA en 2013 se realizaron los estudios hidráulicos necesarios para determinar las necesidades de sobreelevación del Canal Principal Humaya. En dicho estudio se hace uso del programa de simulación de flujo en canales de riego “Simulation of Irrigation Canals” (SIC). Con el SIC se evaluó la nueva configuración de la sección del canal para un gasto de proyecto de  $120 \text{ m}^3/\text{s}$ , determinándose la altura de revestimiento considerando la rehabilitación del canal.

En la página siguiente se muestra como ejemplo el análisis hidráulico de los tramos aguas arriba y aguas abajo del Dique Palos Amarillos. En la entrada del Dique en el primer tramo se tiene un tirante de operación promedio de  $5.74 \text{ m}$ , con un bordo libre de  $0.62 \text{ m}$ , y la altura de revestimiento de sobreelevación promedio es de  $1.20 \text{ m}$ .

El promedio de la sobreelevación calculada como la diferencia de hombro de proyecto y hombro de canal actual es de  $1.20 \text{ m}$  y  $1.10 \text{ m}$  en ambos tramos del hombro izquierdo del dique en la entrada y en la salida del mismo dato es de  $1.00 \text{ m}$ . Por lo que se propuso una sobreelevación constante de  $1.15 \text{ m}$  a lo largo de todo el tramo.

A continuación se tiene la sección tipo del canal sobreelevado.

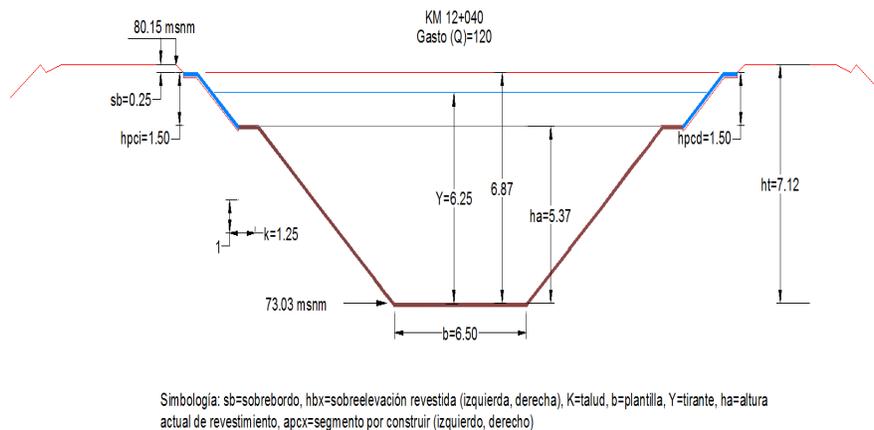


Figura 5.102 Sección tipo del tramo de estudio.



Tabla 5.11 Análisis Hidráulico del tramo antes del Dique Palos Amarillos, (Km 95+720 al Km 96+379).

