



Alcaldía Municipal del Distrito Central
Unidad Municipal de Gestión Integral de Riesgos
Programa de Adaptación Urbana al Cambio Climático en
Centroamérica – Componente Honduras

INFORMES DE INVESTIGACIÓN

Nombre del Proyecto: Control Integrado de Inundaciones mediante Obras Hidráulicas en la Quebrada de la Colonia 28 de Marzo, Tegucigalpa, M.D.C.

Código: KFW-019

Ubicación: Colonia 28 de Marzo, Tegucigalpa, M.D.C.

Tiempo de ejecución: Ciento cuarenta días (140 días)

Fuente de Financiamiento: KfW

**Programa de Adaptación Urbana al Cambio Climático en Centroamérica-
Componente Honduras**



KFW



UMGIR

UNIDAD MUNICIPAL
DE GESTIÓN INTEGRAL
DE RECURSOS



KFW

**PROGRAMA DE ADAPTACIÓN URBANA AL CAMBIO CLIMÁTICO EN
CENTROAMÉRICA - COMPONENTE HONDURAS**

INFORME DE ESTUDIO GEOLÓGICO / GEOTÉCNICO

KfW-019

Proyecto:

Control Integrado de Inundaciones mediante
Obras Hidráulicas en la Quebrada de la Colonia
28 de Marzo, Tegucigalpa, M.D.C.

Responsable:

José Antonio de San Antonio Escribano

12.2019



1. Introducción.....	2
2. Observaciones de campo	3
3. Metodología.....	5
4. Conclusiones y Recomendaciones	6



INFORME

1. Introducción

La capital de la República presenta una serie de características particulares que la hace especialmente vulnerable a los movimientos de ladera y a las inundaciones. Su especial orografía, que se puede definir como una cubeta rodeada de montañas y el hecho de que sea un foco de atracción para nueva población en busca de oportunidades para mejorar su calidad de vida; ha dado lugar a que se ocupen espacios con una fuerte pendiente, así como zonas cercanas a las quebradas, las cuales se han ido estrangulando, e incluso desapareciendo, al situar edificaciones en su lecho.

2. Observaciones de campo

La colonia se encuentra situada hacia el este de la ciudad de Tegucigalpa, al norte del complejo olímpico. Se ha tomado un punto de posicionamiento para la ubicación de la problemática, siendo sus coordenadas UTM 16P 481886.84 m E 1553903.66 m N.

El día 7 de agosto se realizó visita de inspección de campo a la zona donde se produce el desbordamiento de la quebrada Las Burras, en la Colonia 28 de Marzo, en Tegucigalpa.



Figura 1: situación de la quebrada y zona de inundación

En la Figura 1 se encuentra señalada la zona de inundación dentro de un recuadro rojo y, de color azul, el recorrido de la quebrada que se ha podido observar.

La línea azul discontinua indica la zona de la quebrada que se encuentra embaulada, y sobre ella se han construido diversas edificaciones.



Durante la inspección se pudo observar que la quebrada cruza por debajo de la calle perpendicularmente a ella, haciendo ángulos de aproximadamente 90 grados y muy agudos.

Según lo manifestado por un vecino, el tubo por donde circula la quebrada debajo de la calle se encuentra colapsado y, durante la limpieza que hicieron, pudieron observar que se encontraba obstruido por diversos materiales y enseres.

Aguas debajo de la calle se puede observar que el tubo se encuentra azolvado y con una sección hidráulica muy reducida.

Es importante resaltar que en el cauce de la quebrada se observaron los pozos de registro de las aguas negras.

Por lo observado y por lo manifestado por los vecinos, parece que la inundación se produce por el rebalse de las aguas cuando no pueden circular libremente por debajo de la carretera, ya que el tubo se encuentra colapsado y obstruido por enseres y todo tipo de objetos que son arrojados en la quebrada

3. Metodología

Desde punto de vista geológico, la colonia se encuentra situada sobre materiales denominados Krc, según el mapa geológico de Tegucigalpa, que corresponden a lutitas, limolitas y areniscas rosadas, así como capas de conglomerados de cuarzo. Pertenecen a la Fm Río Chiquito, de edad cretácica, situada en la parte alta del Grupo Valle de Ángeles.



Figura 2: Encuadre geológico de la Colonia Berlín. En el círculo amarillo la zona afectada por inundación

Durante la visita de campo se han podido observar afloramientos dentro del cauce de la quebrada, identificándose materiales limoarenosos de color anaranjado.

Estos materiales tienen una permeabilidad baja, lo que hace que la escorrentía superficial sea alta. A esto hay que añadir que la zona se encuentra totalmente urbanizada, es decir, la superficie está impermeabilizada, impidiendo que haya infiltración hacia el terreno, convirtiendo el agua de lluvia en un flujo de escorrentía superficial en su totalidad.

4. Conclusiones y Recomendaciones

CONCLUSIONES

De lo obtenido de la información previa y lo observado durante la visita de campo, se puede llegar a las siguientes conclusiones:

1. La zona de intervención se encuentra situada sobre materiales de edad cretácica, formados por lutitas, areniscas y conglomerados de color rosado-rojizo, los cuales presentan un índice de permeabilidad muy bajo.
2. Se ha podido observar que la zona se encuentra totalmente urbanizada, por lo que todo el agua de lluvia se convierte en un flujo de escorrentía superficial, al no existir infiltración.
3. Se ha observado que la quebrada ha sido ocupada, salvo por el canal principal, en toda su totalidad, llegando, incluso, a colocarse edificios sobre la misma, sobre la estructura del embaulado parcial de la misma. Así mismo, se ha modificado el trazado original del canal principal, obligándolo a tener curvas de 90°, como es el caso para adaptarla al paso por debajo de la calle. La tubería que sirve como paso por debajo de la calle se encuentra en malas condiciones, estando azolvada y llena de desechos de todo tipo que se tiran al canal de la quebrada.
4. El problema detectado es la formación de una presa en el punto en el que la quebrada pasa por debajo de la calle debido a lo anteriormente expuesto, provocando la inundación de la zona y afectando a los vecinos que tienen sus edificaciones en el cauce de la quebrada.

RECOMENDACIONES. –

Como recomendaciones, basadas en lo observado en la visita, se pueden dar las siguientes:

1. Se recomienda realizar una intervención que solucione el problema de represamiento que ocurre aguas arriba del cruce de la quebrada por debajo de la calle y que afecta a los habitantes del área.
2. Como parámetros geotécnicos para el dimensionamiento de las obras que se plantean realizar, se pueden considera:

Para el caso de las lutitas, al no tener datos directos de los sondeos realizados, se opta por los valores existentes en la bibliografía especializada:

El valor del peso específico se ha basado en datos seleccionados a partir de Goodman (1989), Rahn (1986), Walthan (1999) y Farmer (1968). Según estos autores, el valor varía entre 2.2 y 2.6 g/cm³.

Los valores del coeficiente elástico de la lutita (E) y el coeficiente de Poisson (ν), se obtuvieron a partir de Goodman (1989), Rahn (1986), Walthan (1999), Johnson y De Graff (1988) y Duncan (1999). Estos valores son los siguientes:

- E: 29.4 – 215.7 KPa .105
- ν : 0.25 – 0.29

Para los valores de la cohesión y el ángulo de fricción interno, nos hemos basado en Goodman (1989), Rahn (1986), Walthan (1999) y Jiménez Salas y Justo Alpañez (1975). Estos valores son:

- Cohesión: 3,000 – 34,000 KPa
- Angulo de fricción interna: 40° – 60°, en caso de rocas sanas

15° - 25°, en superficies de laminación

Todos estos datos y relación de autores han sido tomados del libro "Ingeniería Geológica. Coordinador Luis I. González de Vallejo, Madrid 2002"

Peso específico (g/cm ³)	Porosidad (%)	Permeabilidad	Resistencia a compresión simple (KPa)	Resistencia a la tracción (KPa)	Cohesión, c (KPa)	E (KPa)	v	φ
2.2 – 2.6	2 - 15	10 ⁻⁹ – 10 ⁻¹³	19,613 – 39,227	981 – 3,923	2,942 – 34,323	29 – 216	0.25 – 0.29	30°

Tomado de "Ingeniería Geológica". Coordinador Luis I. González de Vallejo, Madrid 2002

Estos valores están referidos a la roca sana, por lo que el apoyo de las estructuras se debe garantizar que se haga sobre roca sana y no sobre rellenos o roca alterada.

Como valor para la capacidad soportante el terreno, siempre que se apoyen las estructuras sobre roca sana, se puede considerar de un valor no mayor de 196 KPa.

Para el caso de material de relleno, las características geotécnicas que se pueden considerar son:

- a. Ángulo de rozamiento interno: 20°
- b. Cohesión: 0.0 Kpa
- c. Densidad: 1.9 g/cm³
- d. Capacidad soportante: inferior a 49 KPa



UMGIR
UNIDAD MUNICIPAL
DE GESTIÓN INTEGRAL
DE RIESGO



KFW

**PROGRAMA DE ADAPTACIÓN URBANA AL CAMBIO CLIMÁTICO EN
CENTROAMÉRICA - COMPONENTE HONDURAS**

MEMORIA TECNICA DE ESTUDIO HIDROLÓGICO Y DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO

**Tramo de Quebrada las Burras, Colonia 28 de
Marzo**

Proyecto:

KfW-019: Control Integrado de Inundaciones
mediante Obras Hidráulicas en la Quebrada de la
Colonia 28 de Marzo, Tegucigalpa, M.D.C



Responsable:
Ing. Roberto Granados

2022

Contenido

Abreviaturas.....	2
1. Introducción.....	3
2. Generalidades.....	4
2.1. Ubicación del Proyecto.....	4
2.2. Caracterización Climática de la Zona.....	4
3. Metodología.....	6
3.1. Análisis hidrológico.....	6
3.1.1. Delimitación de las cuencas.....	6
3.1.2. Parámetros morfométricos de las cuencas.....	8
3.1.3. Tiempo de concentración.....	9
3.1.4. Capacidad hidrológica de los suelos.....	10
3.1.5. Usos y Coberturas de Suelos.....	11
3.1.6. Aspectos hidrológicos.....	12
3.1.7. Tormenta de Diseño.....	13
3.1.8. Estimación Caudales de Diseño.....	15
3.2. Análisis hidráulico.....	16
3.2.1. Fundamentos Generales.....	16
3.2.2. Drenaje Menor.....	16
3.2.3. Drenaje Mayor.....	17
3.2.4. Generalidades del Modelo HEC RAS.....	17
4. Resultados del dimensionamiento hidráulico.....	18
4.1. Cálculos hidrológicos.....	18
4.2. Cálculos hidráulicos.....	20
5. Análisis de amenaza por inundación.....	25
5.1. Cálculos de profundidades y velocidades de inundación.....	25
5.2. Cálculo de nivel de intensidad de amenaza de inundación.....	26
5.3. Identificación de amenaza en sitio.....	27
5.4. Propuestas de diseño hidráulico para la solución del caso de inundación.....	30
6. Revisión de estructuras hidráulicas actuales.....	34
6.1. Revisión de cunetas existentes.....	34
7. Conclusiones.....	36
8. Recomendaciones.....	37
9. Referencias.....	38

Memoria técnica de estudio hidrológico y dimensionamiento hidráulico

Abreviaturas

SOPTRAVI	Secretaría de Obras Públicas, Transporte y Vivienda
SIECA	Sistema de Integración Económica Centroamericana
IDF	Intensidad, Duración y Frecuencia
ICF	Instituto de Conservación Forestal
MDE	Modelo Digital de Elevaciones
CN o NC	Número de curva
SCS	Soil Conservation Service
FHIS	Fondo Hondureño de Inversión Social
FGV	Flujo Gradualmente Variado
FRV	Flujo Rápidamente Variado
ICES	Iniciativa Ciudades Emergentes y Sostenibles
BID	Banco Interamericano de Desarrollo
UNAH	Universidad Nacional Autónoma de Honduras
HEC-HMS	Hidrologic Engineering Center – Hydrologic Modeling System
HEC-RAS	Hidrologic Engineering Center – River Analysis System
SIG	Sistema de Información Geográfica
HY-8	No tiene significado la abreviatura, hace alusión a un nombre de software para alcantarillas
FHWA	Federal Highway Administration

1. Introducción

El presente informe describe, de manera resumida, la metodología empleada en este estudio y presenta los resultados obtenidos a partir del análisis hidrológico-hidráulico de las obras de drenaje a ser construidas en el tramo de acceso a los pobladores de la 28 de Marzo, ubicada en el municipio del Distrito Central en la ciudad de Tegucigalpa. El estudio hidrológico y posterior dimensionamiento hidráulico de estas estructuras de drenaje forma parte del mejoramiento de conducción del curso de agua de la quebrada Candelaria incluyendo obras de disipación de energía.

El estudio completo incluye una visita inicial de reconocimiento, levantamientos topográficos tanto del cauce de la quebrada, como de georreferenciación de estructuras existentes, así como también la inspección visual de las mismas con el objetivo de evaluar, de manera preliminar, su estado y funcionamiento. De manera adicional, el estudio incorpora un análisis detallado de las características morfométricas y comportamiento hidrológico de las cuencas de aporte, además de la valoración de las condiciones climáticas del sitio a fin de determinar los caudales de diseño. Finalmente, haciendo uso de dichos valores de caudal, se procedió a revisar la capacidad hidráulica de las obras principales y complementarias de drenaje para su dimensionamiento.

Para llevar a cabo el análisis hidrológico se ha implementado como base, la metodología y lineamientos de diseño propuestos en el Manual de referencias hidrológicas del FHIS. Dicho análisis ha sido posible mediante la aplicación de herramientas informáticas de análisis espacial e hidrológico como ser ArcGIS y HEC-HMS. Para el análisis hidráulico se han implementado los lineamientos establecidos en el manual de carretas de SOPTRAVI, Tomo 6, así como también las pautas propuestas en el recientemente publicado "Manual de consideraciones técnicas hidrológicas e hidráulicas para la infraestructura vial en Centro América", del SIECA. Al igual que en el caso del análisis hidrológico, para la parte hidráulica también se han empleado herramientas de análisis especializadas como HY-8 y HEC-RAS.

2. Generalidades

2.1. Ubicación del Proyecto

El proyecto de mejoramiento de conducción de cursos de agua y disipadores de energía del que se ocupa este documento, y para el cual se dimensionan las obras de drenaje en el presente estudio, se encuentra ubicado en el Departamento de Francisco Morazán, dentro del Municipio del Distrito Central y comprende el acceso a los pobladores de la colonia 28 de Marzo, ubicado en las cercanías del anillo periférico.

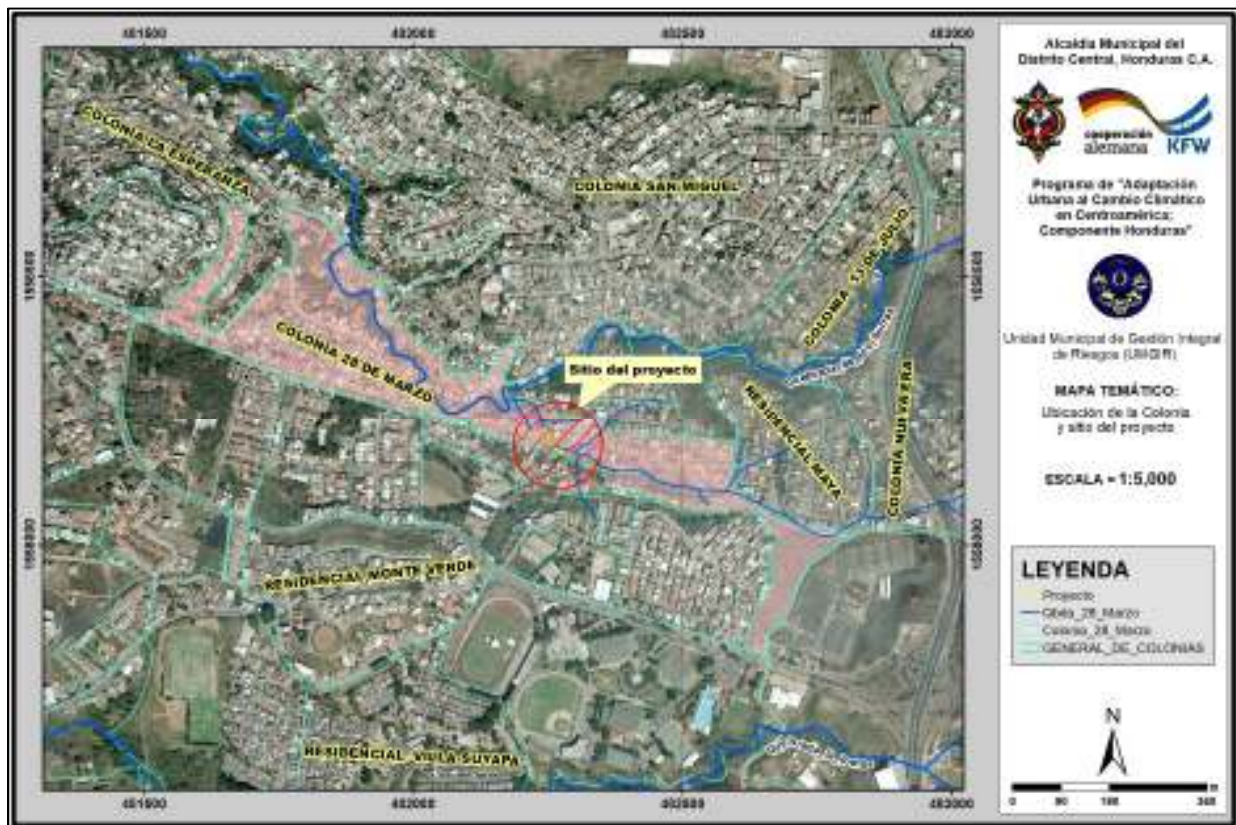


Ilustración 1. Ubicación de la colonia y el sitio del proyecto en estudio

2.2. Caracterización Climática de la Zona

Para la descripción del clima en la región donde se ubica nuestro proyecto se ha hecho uso de la información disponible en la estación de la Universidad Nacional Autónoma de Honduras. Esta estación es pluviográfica de la cual mediante análisis de intensidades máximas por Granados (2016) se obtuvieron las curvas Intensidad Duración y Frecuencia (IDF).

La estación UNAH está ubicada en las coordenadas UTM 482439.65 m. E y 1557436.87 m. N a una altitud de 1063 msnm. Se ha seleccionado dicha estación ya que, además de ser la más cercana, a unos 700 m (dada la baja densidad de estaciones en el país), proporciona series de datos históricos extensas, confiables y representativas del clima de la zona.

