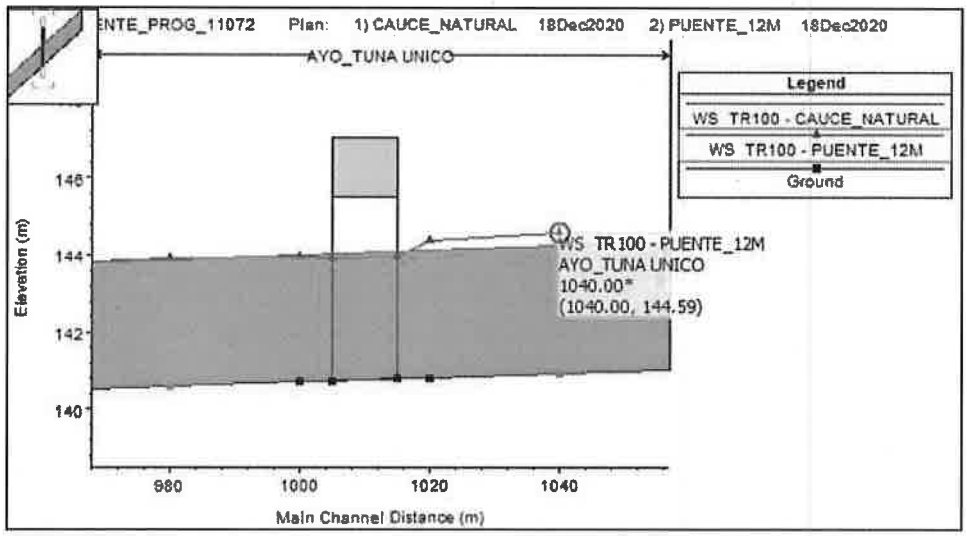


FIGURA 13 PERFIL LONGITUDINAL DEL PUENTE DE 12 METROS

TABLA 16 ELEVACIÓN DEL NIVEL DE APOYO DE VIGA PARA EL PUENTE DE 12 METROS PROPUESTO EN LA PROG. 11+072

Alternativa	Nivel de Aguas Máximas (TR 100 años)	Cota de Apoyo de Viga (m)
Puente de 12 metros	144.60	145.60

Considerando que en el proyecto ya se plantea un puente de 15 metros, se recomienda mantener dicha dimensión

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Ing. Benito Pereira, M. Sc.
ESPECIALISTA EN HIDROLOGIA E HIDRAULICA
Reg. MOPC N° 1791
Reg. MADES N° I-1003

ANEXO – ESTUDIO SOBRE EL PUENTE SITUADO SOBRE EL RÍO JEJUÍ GUAZÚ

RESUMEN EJECUTIVO

El presente documento se constituye en un estudio de hidrología e hidráulica preliminar para la verificación del Puente de H° A° situado sobre el Río Jejuí Guazú (y obras aledañas) en las coordenadas UTM X: 593088.19; Y: 7336610.47.

Se han llevado a cabo distintos análisis hidrológicos para la determinación de caudales, obteniéndose para el **Periodo de Retorno de 100 años 2276 m³/s**.

Para los estudios hidráulicos se utilizó una topografía simplificada que abarca el cauce y toda su planicie de inundación. Con estos datos se ha implementado un modelo hidráulico del cauce en el área de estudio. Ingresando el caudal de diseño al modelo hidráulico se analizaron los puentes y aliviaderos existentes. Actualmente se tiene un puente de 100 m y dos puentes aliviaderos (Puente de 20 m en la margen Izq y Puente de 12 m en la margen derecha). Al simular hidráulicamente este conjunto de obras se obtiene un **Nivel de Aguas Máxima (N.A.) = 116.09 m**. Cabe resaltar que se detectaron **velocidades relativamente elevadas del orden de los 3,3 m/s** en el cauce principal, con lo cual se recomienda prever algún tipo de protección en las pilas y estribos.

Por otro lado, se detectó una visible insuficiencia de obra en la planicie de inundación de 1600 metros de extensión. Esto se observa claramente en la siguiente imagen: las flechas celestes simbolizan el flujo impedido por el terraplén. Aguas arriba del puente se nota gran acumulación de agua, mientras que aguas abajo (polígono amarillo) prácticamente no se observan rastros de agua.

FIGURA 14 ZONA DE CARENCIA DE ALIVIADEROS

Es oportuno resaltar que en las especificaciones Técnicas Ambientales Generales (ETAGs), en el ítem 2.1.2.E, el cual trata del diseño de alcantarillas, ponen ejemplos de la distribución de alcantarillas en planicies de inundación, mencionando un espaciamiento de 250 m entre obras para una planicie de

Ing. Jorge Requeiro
CONSORCIO
Río Tembey

Ing. Benito Pereira, M. Sc.
ESPECIALISTA EN HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA
Reg. MOPC Nº 1791
Reg. MADES Nº I-1003

1000 metros, y de 100 metros para una planicie de 5000 metros. En el caso de estudio, se tiene una planicie de más de 1500 metros, por lo que **se recomienda incorporar aliviaderos cada 250 metros en los puntos indicados** en la siguiente figura.

FIGURA 15 UBICACIÓN PRELIMINAR SUGERIDA PARA 7 (SIETE) ALIVIADEROS

Esto se justifica en que se mantendrá una condición ambiental más estable, puesto que el escurrimiento se aproximaría a una situación natural sin intervenciones antrópicas (más distribuido). Con estos aliviaderos se repartiría mejor el flujo y se reducirían las velocidades obtenidas. En la siguiente figura se muestra una notable aceleración de flujo al atravesar el puente principal, lo cual podría ocasionar problemas de socavación de no tomarse las medidas de protección pertinentes.

FIGURA 16 ACELERACIÓN DE FLUJO AL ATRAVESAR EL PUENTE (VER TURBULENCIA CREADA POR LAS PILAS, SIGNO DE VELOCIDADES RELATIVAMENTE CONSIDERABLES)

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Ing. Benito Pereira, M. Sc.
ESPECIALISTA EN HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA
Reg. MOPC Nº 1791
Reg. MADES/N° I-1003

Si bien la necesidad de más aliviaderos es clara, para definir las ubicaciones exactas y sus respectivas dimensiones, se recomienda profundizar estos estudios.

1. Estudio de Hidrología: Estimación de Caudales de Diseño

El estudio de hidrología tiene por objeto determinar el caudal que llegaría al puente para el Periodo de Retorno seleccionado, en este caso, 100 años para el diseño y 150 años para la verificación del mismo. Para el cálculo de caudales, en este estudio se llevan a cabo una simulación hidrológica con el software HEC HMS desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos.

3.3 Cálculo de caudal mediante simulación hidrológica

En el presente apartado se muestran los principales cálculos realizados para la obtención de caudales de diseño asociados a periodos de recurrencia de 100 y 150 años. Las cuencas de aporte al puente situado en la localidad de Paso Barreto se muestran en la Figura 17.

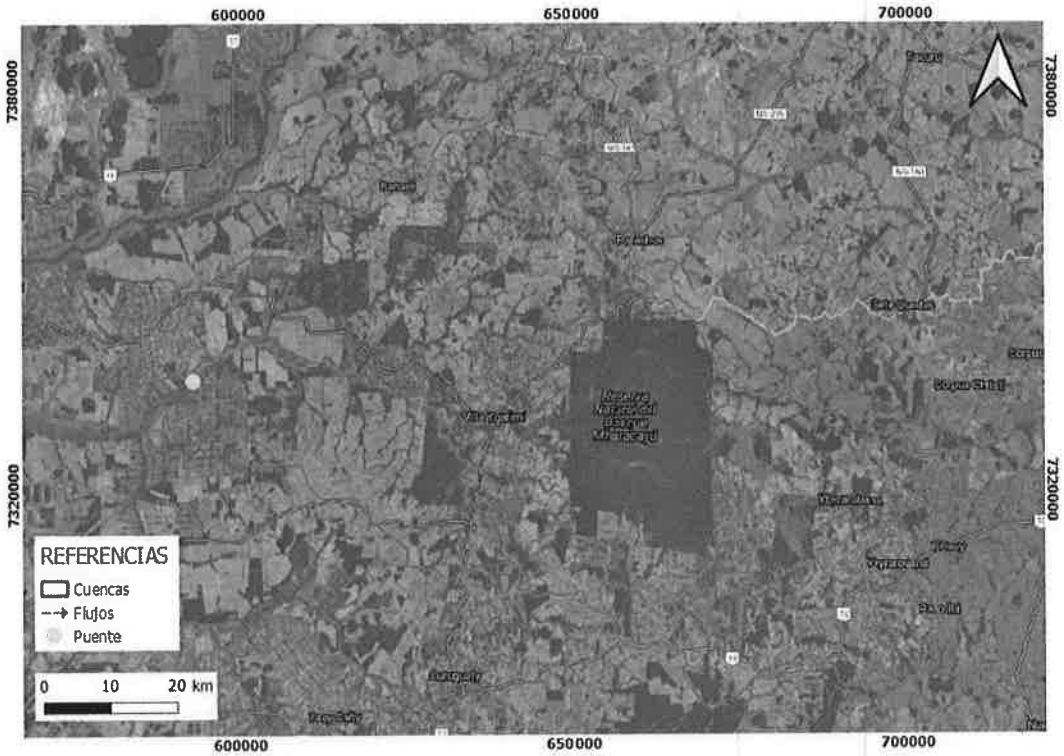


FIGURA 17 SBCUENCA EL RÍO JEJUÍ GUAZÚ

La Dirección de Meteorología e Hidrología (DMH), dependiente de la Dirección de Aeronáutica Civil (DINAC), es la encargada de llevar registros históricos de precipitación a nivel nacional. Realizando un análisis espacial de Polígonos de Thiessen, se observa que la estación Ciudad del Este representa la totalidad de la cuenca de estudio (polígono violeta correspondiente al área de influencia de la estación CDE), tal como se muestra en la Figura 18.

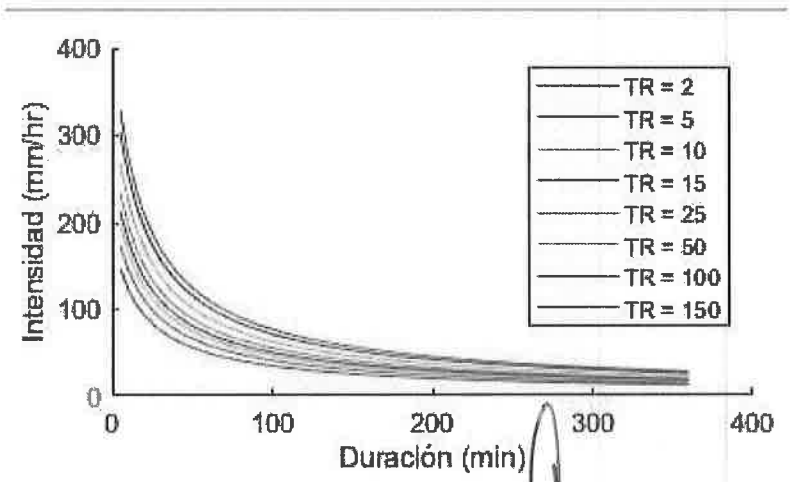
Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Ing. Benito Fageira, M. Sc.
ESPECIALISTA EN HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA
Reg. MOPC Nº 1791
Reg. MADES Nº 1003

FIGURA 18 POLÍGONOS DE THIESSEN PARA LA REGIÓN ORIENTAL DEL PARAGUAY

Para la generación de las tormentas sintéticas se utiliza como información base las Curvas IDF del Paraguay (Cuevas & Rolón, 2010), específicamente las generadas en la estación de Ciudad del Este y en la de Concepción, tal como se muestra en la Figura 19. En base a la relación del tamaño de las áreas de influencia de cada estación, se ponderan los valores para generar la lluvia de diseño.

CDE



CONCEPCIÓN

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Ing. Benito Pereira, M. Sc.
ESPECIALISTA EN HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA
Reg. MOPC Nº 1791
Reg. MADES Nº I-1003

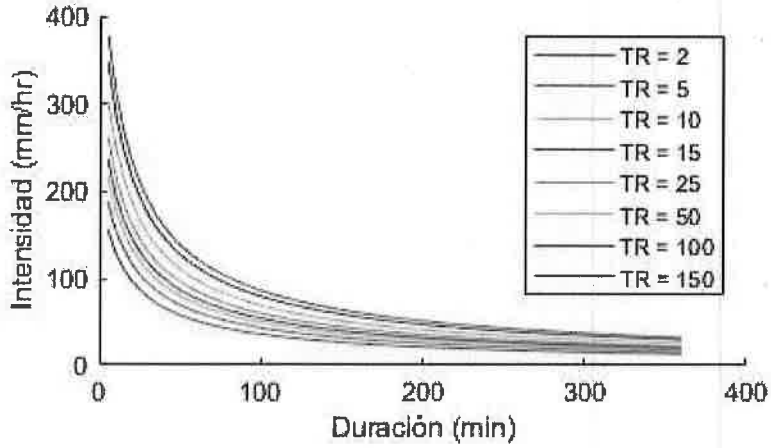


FIGURA 19 CURVAS IDF DE CIUDAD DEL ESTE

Una limitación de estas curvas es que fueron diseñadas con lluvias de hasta 6 horas (360 min). Dadas la dimensión de la cuenca bajo estudio, se requiere trabajar con tormentas de duración superior a 6 horas. Entonces, se procedió a determinar valores de intensidad de precipitación para una tormenta de 48 horas de duración en la Estación Ciudad del Este a partir de la serie temporal disponible a paso diario, tal como se muestra en la Figura 20.

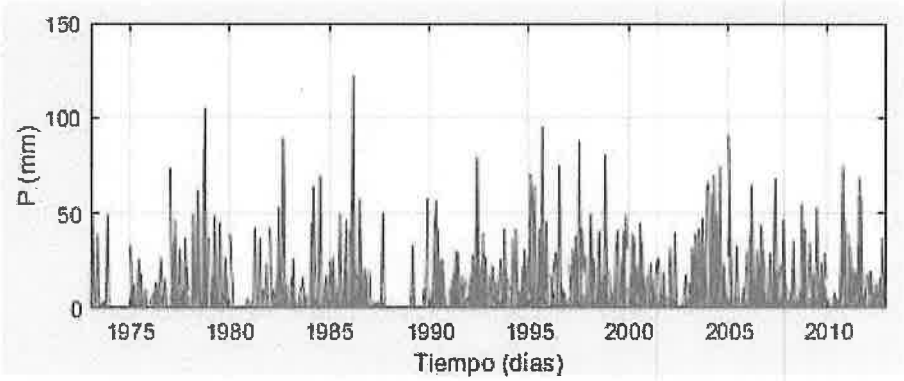


FIGURA 20 SERIE DE PRECIPITACIÓN DE LA ESTACIÓN CIUDAD DEL ESTE. PERIODO 1973 – 2012. FUENTE: DMH-DINAC

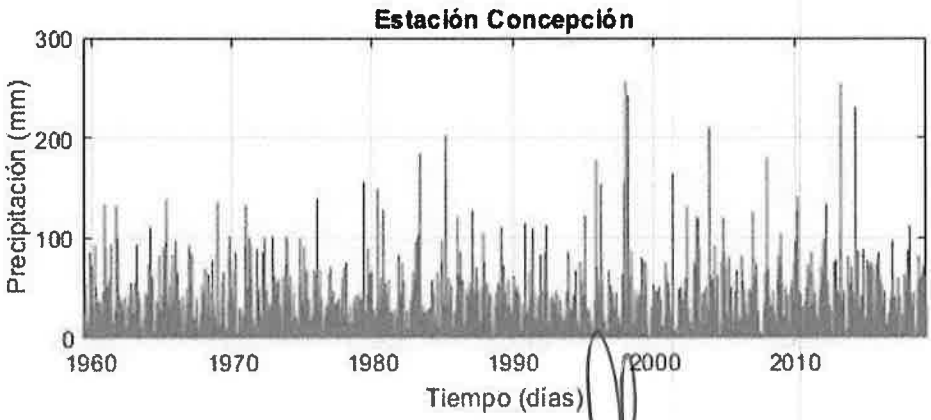


FIGURA 21 SERIE DE PRECIPITACIÓN DE LA ESTACIÓN CONCEPCIÓN. PERIODO 1959 – 2019. FUENTE: DMH-DINAC

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Ing. Benito Pereira, M. Sc.
ESPECIALISTA EN HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA
Reg. MOPC Nº 1791
Reg. MADES Nº I-1003

Aplicando la Distribución Teórica Gumbel, se obtuvieron los siguientes valores de Precipitación:

CDE: 232.38 para 24 hrs y 283.94 mm para 48 hrs, asociados a un TR = 100 años.