| ESTACION   | BORDO IZQUIERDO | HOMBRO IZQUIERDO | PLANTILLA | HOMBRO DERECHO | BORDO DERECHO | GASTO  | NIVEL OPERACIÓN | BORDO PROYECTO     | Sobreelevación MI | Sobreelevación MD | Libre Bordo | Tirante     | Altura Sobreelevación | altura hombro | altura hombro |
|------------|-----------------|------------------|-----------|----------------|---------------|--------|-----------------|--------------------|-------------------|-------------------|-------------|-------------|-----------------------|---------------|---------------|
| 095+720.00 | 58.672          | 57.960           | 53.433    | 57.959         | 58.049        | 80.000 | 58.474          | 59.099             | 1.14              | 1.14              | 0.625       | 5.04        | 1.14                  | 4.53          | 4.53          |
| 095+740.00 | 58.611          | 57.981           | 53.415    | 57.898         | 58.219        | 80.000 | 58.472          | 59.097             | 1.12              | 1.20              | 0.625       | 5.06        | 1.20                  | 4.57          | 4.48          |
| 095+760.00 | 58.561          | 57.971           | 53.453    | 57.883         | 58.224        | 80.000 | 58.469          | 59.095             | 1.12              | 1.21              | 0.625       | 5.02        | 1.21                  | 4.52          | 4.43          |
| 095+780.00 | 58.709          | 57.966           | 53.442    | 57.925         | 58.176        | 80.000 | 58.467          | 59.092             | 1.13              | 1.17              | 0.625       | 5.02        | 1.17                  | 4.52          | 4.48          |
| 095+800.00 | 58.765          | 57.950           | 53.431    | 57.918         | 58.195        | 80.000 | 58.465          | 59.090             | 1.14              | 1.17              | 0.626       | 5.03        | 1.17                  | 4.52          | 4.49          |
| 095+820.00 | 58.741          | 57.980           | 53.432    | 57.886         | 58.176        | 80.000 | 58.462          | 59.088             | 1.11              | 1.20              | 0.626       | 5.03        | 1.20                  | 4.55          | 4.45          |
| 095+840.00 | 58.818          | 57.904           | 53.480    | 57.913         | 58.247        | 80.000 | 58.460          | 59.086             | 1.18              | 1.17              | 0.626       | 4.98        | 1.17                  | 4.42          | 4.43          |
| 095+860.00 | 58.472          | 58.118           | 53.492    | 57.916         | 58.346        | 80.000 | 58.458          | 59.084             | 0.97              | 1.17              | 0.626       | 4.97        | 1.17                  | 4.63          | 4.42          |
| 095+880.00 | 58.707          | 57.966           | 53.496    | 57.916         | 58.200        | 80.000 | 58.455          | 59.082             | 1.12              | 1.17              | 0.626       | 4.96        | 1.17                  | 4.47          | 4.42          |
| 095+900.00 | 58.671          | 58.056           | 53.385    | 57.851         | 57.401        | 80.000 | 58.453          | 59.080             | 1.02              | 1.23              | 0.627       | 5.07        | 1.23                  | 4.67          | 4.47          |
| 095+920.00 | 58.568          | 57.937           | 53.342    | 57.913         | 57.957        | 80.000 | 58.451          | 59.078             | 1.14              | 1.16              | 0.627       | 5.11        | 1.16                  | 4.60          | 4.57          |
| 095+940.00 | 58.666          | 57.929           | 53.299    | 57.899         | 57.978        | 80.000 | 58.449          | 59.076             | 1.15              | 1.18              | 0.627       | 5.15        | 1.18                  | 4.63          | 4.60          |
| 095+960.00 | 58.616          | 57.924           | 53.253    | 57.882         | 57.941        | 80.000 | 58.446          | 59.074             | 1.15              | 1.19              | 0.627       | 5.19        | 1.19                  | 4.67          | 4.63          |
| 095+980.00 | 58.482          | 57.901           | 53.463    | 57.874         | 57.926        | 80.000 | 58.444          | 59.071             | 1.17              | 1.20              | 0.627       | 4.98        | 1.20                  | 4.44          | 4.41          |
| 096+000.00 | 58.462          | 57.914           | 53.398    | 57.926         | 57.920        | 80.000 | 58.442          | 59.069             | 1.16              | 1.14              | 0.628       | 5.04        | 1.14                  | 4.52          | 4.53          |
| 096+020.00 | 58.437          | 57.913           | 53.400    | 57.883         | 57.914        | 80.000 | 58.439          | 59.067             | 1.15              | 1.18              | 0.628       | 5.04        | 1.18                  | 4.51          | 4.48          |
| 096+040.00 | 58.742          | 57.948           | 53.336    | 57.818         | 57.890        | 80.000 | 58.437          | 59.065             | 1.12              | 1.25              | 0.628       | 5.10        | 1.25                  | 4.61          | 4.48          |
| 096+060.00 | 58.714          | 57.889           | 53.523    | 57.881         | 57.893        | 80.000 | 58.435          | 59.063             | 1.17              | 1.18              | 0.628       | 4.91        | 1.18                  | 4.37          | 4.36          |
| 096+080.00 | 58.707          | 57.860           | 53.344    | 57.836         | 57.895        | 80.000 | 58.432          | 59.061             | 1.20              | 1.22              | 0.628       | 5.09        | 1.22                  | 4.52          | 4.49          |