La siguiente figura muestra la ubicación de la estación empleada para el análisis climático de precipitación. En cuanto a la caracterización de otras variables climáticas no se cuenta, lastimosamente, con dicha información.

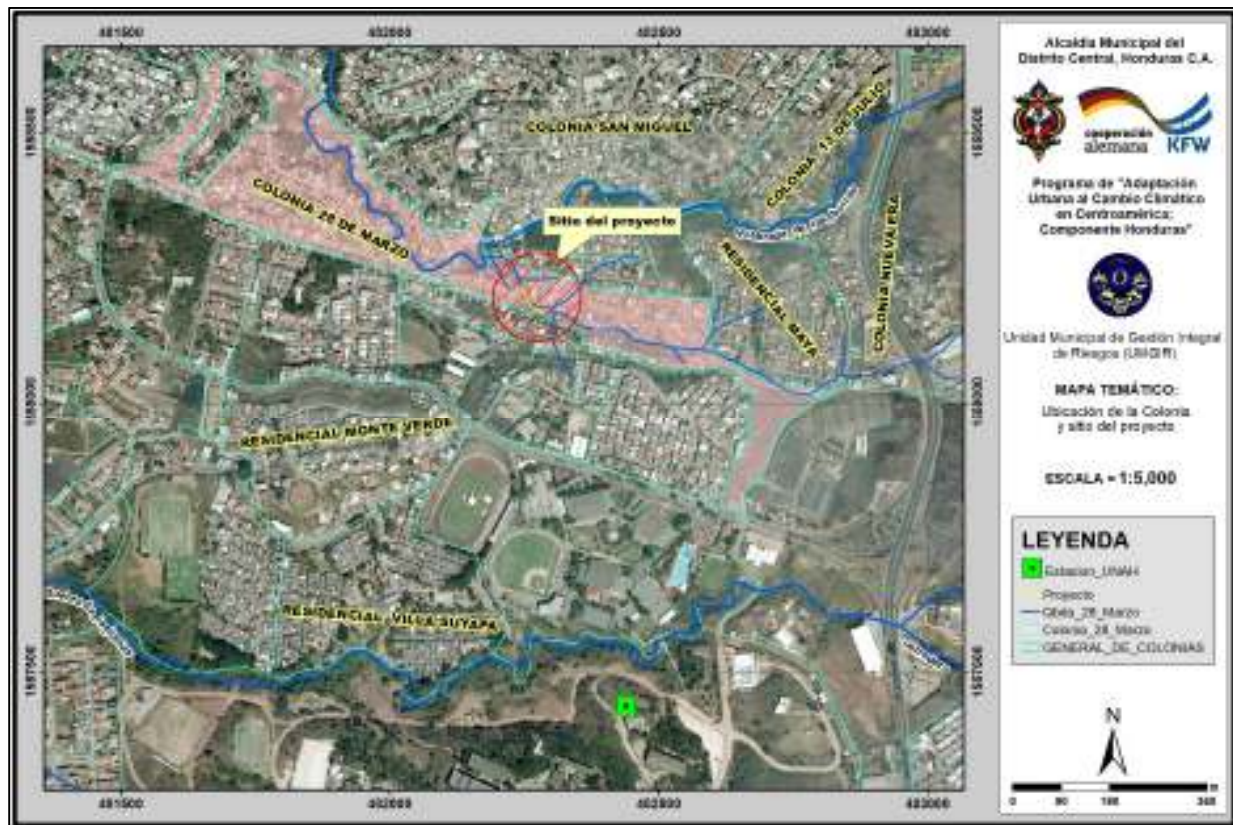


Ilustración 2. Ubicación de la estación meteorológica de la UNAH, cercana al sitio de estudio

Se observa que el periodo lluvioso del año comienza en el mes de mayo con promedios de lluvia superiores a 130 mm, y que se ve disminuido por el veranillo, o canícula, que se produce entre los meses de julio y agosto, cerrando el año con los meses con mayor precipitación, septiembre y octubre, con láminas de agua mayores a 160mm. El patrón de precipitación mensual determinado con datos desde 1996 a 2015 de la estación UNAH se muestran en la siguiente figura. La precipitación media anual calculada entre este periodo de tiempo es de 899.5mm.



Ilustración 3. Precipitación promedio mensual, estación de UNAH

3. Metodología

3.1. Análisis hidrológico

El primer paso para la estimación del aporte de escorrentía superficial es la determinación de las características morfométricas de las cuencas hidrográficas. Para ello es necesario delimitar el área de drenaje de las cuencas y calcular diferentes parámetros físicos de la misma: área, perímetro y pendiente media de la cuenca, longitud y pendiente media del cauce principal. Esto se ha realizado haciendo uso de las hojas cartográficas WGS1984_1628 (en su formato digital en escala 1:50000 y 1:12500), proporcionada por el Instituto Geográfico Nacional, un MDE con una resolución de 30m y con el apoyo del software ArcGIS 10.6.

3.1.1. Delimitación de las cuencas

A continuación, se proporciona un ejemplo de delimitación de cuenca con el uso de ArcGIS, el MDE y las hojas cartográficas, en este caso se muestra la cuenca completa de la quebrada 28 de Marzo que es un tributario de la quebrada Las Burras, (ver ilustración 4).

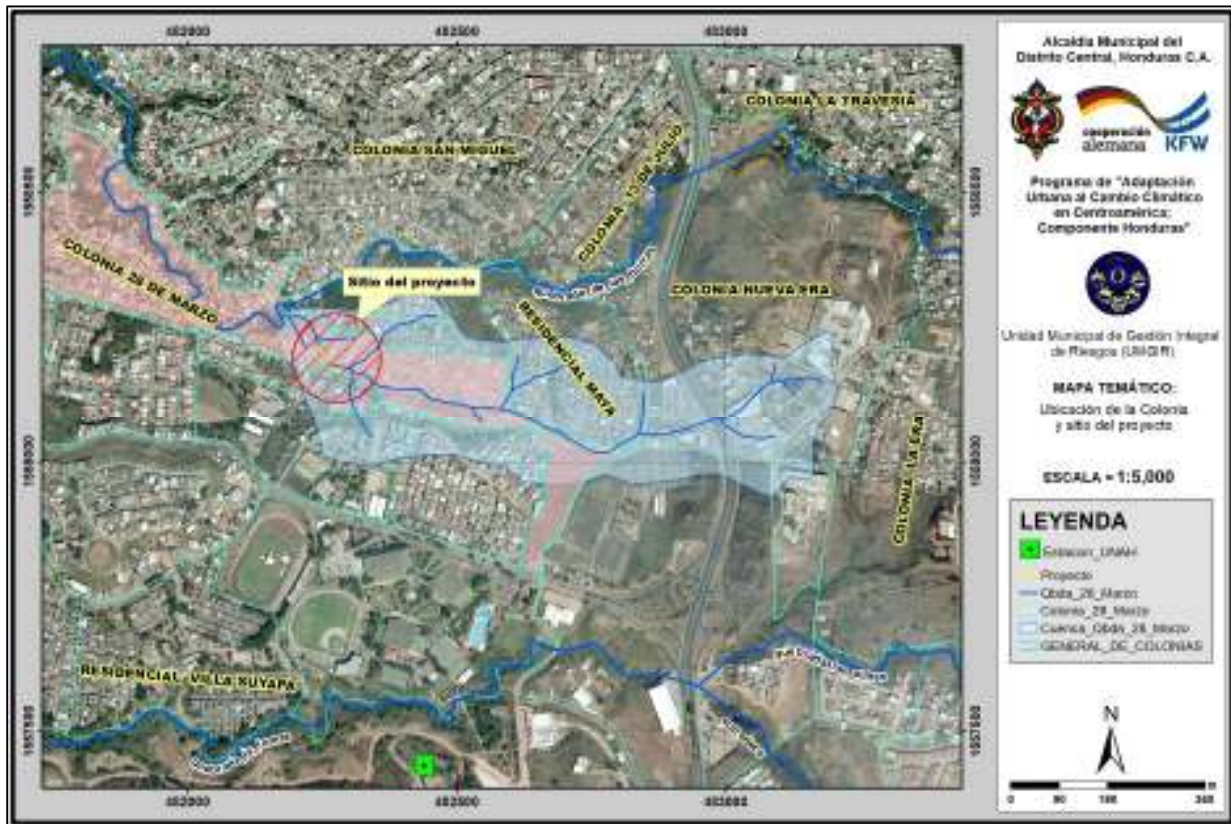


Ilustración 4. Representación de la cuenca tributaria 28 de Marzo, donde se ubica el sitio de estudio

3.1.2. Parámetros morfométricos de las cuencas

La estimación de los parámetros morfométricos más importantes se ha llevado mediante el software ArcGIS y los modelos digitales del terreno. Los parámetros determinados para la cuenca en estudio son como se resume en la tabla I.

Tabla I. *Parámetros morfométricos de la cuenca en estudio*

Cuenca	Área (Ha)	Perímetro (km)	Pendiente (%)	Cauce más largo (m)
Cuenca 1	24.65	2.66	10.53	1,085.00

Se observa que la cuenca en estudio posee una pendiente media de 10.53%, como se muestra en la ilustración 5 y como se resume en la tabla anterior. Estas pendientes son catalogadas en la literatura como media a alta.

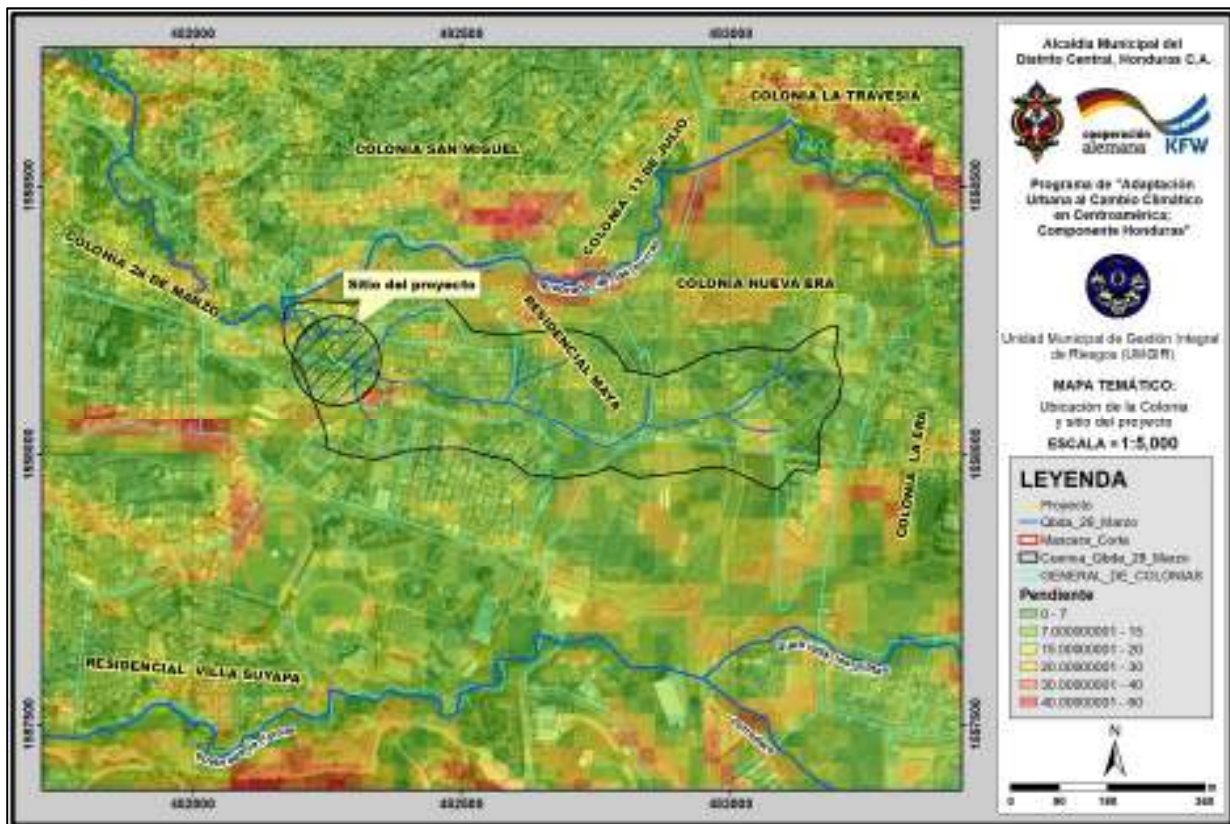


Ilustración 5. Rango de pendiente en la zona de estudio

3.1.3. Tiempo de concentración

Siguiendo con la metodología, se procede a calcular el tiempo de concentración de la cuenca hasta el punto de interés. Para estimar el mismo, se calculan varios valores con diferentes fórmulas de distintos autores, como se resume en la tabla II. Luego se procedió a eliminar los datos extremos de los resultados y se calculó el tiempo de concentración con el promedio de los restantes. El tiempo de concentración correspondiente a las cuencas en estudio son como se muestra en la tabla II.

Tabla II. *Cálculos para el tiempo de concentración de la cuenca*

Cálculos para el tiempo de concentración	
Fórmula para el tiempo de concentración	Autor
$t_c = 14.6 * \frac{L}{A^{0.1} * S^{0.2}}$	Bransby - Williams
$t_c = 60 * \left(\frac{0.87075 * L^3}{H} \right)^{0.385}$	California Culvert Practice
$t_c = 0.0078 * \frac{Lp^{0.77}}{S^{0.385}}$	Kirpich
$T_c = 0.335 * \left(\frac{A}{S^{0.5}} \right)^{0.593}$	Clark
$T_c = \frac{4 * \sqrt{A} + 1.5 * L}{25.3 * \sqrt{S} * L}$	Giandotti
$T_c = \frac{0.108 * (A * L)^{1/3}}{S^{0.5}}$	Passini
$T_c = 0.76 * A^{0.38}$	Pilgrim y McDermott
$T_c = 0.3 * \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.76}$	Témez
$T_c = 1.7694 * \frac{A^{0.325}}{L^{0.096} * S^{0.290}}$	Valencia y Zuluaga
$T_c = 5 * \left(\frac{Lmi}{S^{0.5}} \right)^{0.5}$	Johnstone Cross

Tabla III. *Resultados de tiempo de concentración.*

Nombre	Tc (min)
Cuenca1	28.00

3.1.4. Capacidad hidrológica de los suelos

Con el propósito de determinar la capacidad hidrológica de los suelos existentes en las cuencas del proyecto se ha hecho uso de la clasificación de Suelos de Simmons y del Mapa Nacional de Capacidad Hidrológica de los Suelos. Se ha extraído la información correspondiente al área de estudio mediante el empleo de herramientas SIG. Los suelos de las cuencas según Simmons pertenecen a "Suelos de los Valles", como se muestra en la ilustración 6. Mientras que en la parte de hidrogeología se observa que está definido en el mapa, acuíferos locales y extensivos, pobre a moderadamente productivos, como se muestra en la ilustración 7. Se destaca que para este apartado la información de referencia está a una escala de 1:50000.

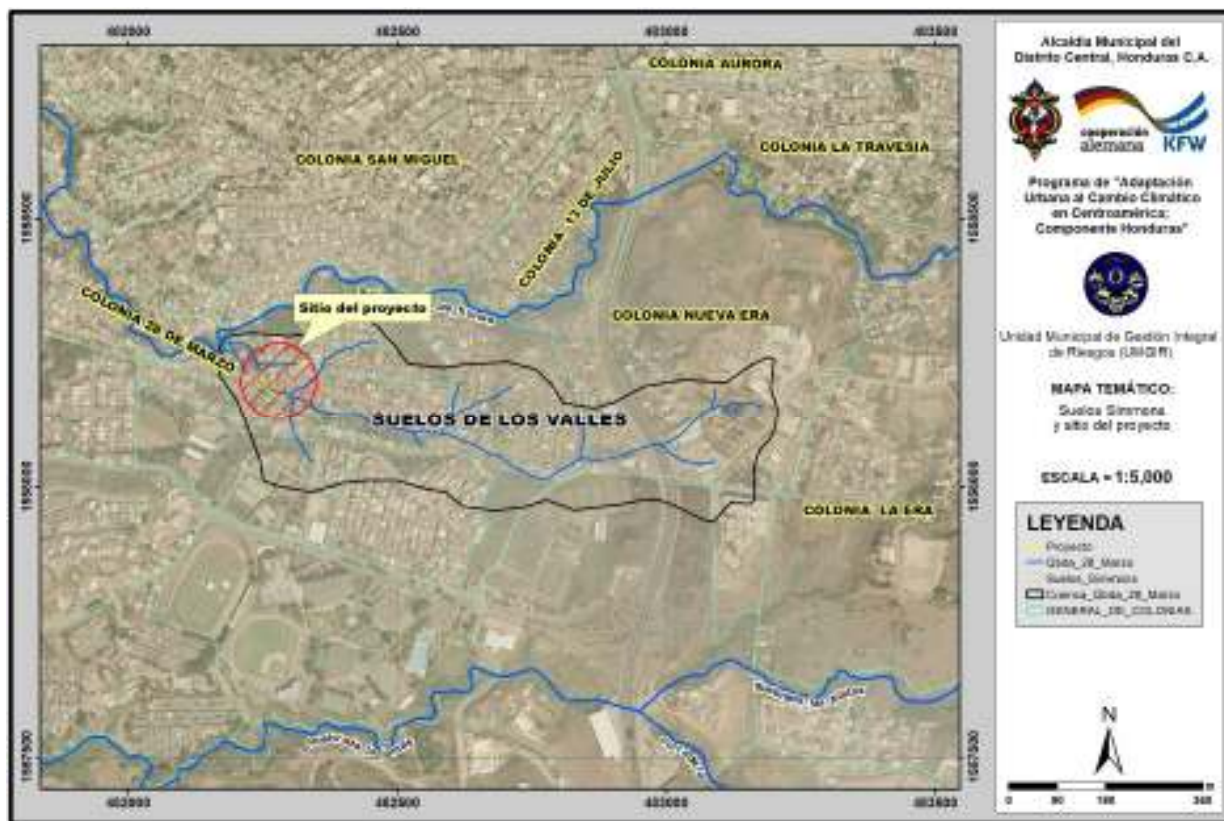


Ilustración 6. Mapa temático de Suelos Simmons en el sitio de estudio, escala 1:50000