CONCEPCIÓN: 291.62 para 24 hrs y 351.54 mm para 48 hrs, asociados a un TR = 100 años.

Posteriormente, los valores son ponderados de acuerdo al área de influencia de cada estación.

2.1.1 Métodos de Cálculo utilizados

En algunas cuencas, la estimación de los caudales de diseño se realiza con el Modelo Hidrológico HEC – HMS, desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (USACE, por sus siglas en inglés). Los métodos utilizados en el presente trabajo se resumen en la siguiente tabla.

TABLA 17 MÉTODOS DE CÁLCULO UTILIZADOS

COMPONENTE	MÉTODO	PARÁMETROS
Precipitación	Tormenta Sintética	Volumen de Precipitación (en mm) para 5min, 15min, 1hr, 3hr, 6hr, 12hr y 24 hr. Los volúmenes acumulados hasta 6 horas se obtienen de la curva IDF; el volumen para 24 horas se obtiene directamente de los datos de la DMH-DINAC por análisis estadísticos; el volumen para 12 horas se obtiene por interpolación.
Pérdidas y Generación de escurrimiento	Método del SCS	Número de Curva (CN) y Factor de Pico
Transformación Lluvia - Caudal	Hidrograma Unitario del SCS	Tiempo de Concentración, Tiempo de Retardo
Propagación en canales	Muskingum Cunge 8 Puntos	Sección Transversal Tipo, Rugosidad (n manning), Pendiente

2.1.2 Estimación de parámetros

2.1.2.1 Intensidad de Precipitación

Los datos solicitados por el método Frequency Storm del HEC-HMS, son las intensidades en milímetros asociadas a distintas duraciones y periodos de retorno. Las duraciones de tormenta a ser utilizadas dependen del Tiempo de Concentración (Tc) de cada cuenca, con lo cual, se asume una duración de tormenta igual o ligeramente superior al Tc. En la

Tabla 18 se muestran los valores de intensidad (en mm) asociados a distintas duraciones de tormenta y distintos periodos de recurrencia, para la estación de Ciudad del Este.

TABLA 18 INTENSIDAD DE PRECIPITACIÓN (MM) PONDERADA PARA SIMULACIÓN HIDROLÓGICA

Duración (min)	CDE	CONCEP.	PONDERADO	Fuente
0:05	25.44	29.03	26.70	IDF
0:15	55.05	61.55	57.33	
1:00	102.41	114.11	106.51	
2:00	123.94	140.18	129.62	
3:00	135.44	155.20	142.36	
6:00	153.82	181.10	163.37	
12:00	193.04	236.35	208.20	Interpolado (log)

Ing. Jorge Raguseiro
CONSORCIO
Río Tembey

Ing. Benito Pereira, M. Sc.
ESPECIALISTA EN HIDROLOGIA E HIDRÁULICA
Reg. MOPC Nº 1791
Reg. MADES Nº I-1003

Duración (min)	CDE	CONCEP.	PONDERADO	Fuente
24:00	232.38	291.62	253.12	Gumbel
48:00	283.94	351.54	307.60	

Con estos parámetros el HEC-HMS crea los hietogramas de diseño que son utilizados en el proceso de transformación lluvia-caudal, luego de computar las abstracciones (pérdidas por infiltración). En la Figura 22 se muestra como ejemplo un hietograma generado para una duración de tormenta de 48 horas, en intervalos de tiempo de 60 minutos, para un periodo de recurrencia de 100 años.

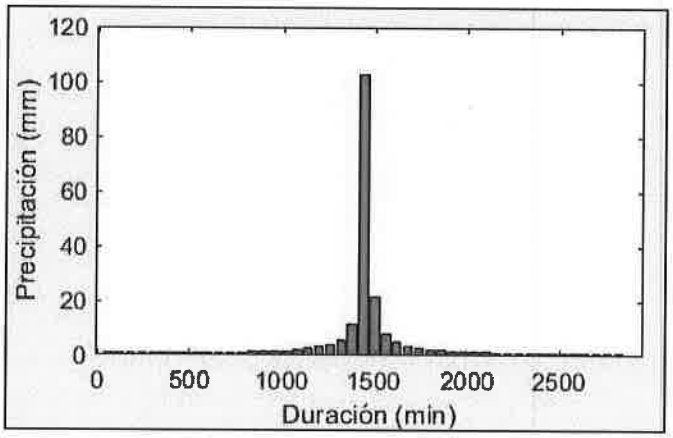


FIGURA 22 HIETOGRAMA DE DISEÑO PARA UNA DURACIÓN DE TORMENTA DE 48 HRS Y UN TR = 100 AÑOS.

2.1.2.2 Número de Curva

La fuente de información de tipo de suelo en la Región Oriental del Paraguay proviene del "Proyecto de Racionalización del Uso de la Tierra" o PRUT (Banco Mundial & MAG-Paraguay, 1995). Allí, a partir de una serie de muestras relevadas, se clasificó taxonómicamente el suelo. Además, se definieron clases texturales, las cuales fueron utilizadas como base para elaborar un mapa de Grupos de Suelo de acuerdo con el criterio mencionado en el Capítulo 7 del "National Engineering Handbook" (USDA - NRCS, 2009) tal como se muestra en la Figura 23.

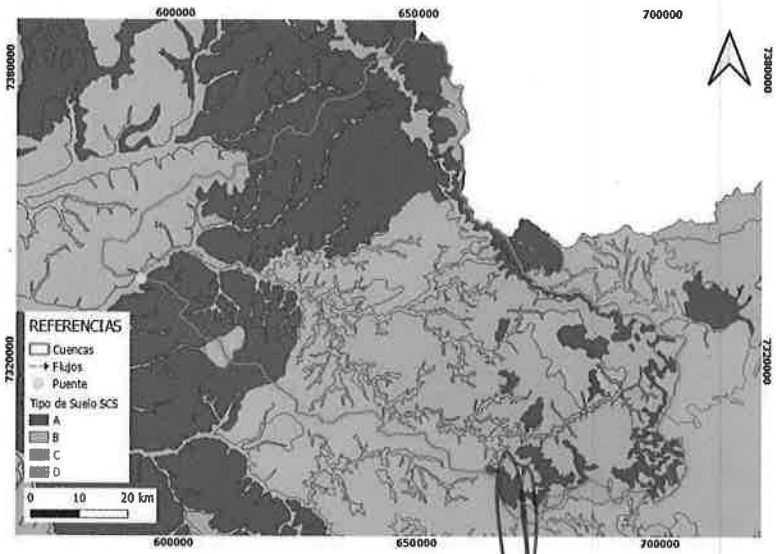


FIGURA 23 TIPO DE SUELO RECLASIFICADO SEGÚN EL CRITERIO DEL SCS. FUENTE: PRUT

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Ing. Benito Pereira, M. Sc.
ESPECIALISTA EN HIDROLOGÍA E HIDRÁULIC
Reg. MOPC Nº 1791
Reg. MADES Nº I-1003

Otro producto generado en el PRUT fue un mapa de uso posible de la tierra en base a las características del suelo. A partir de este mapa e imágenes satelitales se generó un mapa de uso de suelo (Figura 24), que fue reclasificado en base al criterio de Tucci (1993), tal como se muestra en la Tabla 19.

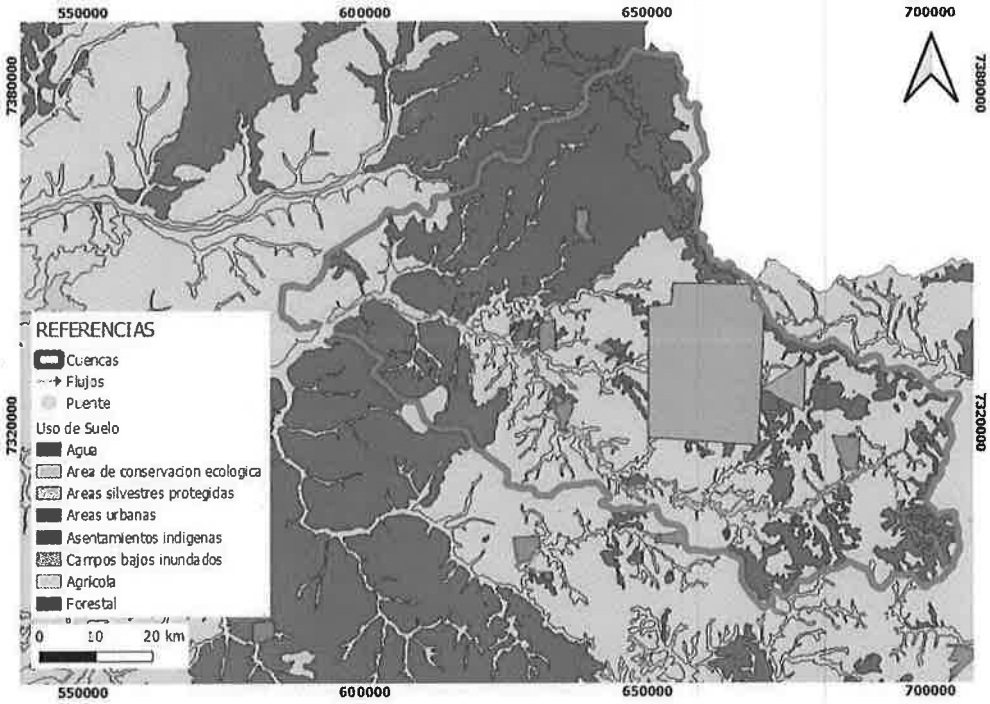


FIGURA 24 USO DE SUELO. FUENTE: PRUT

TABLA 19 NÚMERO DE CURVA SEGÚN CRUCE DE TIPO Y USO DE SUELO

USO ESTIMADO SEGÚN PRUT (Banco Mundial & MAG-Paraguay, 1995)	**RECLASIFICACIÓN** (Tucci, 1993)				
		A	**B**	**C**	**D**
Tierras Agrícolas	Plantações Regulares em fileiras retas	64	76	84	88
Tierras Pecuarias	Chácaras Normais	56	75	86	91
Tierras Forestales de Producción	Plantações Regulares em fileiras retas	64	76	84	88
Tierras Forestales de Protección	Florestas Normais	36	60	70	76
Áreas Silvestres Protegidas	Florestas Normais	36	60	70	76
Áreas de Conservación Ecológica Especial	Humedales	80	85	90	95
Campos Bajos Inundados	Humedales	80	85	90	95
Asentamientos Indígenas	Florestas Normais	36	60	70	76
Áreas Urbanas	Zonas comerciais e de escritórios	89	92	94	95
Agua	Agua	100	100	100	100

En base al criterio expuesto en la Tabla 19, se realiza el cruce de Tipo y Uso de Suelo para determinar el Número de Curva (CN), cuya distribución se muestra en la siguiente Figura.

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Ing. Benito Pereira, M. Sc.
ESPECIALISTA EN HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA
Reg. MOPC Nº 1791
Reg. MADES Nº 1-1003

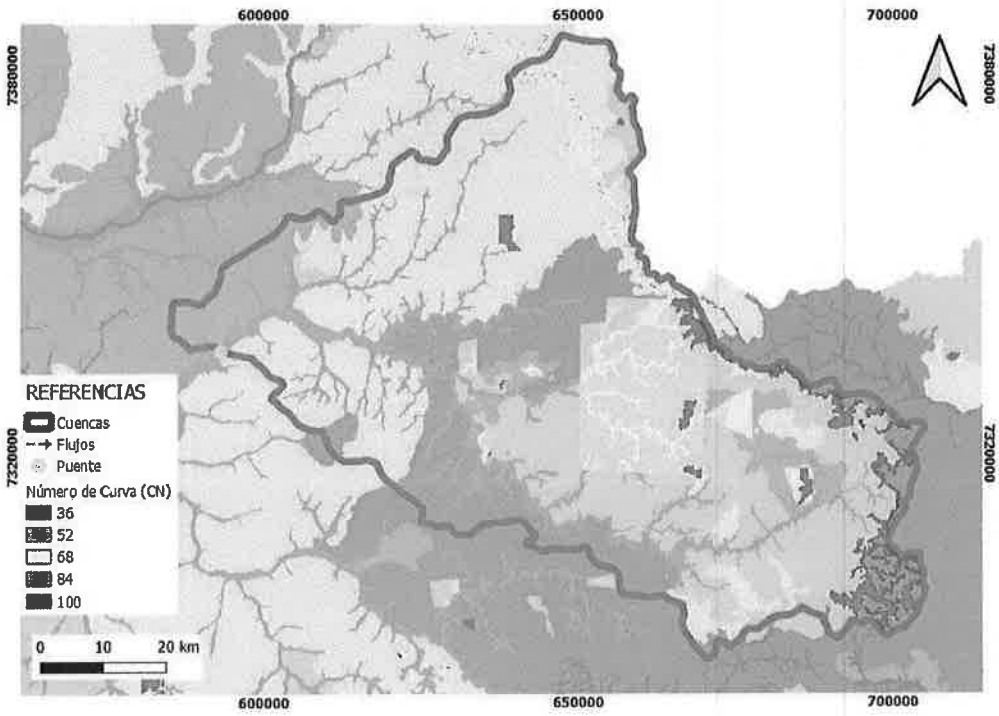


FIGURA 25 NÚMERO DE CURVA (CN) PARA LA CUENCA DEL RÍO JEJUÍ GUAZÚ

2.1.2.3 Tiempo de Retardo

Para el cálculo del Tiempo de Retardo, primero se calcula el Tiempo de Concentración de la Cuenca con alguna fórmula empírica y luego se utiliza la siguiente relación para calcular el Tiempo de Retardo.

$$Tiempo\ de\ Retardo = 0{,}6\ Tc$$
(1)

El tiempo de concentración de una cuenca es un parámetro necesario para la determinación del caudal, siendo utilizado en la selección de la intensidad máxima de precipitación. El mismo se encuentra en función de la pendiente media, la longitud del cauce, la forma de la cuenca, la cobertura del suelo y en menor escala de otros parámetros fisiográficos.

Existen diversas ecuaciones o metodologías para la determinación del Tc, la mayoría de los cuales fueron desarrolladas de manera empírica para cuencas específicas; por esto se recomienda tomar esta variable con cuidado, y en caso de existir información adicional, ajustar los Tc de forma a obtener caudales que coincidan con la realidad.

Siguiendo las recomendaciones establecidas en el Manual de Carreteras del Paraguay, se toma como mínimo un tiempo de concentración de 10 minutos.

Para este estudio se utiliza la ecuación de CORPS OF ENGINEERS, altamente recomendada para cuencas rurales de gran escala.

$$T_c = 0{,}191 * L^{0{,}76} * S^{-0{,}19}$$
(2)

Donde:
Tc = tiempo de concentración, en horas.

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Ing. Benito Pereira, M. Sc.
ESPECIALISTA EN HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA
Reg. MOPC N° 1791
Reg. MADES N° I-1003

L= longitud del curso de agua, en km.
S= pendiente en m/m.
A modo de representar correctamente el tiempo de concentración, se divide el perfil longitudinal de la trayectoria de flujo más larga (ver siguiente figura).