| 096+100.00 | 58.687          | 57.842           | 53.456    | 57.866         | 57.873        | 80.000 | 58.430          | 59.059             | 1.22              | 1.19              | 0.629       | 4.97        | 1.19                  | 4.39          | 4.41          |
| 096+120.00 | 58.725          | 57.871           | 53.335    | 57.893         | 57.859        | 80.000 | 58.428          | 59.057             | 1.19              | 1.16              | 0.629       | 5.09        | 1.16                  | 4.54          | 4.56          |
| 096+140.00 | 58.641          | 57.866           | 53.386    | 57.844         | 57.851        | 80.000 | 58.426          | 59.055             | 1.19              | 1.21              | 0.629       | 5.04        | 1.21                  | 4.48          | 4.46          |
| 096+160.00 | 58.207          | 57.741           | 53.416    | 57.797         | 57.745        | 80.000 | 58.423          | 59.053             | 1.31              | 1.26              | 0.629       | 5.01        | 1.26                  | 4.33          | 4.38          |
| 096+180.00 | 58.192          | 57.795           | 53.397    | 57.845         | 57.818        | 80.000 | 58.421          | 59.050             | 1.26              | 1.21              | 0.629       | 5.02        | 1.21                  | 4.40          | 4.45          |
| 096+200.00 | 58.716          | 57.920           | 53.394    | 57.858         | 57.867        | 80.000 | 58.419          | 59.048             | 1.13              | 1.19              | 0.630       | 5.02        | 1.19                  | 4.53          | 4.46          |
| 096+220.00 | 58.646          | 58.009           | 53.431    | 57.882         | 57.879        | 80.000 | 58.416          | 59.046             | 1.04              | 1.16              | 0.630       | 4.99        | 1.16                  | 4.58          | 4.45          |
| 096+240.00 | 58.684          | 57.892           | 53.515    | 57.886         | 57.866        | 80.000 | 58.414          | 59.044             | 1.15              | 1.16              | 0.630       | 4.90        | 1.16                  | 4.38          | 4.37          |
| 096+260.00 | 58.237          | 57.870           | 53.346    | 57.898         | 57.887        | 80.000 | 58.412          | 59.042             | 1.17              | 1.14              | 0.630       | 5.07        | 1.14                  | 4.52          | 4.55          |
| 096+280.00 | 57.979          | 57.926           | 53.468    | 57.862         | 57.905        | 80.000 | 58.409          | 59.040             | 1.11              | 1.18              | 0.630       | 4.94        | 1.18                  | 4.46          | 4.39          |
| 096+300.00 | 58.276          | 57.922           | 53.388    | 57.834         | 57.921        | 80.000 | 58.407          | 59.038             | 1.12              | 1.20              | 0.631       | 5.02        | 1.20                  | 4.53          | 4.45          |
| 096+320.00 | 58.153          | 57.933           | 53.218    | 57.828         | 57.943        | 80.000 | 58.405          | 59.036             | 1.10              | 1.21              | 0.631       | 5.19        | 1.21                  | 4.72          | 4.61          |
| 096+340.00 | 57.972          | 57.855           | 53.377    | 57.855         | 57.976        | 80.000 | 58.403          | 59.034             | 1.18              | 1.18              | 0.631       | 5.03        | 1.18                  | 4.48          | 4.48          |
| 096+360.00 | 57.978          | 57.876           | 53.238    | 57.858         | 57.983        | 80.000 | 58.400          | 59.032             | 1.16              | 1.17              | 0.631       | 5.16        | 1.17                  | 4.64          | 4.62          |
| 096+379.26 | 57.695          | 57.170           | 53.406    | 57.891         | 57.994        | 80.000 | 58.398          | 59.030             | 1.86              | 1.14              | 0.631       | 4.99        | 1.14                  | 3.76          | 4.49          |
|            |                 |                  |           |                |               |        |                 | <b>promedio</b>    | <b>1.14</b>       | <b>1.17</b>       | <b>0.63</b> | <b>5.05</b> | <b>1.17</b>           | <b>4.54</b>   | <b>4.51</b>   |
|            |                 |                  |           |                |               |        |                 | <b>mediana</b>     | <b>1.13</b>       | <b>1.18</b>       | <b>0.63</b> | <b>5.04</b> | <b>1.18</b>           | <b>4.55</b>   | <b>4.48</b>   |
|            |                 |                  |           |                |               |        |                 | <b>Mínimo</b>      | <b>0.97</b>       | <b>1.00</b>       | <b>0.62</b> | <b>4.90</b> | <b>1.00</b>           | <b>3.76</b>   | <b>4.36</b>   |
|            |                 |                  |           |                |               |        |                 | <b>Máximo</b>      | <b>1.86</b>       | <b>1.32</b>       | <b>0.63</b> | <b>5.19</b> | <b>1.32</b>           | <b>4.72</b>   | <b>4.70</b>   |
| Cadenamier | Cadenamien      | Longitud         |           |                |               |        |                 | <b>Seleccionar</b> | <b>1.20</b>       | <b>1.20</b>       |             |             |                       |               |               |
| 095+240.00 | 96,379.260      | 1,139.260        | m         |                |               |        |                 |                    |                   |                   |             |             |                       |               |               |