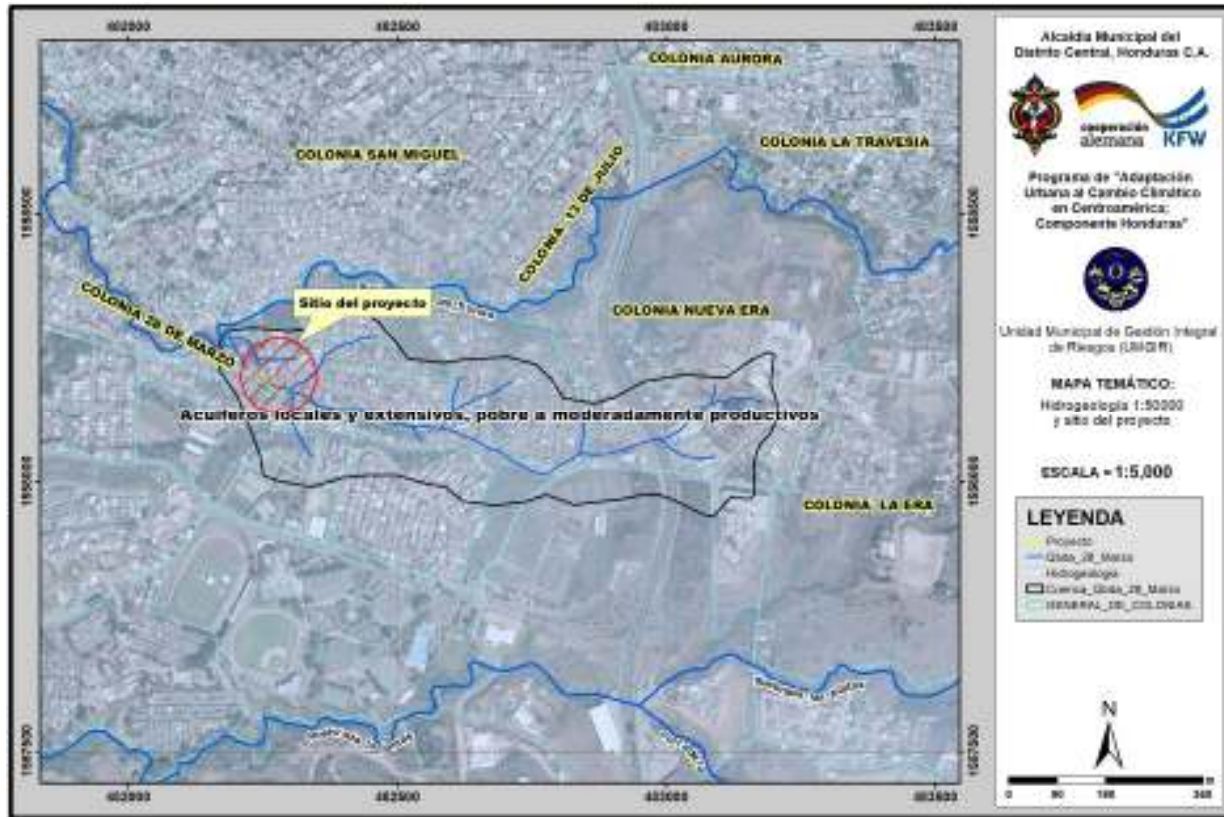


Ilustración 7. Mapa de hidrogeología en la zona de estudio, escala 1:50000

3.1.5. Usos y Coberturas de Suelos

Para la determinación del mapa de usos y coberturas de suelo en las cuencas de estudio se ha empleado la información proporcionada en el mapa de usos y cobertura de Suelo desarrollado por el ICF en el año 2014. El empleo de herramientas SIG también ha sido fundamental en esta parte del análisis. Este fue importante para la determinación del coeficiente de escorrentía de la cuenca, para luego ser utilizado en el método del hidrograma unitario del SCS. El cálculo del CN o escorrentía, fue realizado de forma ponderada, porque existen diferentes coberturas que van desde: Pastos/Cultivos, Vegetación Secundaria Decidua y Zona Urbana Continua, esta última en mayor proporción.

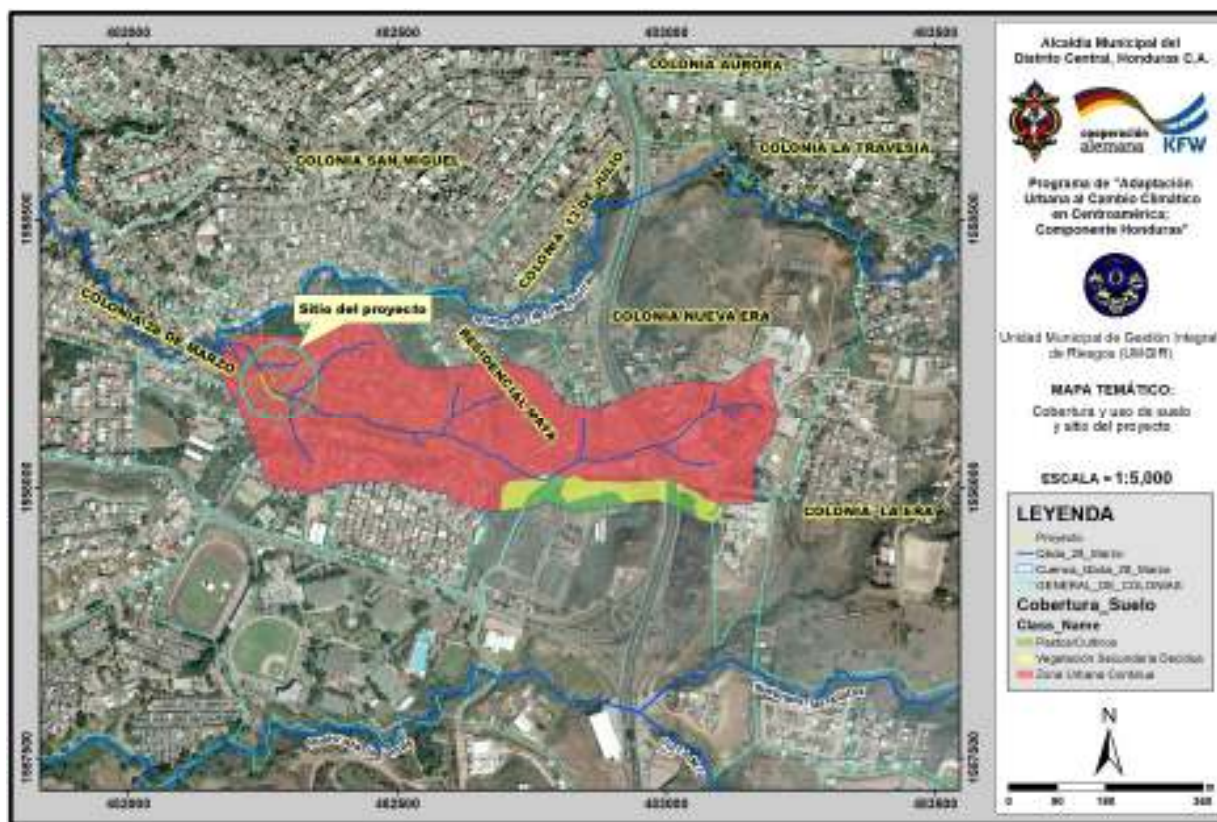


Ilustración 8. Mapa de uso y cobertura de suelo en el sitio de estudio

3.1.6. Aspectos hidrológicos

Las cuencas de aporte, para este proyecto, no cuentan con mediciones ni registros continuos de caudal, por lo que no se cuenta con información directa para estimar los caudales de diseño. Por tanto, a fin de determinar los caudales máximos esperados, se han empleado dos metodologías de diseño, dependiendo del tamaño de las cuencas. En el caso de las cuencas con un área de drenaje menor de 150 Has o menores a un tiempo de concentración de 30 minutos, el caudal de diseño se estima mediante el método racional. Caso contrario, cuando el área de drenaje supera las 150 Has, los caudales son estimados mediante el empleo del modelo HEC-HMS y el método del número de curva (NC) del SCS. En este caso como el tiempo de concentración es cercano a 30 minutos (28), se ha seleccionado utilizar este último método del SCS.

3.1.7. Tormenta de Diseño

3.1.7.1. Periodo de Retorno

Para el diseño de estructuras hidráulicas y el correcto tratamiento del riesgo de falla se debe conocer la probabilidad de ocurrencia de los eventos que condicionan dicha estructura. La probabilidad de ocurrencia se suele representar a través del período de retorno, el cual indica la probabilidad de ocurrencia de un evento en años. El periodo de retorno depende de la importancia de la obra hidráulica en cuestión y del nivel de seguridad que se desee para el análisis.

En este caso, se hace referencia al manual de carreteras de SOPTRAVI, el cual detalla los periodos de retorno para diferentes obras.

Tabla 2.1 VALORES TÍPICOS DE LA RECURRENCIA DE DISEÑO PARA OBRAS DE DISTINTO TIPO	
Tipo de Estructura	Tr (años)
Puentes en caminos principales donde el remanso puede ocasionar daños a la propiedad privada o resultar en la pérdida del puente	50 - 100 años
Puentes en caminos secundarios o alcantarillas en caminos principales	25 años
Alcantarillas en caminos secundarios, colectores pluviales o cunetas laterales	5 - 10 años
Tragantes, bordillos, conductos	1 - 2 años ¹

Ilustración 9. Valores típicos para decisión de períodos de retorno

En el caso para obras de mitigación ante inundaciones, la Alcaldía Municipal del Distrito Central ha definido en su Reglamento de Reducción del Riesgo de Desastres, que el tiempo de retorno para el análisis de inundaciones y el dimensionamiento de obras es de 25 y 50 años.

En el presente estudio, se ha tenido a bien realizar el análisis hidrológico e hidráulico para inundación para un periodo de retorno de 50 años, asimismo para el diseño de las obras de mitigación un periodo de retorno de 50 años, esto por considerar la primera línea de la tabla mostrada en la ilustración 9 arriba.

3.1.7.2. Duración de la tormenta

Debido a que el área de estudio es pequeña (extensión < 50 Km²) su dinámica de producción de escorrentía responde más a las intensidades de lluvia de corta duración (por ejemplo,

tiempo de concentración) que a las intensidades medias de lluvias de larga duración (24 ó 48 horas).

Por tanto, para el presente estudio se ha optado por utilizar una duración para la tormenta de diseño equivalente al tiempo de concentración (Ver sección de parámetros morfométricos de las cuencas).

3.1.7.3. Distribución temporal de la tormenta

En este caso, para las cuencas con tamaño superior a 150 Has, y donde el método de análisis hidrológico es el del Numero de Curva del SCS, sí ha sido necesario distribuir de manera temporal la tormenta y así generar un hietograma de diseño. Para ello, se empleó el método del bloque alterno.

Para la generación de los hietogramas de diseño se emplearon las curvas de intensidad – duración – frecuencia (Curvas IDF) para la estación UNAH, desarrolladas por Granados (2016). Las Curvas IDF se expresan en un juego de curvas o ecuaciones empíricas a las que se ajustan los valores de lluvia (intensidades) para las diferentes duraciones. Un modelo general es:

$$I = \frac{a}{(b + d)^n}$$

Donde I es la intensidad de la lluvia de diseño en mm/h, d es la duración de la tormenta en minutos, y a , b y n son coeficientes que varían con el lugar y el período de retorno.

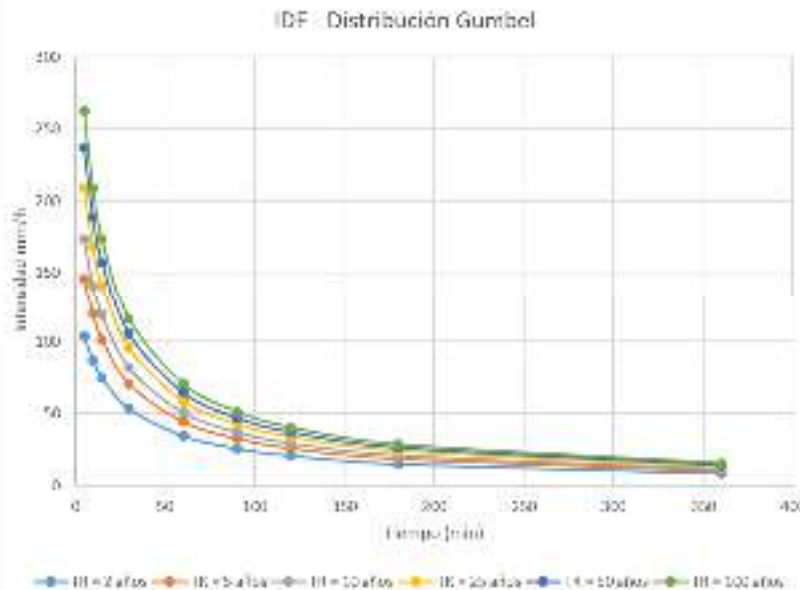


Ilustración 10. Curvas IDF estación UNAH, (Granados, 2016)

3.1.8. Estimación Caudales de Diseño

3.1.8.1. Método del Número de Curva del SCS e Hidrograma Unitario

3.1.8.2. Modelo de abstracciones de precipitación (número de curva)

Las abstracciones de la precipitación fueron calculadas en el presente estudio empleando la metodología del número de curva (CN) del Soil Conservation Service (SCS) de los Estados Unidos, y adoptada para Honduras en el manual de Referencias hidrológicas del FHIS (2002). Se estimó un número de curva CN representativo para la cuenca, tomando en cuenta el tipo de suelo (obtenidos del Mapa Nacional de Suelos (Simmons, 2002)) y el uso o cobertura vegetal del mismo (obtenidos a partir del Mapa de Cobertura Nacional de Suelos, ICF (2014)) dentro de la región de análisis, para el caso en estudio, se muestran en la tabla IV.

Tabla IV. Coeficiente de escorrentía de la cuenca

Nombre	Coeficiente Escorrentía
Cuenca	88.98

3.1.8.3. Modelo de transformación precipitación – escorrentía (hidrograma unitario)

En los modelos de precipitación-escorrentía, luego del cálculo de las abstracciones de precipitación, se procede a aplicarle a la precipitación efectiva una transformación para el cálculo de los caudales de escorrentía. Uno de los modelos de transformación más utilizados en la hidrología es el del hidrograma unitario, que es un modelo empírico originalmente propuesto por Sherman en 1932.

El modelo del hidrograma unitario es un modelo hidrológico lineal que representa la función de respuesta de pulso unitario para un sistema hidrológico. Mediante este modelo es posible deducir el hidrograma resultante de cualquier cantidad de exceso de precipitación. Existen diferentes modelos de hidrograma unitario. En Honduras se utiliza, como lo recomienda el Manual de Referencias Hidrológicas del FHIS, el Hidrograma Unitario Sintético propuesto por el SCS, en ambas ramas, el ascenso y el descenso.

3.2. Análisis hidráulico

3.2.1. Fundamentos Generales

3.2.1.1. Flujo en canales abiertos

Para la evaluación y dimensionamiento de las obras de drenaje transversal en una carretera es fundamental conocer las condiciones del flujo que se transporta a través de ellas. Antes y después (y bajo ciertos valores de caudal, durante) de su paso por las estructuras de drenaje, las condiciones del flujo pueden ser idealizadas como aquellas de un canal abierto. El flujo en canales abiertos se representa comúnmente mediante la ecuación de Manning. Dicha ecuación permite calcular la velocidad del flujo en un canal abierto en función de sus dimensiones, el tipo de material y la pendiente de este.

3.2.1.2. Ecuación de continuidad

A su vez, la fórmula de continuidad nos permitirá relacionar dicha velocidad con el caudal entrante y el área hidráulica llenada.

$$Q = VA$$

3.2.2. Drenaje Menor

El análisis hidráulico y dimensionamiento de las obras de drenaje menor se ha realizado mediante la metodología de control de entrada y salida de las estructuras. El procedimiento ha sido desarrollado por la Administración Federal de Carreteras de los Estados Unidos de América (Federal Highway Administration – FHWA, nombre y siglas en inglés).

Inicialmente se realizó un pre-dimensionamiento de la estructura de drenaje utilizando el nomograma de control de entrada generado por la FHWA y disponible en el recientemente publicado "Manual de consideraciones técnicas hidrológicas e hidráulicas para la infraestructura vial en Centroamérica".

Una vez completado el diseño geométrico, definida la rasante y las elevaciones, las estructuras pre-dimensionadas podrán ser nuevamente revisadas con el software HY-8. Dicho software, también desarrollado por la FHWA, nos permite realizar una revisión definitiva tanto por control de entrada como por control de salida.

Por último se realizó una revisión en HEC-RAS 2D para observar la efectividad de las obras propuestas en el sitio crítico.

3.2.3. Drenaje Mayor

En el caso de las estructuras mayores (caja/caja puente), el análisis hidráulico se ha llevado a cabo mediante el software HEC-RAS, pero también se realizó un pre-dimensionamiento del mismo mediante el software HY-8.

3.2.4. Generalidades del Modelo HEC RAS

El modelo seleccionado para la simulación hidráulica fue el programa HEC-RAS (*River Analysis System del Hydrologic Engineering Center* del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos). Este modelo unidimensional se basa en el cálculo de Flujo Gradualmente Variado (FGV) mediante la solución de la ecuación de energía en una dimensión. Considera las pérdidas de energía producto de la fricción a lo largo del cauce y de procesos de expansión y contracción del flujo. Para casos de Flujo Rápidamente Variado (FRV), como saltos hidráulicos, confluencias y flujo en puentes el modelo incorpora la solución de la ecuación de momentum del flujo.

Los datos de entrada que utiliza el modelo HEC –RAS son la geometría del cauce y del puente (perfiles y secciones transversales obtenidos de las campañas topográficas); los coeficientes de rugosidad estimados para cada tramo de cauce según las observaciones en sitio; las condiciones de frontera, aguas arriba y aguas abajo del tramo, específicas para cada caso; y los caudales de diseño para los diferentes períodos de retorno a analizar.

Los resultados del modelo hidráulico se obtienen de forma tabular como un resumen completo de las condiciones hidráulicas de cada sección transversal (niveles de agua y energía, caudal, velocidad, profundidad, área, radio hidráulico, número de Froude, entre otros) y también gráficamente en cada sección transversal y en el perfil de la quebrada.

4. Resultados del dimensionamiento hidráulico

4.1. Cálculos hidrológicos

Como parte del análisis hidrológico-hidráulico ha sido necesario el análisis hidráulico de la obra de paso a ubicarse en la quebrada de la 28 de Marzo. Cabe mencionar que el área de drenaje de la cuenca de aporte es de aproximadamente 24 hectáreas con un tiempo de concentración cerca de los 30 min (28), por lo que fue necesario llevar a cabo el análisis hidrológico mediante el método del número de curva de la SCS. Se estimaron los caudales para los periodos de retorno de 2, 5, 10, 25 y 50 años y se generaron los hidrogramas unitarios. Sin embargo solo se realizó el análisis de inundación y el diseño de las obras para un periodo de retorno de 50 años de acuerdo a lo estipulado en la sección 3.1.7.1 referente al periodo de retorno.