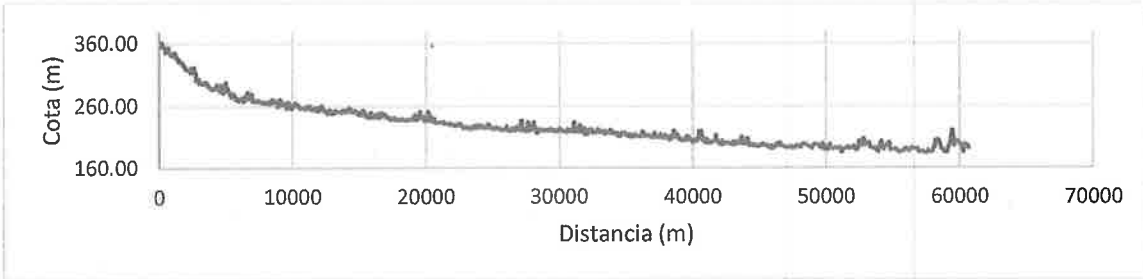


FIGURA 26 PERFIL LONGITUDINAL DE LA TRAYECTORIA DE FLUJO MÁS LARGA EN LA CUENCA

TABLA 20 ESTIMACIÓN DE TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

Tramo	L (km)	Pend (m/m)	Pend (%)	Tc (hr)
Tramo 01 (10%)	26.446	0.00600	0.600	6.1
Tramo 02 (90 %)	273.137	0.00035	0.035	61.6

Tc Total =	67.6	hr
T lag =	2435.23	min

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Ing. Benito Pereira, M. Sc.
ESPECIALISTA EN HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA
Reg. MOPC Nº 1791
Reg. MARES Nº 1-1003

2.1.2.3 Tiempo de Retardo

El Hidrograma Unitario Triangular (HUT) del Servicio de Conservación de Recursos Naturales del Departamento de Agricultura de Estados Unidos (NRCS – USDA, USA) es el método más conocido para simular el proceso de transformación de lluvia a caudal. Este método en su versión tradicional por lo general produce caudales muy elevados; sin embargo, recientemente se ha agregado un parámetro denominado Factor de Pico (Peak Rate Factor, PRF), el cual permite ajustar mejor el Hidrograma de respuesta de una cuenca en base a las características de dicha cuenca; es decir, permite "tropicalizar" las metodologías desarrolladas en el norte en base a condiciones locales.

Para la llanura chaqueña este factor es de suma importancia, pues permite incorporar los efectos de atenuación de caudales que se da mediante el tránsito de caudales a través de esteros y paleocauces con gran cantidad de meandros y escasa pendiente. De acuerdo a una publicación realizada por Lopes Da Silveira (2015), el Factor Pico puede ser estimado por la siguiente expresión de acuerdo a la pendiente media del cauce principal de una cuenca.

$$\beta = \frac{Factor\ Pico}{K} \qquad (1)$$

$$\beta = 0.6\, S^{0.3}$$
(2)

Combinando las ecuaciones (1) y (2) se obtiene la siguiente relación:

$$Factor\ Pico = 0.6\, K\, S^{0.3}$$
(3)

donde K = 645 en unidades inglesas (que utiliza el HEC-HMS y hace la transformación a unidades métricas internamente) y S es la pendiente del flujo en %. Para este caso se tiene una pendiente aproximada de 0.2 %. Adoptando esta pendiente, se obtiene un Factor Pico ≈ 239. Se adopta el valor 200 a efectos de cálculo en el modelo HEC-HMS.

2.1.2.4 Resumen de Parámetros Estimados

A modo de condensar los resultados obtenidos, se resume todo en la siguiente tabla.

TABLA 21 RESUMEN DE PARÁMETROS ESTIMADOS

Área (km^2)	Tc (hr)	Tlag (min)	CN	FACTOR PICO
5505	67.6	2435.23	73	200

2.1.3 Resultados obtenidos mediante simulación hidrológica

Aplicando los métodos de cálculo expuestos en los apartados anteriores, se generaron los caudales de diseño para distintos periodos de recurrencia, tal como se muestra en las siguientes figuras.

Ing. Jorge Requeiro
CONSORCIO
Río Tembey

Ing. Benito Pereira, M. Sc.
ESPECIALISTA EN HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA
Reg. MOPC Nº 1791
Reg. MADES Nº 3-1003

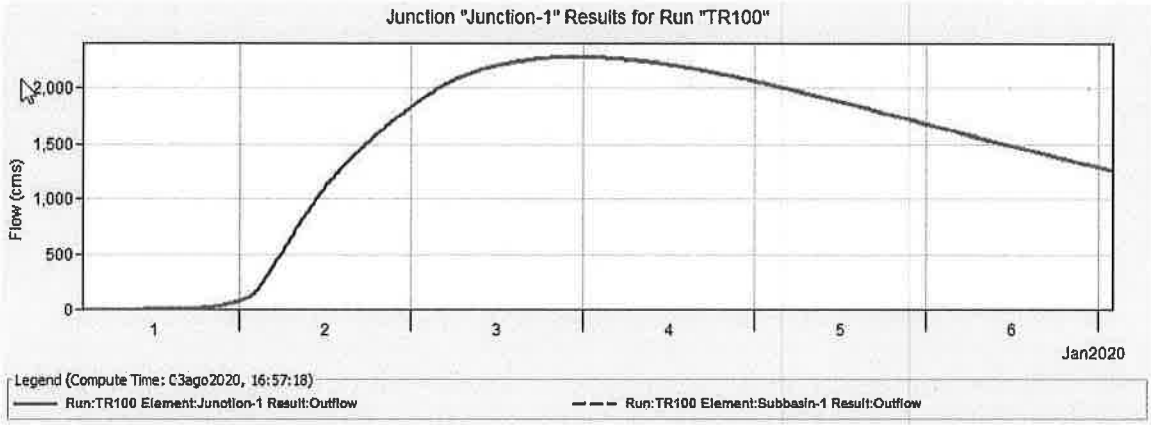


FIGURA 27 CAUDAL DE DISEÑO PARA UN PERIODO DE RECURRENCIA DE 100 AÑOS. Q = 2276 M^3/S

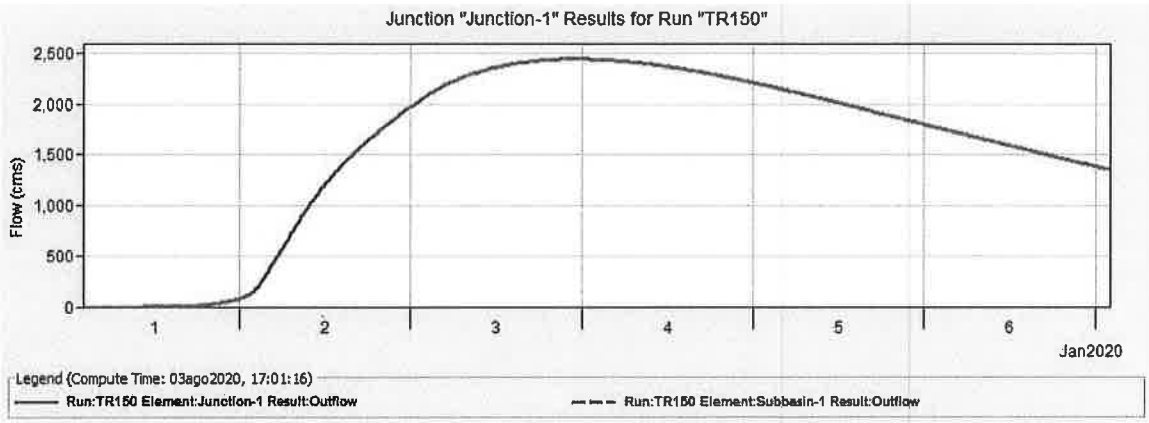


FIGURA 28 CAUDAL DE DISEÑO PARA UN PERIODO DE RECURRENCIA DE 150 AÑOS. Q = 2446 M^3/S

2 Estudio Hidráulico: Dimensionamiento del Puente y obras anexas

3.4 Criterios de Diseño

El diseño del puente desde el punto de vista hidráulico consiste en determinar la longitud y el nivel mínimos que permitirán el correcto escurrimiento del agua durante un evento de precipitación dado. Se presta especial atención a:

- Que no exista interrupción a la vía para el evento de precipitación seleccionado
- Que el caudal o velocidad del agua no presente efectos adversos sobre la estructura del puente o terraplén de acceso
- Que el puente o terraplén no presenten efectos adversos sobre el medio ambiente

Manteniendo presente lo anterior, se procede a simular el efecto de un puente y terraplén en el sitio de emplazamiento, bajo el escenario de un caudal asociado a la precipitación de diseño, el cual fue calculado en el apartado anterior. La simulación del sistema terraplén + puente se lleva a cabo con el software de simulación hidráulica HEC RAS, del Cuerpo de Ingenieros de la Ejército de los EEUU (HEC, USACE). Se siguen los procedimientos recomendados en el Manual de Referencia Hidráulica del HEC-RAS para el diseño, así como también del Manual de Carreteras del Paraguay (MCP), el Manual de Puentes, y el documento Bridge Analysis Using HEC-RAS (TP-151).

Ing. Jorge Regalado
CONSORCIO
Río Tembey

Ing. Benito Pereira, M. Sc.
ESPECIALISTA EN HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA
Reg. MOPC Nº 1791
Reg. MADES Nº I-1003

3.5 Modelo hidráulico en HEC RAS

El HEC RAS calcula el N.A. para cada caudal ingresado mediante las ecuaciones de hidráulica que se describen extensa y detalladamente en el Manual de Referencia Hidráulica del programa. Para llevar a cabo estos cálculos el programa requiere:

a. Geometría del Río: longitud, pendiente, forma de la sección transversal
b. Coeficiente de rugosidad: de la Ecuación de Manning, parámetro que representa la capacidad de escurrimiento del agua en el canal.
c. Condición de borde: en los límites del tramo de estudio, como se encuentra el río. En este punto es donde se simulan los dos escenarios para este caso particular: N.A. elevado y N.A. bajas.

Se describen a continuación cada uno de estos elementos.

3.2.1 Geometría del Río

La geometría del río se describe principalmente con datos de relevamiento topográfico. Para el diseño de puentes, entre los principales efectos a estudiar se tiene la angostura del cauce y/o la planicie de inundación por efecto del terraplén del puente, además de otros elementos como las pilas y estribos. Para determinar adecuadamente este efecto, el documento técnico TP-151 citado más arriba describe la forma y lo sitios en los que se debe llevar a cabo el relevamiento topográfico.

En la **Figura 29** se muestra un esquema de la disposición de secciones transversales, así como, un esquema en planta del flujo a través del área libre del puente. La primera ST (Sección Transversal) de la izquierda, denominada ST 4 y marcada en círculo por HEC RAS, corresponde a un sitio donde el flujo es aún paralelo a los bordes y no se encuentra alterado por el efecto del terraplén. Las ST 3 y 2 corresponden al flujo totalmente contraído y alterado por el terraplén, mientras que la ST 1 (última de la derecha) corresponde al sitio donde el flujo se ha expandido completamente, abarcando todo el ancho de la ST. Nótese que en todos estos casos la ST abarca todo el ancho del cauce y de la planicie de inundación, la cual en ríos de llanura puede ser de hasta 2,000 metros o más. En la **Figura 29**, Lc significa Longitud de Contracción del flujo, y Le Longitud de Expansión. El documento TP-151 contiene criterios para determinar las longitudes Lc y Le; estas en general son del mismo orden que la longitud de la planicie de inundación obstruida por el terraplén. Por ejemplo, para una planicie de inundación de 1,000 m en la cual se plantea un puente de 100 m, la longitud obstruida es de 900 m. En este caso Lc = 900 m, y Le = 1,4 * 900 = 1,320 m.

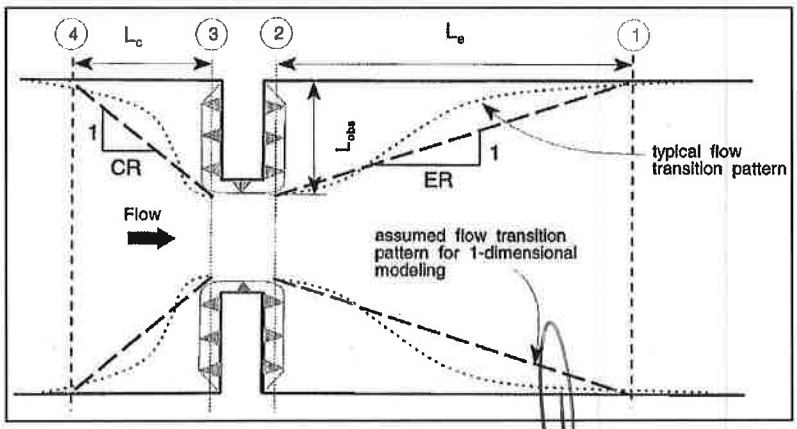


FIGURA 29 CRITERIO PARA UBICACIÓN DE SECCIONES TRANSVERSALES AGUAS ARRIBA Y AGUAS ABAJO DE UN PUENTE. FUENTE: DOCUMENTO TP-151 (HEC-RAS)

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Ing. Benito Pereira, M. Sc.
ESPECIALISTA EN HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA
Reg. MOPC Nº 1791
Reg. MADES Nº I-1003

Tratándose de un estudio preliminar, se generó una sección transversal en base a la topografía vial de la zona, la cual se muestra en la Figura 30, la cual fue extrapolada para generar las secciones aguas arriba y aguas abajo requeridas.

FIGURA 30 IMAGEN SATELITAL CON LA UBICACIÓN DE LOS PUNTOS DE TOPOGRAFÍA

Atendiendo a la cercanía de la topografía al terraplén, se evaluó la representatividad de la misma mediante la inspección de imágenes satelitales. Como puede verse en la figura siguiente, para un nivel de aguas un poco alto, los puntos de topografía no llegan a la planicie inundada. Con el objetivo de representar mejor el terreno, se bajó la cota en la zona de planicie 1,50 m.

FIGURA 31 IMAGEN SATELITAL CON LOS PUNTOS DE TOPOGRAFÍA, EN ÉPOCA DE AGUAS ALTAS. SE OBSERVA QUE LA EXTENSIÓN DE LA TOPOGRAFÍA NO ALCANZA A LA PLANICIE DE INUNDACIÓN.

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Ing. Benito Pereira, M. Sc.
ESPECIALISTA EN HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA
Reg. MOPC Nº 1791
Reg. MADES Nº 1003

3.2.2 Coeficiente de Rugosidad

Se utiliza el método propuesto por Cowan (1956). Este método considera una serie de factores que representan la rugosidad de un canal y sus planicies de inundación:

$$n = (nb + n1 + n2 + n3 + n4)\, m \qquad (3)$$

Donde:

nb: valor base de *n* para un canal recto, uniforme y de un material determinado.
n1: valor que se adiciona por efectos de irregularidades en el suelo.
n2: valor que se adiciona por la variación de la sección transversal a lo largo del canal.
n3: valor que se adiciona teniendo en cuenta obstrucciones.
n4: valor que se adiciona teniendo en cuenta la vegetación.
m: factor de corrección que tiene en cuenta los meandros existentes.

En las siguientes Tablas se muestran distintos valores de Manning asociados a distintas características de canales y planicies de inundación.