Tabla 5.12 Análisis Hidráulico del tramo después del Dique Palos Amarillos, (Km 96+800 al Km 97+258).

| ESTACION   | BORDO IZQUIERDO | HOMBRO IZQUIERDO | PLANTILLA | HOMBRO DERECHO | BORDO DERECHO | GASTO  | NIVEL OPERACIÓN | BORDO PROYECTO | Sobreelevación MI  | Sobreelevación MD | Libre Bordo | Tirante     | Altura Sobreelevación | altura hombro | altura hombro |             |
|------------|-----------------|------------------|-----------|----------------|---------------|--------|-----------------|----------------|--------------------|-------------------|-------------|-------------|-----------------------|---------------|---------------|-------------|
| 096+800.00 | 58.701          | 57.920           | 53.307    | 57.866         | 57.908        | 80.000 | 58.170          | 58.850         | 0.93               | 0.98              | 0.680       | 4.86        | 0.98                  | 4.61          | 4.56          |             |
| 096+820.00 | 58.070          | 57.878           | 53.327    | 57.830         | 57.901        | 80.000 | 58.168          | 58.848         | 0.97               | 1.02              | 0.680       | 4.84        | 1.02                  | 4.55          | 4.50          |             |
| 096+840.00 | 58.102          | 57.839           | 53.319    | 57.849         | 57.865        | 80.000 | 58.165          | 58.846         | 1.01               | 1.00              | 0.680       | 4.85        | 1.00                  | 4.52          | 4.53          |             |
| 096+860.00 | 57.923          | 57.846           | 53.276    | 57.849         | 57.875        | 80.000 | 58.163          | 58.844         | 1.00               | 0.99              | 0.681       | 4.89        | 0.99                  | 4.57          | 4.57          |             |
| 096+880.00 | 57.952          | 57.792           | 53.212    | 57.815         | 57.855        | 80.000 | 58.161          | 58.842         | 1.05               | 1.03              | 0.681       | 4.95        | 1.03                  | 4.58          | 4.60          |             |
| 096+900.00 | 57.887          | 57.824           | 53.221    | 57.812         | 57.837        | 80.000 | 58.159          | 58.840         | 1.02               | 1.03              | 0.681       | 4.94        | 1.03                  | 4.60          | 4.59          |             |
| 096+920.00 | 58.072          | 57.841           | 53.276    | 57.829         | 57.838        | 80.000 | 58.156          | 58.837         | 1.00               | 1.01              | 0.681       | 4.88        | 1.01                  | 4.57          | 4.55          |             |
| 096+940.00 | 58.006          | 57.832           | 53.198    | 57.822         | 57.851        | 80.000 | 58.154          | 58.835         | 1.00               | 1.01              | 0.681       | 4.96        | 1.01                  | 4.63          | 4.62          |             |
| 096+960.00 | 58.069          | 57.837           | 53.197    | 57.830         | 57.818        | 80.000 | 58.152          | 58.833         | 1.00               | 1.00              | 0.682       | 4.95        | 1.00                  | 4.64          | 4.63          |             |
| 096+980.00 | 57.963          | 57.855           | 53.233    | 57.834         | 57.983        | 80.000 | 58.149          | 58.831         | 0.98               | 1.00              | 0.682       | 4.92        | 1.00                  | 4.62          | 4.60          |             |
| 097+000.00 | 58.837          | 58.162           | 53.331    | 57.865         | 57.947        | 80.000 | 58.147          | 58.829         | 0.67               | 0.96              | 0.682       | 4.82        | 0.96                  | 4.83          | 4.53          |             |
| 097+020.00 | 59.086          | 58.001           | 53.257    | 57.834         | 57.940        | 80.000 | 58.145          | 58.827         | 0.83               | 0.99              | 0.682       | 4.89        | 0.99                  | 4.74          | 4.58          |             |
| 097+040.00 | 58.856          | 57.832           | 53.315    | 57.815         | 57.905        | 80.000 | 58.142          | 58.825         | 0.99               | 1.01              | 0.682       | 4.83        | 1.01                  | 4.52          | 4.50          |             |
| 097+060.00 | 58.630          | 57.800           | 53.266    | 57.842         | 57.823        | 80.000 | 58.140          | 58.823         | 1.02               | 0.98              | 0.683       | 4.87        | 0.98                  | 4.53          | 4.58          |             |