A continuación, en la ilustración 19 se muestra el modelo de cuenca y esquema disponible en el modelo HEC-HMS para el análisis hidrológico.

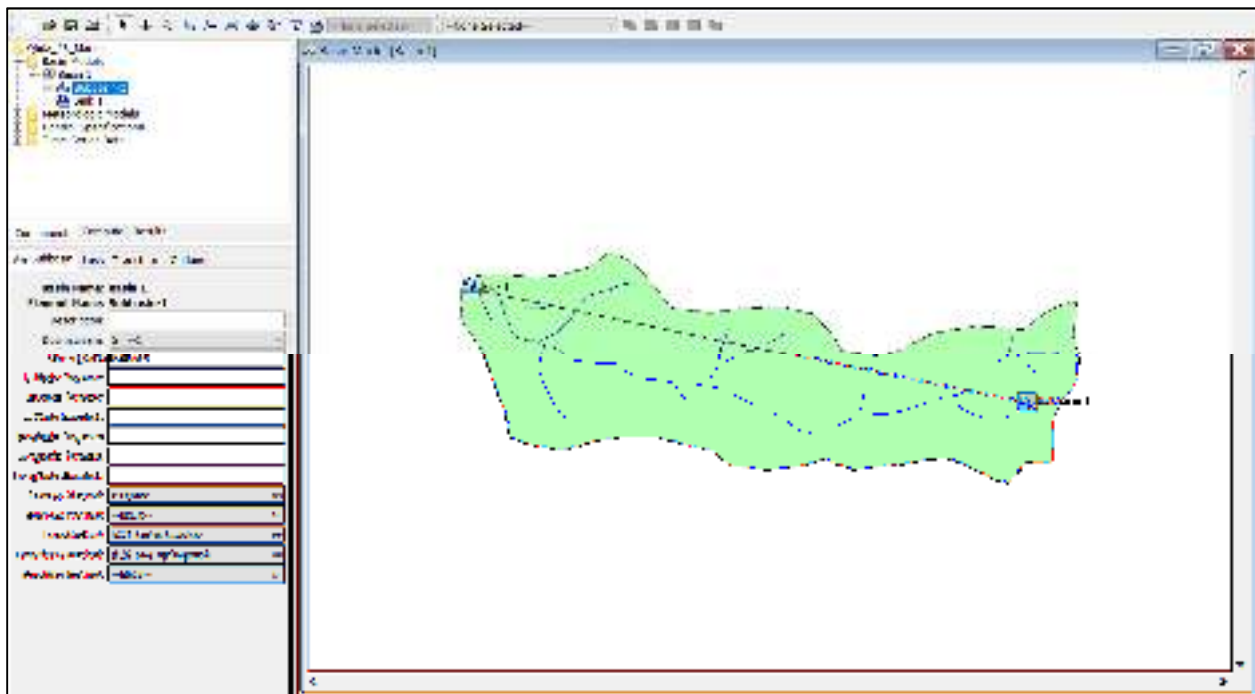


Ilustración 11. Esquema de ejemplo del modelo en HEC-HMS

Para la obtención del CN ponderado, en condición de humedad normal (CNII), se han empleado las siguientes capas:

- a) Mapa de suelos de Simmons, obteniéndose una representación del 100% de la cuenca bajo la clasificación de suelo de los valles, con capacidad hidrológica C.
- b) Usos y coberturas de Suelo ICF 2014, encontrándose dentro de la cuenca las siguientes clasificaciones: bosque de conífera denso y ralo, pastos y cultivos, vegetación secundaria decidua y la zona urbana continua.
- Los principales datos de entrada para el modelo hidrológico de la cuenca son como se resume en la tabla V.

TABLA V. Datos de entrada para el modelo en HEC-HMS

Nombre	Área de cuenca (Km ²)	Numero de Curva (CN II)	Tc (min)	Tlag (min)
Cuenca1	0.2465	88.98	28.00	16.80

El hietograma de diseño, desarrollado por el método del bloque alterno, concentrando el pico de precipitación en el centro del evento, se ilustra a continuación, a manera de ejemplo, mediante el hietograma desarrollado para un periodo de retorno de 50 años y para la cuenca, ilustración20.

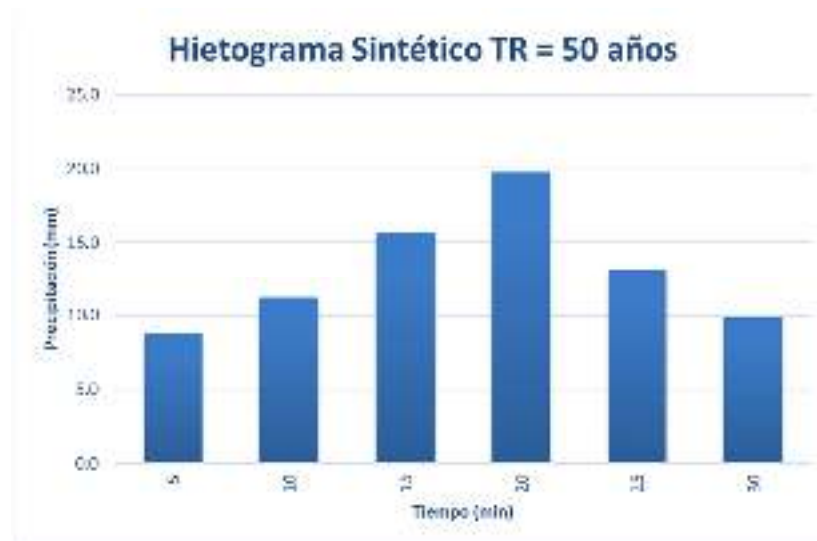


Ilustración 12. Ejemplo de hietograma mediante bloques alternos, TR de 50 años

Los resultados del modelo precipitación-escorrentía se representan gráficamente mediante los hidrogramas de diseño, con su respectivo caudal pico. A continuación, se ilustra, a manera de ejemplo, el hidrograma de crecida para la quebrada en estudio con un periodo de retorno de 25 años. Vemos que el valor pico que alcanza el hidrograma es 6.70 m³/s, como se observa en la ilustración 21.

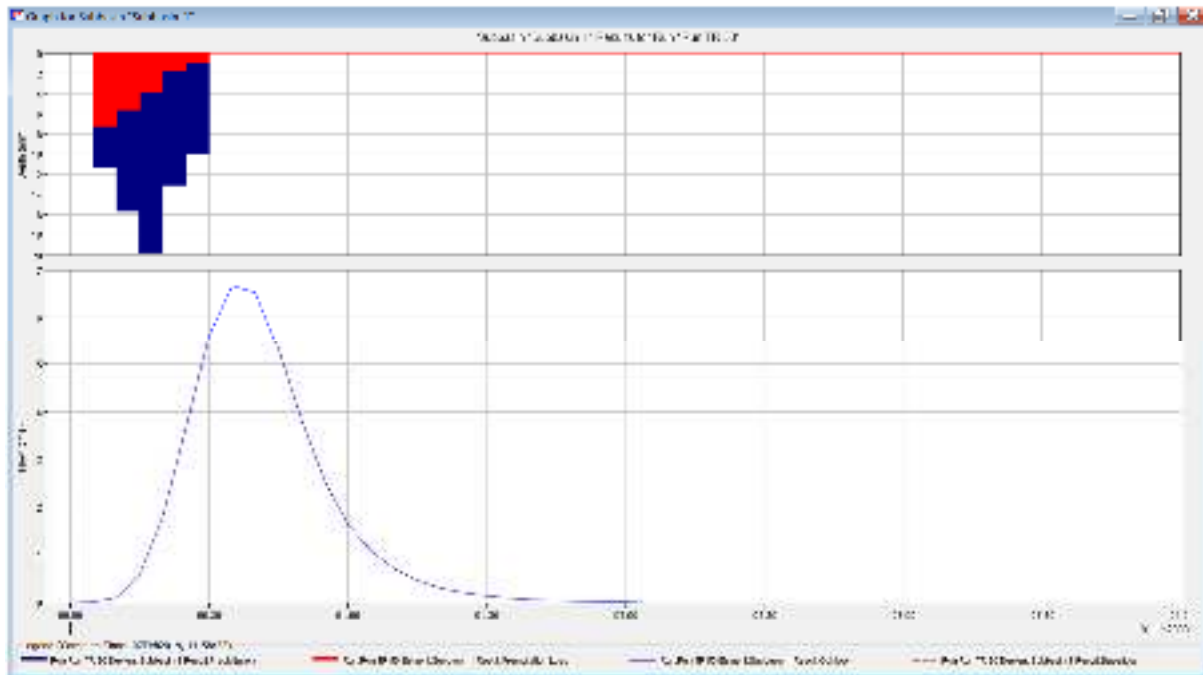


Ilustración 13. Hidrograma de salida para la cuenca de la quebrada en la colonia 28 de Marzo para un TR de 50 años

En la tabla VI se resume los resultados que se obtuvieron del análisis hidrológico para las tres cuencas en estudio.

TABLA VI. Resumen de valores pico de caudal para cuencas en estudio

		Caudal (m ³ /s)				
Nombre	Tr (años)	2	5	10	25	50
Cuenca	Valor	2.1	3.4	4.4	5.7	6.7

4.2. Cálculos hidráulicos

Los caudales de diseño estimados por el método del CN-SCS fueron posteriormente empleados para el análisis hidráulico mediante el modelo HEC-RAS. Para llevar a cabo la simulación hidráulica fue necesario crear un esquema geométrico del cauce, que incluye además de las características topográficas del cauce y sus planicies, condiciones de rugosidad (n Manning) y condiciones de pendiente longitudinal del terreno (y presumiblemente, de energía).

El levantamiento topográfico base se ha realizado mediante una estación total, de la cual se obtuvo una nube de puntos con su respectiva elevación y ubicación geográfica. Con esta

nube de puntos se desarrolló un modelo digital del terreno (MDT) con tamaño de celda de 0.50x0.50 m. Este modelo fue ingresado en el editor geométrico de HEC-RAS en el que se preparó el área de estudio, considerando celdas de 1x1 para facilitar el proceso de modelamiento. La preparación de esta geometría incluye ubicar las condiciones aguas arriba y aguas abajo y otras condiciones de frontera que sean necesarias, también incluye la construcción de las obras transversales al cauce que puedan ocasionar un comportamiento significativo en el flujo de cada crecida. En la ilustración 14 y 15 se muestra la configuración utilizada en el modelo geométrico.

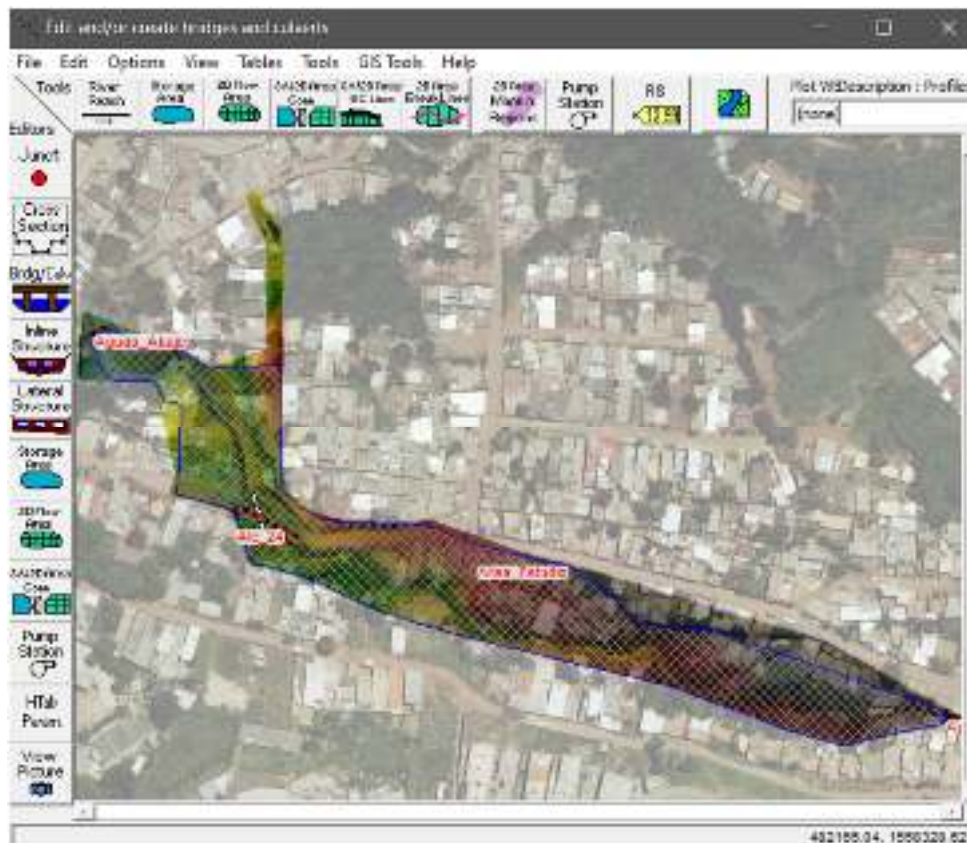


Ilustración 14. Esquema en planta del modelo geométrico en HEC-RAS y el MDT empleado

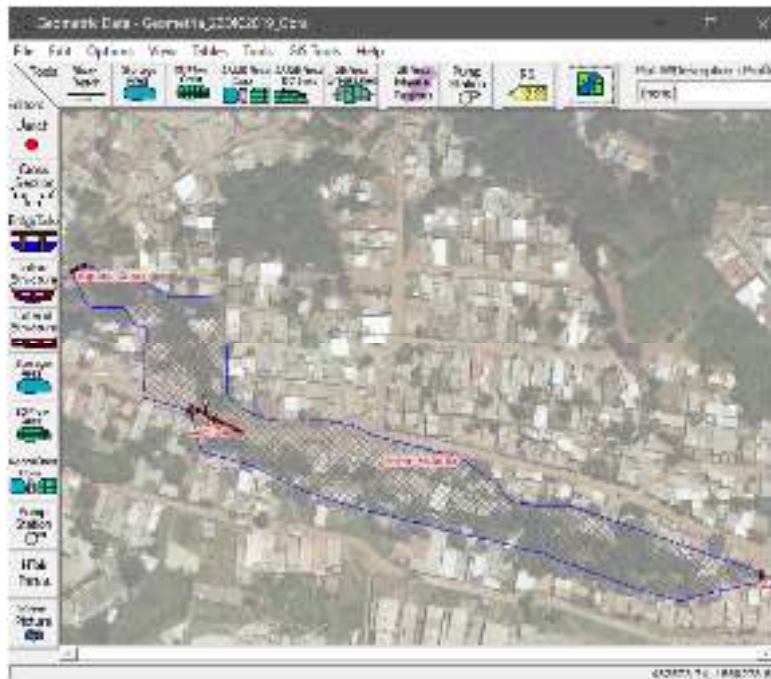


Ilustración 15. Esquema en planta del modelo geométrico en HEC-RAS y la ortofoto Tegucigalpa (2011) utilizada

Una vez preparado el modelo geométrico del área de estudio, se procedió a ingresar los hidrogramas de crecida para los tiempos de retorno de 50 años en las condiciones de frontera establecidas aguas arriba. En la condición de frontera aguas abajo se ha considerado utilizar la pendiente normal, calculada con la topografía levantada en un tramo de 25 metros cerca de esta frontera, la pendiente resulta en 0.02651 m/m. En las figuras 2 y 3 se muestra la configuración establecida para un tiempo de retorno de 50 años.



Figura 1. Configuración de flujo no permanente para un TR de 50 años

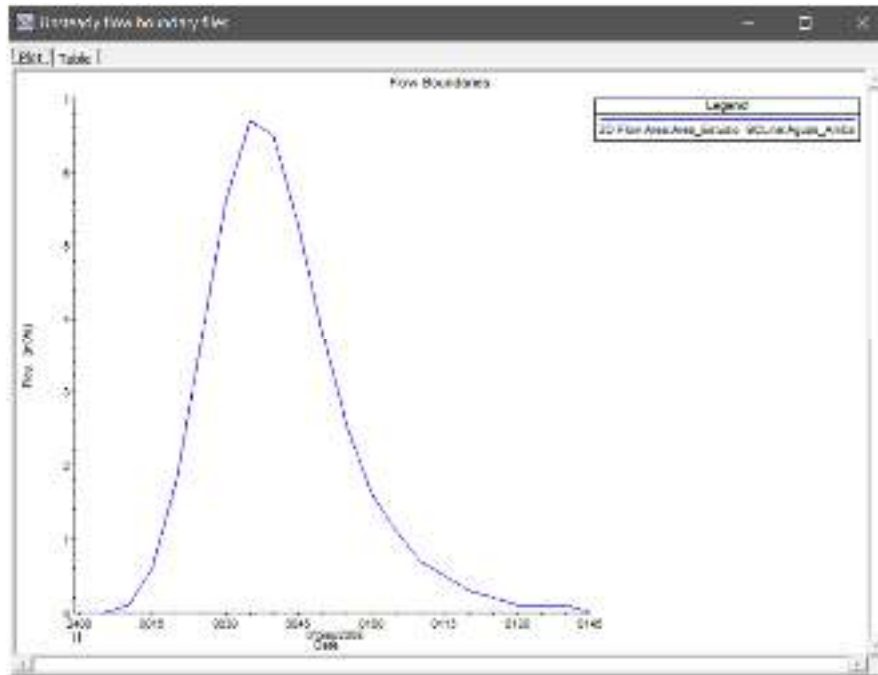


Figura 2. Hidrograma de crecida utilizado para condición de frontera aguas arriba para un TR de 50 años

Seguidamente se preparó el plan para la modelación en flujo no permanente, considerando la geometría, condiciones de frontera y de flujo establecidos para el modelo completo para los diferentes tiempos de retorno empleados para el análisis. Un parámetro importante en esta preparación es calcular el intervalo de computo el cual nos permitirá analizar de forma correcta el comportamiento de la crecida. Un intervalo de computo elevado no resultará en un modelo fuera de la realidad, entre menor sea este intervalo más ajustado al modelo será el resultado. Para determinar este intervalo se ha utilizado el número de Courant, el cual relaciona la distancia que recorre una partícula en un determinado tiempo, dicho en otras palabras, esto es la velocidad con la que transita por una determinada celda. Para el estudio como bien se ha mencionado anteriormente, se ha utilizado un tamaño de celda de 1m x 1m, y se consideró de acuerdo con la literatura que la velocidad promedio que podría presentarse en el tramo de estudio es de 2.5 m/s, por lo tanto, el intervalo de computo resultaría en 0.4 segundos. En el programa se configuró a 0.4 segundos, como se muestra en la figura 4. El tiempo de modelación para la configuración empleada es alrededor de 60 minutos.