TABLA 22 VALORES DE MANNING PARA CANALES (VEN TE CHOW, 1959)

Condiciones del Canal		Valores	
Material Involucrado	Tierra	nb	0.02
	Corte en roca		0.025
	Grava Fina		0.024
	Grava Gruesa		0.028
Grado de Irregularidad	Suave	n1	0
	Menor		0.005
	Moderado		0.01
	Severo		0.02
Variaciones de la Sección Transversal	Gradual	n2	0
	Ocasionalmente Alternante		0.005
	Frecuentemente Alternante		0.01 - 0.015
Efecto relativo de las obstrucciones	Insignificante	n3	0
	Menor		0.01 - 0.015
	Apreciable		0.02 - 0.03
	Severo		0.04 - 0.06
Vegetación	Baja	n4	0.005 - 0.01
	Media		0.01 - 0.025
	Alta		0.025 - 0.05
	Muy Alta		0.05 - 0.1
Grado de los efectos por meandros	Menor	m	1
	Apreciable		1.15
	Severo		1.3

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Ing. Benito Pereira, M. Sc.
ESPECIALISTA EN HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA
Reg. MOPC Nº 1791
Reg. MADES Nº I-1003

TABLA 23 VALORES DE MANNING PARA PLANICIES DE INUNDACIÓN (VEN TE CHOW, 1959)

PLANICIES DE INUNDACIÓN	Mínimo	Normal	Máximo
a. Pastizales, sin matorrales			
Pasto Corto	0.025	0.03	0.035
Pasto Alto	0.03	0.035	0.05
b. Áreas Cultivadas			
Sin Cultivo	0.02	0.03	0.04
Cultivos en línea maduros	0.025	0.035	0.045
Campos de cultivo maduros	0.03	0.04	0.05
c. Matorrales			
Matorrales dispersos, mucha maleza	0.035	0.05	0.07
Pocos matorrales y árboles, en invierno	0.035	0.05	0.06
Pocos matorrales y árboles, en verano	0.04	0.06	0.08
Matorrales medios a densos, en invierno	0.045	0.07	0.11
Matorrales medios a densos, en verano	0.07	0.1	0.16
d. Árboles			
Sauces densos, rectos y en verano	0.11	0.15	0.2
Terreno Limpio, con troncos sin retoños	0.03	0.04	0.05
Terreno Limpio, con troncos con retoños	0.05	0.06	0.08
Gran cantidad de árboles, algunos troncos caídos, con poco crecimiento de matorrales, nivel de agua por debajo de las ramas	0.08	0.1	0.12
Gran cantidad de árboles, algunos troncos caídos, con poco crecimiento de matorrales, nivel de agua por encima de las ramas	0.1	0.12	0.16

En base a los criterios expuestos en las tablas anteriores, se aplica el método de Cowan y se estiman valores de Manning que serán utilizados en la modelación hidráulica del Puente y sus aliviaderos.

TABLA 24 ESTIMACIÓN DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD PARA EL RÍO JEJUÍ GUAZÚ POR EL MÉTODO DE COWAN

Sección Transversal	*nb*	*n1*	*n2*	*n3*	*n4*	*m*	n calculado
Cauce	0.020	0.005	0.005	0.0	0.005	1.3	0.045
Planicie	0.020	0.003	0	0.055	0.07	1	0.148

3.2.3 Condiciones de Borde

Se trata del comportamiento del modelo en sus extremos de aguas arriba y aguas abajo. El programa HEC RAS requiere condiciones de borde en los extremos del sistema estudiado, aguas arriba y aguas abajo. Para aguas arriba se ingresa el caudal calculado en el apartado de hidrología considerando un régimen permanente, y para aguas abajo se utiliza como condición de borde la altura normal. Una condición de borde que también podría darse, por ejemplo, es un nivel constante elevado debido a una crecida en el Río Paraguay; esta situación fue considerada; sin embargo, no se hace necesario simular esta condición de borde del Río Paraguay debido a la lejanía y elevación del mismo.

Ing. Jorge Reguera
CONSORCIO
Río Tembey

Ing. Benito Fabeira, M. Sc.
ESPECIALISTA EN HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA
Reg. MOPC Nº 1791
Reg. MADES Nº 1003

3.6 Resultados obtenidos

Una vez implementado el modelo con la geometría y parámetros mencionados más arriba, se analizan diversos escenarios, los cuales representan situaciones de geometría, caudal y condiciones de borde que se pueden dar en la realidad. Estos escenarios se simulan de manera a buscar la alternativa de puente y aliviaderos más económica que verifique los criterios de diseño.

Como línea base se simula el cauce en estado natural, sin la presencia de estructuras como el puente o terraplén, y luego un escenario con los puentes implantados actualmente. Esto permite contrastar el efecto del terraplén y las obras de arte al entorno.

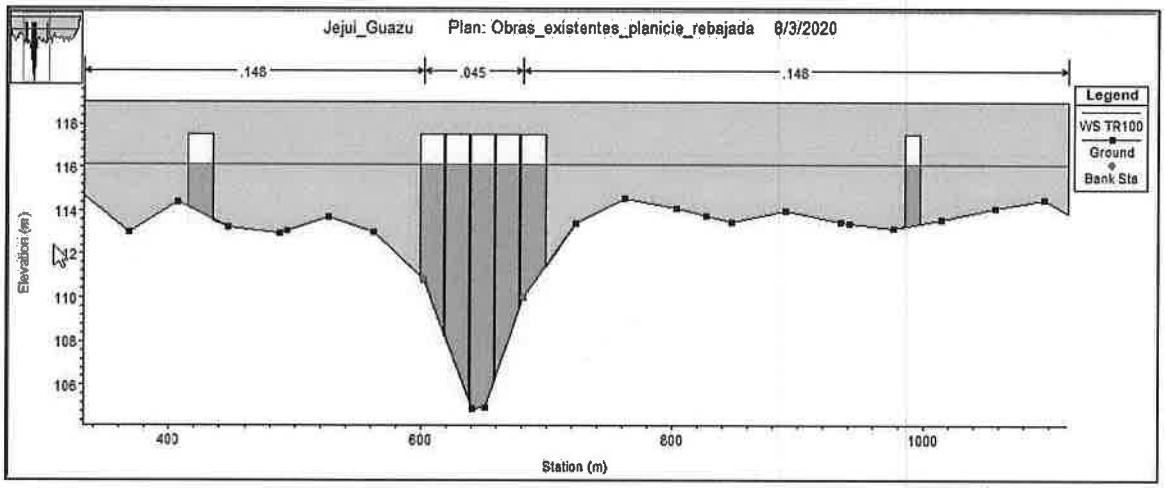


FIGURA 32 SECCIÓN TRANSVERSAL PARA SITUACIÓN EXISTENTE, TR = 100 AÑOS.

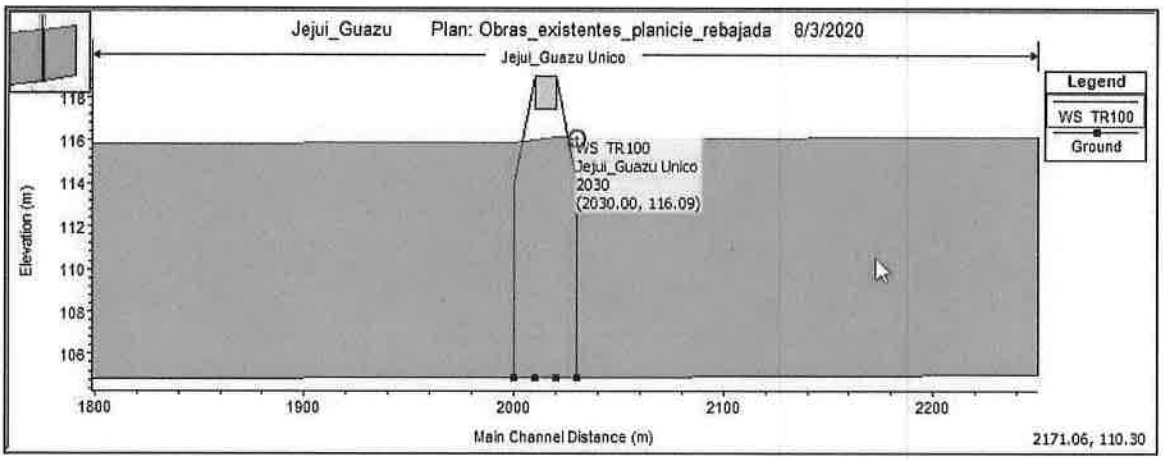
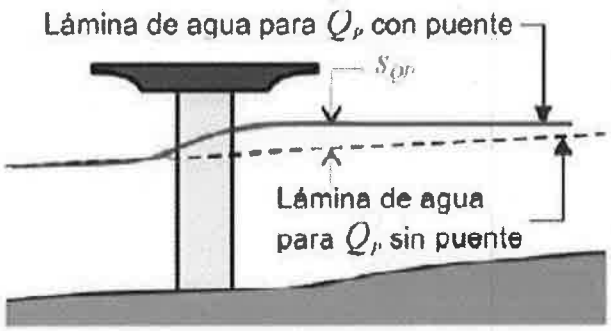


FIGURA 33 PERFIL LONGITUDINAL COMPARATIVO X N.A.M PARA UN TR = 100 AÑOS.

En general, la sobre elevación causada por la incorporación del puente asciende a 17 cm aproximadamente, lo cual se considera aceptable para zonas rurales (<50 cm según normativa española).

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Ing. Benito Pereira, M. Sc.
ESPECIALISTA EN HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA
Reg. MOPC Nº 1791
Reg. MADES Nº L-1003



s_{QP} = Sobreelevación debida al puente para el caudal de proyecto Q_p (s_{QP} < 50cm)

FIGURA 34 ESQUEMA DE SOBRE-ELEVACIÓN DEL NIVEL DE AGUA A CAUSA DEL PUENTE. FUENTE: BOLETÍN DE ESTADO ESPAÑOL N° 60 (DRENAJE TRANSVERSAL)

Las velocidades medias obtenidas en simulación oscilan en torno a 3.3 m/s en las inmediaciones de las pilas, tal como se muestra en la siguiente tabla.

TABLA 25 TABLA DE RESULTADOS DE SIMULACIÓN HIDRÁULICA

Reach	River Sta	Profile	E.G. Elev	W.S. Elev	Crit W.S.	Frctn Loss	C & E Loss	Top Width	Q Left	Q Channel	Q Right	Vel Chnl
			(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m/s)
Unico	4030	TR100	117.10	116.92		0.86	0.01	1773.85	243.08	1541.54	491.38	2.28
Unico	2030	TR100	116.22	116.09	111.78			1803.35	288.18	1410.56	577.26	2.03
Unico	2015 BR U #1	TR100	116.21	116.14	114.77	0.12	0.00	20.00	55.23			
Unico	2015 BR U #2	TR100	116.18	115.65	111.79	0.03	0.00	96.80	7.72	2094.44	80.97	3.31
Unico	2015 BR U #3	TR100	116.22	116.15	114.35	0.12	0.00	12.00			37.64	
Unico	2015 BR D #1	TR100	116.10	116.01	114.77	0.00	0.02	20.00	55.23			
Unico	2015 BR D #2	TR100	116.15	115.62	111.74	0.01	0.07	96.80	7.64	2095.47	80.03	3.30
Unico	2015 BR D #3	TR100	116.09	116.02	114.35	0.00	0.02	12.00			37.64	
Unico	2000	TR100	116.07	115.92		0.67	0.02	1792.64	267.02	1473.17	535.82	2.15
Unico	0	TR100	115.38	115.29	110.63			1826.01	325.57	1299.91	650.52	1.80

TABLA 26 RESUMEN DE RESULTADOS PARA LA SITUACIÓN ACTUAL Y PROPUESTA

Obra	Progresiva	Q100 (m^3/s)	Q150 (m^3/s)	H100 (m)	H150 (m)
Puente 12m	2+824	2276	2446	116.09	116.29
Puente 100m	3+149				
Puente 20m	3+369				

Ing. Jorge Requeiro
CONSORCIO
Río Tembey

Ing. Benito Pereira, M. Sc.
ESPECIALISTA EN HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA
Reg. MOPC Nº 1791
Reg. MADES Nº 1-1003

3 Conclusiones y Recomendaciones Generales

En líneas generales, el presente estudio debe ser considerado como un documento preliminar. Los resultados indican una clara falta de obras de arte para garantizar un escurrimiento más distribuido en periodos de aguas altas, lo cual se mostró en la Figura 15 del presente informe.

Como medida de mitigación inicial, podría considerarse la posibilidad de direccionar el patrón de escurrimiento en la margen izquierda para que el puente aliviadero trabaje para un rango mayor de eventos (tanto para aguas bajas como altas). En cuanto a la margen derecha, podría considerarse la posibilidad de garantizar el escurrimiento aguas abajo, que se encuentra visiblemente estancado. Estas propuestas se muestran en la siguiente figura.

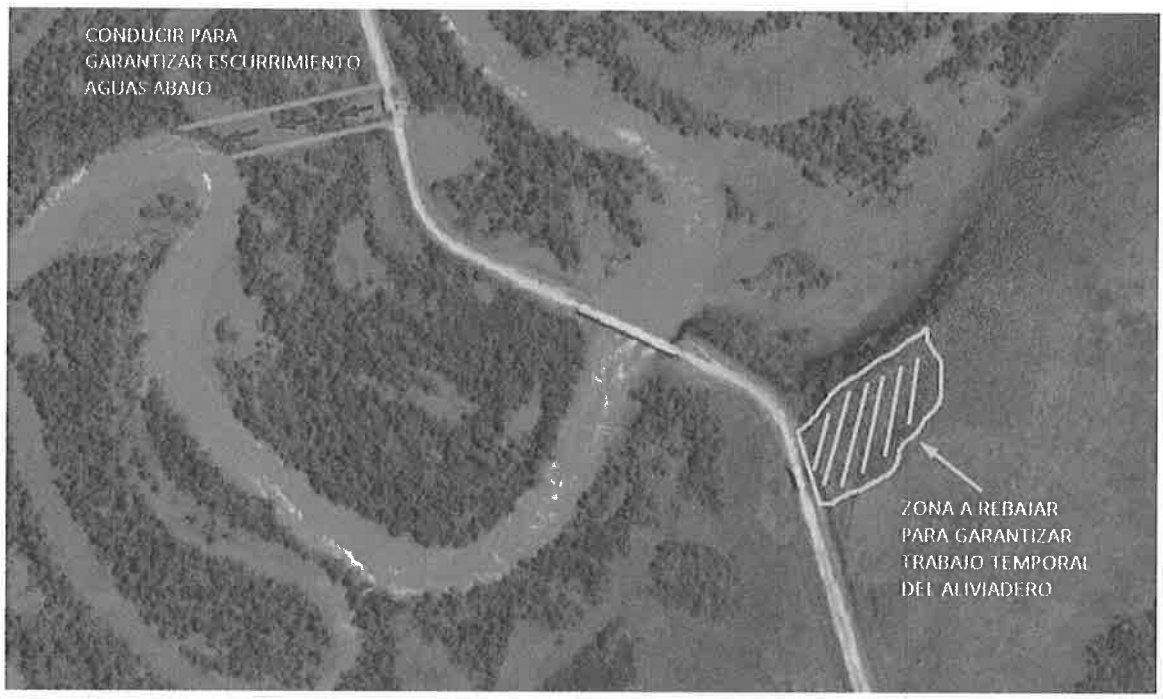


FIGURA 35 MEDIDAS DE MITIGACIÓN TEMPORAL

Obs: Las medidas mencionadas en el párrafo anterior consisten simplemente en medidas de mitigación, siendo necesaria la incorporación de aliviaderos más distribuidos para concebir una solución integral y ambientalmente más amigable, tal como se mostró en la Figura 15. Cualquier intervención debe ser puesta a consideración de especialistas ambientales.

Todo lo expuesto en el presente documento se trata de un estudio preliminar, y la incorporación precisa de obras (ubicación, dimensión y cantidades) debe ser estudiado a mayor profundidad.

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Ing. Bernio Pereira, M. Sc.
ESPECIALISTA EN HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA
Reg. MOPC N° 1791
Reg. MADES N° I-1003

VERIFICACIÓN DE ALCANTARILLA 3x1,50x1,50

Alcantarilla
Celular

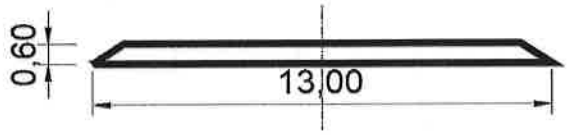
VERIFICACIÓN ALCANTARILLA

DIMENSIÓN: 3 x 150 X 150

COMITENTE: SOTEC S.A.