| 097+080.00 | 58.578          | 57.719           | 53.146    | 57.804         | 57.822        | 80.000 | 58.138          | 58.821         | 1.10               | 1.02              | 0.683       | 4.99        | 1.02                  | 4.57          | 4.66          |             |
| 097+100.00 | 58.543          | 57.809           | 53.296    | 57.818         | 57.909        | 80.000 | 58.136          | 58.819         | 1.01               | 1.00              | 0.683       | 4.84        | 1.00                  | 4.51          | 4.52          |             |
| 097+120.00 | 58.431          | 57.780           | 53.276    | 57.834         | 57.849        | 80.000 | 58.133          | 58.816         | 1.04               | 0.98              | 0.683       | 4.86        | 0.98                  | 4.50          | 4.56          |             |
| 097+140.00 | 58.332          | 57.753           | 53.330    | 57.839         | 57.868        | 80.000 | 58.131          | 58.814         | 1.06               | 0.98              | 0.683       | 4.80        | 0.98                  | 4.42          | 4.51          |             |
| 097+160.00 | 58.457          | 57.953           | 53.262    | 57.835         | 57.918        | 80.000 | 58.129          | 58.812         | 0.86               | 0.98              | 0.684       | 4.87        | 0.98                  | 4.69          | 4.57          |             |
| 097+180.00 | 58.087          | 57.774           | 53.292    | 57.845         | 57.912        | 80.000 | 58.126          | 58.810         | 1.04               | 0.97              | 0.684       | 4.83        | 0.97                  | 4.48          | 4.55          |             |
| 097+200.00 | 58.069          | 57.839           | 53.217    | 57.809         | 58.027        | 80.000 | 58.124          | 58.808         | 0.97               | 1.00              | 0.684       | 4.91        | 1.00                  | 4.62          | 4.59          |             |
| 097+220.00 | 58.089          | 57.867           | 53.217    | 57.784         | 57.964        | 80.000 | 58.122          | 58.806         | 0.94               | 1.02              | 0.684       | 4.90        | 1.02                  | 4.65          | 4.57          |             |
| 097+240.00 | 58.198          | 57.826           | 53.310    | 57.813         | 57.952        | 80.000 | 58.119          | 58.804         | 0.98               | 0.99              | 0.684       | 4.81        | 0.99                  | 4.52          | 4.50          |             |
| 097+258.56 | 58.246          | 57.812           | 53.326    | 57.905         | 58.081        | 80.000 | 58.117          | 58.802         | 0.99               | 0.90              | 0.685       | 4.79        | 0.90                  | 4.49          | 4.58          |             |
|            |                 |                  |           |                |               |        |                 |                | <b>promedio</b>    | <b>0.98</b>       | <b>0.99</b> | <b>0.68</b> | <b>4.88</b>           | <b>0.99</b>   | <b>4.58</b>   | <b>4.57</b> |
|            |                 |                  |           |                |               |        |                 |                | <b>mediana</b>     | <b>1.00</b>       | <b>1.00</b> | <b>0.68</b> | <b>4.87</b>           | <b>1.00</b>   | <b>4.57</b>   | <b>4.57</b> |
|            |                 |                  |           |                |               |        |                 |                | <b>Minimo</b>      | <b>0.67</b>       | <b>0.90</b> | <b>0.68</b> | <b>4.79</b>           | <b>0.90</b>   | <b>4.42</b>   | <b>4.50</b> |
|            |                 |                  |           |                |               |        |                 |                | <b>Maximo</b>      | <b>1.10</b>       | <b>1.03</b> | <b>0.68</b> | <b>4.99</b>           | <b>1.03</b>   | <b>4.83</b>   | <b>4.66</b> |
| Cadenamier | Cadenamien      | Longitud         |           |                |               |        |                 |                | <b>Seleccionar</b> | <b>1.00</b>       | <b>1.00</b> |             |                       |               |               |             |
| 096+800.00 | 97,258.560      | 458.560          | m         |                |               |        |                 |                |                    |                   |             |             |                       |               |               |             |