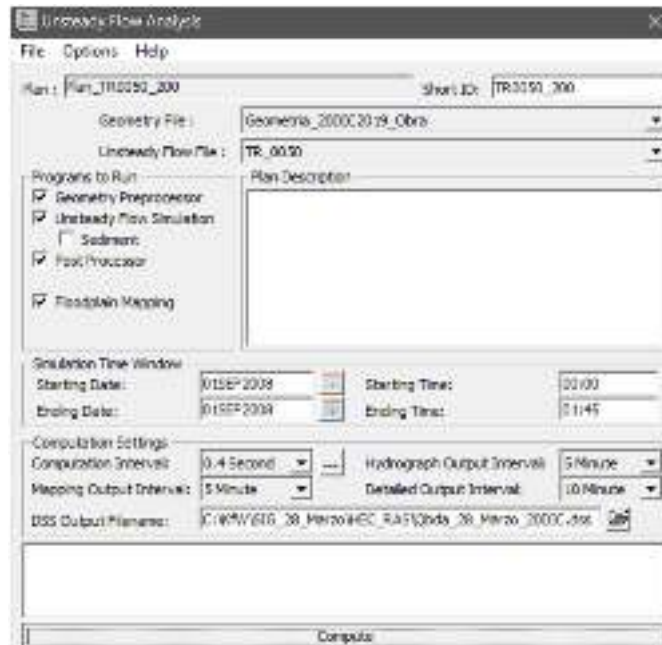


Figura 3. Plan para un tiempo de retorno de 50 años

Luego del proceso de modelación, los resultados se muestran en el visor de RAS Mapper, como se muestra en la figura 5. En este visor se encuentran los cálculos en formato raster que realiza el programa para la profundidad y velocidad de crecidas de los diferentes tiempos de retorno analizados. Estos productos servirán para determinar el nivel de amenaza en que se encuentra la población y sus bienes, lo cual se demuestra en el siguiente apartado.

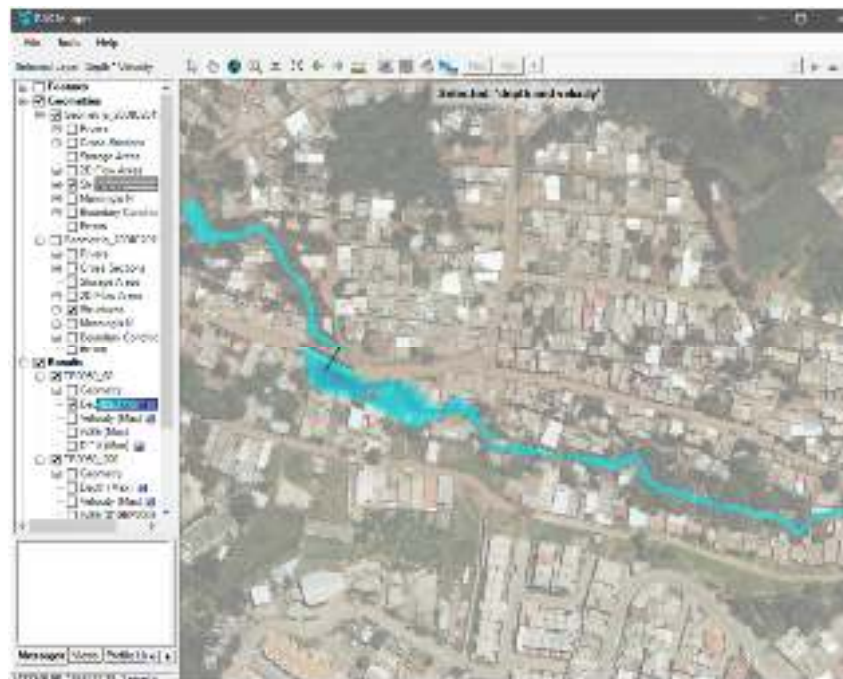


Figura 4. Resultados en RAS Mapper para la crecida máxima de un tiempo de retorno de 50 años para las condiciones actuales del tramo en estudio.

5. Análisis de amenaza por inundación

5.1. Cálculos de profundidades y velocidades de inundación

Mediante el uso del modelo HEC-RAS 2D se logró determinar los rasters de profundidad y velocidad del flujo en el tramo en estudio, asimismo la extensión de la inundación. En las ilustraciones siguientes se muestra el resultado. En el cual se denota claramente que la obstrucción ocasionada por la alcantarilla actual de 24 pulgadas y la alineación de la misma provoca un remanso que inunda las propiedades aguas arriba.

En el primer mapa se aprecia que las profundidades de la inundación alcanzan los 5.6 m en el sitio crítico de obstrucción que produce la alcantarilla actual de 24 pulgadas. En la segunda ilustración se puede observar que las velocidades de la inundación pueden alcanzar los 11.5 m/s en las zonas mayor estrechamiento de la quebrada, mientras que en el sitio crítico de la obstrucción ocasionada por la alcantarilla se alcanzan velocidades relativamente bajas de 1 m/s.

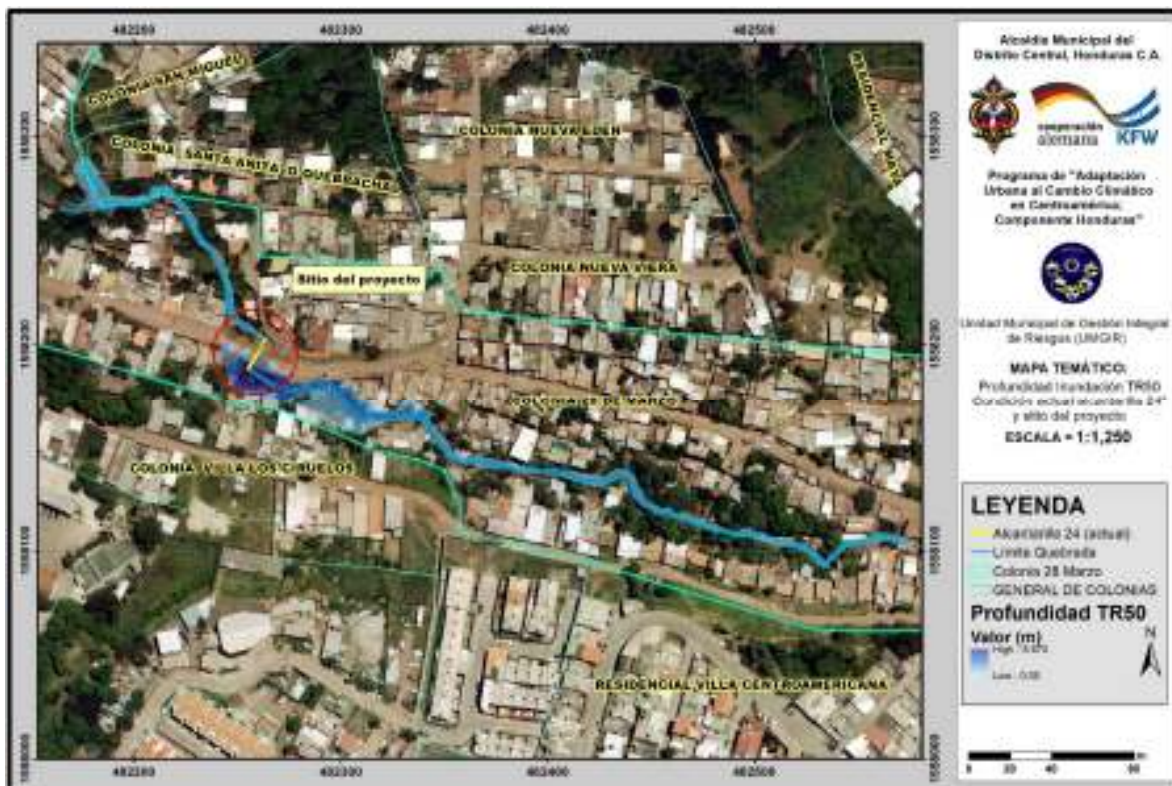


Ilustración 16. Mapa temático de profundidad de crecida de TR50 años para condición actual



Ilustración 17. Mapa temático de velocidad de crecida de TR50 años para condición actual

5.2. Cálculo de nivel de intensidad de amenaza de inundación

A través de los resultados obtenidos en el modelo HEC-RAS 1D, con los datos de velocidad y profundidad se ha calculado la intensidad de inundación en el canal y fuera de él, para un periodo de retorno de 50 años. La clasificación de la intensidad es tomada

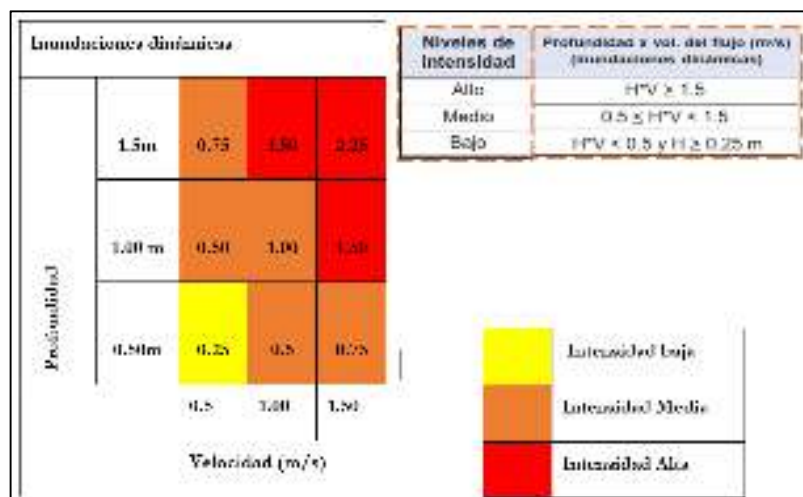


Ilustración 18. Matriz para definir la intensidad de inundación

en acuerdo con los parámetros hidráulicos definidos por la consultoría de "Sistemas de Información Geográfica" del BID en el marco de la ICES, cuyos parámetros fueron

tomados del manual de referencia para inundaciones de COPECO. En la ilustración 18 se muestran las matrices para la evaluación de la intensidad o magnitud de la inundación.

En la ilustración 19 se observa la intensidad de inundación para el tramo de estudio, en el cual también se puede apreciar que las viviendas aguas arriba se ven afectadas por la amenaza de inundación en la zona.



Ilustración 19. Mapa temático de intensidad de inundación de TR50 años para condición actual

5.3. Identificación de amenaza en sitio

Mediante la visita de campo realizada al sitio de estudio se logró percatar que la quebrada en mayo del 2018 el nivel de la quebrada ascendió hasta las viviendas, como se muestra en la ilustración 20 una marca que dejó la crecida, obtenida de un vídeo del canal de HCH en YouTube. Este fenómeno ocurrió en el primer mes de la época lluviosa. En la ilustración 21 se muestra otra vivienda afectada por la crecida y de muestra en la ilustración 22 que la crecida casi desborda el nivel de crecida, como se puede corroborar en las ilustraciones 21 y 22.

Dichos puntos de las fotografías se muestran en un mapa temático en la ilustración 23 contra la extensión de la llanura en el sitio crítico.



Ilustración 20. Se observa el nivel de la crecida marcado en las paredes de la vivienda identificada como 0 en la ilustración 18



Ilustración 21. El nivel de agua alcanzando casi rebalsa sobre la calle principal, este punto se refleja como 1 en la ilustración 18



Ilustración 22. En la ilustración se observa que la crecida alcanzó el nivel del puente de acceso a la vivienda, este puente esta casi al nivel de la calle principal. Este punto se refleja como 2 en la ilustración 18

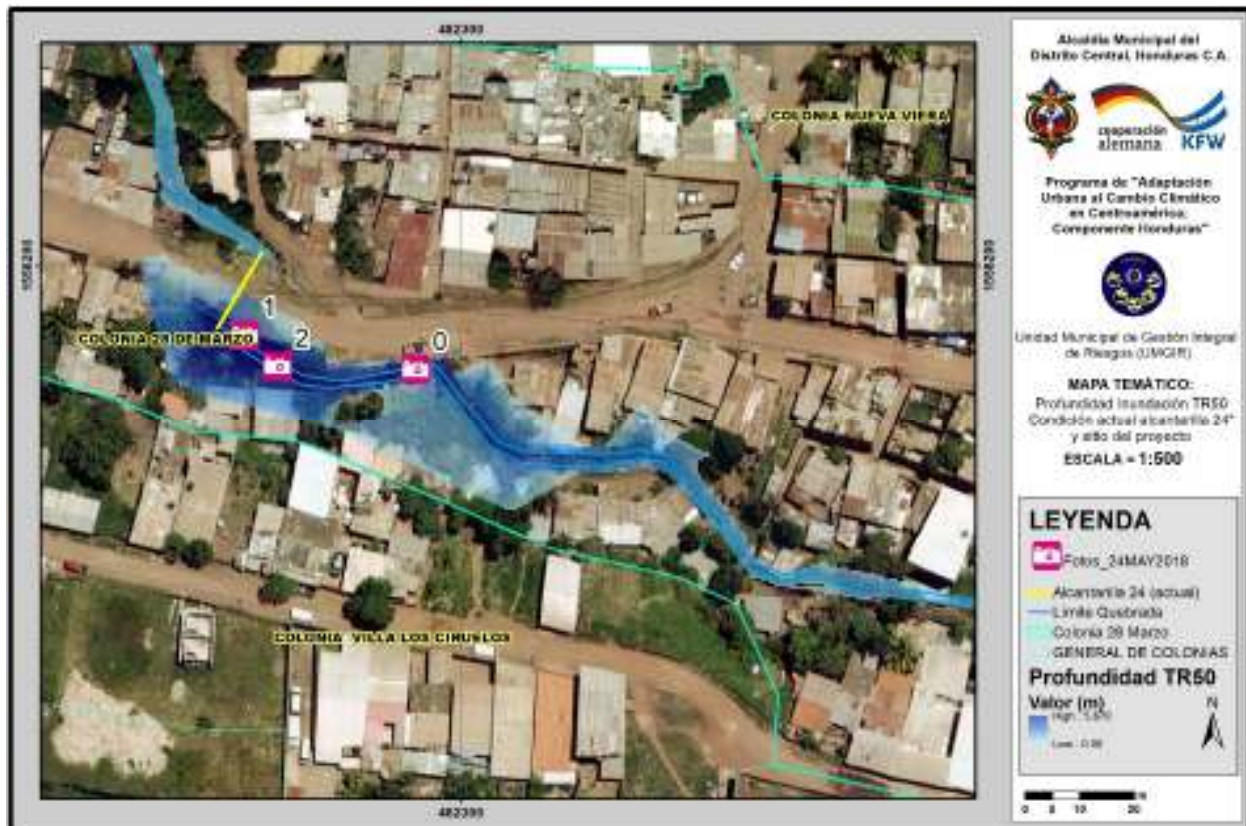


Ilustración 23. Mapa temático que refleja los puntos donde se tiene identificado el nivel de la crecida del 24 de mayo de 2018.

5.4. Propuestas de diseño hidráulico para la solución del caso de inundación

Como se mencionaba anteriormente se realizó un pre-dimensionamiento de la obra a construir, pero antes de ello aparte de utilizar el programa HEC-RAS 2D también se desarrolló una revisión de la alcantarilla existente de 24 pulgadas por control de entrada, considerando un periodo de retorno de 2, 5, 10, 25 y 50 años. Esta revisión arrojó resultados negativos, la alcantarilla no cumple para ninguna de las revisiones, aun ni para el periodo de retorno de 2 años. Por lo anterior y considerando los resultados también arrojados en HEC-RAS 2S se sugirió una caja puente de 2 m por 2 m, la cual cumple para tiempos de retorno hasta de 50 años. Considerando también una alineación de la estructura de acuerdo con el alineamiento natural de la quebrada.

Los resultados para la revisión de la alcantarilla de 24 pulgadas se resumen en las tablas VII y VIII y la ilustración 24.