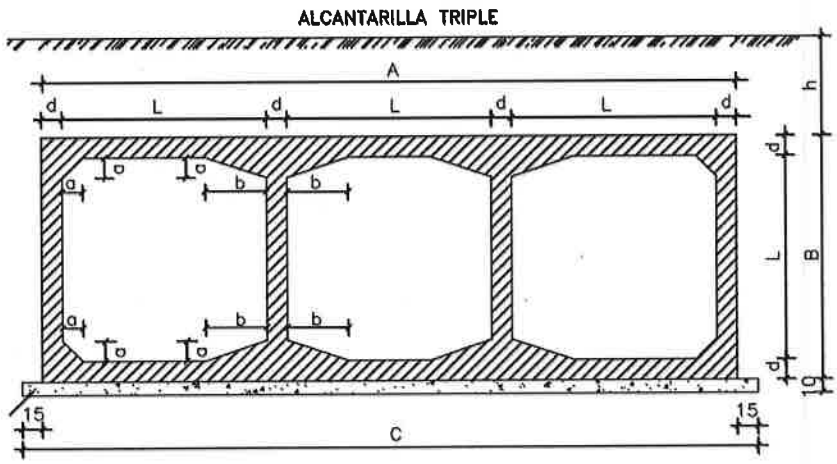
1 Objetivo: Verificar la capacidad de soporte al trafico estandar, de alcantarillas prefabricadas, celulares .

1.1 Geometría



$h_{tapada} := 0.6$

Figura: longitud de base y altura de tapada del terraplen sobre la alcantarilla



Rafael Prieto Florentín
Ing. Civil

Distancia entre centros de muros

$L_h := 1.5$ m

$d := 0.20$ m, losa superior

$B_c := L_h + d = 1.7$

$L_v := 1.5$ m

Ing. Jorge Aguieiro
CONSORCIO
Río Tembey

Alcantarilla
Celular

$B_{cv} := L_v + d = 1.7$

Figura: Geometría típica, MOPC para alcantarillas pre fabricadas

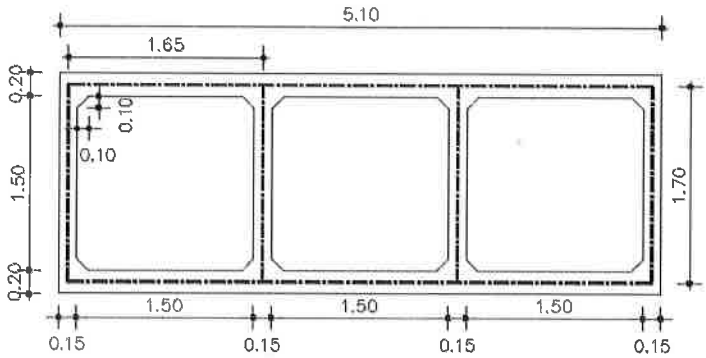


Tabla: Características constructivas para alcantarillas

2 Datos de Suelo y Materiales

Módulo balasto, suelo, k (t/m3)	$k := 9000$
Tensión admisible suelo base, σsuelo (t/m2)	$\sigma_{admsuelo} := 10$
Densidad aparente, γsuelo (kN/m3)	$\gamma_{suelo} := 18$
Ángulo de rozamiento interno, μsuelo (grados)	$\phi := 30$
Cohesión (t/m2)	$C := 0$
Rosamiento terreno - muro (grados)	$\delta := 0$
Ángulo de transmisión de cargas (grados)	$\alpha := 45$
Densidad hormigón (kN/m3)	$\gamma_{horm} := 25$
Densidad asfalto (kN/m3)	$\gamma_{asf} := 22$

Rafael Prieto Florentín
Ing. Civil

3 Modelo de elementos finitos

Utilizando el programa SAP2000, Se elabora un modelo de barras siguiendo las dimensiones del plano medio de la estructura. Se considera apoyado sobre medio elástico.

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Alcantarilla
Celular

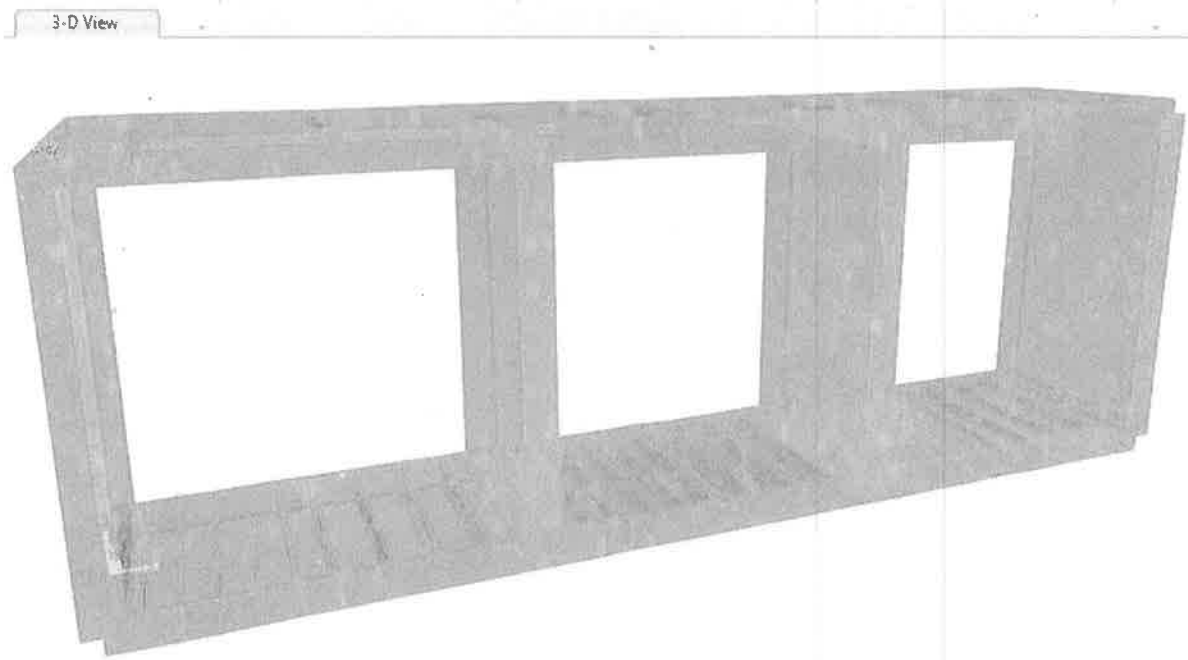


Figura: Modelo en 3D, según SAP2000

4 Factores de carga y combinaciones de cargas, AASHTO 3.4

La solicitación mayorada se tomará como:

$Q = \Sigma \eta_i \gamma_i Q_i$ (3.4.1-1)
donde:

η_i = modificador de las cargas especificado en el Artículo 1.3.2
Q_i = solicitaciones de las cargas aquí especificadas
γ_i = factores de carga

Rafael Prieto Florentín
Ing. Civil

Factores de carga:

- Hormigón DC, = 1.25
- Asfalto DW, = 1.50
- Relleno suelo ES, EH, = 1.3
- Carga Viva LL, = 1.75

Combinaciones de carga:

COMB1dim= DC x 1.25 + DW x 1.5 + ES x 1.3 + + EH x 1.3 + LL x 1.75

5 Factor de interacción estructura - suelo Fe, AASHTO Art.12.11.2.2

Tapada considerada, h= $h_{tapada} = 0.6$ m

Dim. exterior de alcantarilla, Bc= $B_c = 1.7$ m

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Alcantarilla
Celular

$$F_{e1} := 1 + 0.2 \cdot \left(\frac{h_{tapada}}{B_c} \right) = 1.07$$

$F_e := 1.09$ Se asume el valor <= 1.15

5.1 Presión lateral del suelo , AASHTO, Art. 3.11.5.2

$$k_0 := 1 - \sin\left(\phi \cdot \frac{\pi}{180} \right) = 0.5$$

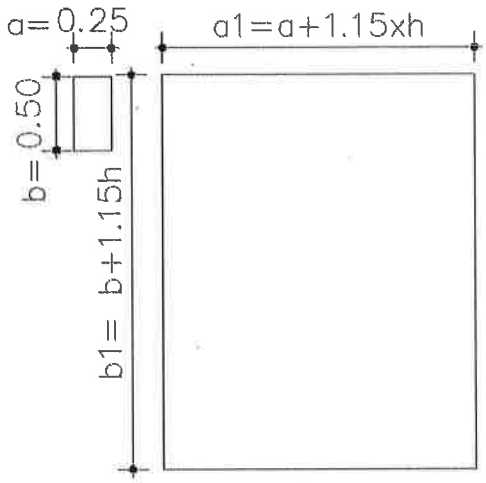
5.2 Sobrecarga lateral debida a la carga vehicular, AASHTO Art. 3.11.6.4-1

Se considera el valor del empuje para tapadas desde 5 pies hasta 10 pies, rango donde se encuentra el peor caso analizado.
Se hallara la carga de suelo equivalente heq

5.3 Carga vehicular, LL
según AASHTO Art. 3.6.1.3.3
Se debe aplicar la carga de eje o tandem ya que
B< 15 pies, ó 4.57 m
AASHTO Art. 3.6.1.2.1 Requisitos Generales, sobrecarga vehicular HL-93
AASHTO Art. 12.11.2.1 Trocha simple con factor de presencia múltiple η= 1, considerando 2 carriles

5.4 Distribución de carga viva, LL a travez de suelo de relleno
AASHTO 3.6.12.6
Utilizando el área de contacto de los neumaticos, aumentamos en 1,15 veces la altura de tapada. A su vez se divide la carga en esa área resultante.

Rafael Prieto Florentín
Ing. Civil



$a1 := 0.25 + 1.15 \cdot h_{tapada}$

$a1 = 0.94$

$b1 := 0.50 + 1.15 \cdot h_{tapada}$

$b1 = 1.19$

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Figura : Área de distribución de las cargas

6 Esquema de cálculo

Alcantarilla
Celular

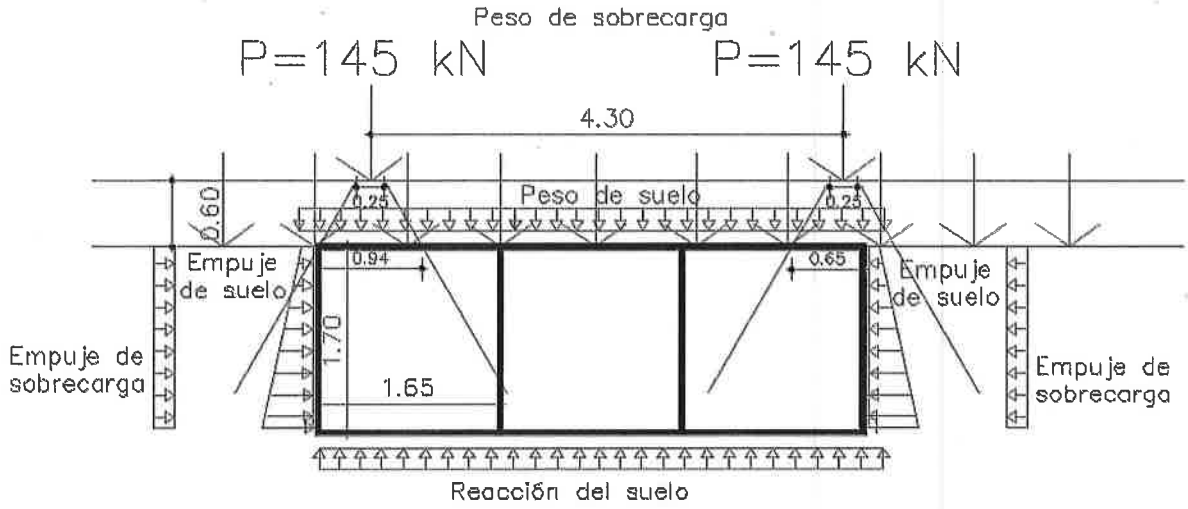


Figura: Esquema de calculo, siguiendo el plano medio de la estructura

Figura : posición del tren de carga respecto a la alcantarilla con distribución correspondiente de la carga de rueda

$$LL := \frac{145}{a1 \cdot b1} = 129.63$$ kN /m2

6.1 Incremento por carga dinámica para estructuras enterradas. AASHTO 3.6.2.2

Debe ser mayor o igual a 0%, considerada hasta altura de relleno de 8 pies= 2.44m

$$IM := 33 \cdot \left(1 - 0.125 \cdot h_{tapada} \cdot \frac{1}{12 \cdot 0.0254}\right) = 24.88$$

Rafael Prieto Florentín
Ing. Civil

7.6 Empuje lateral debido a la carga móvil

$$E_{mov} := LL \cdot k_0 = 64.81$$

6.2 Empuje lateral de suelo

- En la parte superior de la alcantarilla

$$E_{sup} := \gamma_{suelo} \cdot h_{tapada} \cdot k_0 = 5.4$$

- En la parte inferior de la alcantarilla

$$E_{inf} := \gamma_{suelo} \cdot \left(h_{tapada} + L_v + d\right) \cdot k_0 = 20.7$$