Con esta sobreelevación la altura máxima del Dique es la Elev. 59.03 m (Km 96+379) en la entrada del Dique y la Elev. 59.85 m en la salida (Km 96+800). El tirante de operación una vez sobreelevado en promedio es de 5.05 m en la entrada y 4.88 en la salida, por lo que el bordo libre esperado es de 0.62 m.

La sobreelevación propuesta es de 1.15 m. En esta sección del canal de entrada y salida el canal presenta un ancho de plantilla de 5 m con taludes de 1.25:1, mismo que se considera en la sobreelevación para un gasto de diseño de  $80 \text{ m}^3/\text{s}$ .

La dimensión del bordo libre y sobre bordo se obtiene de las recomendaciones del manual de zonas de riego de la extinta Secretaría de Recursos Hidráulicos plasmado en el siguiente nomograma.

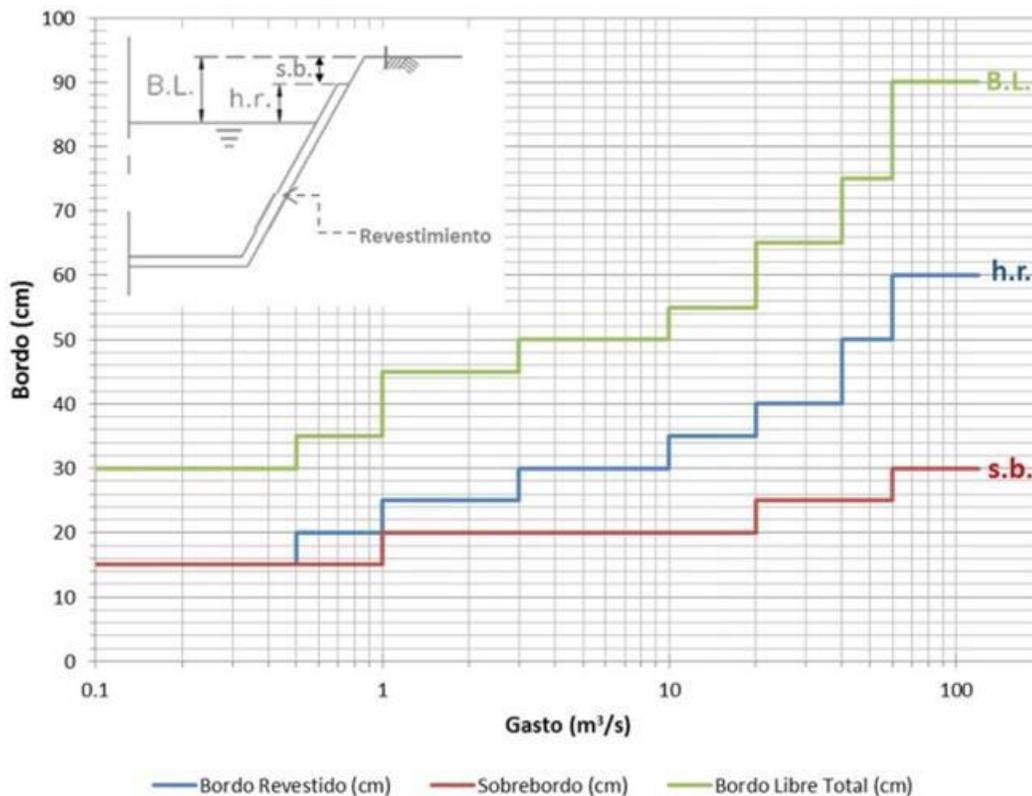


Figura 5.103 Nomograma de bordo libre en canales revestidos. Fuente USDA.