Tabla VII. *Datos de entrada revisión control de entrada (Nomograma) para alcantarilla de 24"*

Periodo de retorno	2	5	10	25	50
Caudal Diseño, Q (pies ³ /s)	2.1	3.4	4.4	5.7	6.7
Caudal Diseño, Q (pie ³ /s)	74.10	119.98	155.27	201.14	236.43
Diámetro existente, D (pulg)	24	24	24	24	24
Diámetro existente, D (mm)	609.6	609.6	609.6	609.6	609.6
Diámetro existente, D (pies)	2	2	2	2	2
Hw/D	0.61	0.67	0.74	0.78	0.83
Hw (pies)	1.22	1.34	1.48	1.56	1.66
Elevación entrada (m.s.n.m.)	1034.63	1034.63	1034.63	1034.63	1034.63
Elevación salida (m.s.n.m.)	1034.38	1034.38	1034.38	1034.38	1034.38
Longitud alcantarilla (m)	12.65	12.65	12.65	12.65	12.65
Pendiente Actual, S (m/m)	0.0198	0.0198	0.0198	0.0198	0.0198
Observación	No pasa	No pasa	No pasa	No pasa	No pasa

Tabla VIII. *Revisión de Alcantarilla de 24" por Control de Entrada mediante HY-8*

Caudal de diseño	2.100	m ³ /s
Periodo de retorno	2.000	años
Diámetro diseño, D	24	pulg
Diámetro diseño, D	609.6	mm
Elevación entrada	1034.63	m.s.n.m.
Elevación salida	1034.38	m.s.n.m.
Longitud alcantarilla	12.65	m
Pendiente	0.0198	m/m
Hw	4.88	m

Hw	16.01	pies
Hw/D	8.01	
Relación Hw/D	Mayor que 1.5	1.2-1.5
Profundidad salida	0.61	m
Velocidad salida	5.99	m/s
Observación	No pasa	

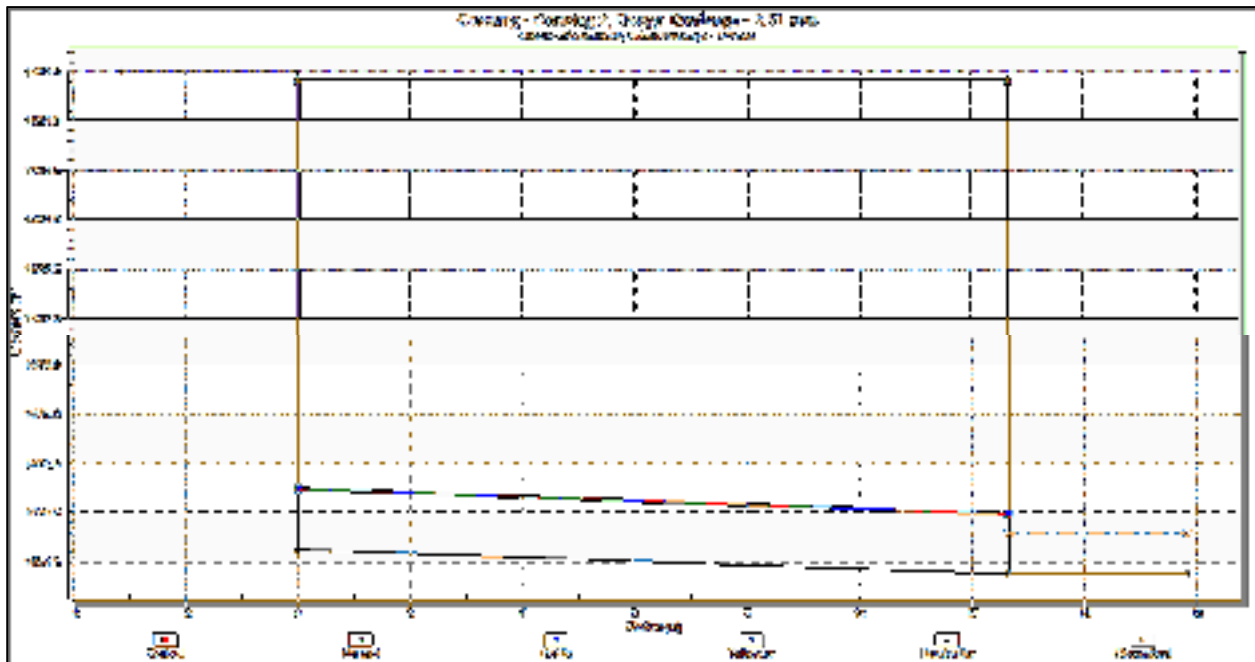


Ilustración 24. Modelo HY-8 de alcantarilla de 24 pulgadas, para un TR = 2 años

Los resultados para la revisión del pre-dimensionamiento de la caja a construir se resumen en la tabla IX y X y la ilustración 25.

Tabla IX. **Revisión por control de entrada (Nomograma) de la caja recomendada**

Datos de entrada					
Periodo de retorno	2	5	10	25	50
Caudal Diseño, Q (pies³/s)	2.1	3.4	4.4	5.7	6.7
Caudal Diseño, Q (pies³/s)	74.10	119.98	155.27	201.14	236.43
Ancho caja, NB (m)	2	2	2	2	2
Ancho caja, NB (pies)	6.56	6.56	6.56	6.56	6.56
Alto caja, D (m)	2	2	2	2	2
Alto caja, D (pies)	6.56	6.56	6.56	6.56	6.56
Revisión Caja Existente por control de entrada					
Periodo de retorno	2	5	10	25	50
Q/NB	11.30	18.29	23.67	30.66	36.04

Hw/D	0.41	0.52	0.59	0.64	0.72
HW (pies)	2.69	3.41	3.87	4.20	4.72
HW (m)	0.82	1.04	1.18	1.28	1.44
Observación	Pasa	Pasa	Pasa	Pasa	Pasa

Tabla X. **Resultados de la modelación en HY-8 por control de entrada**

Caudal de diseño	6.700	m ³ /s
Periodo de retorno	50	años
Elevación entrada	1034.63	m.s.n.m.
Elevación salida	1034.38	m.s.n.m.
Longitud alcantarilla	12.65	m
Pendiente	0.0198	
Hw	1.75	m
D	2	m
Hw/D	0.88	m/m
Relación Hw/D	Menor que 1.2	1.2-1.5
Profundidad salida	1.1	m
Velocidad salida	4.2	m/s
Observación	Pasa	

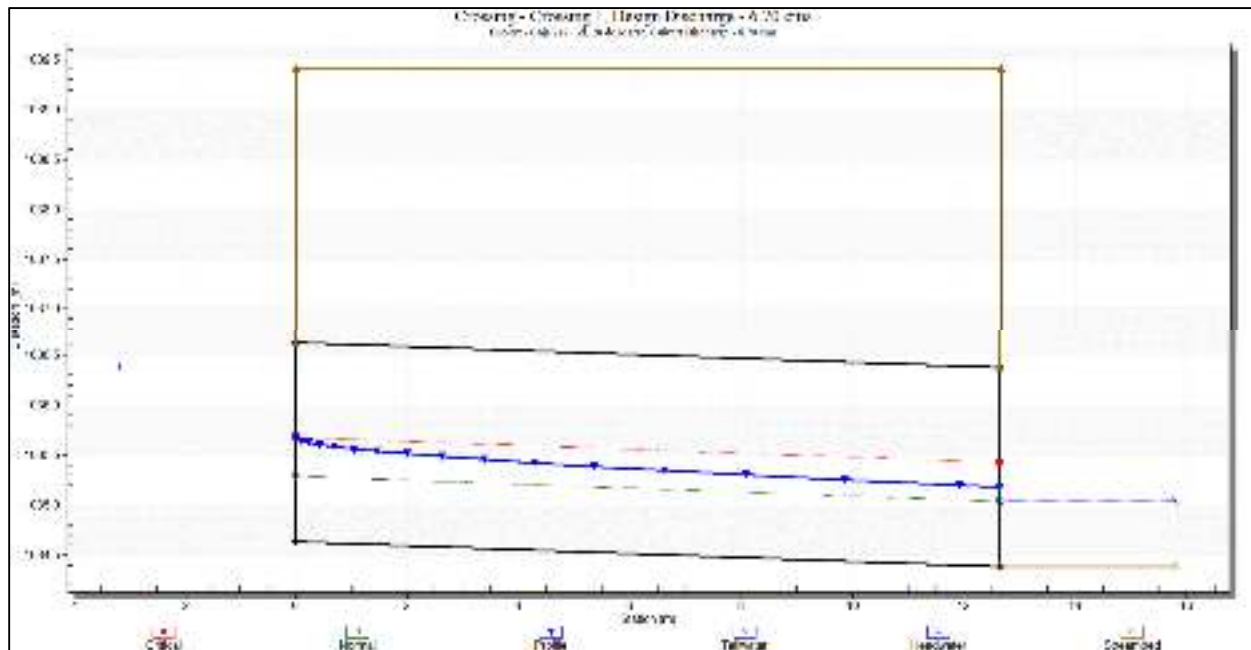


Ilustración 25. Modelo en HY-8 de caja puente de 2.00 m por 2.00 m, para un TR = 50 años

Luego del predimensionamiento y de volver a correr el modelo 2D en HEC-RAS con la estructura sugerida y con el alineamiento propuesto, se logra constatar que la amenaza de inundación en el sitio de crítico de estudio disminuye considerablemente

como se muestra en la ilustración 26, en la cual se puede obtener que los resultados de la profundidad aguas arriba de la nueva caja puente propuesta, alcanzan valores máximos de 1.6 m, lo que indica que la caja esta funcionando correctamente para un periodo de retorno máximo de 50 años. Además de ello la extensión de la llanura se reduce considerablemente, siendo esta que no afecta las viviendas aguas arriba de la obra propuesta. En el mapa de intensidad de inundación mostrado en la ilustración 27 se observa que ningún bien como vivienda es afectado por la crecida de 50 años.



Ilustración 26. Mapa temático de profundidad de crecida de TR50 años para condición propuesta con caja de 2x2 m



Ilustración 27. Mapa temático de intensidad inundación de crecida de TR50 años para condición propuesta con caja de 2x2 m

6. Revisión de estructuras hidráulicas actuales

En este apartado se realiza la revisión de estructuras hidráulicas en el sitio de estudio, como ser cunetas existentes a ambos lados de la calzada de la calle. También se realiza la revisión de dos alcantarillas de paso de cuneta entre calle. Los resultados del análisis se muestran en las ilustraciones siguientes y en la tabla adjunta.

6.1. Revisión de cunetas existentes

Las cunetas existentes tienen una dimensión de 0.5 m de ancho por 0.6 m de profundidad. Para la revisión se consideró un área de aproximadamente de 3.4 hectáreas como se muestra en la ilustración 28, la que genera un caudal aproximado de 1.20 m³/s. Para la alcantarilla que conecta las cunetas a ambos lados de la calzada

se ha propuesto utilizar la mitad de este caudal, ósea, $0.60 \text{ m}^3/\text{s}$. Los resultados se muestran en la ilustración 29 en adelante.

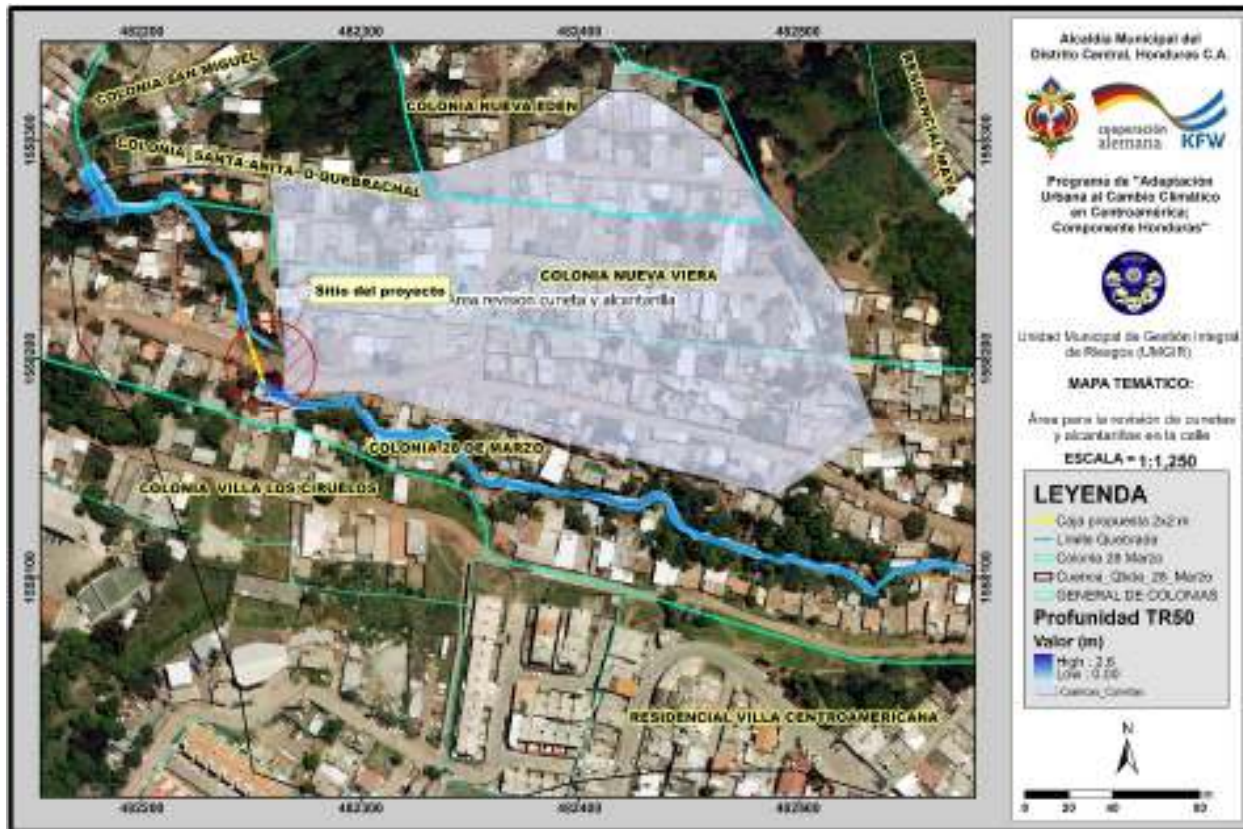


Ilustración 28. Área para la revisión de cunetas existentes y alcantarillas propuestas

Resumen de revisión para cunetas existentes y alcantarillas de paso propuestas									
CUNETA	Longitudes de Cuneta (m) o alcantarilla (m)	Elevación Inicial (m)	Elevación Final (m)	Ancho cuneta (m) o Diámetro (m)	Profundidad diseño de cuneta (m) o alcantarilla (m)	Pendiente diseño (%)	Caudal de diseño (m ³ /s)	Caudal de cuneta o alcantarilla (m ³ /s)	¿Cumple?
Tramo único	200.00	1045.00	1040.00	0.50	0.60	2.50	1.213	1.244	SI
Alcantarilla 24"	10.00	1038.53	1038.43	0.61	0.45	0.98	0.606	0.709	SI

Ilustración 29. Resumen de resultados para la revisión de cunetas existentes y alcantarilla propuesta

Nombre	Perimetro (m)	Area (m ²)	Area (km ²)	Area (ha)	Tc (min)	Coefficiente Escorrentía
Cuenca revisión	766	33586.599	0.0335866	3.359	10.00	0.77

Ilustración 30. Parámetros utilizados para la revisión

De lo anterior se puede concluir que las cunetas existentes están diseñadas para soportar lluvias para un periodo de retorno de 25 años, al igual que la alcantarilla propuesta.

7. Conclusiones

1. La alcantarilla existente de 24 pulgadas no cumple hidráulicamente para transportar caudales de periodo de retorno de 2 años en adelante. El remanso ocasionado para un periodo de retorno de 50 años puede alcanzar hasta los 5.6 metros.
2. Geométricamente la alcantarilla actual cuenta con un mal alineamiento, impidiendo que el flujo de agua corra fluidamente, debido a que este entra en la alcantarilla en un ángulo recto, agravando a un más el remanso que se presenta en momento de crecidas de la quebrada.
3. Para efectos del programa de Adaptación al Cambio Climático particularmente para el caso de estudio de la colonia 28 de Marzo, el caudal de diseño que se ha empleado es el correspondiente a un periodo de retorno de 50, mismo que corresponde a 6.7 m³/s.
4. Del modelo HEC-RAS aplicado al sitio de estudio con las condiciones actuales, los tirantes máximos de profundidad de crecida no exceden los 5.6 metros para ninguno de los tiempos de retorno, y no se extienden llanuras mayores a 30 m.
5. Las velocidades calculadas en el modelo HEC-RAS resultan ser menores de 11 m/s en el cauce principal, por lo cual, representa velocidades entre altas y erosivas según la literatura consultada, estas velocidades se presentan aguas debajo de la estructura actual.
6. Los niveles de amenaza obtenidos a través del cruce de las variables de profundidad y velocidad, con la aplicación del método nacional avalado por la COPECO, resultan para el sitio en estudio en un nivel de intensidad baja, media y alta para un periodo de retorno de 50 años.
7. La caja cuadrada propuesta de 2 metros cumple hidráulicamente para evacuar flujos hasta de 50 años de periodo de retorno. Para ello se deberán de seguir las recomendaciones mencionadas inmediatamente. Con la cual se reduce considerablemente los niveles de crecida aguas arriba de esta, alcanzando los 1.6 m y la extensión de la crecida que alcanza casi los 10 metros, asimismo con la solución propuesta no existe amenaza por inundación a las viviendas.

8. Recomendaciones

1. Se recomienda, de acuerdo al análisis hidráulico y para las condiciones hidrológicas calculadas que se construya una caja puente cuadrada de mínimo 2 metros.
2. Cambiar el alineamiento de la caja, debido a que actualmente el flujo entra aproximadamente en ángulo recto a la alcantarilla existente, lo que provoca un remanso en la entrada ocasionando inundaciones aguas arriba y saturación del suelo de los taludes de la calle. Este nuevo alineamiento deberá de corresponder al alineamiento natural de la quebrada que aproximadamente en ese punto la misma corre Norte 45° Oeste.
3. Se recomienda que en la entrada y salida de la caja se coloquen protecciones del material que el ingeniero considere pertinentes de acuerdo al espacio y factibilidad constructiva para evitar la erosión de la estructura. Esto debido a que se tienen velocidades de entrada y salida de mayores a los 4.00 m/s, u otro tipo de dissipador de energía hidráulica que funcione para el sitio de estudio, como dientes de concreto.
4. Es pertinente que, entre los 25 metros, debajo de la estructura se realice una canalización que siga el terreno natural de la quebrada, esta canalización se puede realizar con cualquier material que el ingeniero considere pertinente de acuerdo al ancho de la quebrada y la factibilidad de los métodos constructivos a emplear, optando por una sección transversal trapezoidal, teniendo en cuenta proteger los taludes en ambos lados, por la erosión que pudiese provocar la velocidad del flujo.
5. Se recomienda que, para el diseño de la nueva caja, se tenga en cuenta un cambio de pendiente de esta, de 0.0198 actualmente a 0.006, para disminuir la velocidad de salida y controlar la erosión.
6. Colocar a los laterales en la entrada y salida de la estructura de la caja, de acuerdo con la geometría del terreno, esto para preparar las aproximaciones a la caja y habilitar el paso peatonal a las viviendas de la colonia.
7. Para los casos de crecidas, como la sucedida el 24 de mayo de 2018, se recomienda que el CODEL de la colonia, tenga un plan de emergencia y que en la zona existan las rutas de evacuación debidamente señaladas.

8. El especialista en estructuras deberá considerar las velocidades en el tramo de estudio para una correcta propuesta de la medida estructural que soporte el arrastre y socavación que pudiese existir.

9. Referencias

Chow, V. T. (1964). Handbook of Applied Hydrology. New York: McGraw-Hill.

Chow, V. T. (1988). Applied Hydrology. New York: McGraw-Hill.

Instituto de Conservación Forestal – ICF (2014), Anuario Estadístico Forestal 2014 (Formato Digital).

Granados, Roberto (2016). Estudio de Tesis “Simulación Hidrológica-Hidráulica con base a Infiltración para la Gestión de Riesgos, Cuenca río Chiquito, Tegucigalpa. Universidad de San Carlos de Guatemala.

Salinas Nuñez, A., Sanchez, M., Zuniga Andrade, E., & Funez, J. (2002). Manual de Referencias Hidrológicas. Tegucigalpa: Fondo Hondureño de Inversión Social.

SIECA (2016). Consideraciones técnicas hidrológicas e hidráulicas para la infraestructura vial en Centroamérica.

SOPTRAVI: Dirección general de Carreteras (1996). Manual de Carreteras. Tomo 6: Drenaje y Puentes.

USACE (2000) HEC-HMS Hydrologic Modeling System Technical Reference Manual. Hydrologic Engineering Center. U.S. Army Corps of Engineers, Davis, California.