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Alcantarilla
Celular

6.3 Peso del terraplen sobre la alcantarilla
AASHTO 12.11.2.2.1

Profundidad del relleno, H (mm) $h_{tapada} = 0.6$ m

Densidad del suelo, γterraplen (kg/m3) $\gamma_{suelo} := 18$ t /m3

Factor de interacción suelo estructura, Fe $F_e := 1.15$

$$W_E := F_e \cdot \gamma_{suelo} \cdot h_{tapada} = 12.42$$

7 Resultados del procesamiento

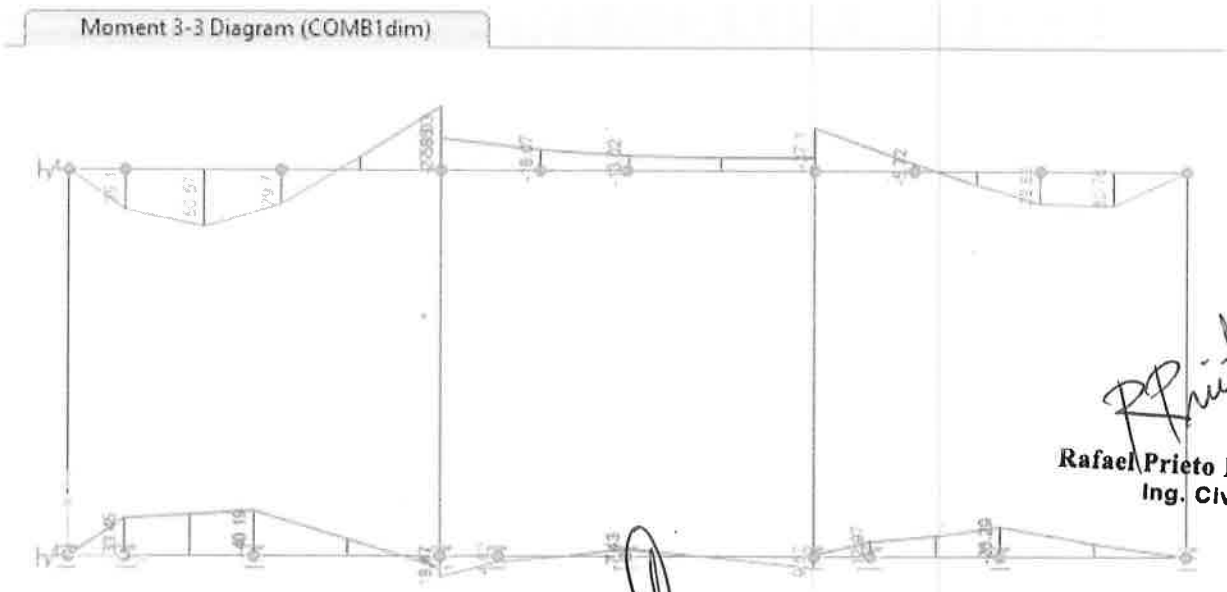


Figura: Diagrama de momentos flectores

Rafael Prieto Florentín
Ing. Civil

Ing. Jorge Regueiro

CONSORCIO
Río Tembey

Alcantarilla
Celular

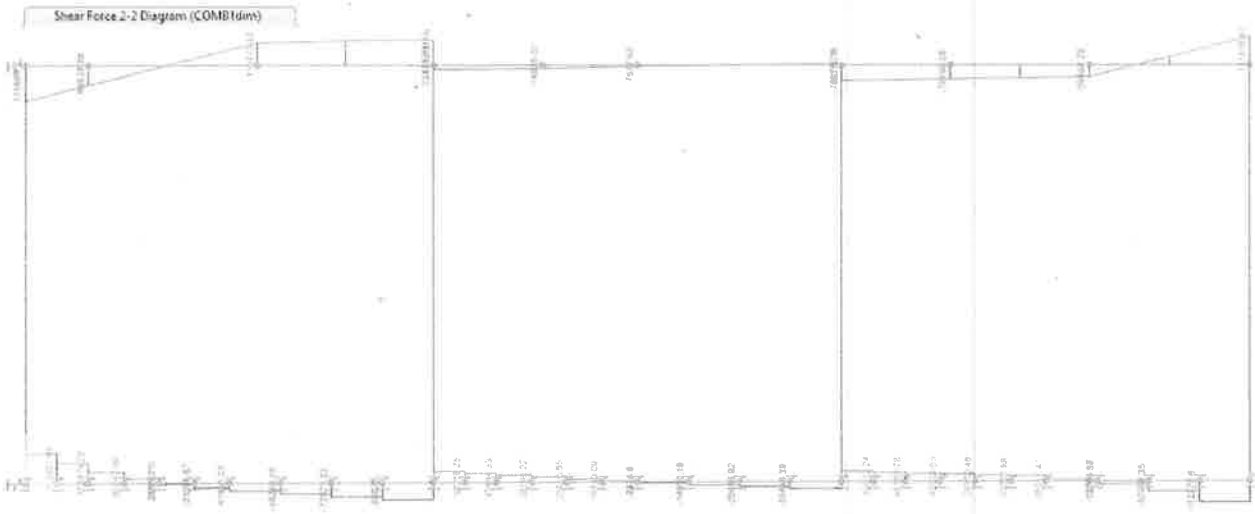
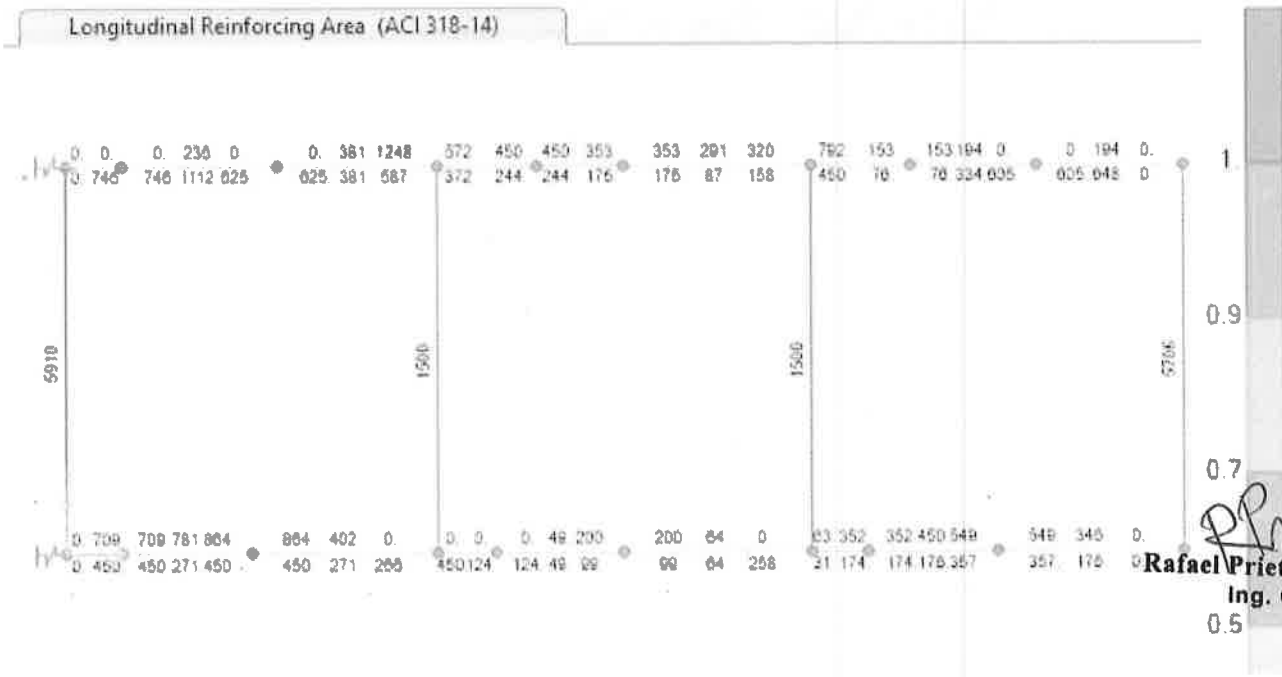


Figura: Diagrama de esfuerzos cortantes



Rafael Prieto Florent
Ing. Civil

Figura : Intensidad de armadura en cm2,
comparando con la armadura propuesta de las alcantarillas celulares prefabricadas verifica.

Cantidad de armadura necesaria

$A_{sup} := 1112mm^2$

$\phi := 12mm$

Ing. Jorge Reguseiro
CONSORCIO
Río Tembey

Alcantarilla
Celular

$$n := \frac{A_{sup}}{0.25 \cdot \phi^2 \cdot \pi} = 9.83$$

$A_{sup2} := 1248mm^2$

$\phi := 12mm$

$$n := \frac{A_{sup}}{0.25 \cdot \phi^2 \cdot \pi} = 9.83$$

$A_{inf} := 864mm^2$

$\phi := 12mm$

$$n := \frac{A_{inf}}{0.25 \cdot \phi^2 \cdot \pi} = 7.64$$

$A_{inf} := 450mm^2$

$\phi := 12mm$

$$n := \frac{A_{inf}}{0.25 \cdot \phi^2 \cdot \pi} = 3.98$$

8 Verificación al cortante
AASHTO Art. 5.14.5.3

Área de acero en mm2	As
Altura de la sección mm	d_e
Esfuerzo de corte mayorado	V_u
Momento fector mayorado en la sección	M_u
Ancho de la sección	b

$\phi := 0.85$

$V_u := 103474.3$ N

$M_u := 32.7 \cdot 10^6$ Nmm

$fc := 25$ N /mm2

$As := 10 \cdot 78.5 = 785$ mm2

$b := 1000$ mm

Rafael Prieto Florentín
Ing. Civil

Ing. Jorge Regusiro
CONSORCIO
Río Tembey

Alcantarilla
Celular

$recubrim := 20$ mm

$H := 200$ mm

$d_e := H - recubrim = 180$

$$V_c := \left(\frac{1}{6}\cdot\sqrt{fc} + 4.6\cdot\frac{As}{b\cdot d_e}\cdot\frac{V_u\cdot d_e}{M_u}\right)\cdot b\cdot d_e = 152056.77$$ N

$\phi\cdot V_c = 129248.25$ N

Se verifica la capacidad de corte de la sección $\phi\cdot V_c > V_u$

9 CONCLUSIÓN :
SEGÚN LAS VERIFICACIONE REALIZADAS, EL CAMBIO PROPUESTO POR LA CONTRATISTA SOTEC S.A. CUMPLE LAS CONDICIONES DE USO DE LAS ALCANTARILLAS CELULARES PREFABRICADAS

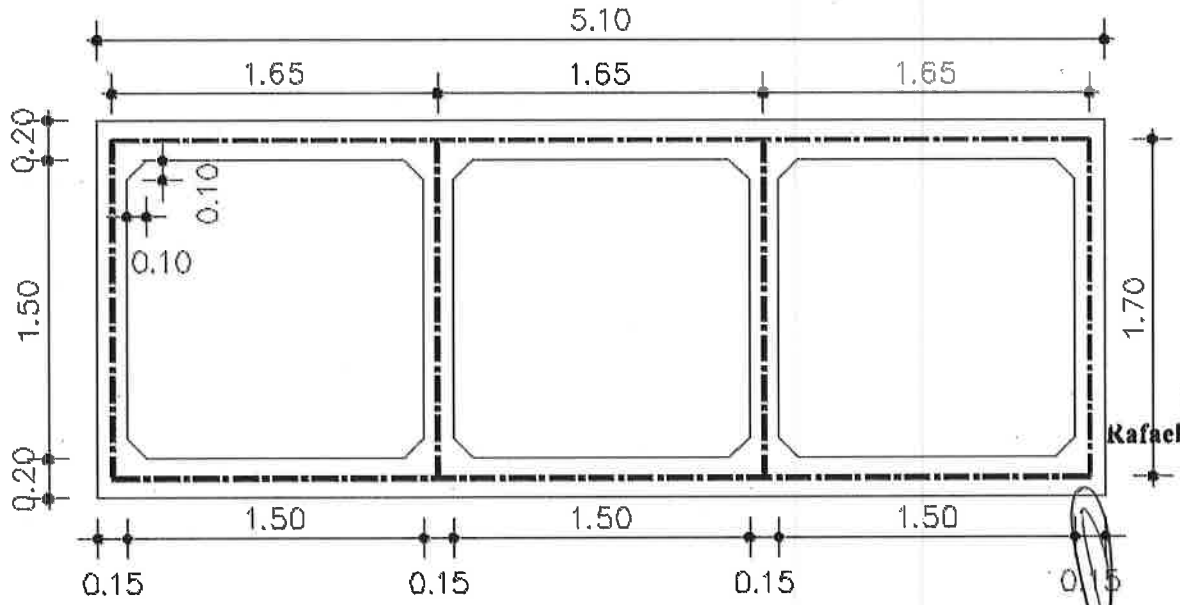


Figura : Sección transversal típica para alcantarilla 3 x 1,5 x 1,5 con tapada 0,60 m

Rafael Prieto Florent
Ing. Civil

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Alcantarilla
Celular

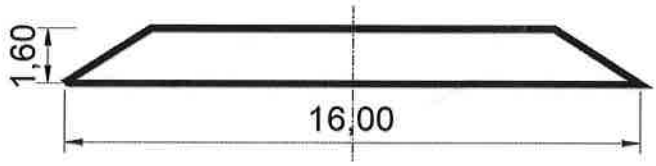
VERIFICACIÓN ALCANTARILLA

DIMENSIÓN: 2 x 150 X 150

COMITENTE: SOTEC S.A.

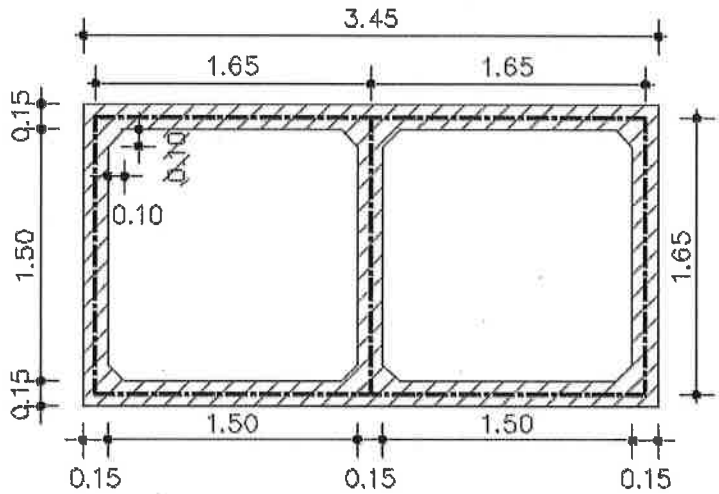
1 Objetivo: Verificar la capacidad de soporte al trafico estandar, de alcantarillas prefabricadas, celulares .

1.1 Geometría



$h_{tapada} := 1.6$ m

Figura: longitud de base y altura de tapada del terraplen sobre la alcantarilla



Rafael Prieto Florentín
Ing. Civil

Bc=Distancia entre centros de muros

$L_h := 1.5$ m

$L_v := 1.5$

$d := 0.15$ m, muro

$B_c := L_h + d = 1.65$

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Alcantarilla
Celular

$d_v := 0.15$

$B_{cv} := L_v + d_v = 1.65$

Figura: Geometría típica, MOPC para alcantarillas pre fabricadas

ALCANTARILLA CELULAR DE 1.50 x 1.50

fs ≥ MPa		0.09	0.10	0.10
MEDIDAS	UNID.	SIMPLE	DOBLE	TRIPLE
A	cm.	180	345	510
B	cm.	180	180	180
C	cm.	210	375	540
a	cm.	10	10	10
b	cm.	—	30	30
d	cm.	15	15	15
CONTRAPISO	m^3	0.21	0.38	0.54
ENCOFRADO	m^2	8.10	12.20	16.50
HORMIGON	m^3	1.01	1.79	2.57

Tabla: Características constructivas para alcantarillas

2 Datos de Suelo y Materiales

Módulo balasto, suelo, k (t/m3) $k := 9000$

Tensión admisible suelo base, σsuelo (t/m2) $\sigma_{admsuelo} := 10$

Densidad aparente, γsuelo (kN/m3) $\gamma_{suelo} := 18$

Ángulo de rozamiento interno, μsuelo (grados) $\phi := 30$

Cohesión (t/m2) $C := 0$

Rosamiento terreno - muro (grados) $\delta := 0$

Ángulo de transmisión de cargas (grados) $\alpha := 45$

Densidad hormigón (kN/m3) $\gamma_{horm} := 25$

Densidad asfalto (kN/m3) $\gamma_{asf} := 22$

Rafael Prieto Florentin
Ing. Civil

3 Modelo de elementos finitos

Utilizando el programa SAP2000, Se elabora un modelo de barras siguiendo las dimensiones del plano medio de la estructura. Se considera apoyado sobre medio elástico.