### 5.5.6 Procedimiento constructivo

Para la sobre elevación de la cortina del dique del Km 96+320 al km 96+800 se plantea como solución la construcción de un muro de concreto doble armado que esté situado sobre el corazón de arcilla existente en el Dique, de manera que se cumpla con la condición de impermeabilidad del bordo en su talud aguas abajo.



Figura 5.104 Tramo de sobre elevación muro en la cortina del Dique Palos Amarillo.

Se plantea como una solución viable para la sobreelevación del Dique, la construcción de un muro de concreto de forma tipo “T” invertida, cimentado en el corazón de arcilla del propio Dique para de esta manera asegurar la impermeabilidad en la estructura una vez que se presente un tirante sobreelevado en 6.97 m en el canal CPH.

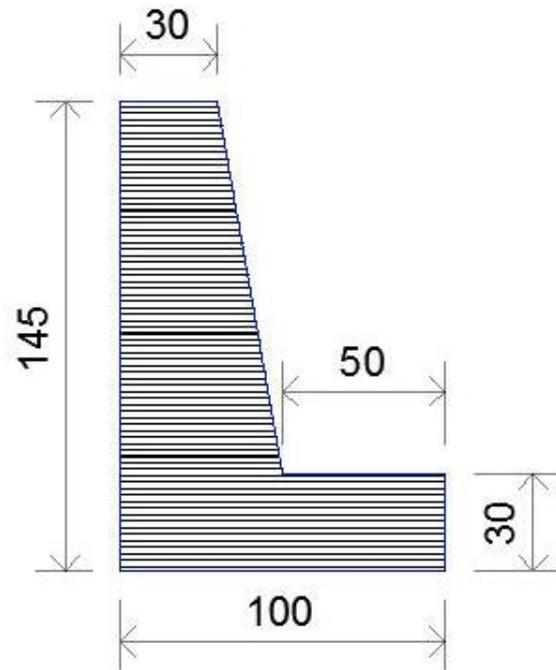


Figura 5.105 Sección transversal del muro propuesto con un muro en “L” sobre el Dique Palos Amarillos.

La construcción de Dique será sobre la base de la arcilla y será localizada a partir de procedimientos de muestreo de geotecnia para identificar el corazón de arcilla.

El muro propuesto es un muro fuertemente armado. Presenta ligeros movimientos de flexión y dado que el cuerpo trabaja como un voladizo vertical, su espesor requerido aumenta rápidamente con el incremento de la altura del muro. Presentan un saliente o talón sobre el que se apoya parte del terreno, de manera que muro y terreno trabajan en conjunto.

Siempre que sea posible, una extensión en el puntal o la punta con una dimensión entre un tercio y un cuarto del ancho de la base suministra una solución más económica. Tipos distintos de muros estructurales son los muros "en L", "en T invertida". En algunos casos, los límites de la propiedad u otras restricciones obligan a colocar el muro en el borde delantero de la losa base, es decir, a omitir el puntal. Es en estas ocasiones cuando se utilizan los muros en L.



## Procedimiento constructivo del Muro

La siguiente figura muestra las etapas del procedimiento constructivo del muro, las cuales se especifican en los planos constructivos.

El procedimiento inicia con la excavación del camino y talud actual y su remoción a un lugar que indique el ingeniero supervisor, ya que será reintegrado una vez sobre elevada la cortina. Acto seguido se excava una zanja hasta encontrar el nivel de arcilla actual del corazón del Dique, y se separan las diferentes capas de materiales que se van encontrando. Se coloca una base de 1.0 m por 1.0 m. de material fino arcilloso no expansivo y en caso de tratarse de arcillas expansivas se neutralizaran con la aplicación del 2% al 3% de cal, Se cimienta sobre sobre esta base, se prepara, arma y se construye el muro doble armado, colado a cada 20 m. unido con una junta de sello de hule de 3 bulbos de cloruro de polivinilo con el siguiente tramo.