USACE (2010) HEC-RAS River Analysis System Hydraulic Reference Manual. Version 4.1. Hydrologic Engineering Center. U.S. Army Corps of Engineers, Davis, California.



Programa de Adaptación Urbana al Cambio Climático
en Centroamérica - Componente Honduras



KFW

PROGRAMA DE ADAPTACIÓN URBANA AL CAMBIO CLIMÁTICO EN CENTROAMÉRICA - COMPONENTE HONDURAS

INFORME DE ESTUDIO ESTRUCTURAL

KFW-019

Proyecto:

Obras para el Control Integrado de Inundaciones
mediante Obras Hidráulicas en la Quebrada de la
Colonia 28 de Marzo, Tegucigalpa, M.D.C.

Autor:

Ing. Christopher Torres

2022



Contenido

1. Introducción	8
2. Objetivos.....	8
2.1 Objetivo general	8
2.2 Objetivos específicos.....	8
3. Metodología.....	9
4. Análisis y resultados de la alcantarilla de concreto reforzado.....	9
4.1 Idealización de la alcantarilla rectangular	10
4.2 Características de los materiales	10
4.3 Determinación de las cargas	11
4.3.1. Carga muerta (<i>D</i>)	11
4.3.2. Análisis de cargas vivas (<i>L</i>)	14
4.3.3. Empujes de suelos (<i>E</i>)	21
4.3.4. Fuerza longitudinal (<i>LF</i>)	22
4.4. Condiciones de los apoyos.....	23
4.5. Análisis de las deflexiones.....	25
4.6. Combinaciones de carga para estados límites últimos de esfuerzos	25
4.7. Solicitaciones	29
4.7.1. Losa superior	29
4.7.2. Paredes (tabiques).....	30
4.7.3. Losa inferior	31
4.8. Diseño del refuerzo de acero.....	35
4.8.1. Factores de reducción de resistencia	35
4.8.2. Losa superior	36
4.8.3. Paredes (tabiques).....	43
4.8.4. Losa inferior	50
4.8.5. Acero proporcionado.....	57
5. Análisis y resultados de muro M-1.....	59
5.1. Características de los materiales	59
5.2. Geometría	59
5.3. Características geotécnicas del macizo contenido y en la fundación de la estructura en condiciones naturales.....	60
5.4. Características geotécnicas del relleno en el trasdós	60
5.5. Sobrecargas	62
5.6. Condiciones de eventos extremos	62
5.7. Verificación de equilibrio.....	65
5.7.1. Verificación de la estabilidad de vuelco.....	66
5.7.2. Verificación del deslizamiento sin sobrecarga.....	66
5.8. Verificación de capacidad portante	67
5.8.1. Verificación de la capacidad portante del terreno de cimentación	68
5.9. Cálculo del refuerzo de acero principal.....	68
5.9.1. Verificación del tallo o vástago del muro - refuerzo frontal.....	68
5.9.2. Verificación del tallo o vástago del muro - refuerzo trasero	69
5.9.3. Verificación del salto del muro.....	72
5.9.4. Verificación del talón o espolón del muro	74
5.10. Cálculo del refuerzo de acero secundario.....	77
5.10.1. Refuerzo por contracción y temperatura en el vástago	77
5.10.2. Refuerzo por contracción y temperatura en zapata.....	80



5.1	1	Refuerzo de acero proporcionado.....	82
6.		Análisis y resultados de muro M-2.....	84
6.1		Características de los materiales	84
6.2		Geometría	84
6.3		Características geotécnicas del macizo contenido y en la fundación de la estructura en condiciones naturales.....	85
6.4		Características geotécnicas del relleno en el trasdós	85
6.5		Condiciones de eventos extremos	86
6.6		Verificación de equilibrio.....	88
6.6.1.		Verificación de la estabilidad de vuelco	89
6.6.2.		Verificación del deslizamiento sin sobrecarga.....	89
6.7		Verificación de capacidad portante	90
6.7.1.		Verificación de la capacidad portante del terreno de cimentación	91
6.8		Cálculo del refuerzo de acero principal.....	91
6.8.1.		Verificación del tallo o vástago del muro - refuerzo frontal.....	91
6.8.2.		Verificación del tallo o vástago del muro - refuerzo trasero	92
6.8.3.		Verificación del salto del muro	96
6.8.4.		Verificación del talón o espolón del muro	98
6.9		Cálculo del refuerzo de acero secundario.....	101
6.9.1.		Refuerzo por contracción y temperatura en el vástago.....	101
6.9.2.		Refuerzo por contracción y temperatura en zapata.....	104
6.10		Refuerzo de acero proporcionado.....	106
7.		Análisis y resultados de tragante de concreto reforzado	107
7.1		Idealización de la alcantarilla rectangular	107
7.2		Características de los materiales	108
7.3		Determinación de las cargas	108
7.3.1.		Carga muerta (<i>D</i>)	108
7.3.2.		Análisis de cargas vivas (<i>L</i>)	111
7.3.3.		Empujes de suelos (<i>E</i>).....	112
7.4		Condiciones de los apoyos.....	113
7.5		Combinaciones de carga para estados límites últimos de esfuerzos	114
7.6		Solicitaciones	114
7.7		Diseño del refuerzo de acero.....	116
7.7.1.		Revisión de la capacidad de cortante de la sección bruta de concreto hidráulico	117
7.7.2.		Acero requerido por flexión.....	118
7.7.3.		Acero requerido por contracción y temperatura	122
7.7.4.		Acero proporcionado.....	124
8.		Conclusiones.....	125
9.		Recomendaciones.....	126
10.		Referencias bibliográficas	127



Índice de Figuras

Figura 1: Modelo matemático de la losa. Longitud entre apoyos de $L=2.00m$	10
Figura 2: Idealización del peso del pavimento (en kgf/m).....	11
Figura 3: Idealización de peso de bordillo de concreto reforzado sobre losa superior (en kgf/m)	12
Figura 4: Idealización del peso de instalaciones de servicios públicos sobre losa superior (en kgf/m).....	13
Figura 5: Idealización del peso de relleno sobre losa superior (en kgf/m)	14
Figura 6: Idealización de la sobrecarga de acera en losa superior (en kgf/m)	15
Figura 7: Camión de diseño equivalente al AASHTO HS 20-44	16
Figura 8: Carga de trocha	16
Figura 9: Línea de influencia de fuerzas cortantes generado a partir del camión estándar	17
Figura 10: Diagrama de cortante conforme a la ubicación del camión estándar donde produce máximos esfuerzos (en kgf)	17
Figura 11: Línea de influencia de fuerzas cortantes generado a partir de la carga de trocha	18
Figura 12: Diagrama de cortante conforme a la ubicación de la carga de trocha donde produce máximos esfuerzos (en kgf)	18
Figura 13: Línea de influencia de momentos flectores generado a partir del camión estándar ..	19
Figura 14: Diagrama de momento flector conforme a la ubicación del camión estándar donde produce máximos esfuerzos (en $kgf-m$)	19
Figura 15: Línea de influencia de momentos flectores generado a partir de la carga de trocha	20
Figura 16: Diagrama de momento flector conforme a la ubicación de la carga de trocha donde produce máximos esfuerzos (en $kgf-m$)	20
Figura 17: Aplicación de fuerzas laterales por los empujes del suelo de relleno sobre la superestructura	22
Figura 18: Aplicación de fuerza longitudinal sobre la superestructura.....	23
Figura 19: “line spring” asignadas a losa inferior de la caja hidráulica.....	24
Figura 20: Diagrama de deformada (en mm) de la superestructura debido a la carga viva e impacto	25
Figura 21: Diagrama de fuerzas cortantes (en kgf) para la combinación crítica considerada	29
Figura 22: Diagrama de momentos flectores (en $kgf-m$) para la combinación crítica considerada para momento positivo.....	30
Figura 23: Diagrama de momentos flectores (en $kgf-m$) para la combinación crítica considerada para momento negativo	30
Figura 24: Diagrama de carga axial (en kgf) para la combinación crítica considerada	30
Figura 25: Diagrama de fuerzas cortantes (en kgf) para la combinación crítica considerada	31
Figura 26: Diagrama de momentos flectores (en $kgf-m$) para la combinación crítica considerada	31



Figura 27: Diagrama de fuerzas cortantes (en kgf) para la combinación crítica considerada	32
Figura 28: Diagrama de momentos flectores (en kgf-m) para la combinación crítica considerada para momento negativo	32
Figura 29: Diagrama de momentos flectores (en kgf-m) para la combinación crítica considerada para momento positivo.....	33
Figura 30: Geometría considerada para el análisis de presiones en el suelo.	33
Figura 31: Fuerzas aplicada al sistema para el análisis de presiones en el suelo.	34
Figura 32: Presiones resultantes en el suelo.....	34
Figura 33: Captura de resultados de verificación de cortante (en kgf).....	37
Figura 34: Área de refuerzo longitudinal requerido (en mm ²)	38
Figura 35: Captura de resultados de verificación de cortante (en kgf).....	44
Figura 36: Área de refuerzo longitudinal requerido (en mm ²)	45
Figura 37: Diagrama de interacción de una pared (tabique).....	49
Figura 38: Captura de resultados de verificación de cortante (en kgf).....	51
Figura 39: Área de refuerzo longitudinal requerido (en mm ²)	52
Figura 40: Geometría de sección transversal de alcantarilla rectangular (en metro)	57
Figura 41: Distribución de acero en la sección transversal de alcantarilla rectangular	58
Figura 42: Geometría de muro M-1.....	59
Figura 43: Representación de los tipos de suelo y roca considerados en el sistema.....	61
Figura 44: Sobrecargas del sistema.....	62
Figura 45: Mapa de zonas sísmicas.....	63
Figura 46: Aplicación del coeficiente de aceleración sísmico sobre la estructura.....	64
Figura 47: Diagrama de cuerpo libre del sistema global de fuerzas para M-1.	65
Figura 48: Tensiones en el suelo causados por las solicitaciones de servicio de la estructura..	67
Figura 49: Fuerzas para vástago de M-1.....	69
Figura 50: Diagramas de momento flector y cortante del vástago de M-1	70
Figura 51: Fuerzas para el talón de M-1.....	72
Figura 52: Fuerzas para el talón de M-1.....	74
Figura 53: Refuerzo principal del muro.	76
Figura 54: Esquema de acero proporcionado.....	83
Figura 55: Geometría de muro M-2.....	84
Figura 56: Representación de los tipos de suelo y roca considerados en el sistema.....	86
Figura 57: Mapa de zonas sísmicas.....	87
Figura 58: Aplicación del coeficiente de aceleración sísmico sobre la estructura.....	88
Figura 59: Diagrama de cuerpo libre del sistema global de fuerzas para M-2.	88



Figura 60: Tensiones en el suelo causados por las solicitaciones de servicio de la estructura..	90
Figura 61: Fuerzas para vástago de M-2.....	92
Figura 62: Diagramas de momento flector y cortante del vástago de M-2.....	94
Figura 63: Fuerzas para el salto de M-2.....	96
Figura 64: Fuerzas para el talón de M-2.....	98
Figura 65: Refuerzo principal del muro.	100
Figura 66: Esquema de acero proporcionado.....	106
Figura 67: Modelo matemático de tragante	107
Figura 68: Idealización del peso de la sobrecarga del edificio, color azul (en kN/m ²).....	109
Figura 69: Idealización del peso del pavimento; color azul; y acera; color amarillo (en kN/m ²)	110
Figura 70: Idealización de la sobrecarga de acera en muros; color azul (en kN/m ²).....	111
Figura 71: Aplicación de fuerzas laterales por los empujes del suelo de relleno sobre la estructura (en kN/m ²).....	113
Figura 72: Diagrama de fuerzas cortantes (en kN/m).....	114
Figura 73: Diagrama de momentos flectores M11 (en kN-m/m)	115
Figura 74: Diagrama de momentos flectores M22 (en kN-m/m)	115
Figura 75: Área de refuerzo longitudinal horizontal requerido (en mm ² /mm)	119
Figura 76: Área de refuerzo longitudinal vertical requerido (en mm ² /mm)	119
Figura 77: Distribución de acero en la sección transversal de alcantarilla rectangular	124

Índice de Tablas

Tabla 1: Características de los materiales considerados para el análisis de la superestructura	10
Tabla 2: Coeficientes γ y β para las combinaciones de carga de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD).....	27
Tabla 3: Factores de reducción de carga considerados	36
Tabla 4: Tabla de refuerzo de acero de alcantarilla rectangular	58
Tabla 5: Características de los materiales considerados para el análisis de la estructura.....	59
Tabla 6: Parámetros geotécnicos del suelo del macizo contenido.....	60
Tabla 7: Parámetros geotécnicos del suelo del macizo contenido de relleno en el trasdós.	60
Tabla 8: Valores de fuerzas considerados para verificación de equilibrio del sistema de M-1. ...	66
Tabla 9: Carga de diseño actuando en el centro del fondo de la zapata de M-1.	67
Tabla 10: Carga de servicio actuando en el centro del fondo de la zapata de M-1.....	68
Tabla 11: Tabla de refuerzo proporcionado.....	83
Tabla 12: Características de los materiales considerados para el análisis de la estructura.....	84



Tabla 13: Parámetros geotécnicos del suelo del macizo contenido.....	85
Tabla 14: Parámetros geotécnicos del suelo del macizo contenido de relleno en el trasdós.	85
Tabla 15: Valores de fuerzas considerados para verificación de equilibrio del sistema de M-2.	89
Tabla 16: Carga de diseño actuando en el centro del fondo de la zapata de M-2.	90
Tabla 17: Carga de servicio actuando en el centro del fondo de la zapata de M-2.....	91
Tabla 18: Tabla de refuerzo proporcionado.....	107
Tabla 19: Características de los materiales considerados para el análisis de la estructura.	108

Índice de Ecuaciones

Ecuación 1: Peso uniforme del pavimento aplicado sobre la losa superior.....	11
Ecuación 2: Peso uniforme del bordillo de concreto reforzado aplicado sobre la losa superior .	12
Ecuación 3: Presión lateral superior por los empujes del suelo sobre la estructura.....	21
Ecuación 4: Presión lateral inferior por los empujes del suelo sobre la estructura.....	21
Ecuación 5: Fuerza longitudinal sobre estructura.....	22
Ecuación 6: Deflexión máxima permisible	25
Ecuación 7: Expresión matemática para la determinación de las sollicitaciones mayoradas.....	26
Ecuación 8: factores de aceleración pico del suelo según el Código Hondureño de la Construcción (CICH, 2008, pp. 1-21).	63
Ecuación 9: Momentos actuantes para la verificación de estabilidad de M-1.	66
Ecuación 10: Fuerzas actuantes para la verificación del deslizamiento de M-1.....	66
Ecuación 11: Verificación de excentricidad de M-1.	68
Ecuación 12: Verificación de la capacidad portante del fondo de la zapata de M-1.....	68
Ecuación 13: factores de aceleración pico del suelo según el Código Hondureño de la Construcción (CICH, 2008, pp. 1-21).	87
Ecuación 14: Momentos actuantes para la verificación de estabilidad de M-2.	89
Ecuación 15: Fuerzas actuantes para la verificación del deslizamiento de M-2.....	89
Ecuación 16: Verificación de excentricidad de M-2.	91
Ecuación 17: Verificación de la capacidad portante del fondo de la zapata de M-2.....	91
Ecuación 18: Peso uniforme del pavimento aplicado sobre la losa superior.....	108
Ecuación 19: Peso del pavimento sobre un muro	109
Ecuación 20: Peso de la acera sobre dos muros	109
Ecuación 21: Presión lateral inferior por los empujes del suelo sobre todos los muros del tragante	112



1. Introducción

El propósito de este informe es describir el procedimiento de cálculos para estimar la seguridad de diseño de un sistema estructural de alcantarilla de concreto reforzado ante los mecanismos de falla a través de análisis de estados límites. Adicionalmente, se analiza y diseña estructuralmente el refuerzo de los elementos críticos de concreto hidráulico y mampostería como ser: (1) los muros de alas de la alcantarilla, (2) una cuneta y (3) caja derivadora. Entiéndase que los elementos estructurales que se analizan y describen en este informe son aquellos que se encuentran en las situaciones críticas, es decir, los miembros que presentan las mayores solicitaciones, en caso que los elementos se repitan en varios sitios del proyecto. Estas estructuras se solicitan y proponen para ser implementadas como medidas de control de inundaciones en la quebrada de la Colonia 28 de Marzo, Tegucigalpa, M.D.C., Honduras.

La forma de este informe está comprendida de la siguiente manera: en el capítulo 2 se mencionan los alcances de este reporte, en el apartado 3 se describe el proceso que se siguió para llevar a cabo los análisis y diseños estructurales, detallando cada aspecto de este procedimiento en los capítulos 5 al 7. En los capítulos 8 y 9 se describen las conclusiones y recomendaciones, respectivamente. Finalmente, la parte 10 muestra las referencias bibliográficas citadas en este documento.

2. Objetivos

2.1. Objetivo general

1. Diseñar un sistema estructural de alcantarilla, incluyendo sus alas de captación y salida de flujo, cuneta; todos estos elementos de concreto reforzado; y caja derivadora de mampostería de bloque, describiendo la seguridad por equilibrio y capacidad portante del suelo en la fundación de las estructuras de contención, además, estimar el refuerzo de acero en cada elemento que compone el sistema.

2.2. Objetivos específicos

1. Verificar la seguridad a través de estado límites últimos y de servicio de la alcantarilla de concreto reforzado.
2. Estimar la distribución de refuerzo de acero de la alcantarilla de concreto hidráulico.
3. Verificar la seguridad por equilibrio del muro M-1 y M-2 de concreto reforzado.
4. Verificar la seguridad por capacidad portante del suelo en la fundación del muro M-1 y M-2 de concreto reforzado.



5. Estimar la distribución de refuerzo de acero del muro M-1 y M-2 de concreto hidráulico.
6. Estimar la distribución de refuerzo de acero de la sección crítica del tragante.