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Alcantarilla
Celular

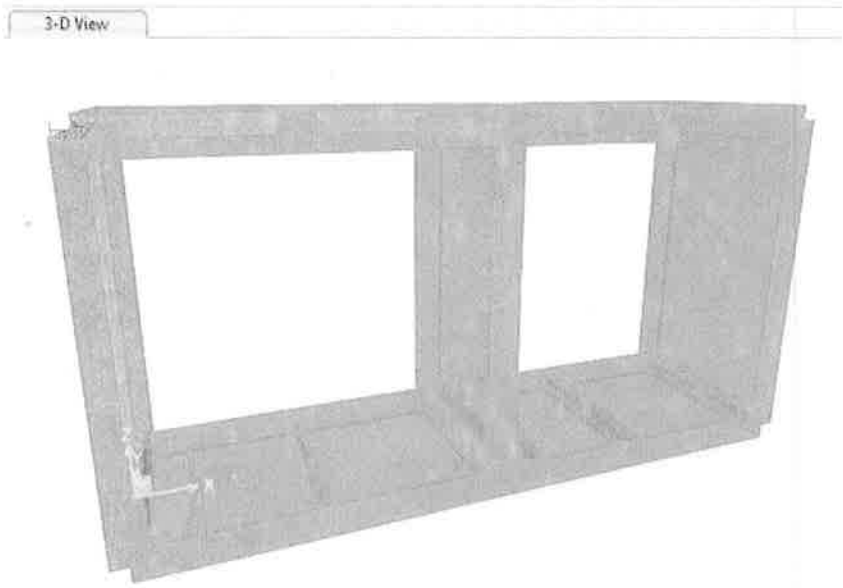


Figura: Modelo en 3D, según SAP2000

4 Factores de carga y combinaciones de cargas, AASHTO 3.4

La solicitación mayorada se tomará como:

$Q = \Sigma \eta_i \gamma_i Q_i$ (3.4.1-1)
donde:

η_i = modificador de las cargas especificado en el Artículo 1.3.2
Q_i = solicitaciones de las cargas aquí especificadas
γ_i = factores de carga

Factores de carga:

- Hormigón DC, = 1.25
- Asfalto DW, = 1.50
- Relleno suelo ES, EH, = 1.3
- Carga Viva LL, = 1.75

Rafael Prieto Florentin
Ing. Civil

Combinaciones de carga:

COMB1dim= DC x 1.25 + DW x 1.5 + ES x 1.3 + + EH x 1.3 + LL x 1.75

5 Factor de interacción estructura - suelo Fe, AASHTO Art.12.11.2.2

Tapada considerada, h= $h_{tapada} = 1.6$ m

Dim. exterior de alcantarilla, Bc= $B_c = 1.65$ m

Mg. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Alcantarilla
Celular

$$F_{e1} := 1 + 0.2 \cdot \left(\frac{h_{tapada}}{B_c} \right) = 1.19$$

$F_e := 1.09$ Se asume el valor <= 1.15

5.1 Presión lateral del suelo , AASHTO, Art. 3.11.5.2

$$k_0 := 1 - \sin\left(\phi \cdot \frac{\pi}{180} \right) = 0.5$$

5.2 Sobrecarga lateral debida a la carga vehicular, AASHTO Art. 3.11.6.4-1

Se considera el valor del empuje para tapadas desde 5 pies hasta 10 pies, rango donde se encuentra el peor caso analizado.
Se hallara la carga de suelo equivalente heq

5.3 Carga vehicular, LL , = HS20 según AASHTO Art. 3.6.1.3.3
Se debe aplicar la carga de eje o tandem ya que B< 15 pies, ó 4.57 m
AASHTO Art. 3.6.1.2.1 Requisitos Generales, sobrecarga vehicular HL-93
AASHTO Art. 12.11.2.1 Trocha simple con factor de presencia múltiple η= 1, considerando 2 carriles

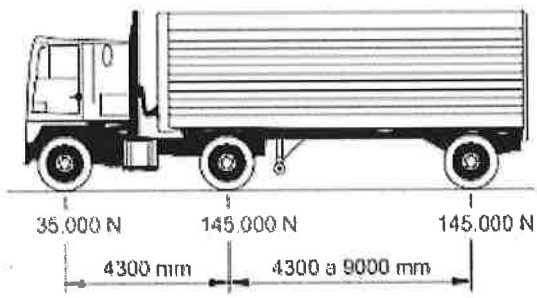


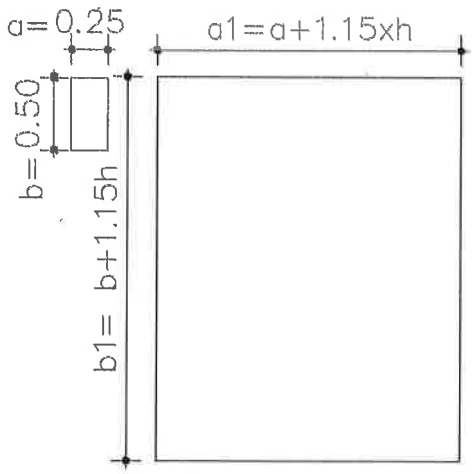
Figura: Vehiculo típico

Rafael Prieto Florentín
Ing. Civil

5.4 Distribución de carga viva, LL a travez de suelo de relleno
AASHTO 3.6.12.6
Utilizando el área de contacto de los neumaticos, aumentamos en 1,15 veces la altura de tapada. A su vez se divide la carga en esa área resultante.

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Alcantarilla
Celular



$a1 := 0.25 + 1.15 \cdot h_{tapada}$

$a1 = 2.09$

$b1 := 0.50 + 1.15 \cdot h_{tapada}$

$b1 = 2.34$

Figura : Área de distribución de las cargas

6 Esquema de cálculo

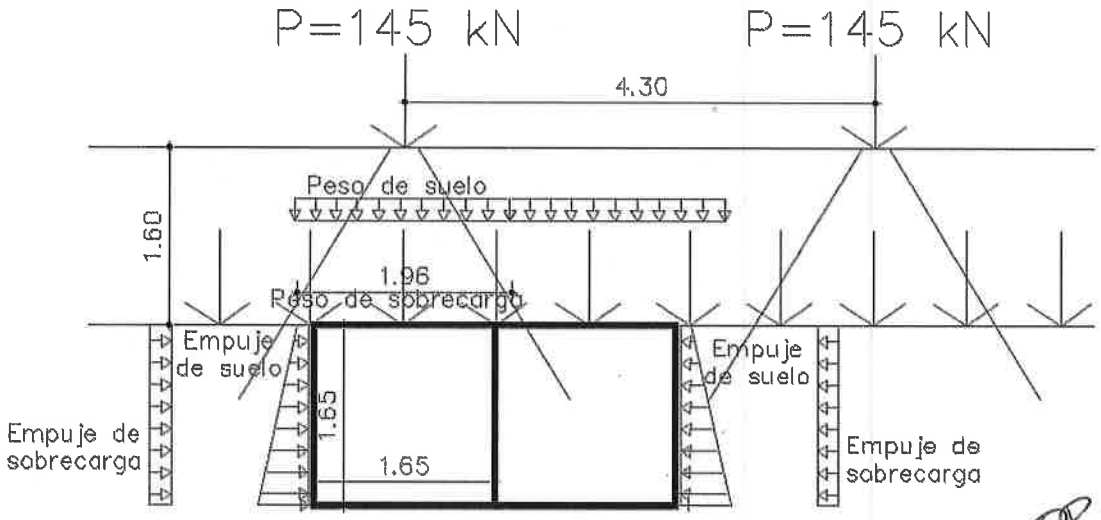


Figura: Esquema de calculo, siguiendo el plano medio de la estructura

Rafael Prieto Florentín
Ing. Civil

Figura : posición del tren de carga respecto a la alcantarilla con distribución correspondiente de la carga de rueda

$$LL := \frac{145}{a1 \cdot b1} = 29.65$$ kN /m2

6.1 Incremento por carga dinámica para estructuras enterradas. AASHTO 3.6.2.2

rDIC2021 Debe ser mayor o igual a 0%, considerada hasta altura de relleno de 8 pies= 2.44m

Ing. Jorge Roguelro
CONSORCIO
Río Tembey

Alcantarilla
Celular

$$IM := 33\cdot\left(1 - 0.125\cdot h_{tapada}\cdot\frac{1}{12\cdot 0.0254}\right) = 11.35$$

7.6 Empuje lateral debido a la carga móvil

$$E_{mov} := LL\cdot k_0 = 14.82$$

6.2 Empuje lateral de suelo

- En la parte superior de la alcantarilla

$$E_{sup} := \gamma_{suelo}\cdot h_{tapada}\cdot k_0 = 14.4$$

- En la parte inferior de la alcantarilla

$$E_{inf} := \gamma_{suelo}\cdot\left(h_{tapada} + L_v + d\right)\cdot k_0 = 29.25$$

6.3 Peso del terraplen sobre la alcantarilla
AASHTO 12.11.2.2.1

Profundidad del relleno, H (mm)	$h_{tapada} = 1.6$	m
Densidad del suelo, γterraplen (kg/m3)	$\gamma_{suelo} := 18$	t /m3
Factor de interacción suelo estructura, Fe	$F_e := 1.15$	

$$W_E := F_e\cdot\gamma_{suelo}\cdot h_{tapada} = 33.12$$

7 Resultados del procesamiento

Rafael Prieto Florentín
Ing. Civil

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Alcantarilla
Celular

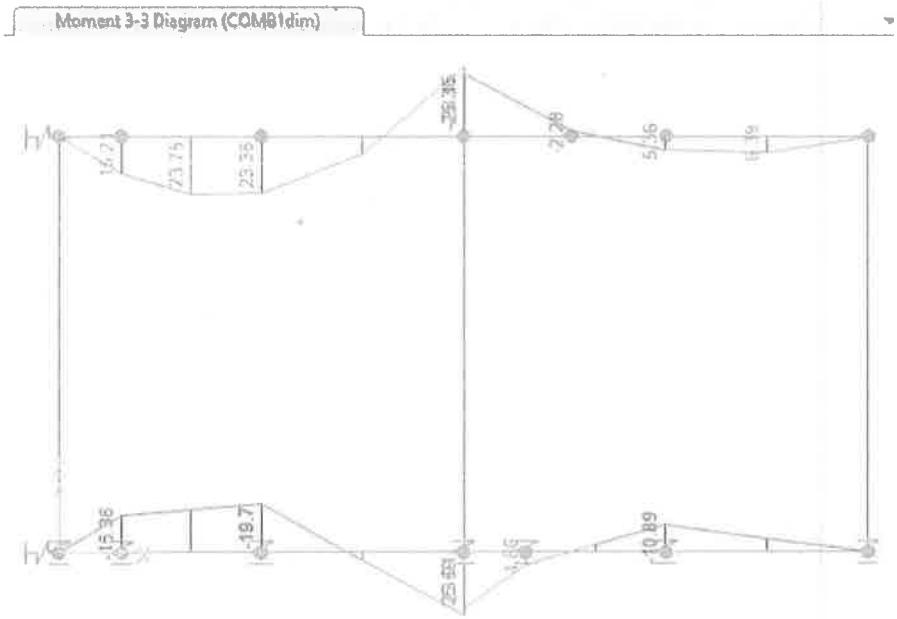


Figura: Diagrama de momentos flectores

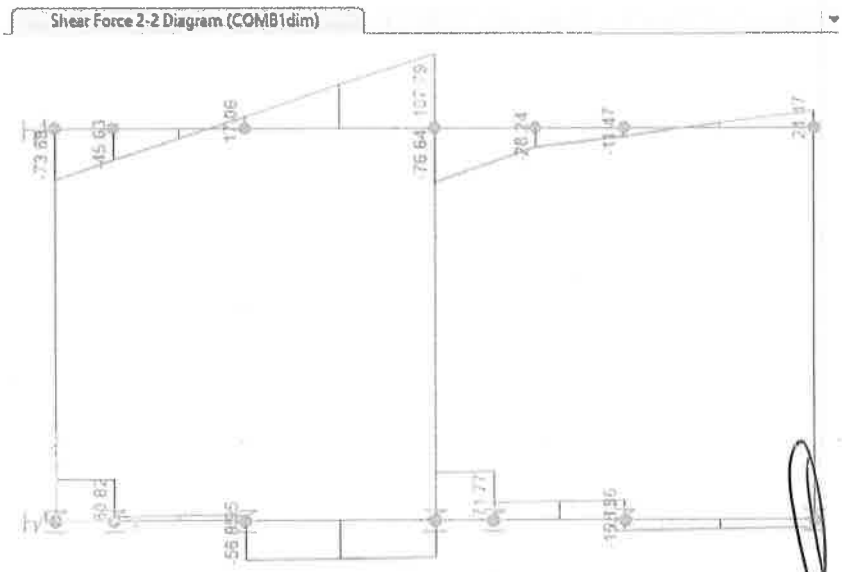


Figura: Diagrama de esfuerzos cortantes

Rafael Prieto Florentín
Ing. Civil

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Alcantarilla
Celular

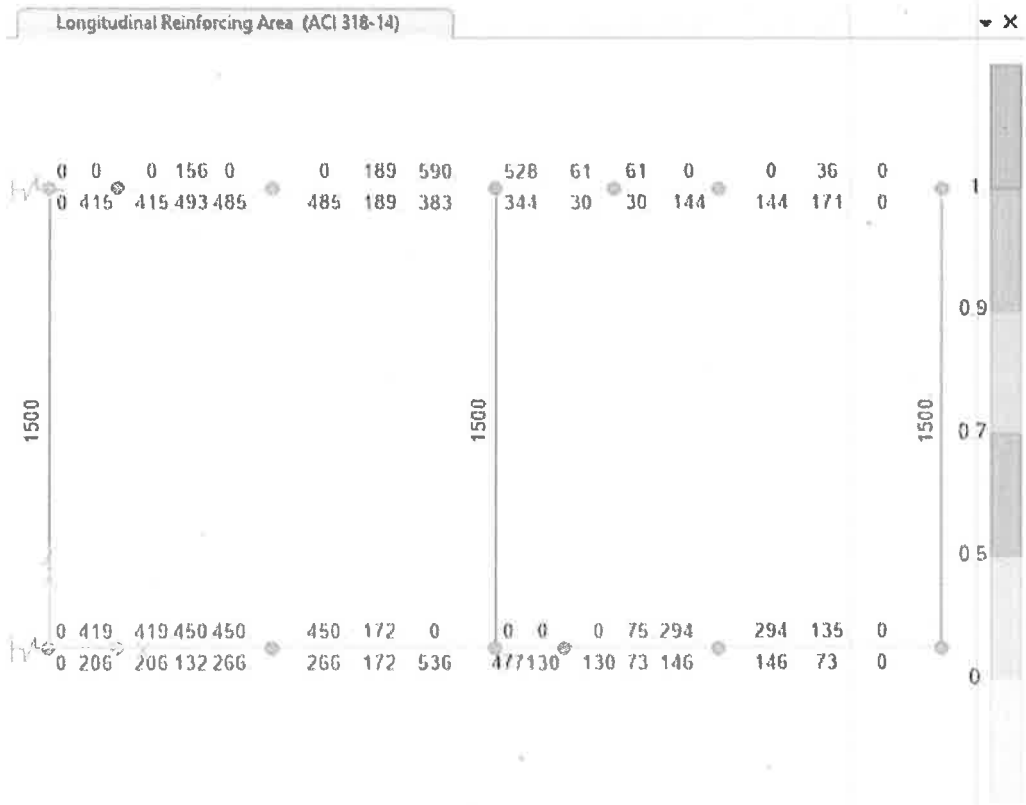


Figura : Intensidad de armadura en cm2,
comparando con la armadura propuesta de las alcantarillas celulares prefabricadas verifica.

Rafael Prieto Florentín
Ing. Civil

Cantidad de armadura necesaria

$A_{sup} := 485mm^2$

$\phi := 10mm$

$$n := \frac{A_{sup}}{0.25 \cdot \phi^2 \cdot \pi} = 6.18$$

$A_{sup2} := 590mm^2$

$\phi := 10mm$

$$n := \frac{A_{sup}}{0.25 \cdot \phi^2 \cdot \pi} = 6.18$$

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

$A_{inf} := 450mm^2$

$\phi := 10mm$

Alcantarilla
Celular

$$n := \frac{A_{inf}}{0.25 \cdot \phi^2 \cdot \pi} = 5.73$$

$$A_{inf} := 536mm^2$$

$$\phi := 10mm$$

$$n := \frac{A_{inf}}{0.25 \cdot \phi^2 \cdot \pi} = 6.82$$

8 Verificación al cortante
AASHTO Art. 5.14.5.3

Área de acero en mm2	As
Altura de la sección mm	d_e
Esfuerzo de corte mayorado	V_u
Momento fector mayorado en la sección	M_u
Ancho de la sección	b

$\phi := 0.85$

$V_u := 60824.5$ N

$M_u := 13.35 \cdot 10^6$ Nmm

$fc := 25$ N /mm2

$As := 10 \cdot 78.5 = 785$ mm2

$b := 1000$ mm

$recubrim := 20$ mm

$H := 150$ mm

$d_e := H - recubrim = 130$

$$V_c := \left(\frac{1}{6} \cdot \sqrt{fc} + 4.6 \cdot \frac{As}{b \cdot d_e} \cdot \frac{V_u \cdot d_e}{M_u}\right) \cdot b \cdot d_e = 110472.12$$ N

$\phi \cdot V_c = 93901.3$ N

Rafael Prieto Florentín
Ing. Civil

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Alcantarilla
Celular

Se verifica la capacidad de corte de la sección $\phi \cdot V_c > V_u$

9 CONCLUSIÓN :

SEGÚN LAS VERIFICACIONE REALIZADAS, EL CAMBIO PROPUESTO POR LA CONTRATISTA SOTEC S.A. CUMPLE LAS CONDICIONES DE USO DE LAS ALCANTARILLAS CELULARES PREFABRICADAS

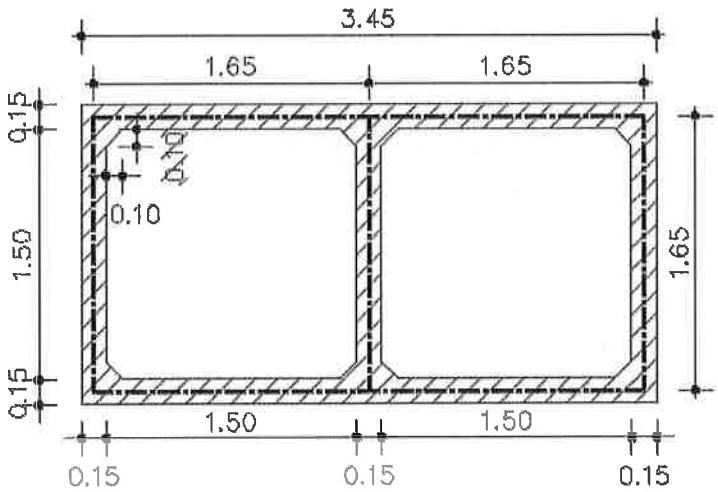


Figura : Sección transversal típica para alcantarilla 2 x 1,5 x 1,5 con tapada 1,60 m

Rafael Prieto Florentín
Ing. Civil

Ing. Jorge Raguairo

CONSORCIO
Río Tembey

rDIC2021

Alcantarilla
Celular

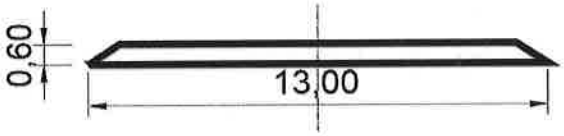
VERIFICACIÓN ALCANTARILLA

DIMENSIÓN: 100 X 100

COMITENTE: SOTEC S.A.