Una vez construido el muro se colocan las capas compactadas de material producto de la misma excavación. La siguiente figura muestra las secciones construidas con la sobreelevación con Muro del Km 0+040 al km 0+280.

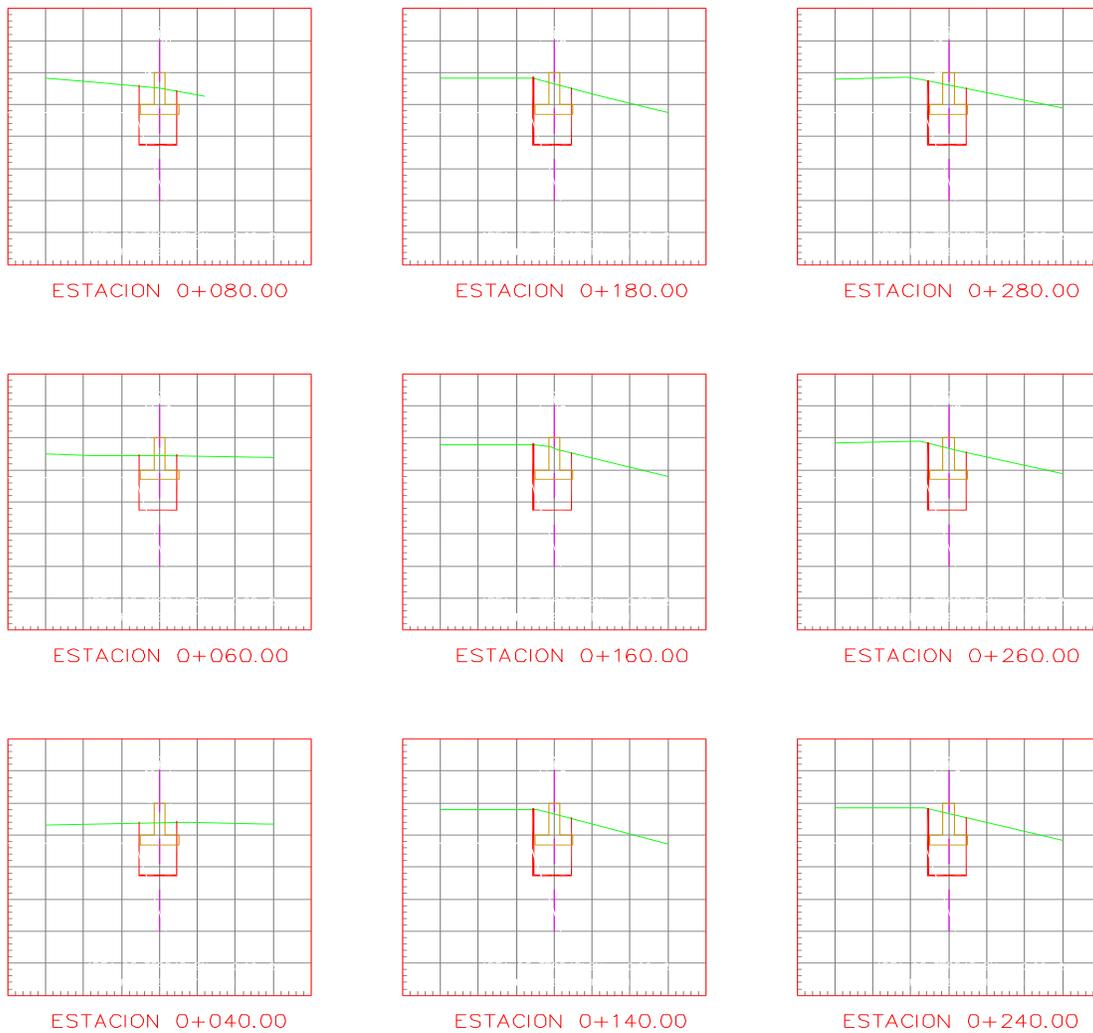


Figura 5.106 Procedimiento constructivo del Muro en el Dique Palos Amarillos en el Canal Principal Humaya.

Luego se construye el muro de concreto con una altura total de 1.30 m sobre la zanja en una base de arcilla o material fino que conecta al corazón original del Dique.