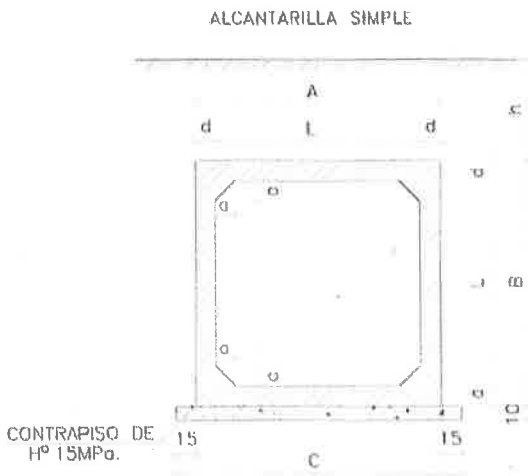
1 Objetivo: Verificar la capacidad de soporte al trafico estandar, de alcantarillas prefabricadas, celulares .

1.1 Geometría



$h_{tapada} := 0.6$

Figura: longitud de base y altura de tapada del terraplen sobre la alcantarilla



Distancia entre centros de muros

$L_h := 1$ m

$L_v := 1$ m

$d_h := 0.15$ m

$B_c := L_h + d_h = 1.15$ m

$d_v := 0.20$ m

$B_{cv} := L_v + d_v = 1.2$ m

Figura: Geometría típica, MOPC para alcantarillas pre fabricadas

Rafael Prieto Floren
Ing. Civil

Ing. Jorge Regueiro

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Alcantarilla
Celular

ALCANTARILLA CELULAR DE 1.00 x 1.00

fs ≥ MPa		0.14	0.16	0.18
MEDIDAS	UNID	SIMPLE	DOBLE	TRIPLE
A	cm	150	245	360
B	cm	130	130	130
C	cm	160	275	390
a	cm	10	10	10
b	cm	—	20	20
e	cm	15	15	15
CONTRAPISO	m^3	0.16	0.29	0.39
ENCOFRADO	m^2	6.24	7.80	13.75
HORMIGON	m^3	0.73	1.245	1.78

Tabla: Características constructivas para alcantarillas

2 Datos de Suelo y Materiales

Módulo balasto, suelo, k (t/m3) $k := 9000$

Tensión admisible suelo base, σsuelo (t/m2) $\sigma_{admsuelo} := 14$

Densidad aparente, γsuelo (kN/m3) $\gamma_{suelo} := 18$

Ángulo de rozamiento interno, μsuelo (grados) $\phi := 30$

Cohesión (t/m2) $C := 0$

Rosamiento terreno - muro (grados) $\delta := 0$

Ángulo de transmisión de cargas (grados) $\alpha := 45$

Densidad hormigón (kN/m3) $\gamma_{horm} := 25$

Densidad asfalto (kN/m3) $\gamma_{asf} := 22$

Rafael Prieto Florentín
Ing. Civil

3 Modelo de elementos finitos

Utilizando el programa SAP2000, Se elabora un modelo de barras siguiendo las dimensiones del plano medio de la estructura. Se considera apoyado sobre medio elástico.

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Alcantarilla
Celular

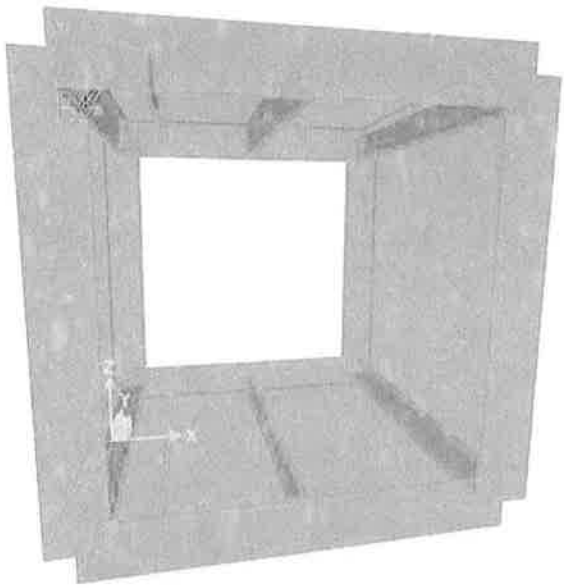


Figura: Modelo en 3D, según SAP2000

4 Factores de carga y combinaciones de cargas, AASHTO 3.4

La solicitación mayorada se tomará como:

$Q = \Sigma \eta_i \gamma_i Q_i$ (3.4.1-1)
donde:

η_i = modificador de las cargas especificado en el Artículo 1.3.2
Q_i = solicitaciones de las cargas aquí especificadas
γ_i = factores de carga

Factores de carga:

- Hormigón DC, = 1.25
- Asfalto DW, = 1.50
- Relleno suelo ES, EH, = 1.3
- Carga Viva LL, = 1.75

Rafael Prieto Florentín
Ing. Civil

Combinaciones de carga:

COMB1dim= DC x 1.25 + DW x 1.5 + ES x 1.3 + + EH x 1.3 + LL x 1.75

5 Factor de interacción estructura - suelo Fe, AASHTO Art.12.11.2.2

Tapada considerada, h= $h_{tapada} = 0.6$ m

Dim. exterior de alcantarilla, Bc= $B_c = 1.15$ m

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Alcantarilla
Celular

$$F_{e1} := 1 + 0.2 \cdot \left(\frac{h_{tapada}}{B_c} \right) = 1.1$$

$F_e := 1.09$ Se asume el valor <= 1.15

5.1 Presión lateral del suelo , AASHTO, Art. 3.11.5.2

$$k_0 := 1 - \sin\left(\phi \cdot \frac{\pi}{180} \right) = 0.5$$

5.2 Sobrecarga lateral debida a la carga vehicular, AASHTO Art. 3.11.6.4-1

Se considera el valor del empuje para tapadas desde 5 pies hasta 10 pies, rango donde se encuentra el peor caso analizado.
Se hallara la carga de suelo equivalente heq

5.3 Carga vehicular, LL
según AASHTO Art. 3.6.1.3.3 - Tren tipo HL 93
Se debe aplicar la carga de eje o tandem ya que B< 15 pies, ó 4.57 m
AASHTO Art. 3.6.1.2.1 Requisitos Generales, sobrecarga vehicular HL-93
AASHTO Art. 12.11.2.1 Trocha simple con factor de presencia múltiple η= 1, considerando 2 carriles

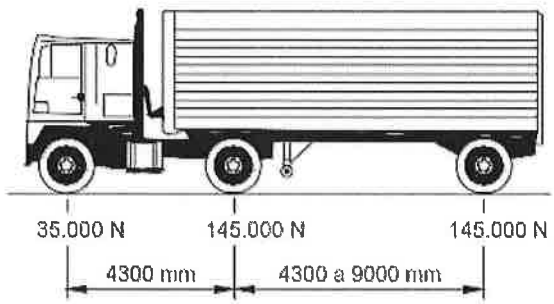


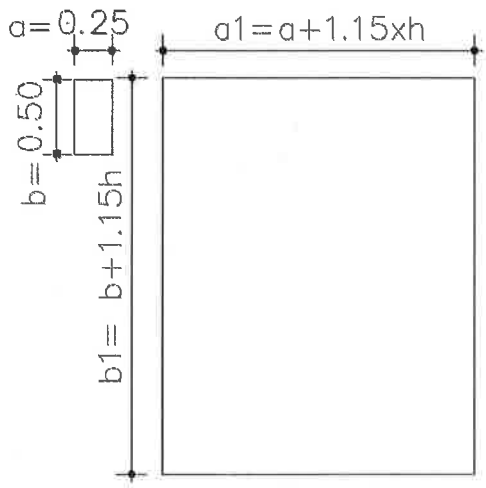
Figura: Vehiculo típico

Rafael Prieto Florentín
Ing. Civil

5.4 Distribución de carga viva, LL a travez de suelo de relleno
AASHTO 3.6.12.6
Utilizando el área de contacto de los neumaticos, aumentamos en 1,15 veces la altura de tapada. A su vez se divide la carga en esa área resultante.

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Alcantarilla
Celular



$a1 := 0.25 + 1.15 \cdot h_{tapada}$

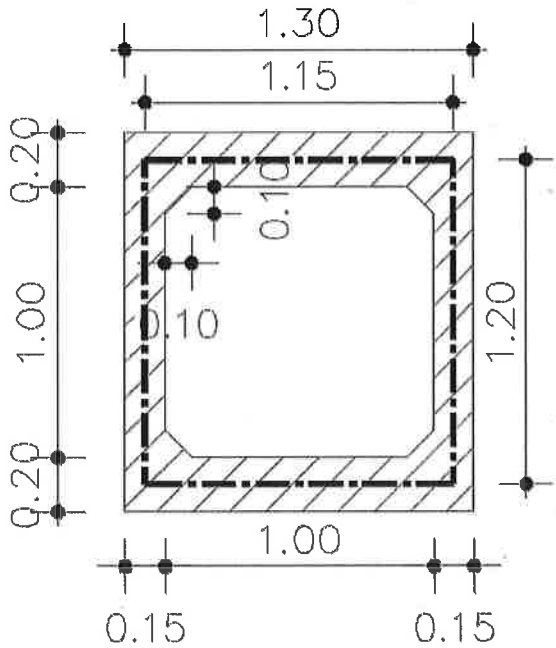
$a1 = 0.94$

$b1 := 0.50 + 1.15 \cdot h_{tapada}$

$b1 = 1.19$

Figura : Área de distribución de las cargas

6 Esquema de cálculo



Rafael Prieto Florentín
Ing. Civil

Figura: Esquema de calculo, siguiendo el plano medio de la estructura

Figura : posición del tren de carga respecto a la alcantarilla con distribución correspondiente de la carga de rueda

$$LL := \frac{145}{a1 \cdot b1} = 129.63$$ kN /m2

6.1 Incremento por carga dinámica para estructuras enterradas. AASHTO 3.6.2.2

Debe ser mayor o igual a 0%, considerada hasta altura de relleno de 8 pies= 2.44m

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey

Alcantarilla
Celular

$$IM := 33\cdot\left(1 - 0.125\cdot h_{tapada}\cdot\frac{1}{12\cdot 0.0254}\right) = 24.88$$

7.6 Empuje lateral debido a la carga móvil

$$E_{mov} := LL\cdot k_0 = 64.81$$

6.2 Empuje lateral de suelo

- En la parte superior de la alcantarilla

$$E_{sup} := \gamma_{suelo}\cdot h_{tapada}\cdot k_0 = 5.4$$

- En la parte inferior de la alcantarilla

$$E_{inf} := \gamma_{suelo}\cdot\left(h_{tapada} + L_v + d_v\right)\cdot k_0 = 16.2$$

6.3 Peso del terraplen sobre la alcantarilla
AASHTO 12.11.2.2.1

Profundidad del relleno, H (mm)	$h_{tapada} = 0.6$	m
Densidad del suelo, γterraplen (kg/m3)	$\gamma_{suelo} := 18$	t /m3
Factor de interacción suelo estructura, Fe	$F_e := 1.15$	

$$W_E := F_e\cdot\gamma_{suelo}\cdot h_{tapada} = 12.42$$

7 Resultados del procesamiento

Ing. Jorge Reguairo

CONSORCIO
Río Tembey

Rafael Prieto Florentín
Ing. Civil

Alcantarilla
Celular

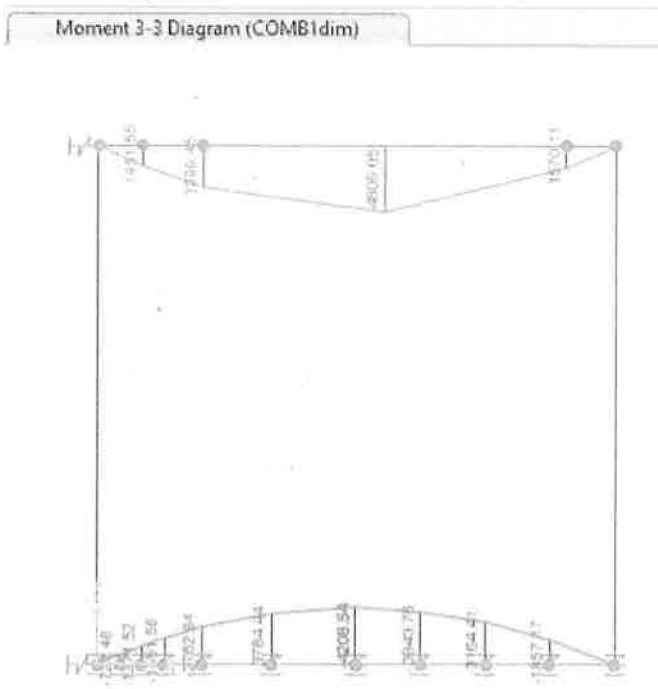


Figura: Diagrama de momentos flectores

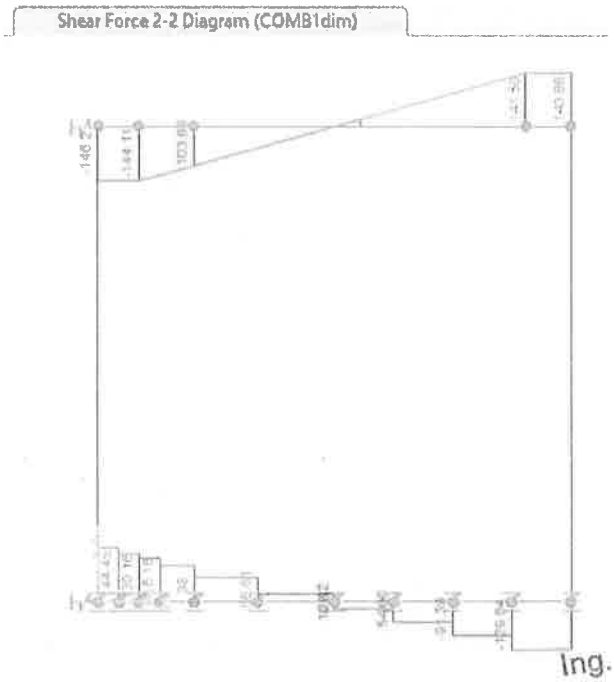


Figura: Diagrama de esfuerzos cortantes

Rafael Prieto Florentín
Ing. Civil

Ing. Jorge Regueiro
CONSORCIO
Río Tembey