3. Metodología

El desarrollo del análisis y diseño del muro de contención y el puente peatonal, ambos de concreto reforzado, para que sirva como medida de control de inundaciones, se realiza conforme al siguiente procedimiento:

1. Desarrollo de análisis y demostración de resultados.
2. Conclusiones.
3. Recomendaciones.

4. Análisis y resultados de la alcantarilla de concreto reforzado

De acuerdo a los estudios hidrológicos e hidráulicos, se determinaron las dimensiones de la alcantarilla rectangular (caja puente) que se requiere para el paso de peatones y tráfico vehicular de manera segura y el drenaje eficiente de la quebrada, resultando en una alcantarilla rectangular de 2.00x2.00m de servicio (Granados, 2019). El propósito de este capítulo es mostrar el análisis estructural de la alcantarilla rectangular y sus resultados. Este elemento consta de una losa sólida inferior y superior, y paredes laterales (muros o tabiques), todas las partes de concreto reforzado con sección constante en toda su longitud, y se modelará como un sistema de marcos rígidos de concreto reforzado apoyado directamente sobre la roca a través de su losa inferior. Todos los elementos de la alcantarilla rectangular se consideran con un ancho perpendicular a la sección transversal de análisis de 3.00 m. Además, en cada esquina se propone incluir chaflanes monolíticos compuestos de concreto reforzado para proteger contra la corrosión el refuerzo de los elementos debido a la infiltración de agua en sus juntas que pueden ocurrir durante la construcción.

4.1. Idealización de la alcantarilla rectangular

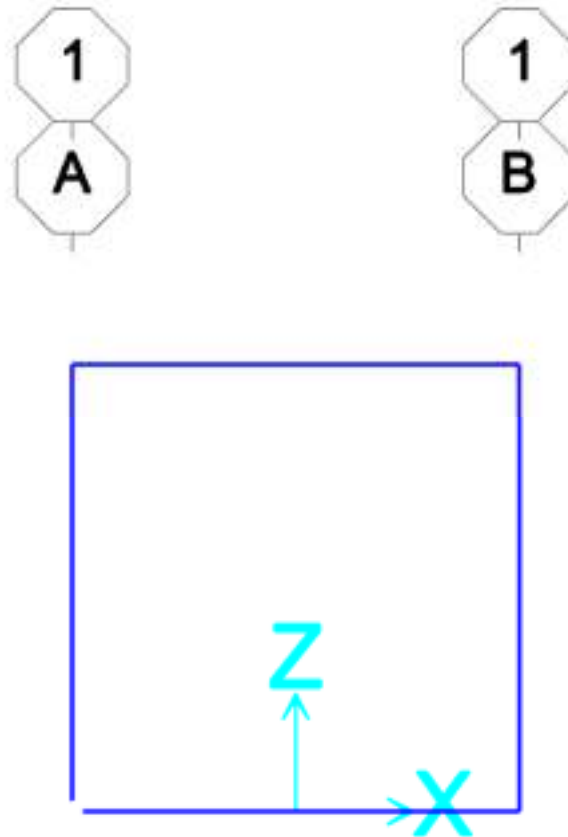


Figura 1: Modelo matemático de la losa. Longitud entre apoyos de $L=2.00m$

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018)

De acuerdo al Manual de Carreteras (SOPTRAVI, 1996), el ancho de carril de diseño es de 3.00 m, que para propósitos de esta idealización, este ancho de carril de diseño equivale al ancho o base de la sección transversal de cada miembro del marco mostrado en la Figura 1, con espesores (peralte) en las losas y paredes de 0.40 m y 0.30 m, respectivamente.

4.2. Características de los materiales

Tabla 1: Características de los materiales considerados para el análisis de la superestructura

Peso unitario del concreto hidráulico	$\gamma_{concreto} = 2,400 \text{ kgf/m}^3$
Peso unitario del acero	$\gamma_{acero} = 7,850 \text{ kgf/m}^3$
Resistencia a la compresión del hormigón	$f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$ (4.00 ksi)
Grado del acero de refuerzo	60 ($f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$)

Las características mostradas en el cuadro anterior describen los materiales considerados para la superestructura de concreto reforzado. El peso propio del elemento se calcula a través de la asistencia computacional con SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018) de manera automática.

4.3. Determinación de las cargas

4.3.1. Carga muerta (D)

4.3.1.1. Peso del pavimento

El peso del pavimento se determina con el peso unitario del material (concreto reforzado) similar al descrito en la Tabla 1 multiplicado por la sección transversal del elemento (espesor de 0.20 m). Así, se tiene el siguiente cálculo:

Ecuación 1: Peso uniforme del pavimento aplicado sobre la losa superior

$$w_{pav} = (0.20m)(3.00m) \left(2,400 \frac{kgf}{m^3} \right) = 1,440.00 \frac{kgf}{m}$$

Donde,

w_{pav} : peso uniforme del pavimento en un ancho de 3.00 m.

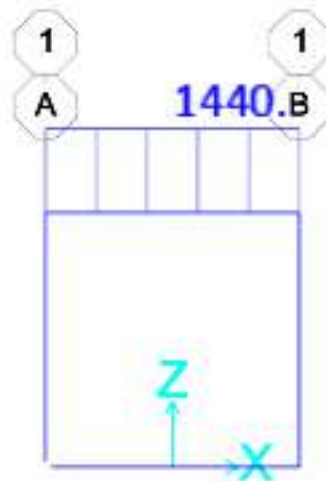


Figura 2: Idealización del peso del pavimento (en kgf/m)

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018)

4.3.1.2. Peso del bordillo

El peso del bordillo se determina con el peso unitario del material (concreto reforzado) similar al descrito en la Tabla 1 multiplicado por la sección transversal del elemento (0.20mX0.20m). Así, se tiene el siguiente cálculo:

Ecuación 2: Peso uniforme del bordillo de concreto reforzado aplicado sobre la losa superior

$$w_{bor} = (0.20m)(0.20m) \left(2,400 \frac{kgf}{m} \right) = 96.00 \frac{kgf}{m}$$

Donde,

w_{bor} : peso uniforme del bordillo de concreto reforzado en un ancho de 3.00 m.

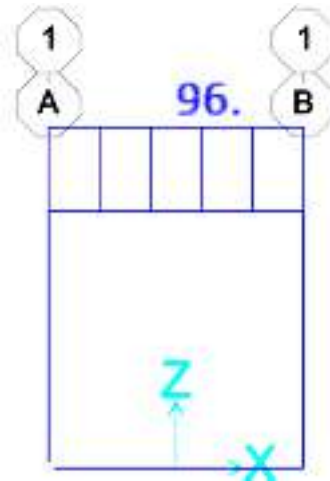


Figura 3: Idealización de peso de bordillo de concreto reforzado sobre losa superior (en kgf/m)

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018).

4.3.1.3. *Peso de instalaciones*

De acuerdo a Leet & Uang (2006) el peso de instalaciones y sus soportes para entresijos se puede estimar con un valor de $15 \frac{lb_f}{ft^2} \approx 73.24 \frac{kgf}{m^2}$. De esta manera se tiene el siguiente cálculo:

$$w_{ins} = \left(73.24 \frac{kgf}{m^2} \right) (3.00 m) \approx 220.00 \frac{kgf}{m}$$

Donde,

w_{ins} : peso uniforme de las instalaciones en un ancho de 3.00 m.

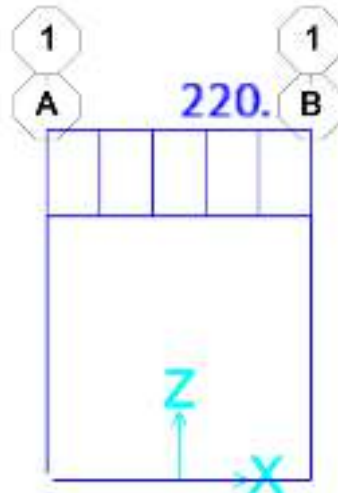


Figura 4: Idealización del peso de instalaciones de servicios públicos sobre losa superior (en kgf/m)

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018).

4.3.1.4. *Peso de suelo de relleno sobre losa superior*

El peso del suelo de relleno sobre la losa superior se determina con el peso unitario del material ($\gamma_{suelo} = 1.92 \text{ ton/m}^3$) según el Manual de Carreteras (SOPTRAVI, 1996) y considerando una altura de relleno de 2.50 m. Así, se tiene el siguiente cálculo:

$$w_{suelo} = \left(1,920 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}\right) (2.50 \text{ m})(3.00 \text{ m}) = 14,400.00 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Donde,

w_{suelo} : peso uniforme del relleno de suelo en un ancho de 3.00 m.

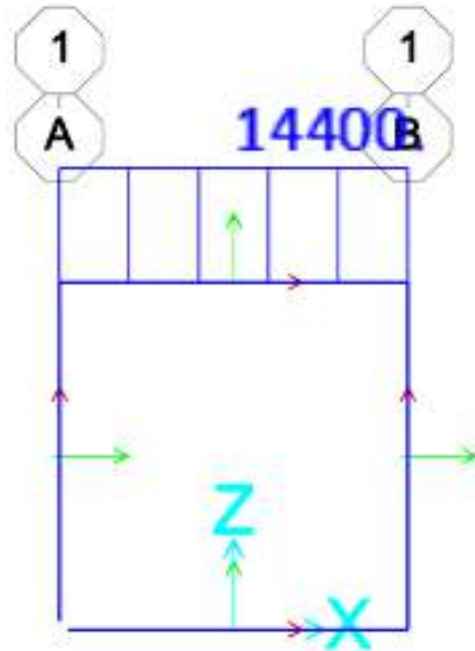


Figura 5: Idealización del peso de relleno sobre losa superior (en kgf/m)

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018).

4.3.2. Análisis de cargas vivas (*L*)

4.3.2.1. Sobrecarga en aceras

De acuerdo a disposiciones locales (SOPTRAVI, 1996), la sobrecarga viva en losa de acera equivale a 0.420 ton/m^2 . Así, se tiene el siguiente cálculo:

$$w_{sc \text{ acera}} = \left(420 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \right) (3.00 \text{ m}) = 1,260.00 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Donde,

$w_{sc \text{ acera}}$: peso uniforme de sobrecarga en aceras en un ancho de 3.00 m.

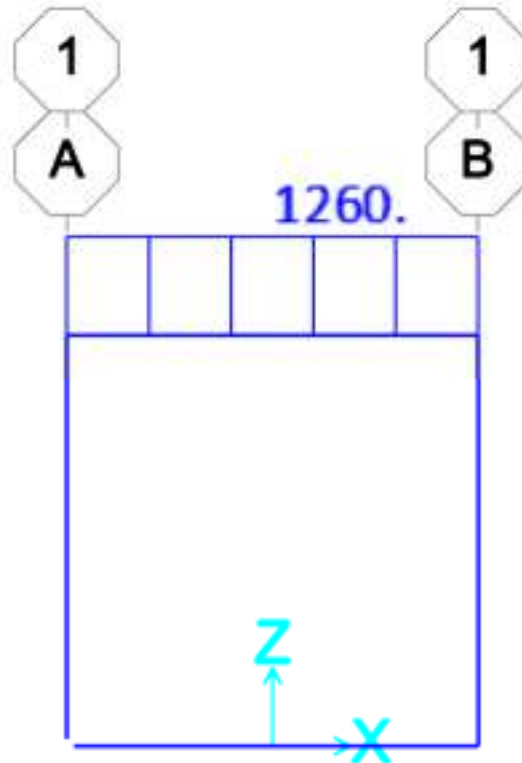


Figura 6: Idealización de la sobrecarga de acera en losa superior (en kgf/m)

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018).

4.3.2.2. Sobrecarga vehicular

Según el Manual de Carreteras (SOPTRAVI, 1996) indica que la carga viva corresponde a las cargas móviles que se manifiestan sobre el puente. Para esta estructura se considera el peso de los vehículos.

El Manual de Carreteras (SOPTRAVI, 1996) menciona que:

La sobrecarga de los vehículos sobre cada carril de las calzadas de los puentes, a los efectos del diseño, consistirá en: **un camión standard o una carga de trocha** (que se considera equivalente a una línea de camiones), adoptando la que dé como resultado mayores esfuerzos en la estructura. (Capítulo II – 25)

El camión estándar y la carga de trocha se muestran en la Figura 7 y Figura 8, respectivamente.

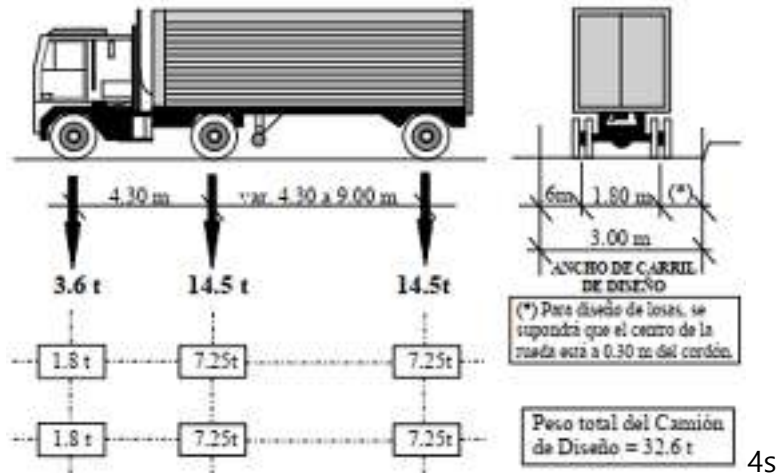


Figura 7: Camión de diseño equivalente al AASHTO HS 20-44

Fuente: Manual de Carreteras (SOPTRAVI, 1996).

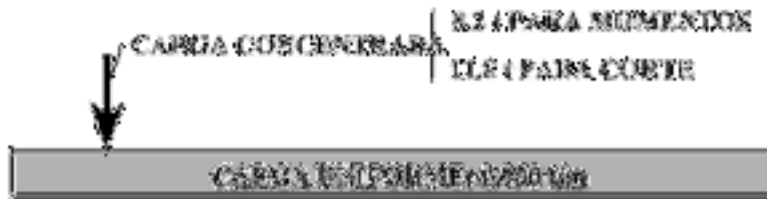


Figura 8: Carga de trocha

Fuente: Manual de Carreteras (SOPTRAVI, 1996).

Para determinar la condición que resulte con mayores esfuerzos en la estructura se analiza a través de las líneas de influencias con sus respectivos diagramas de momento y cortante mostrados en las siguientes figuras:

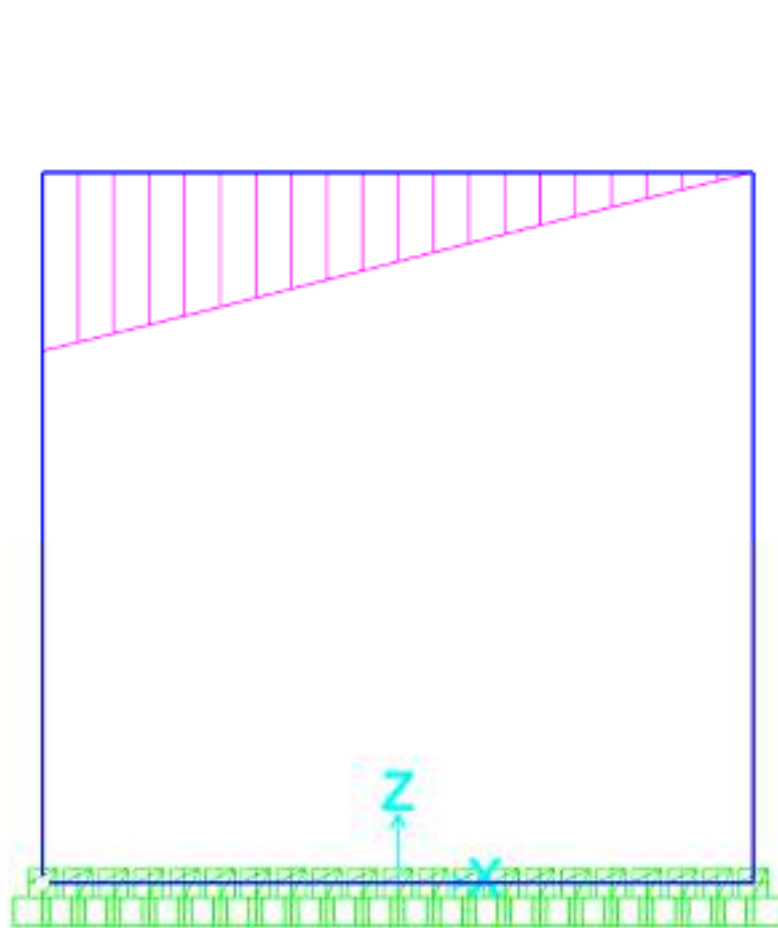


Figura 9: Línea de influencia de fuerzas cortantes generado a partir del camión estándar

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018).

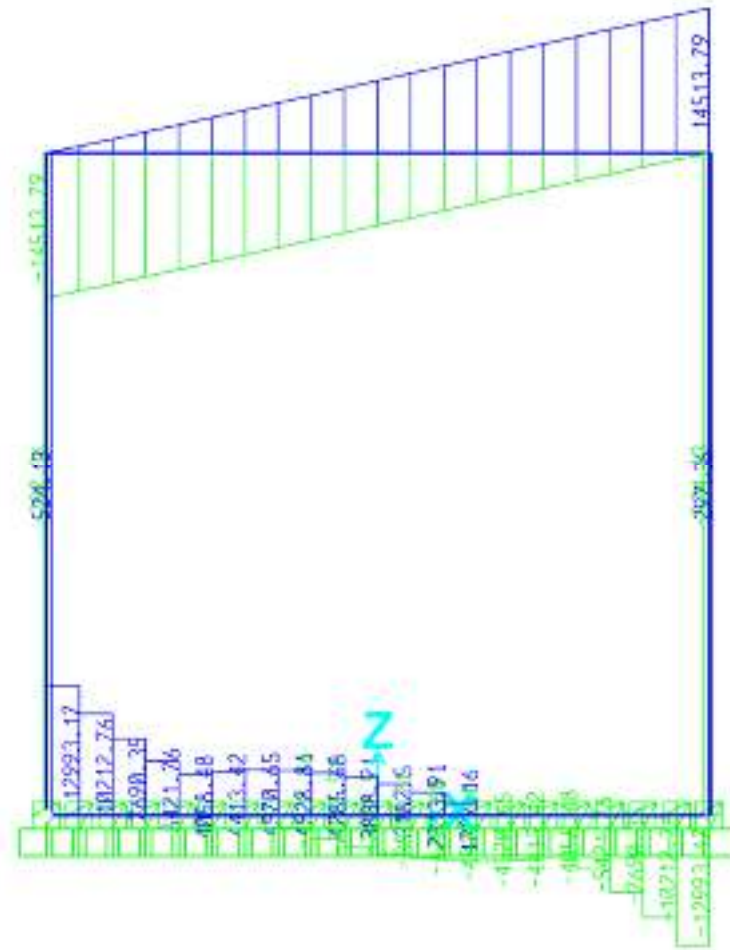


Figura 10: Diagrama de cortante conforme a la ubicación del camión estándar donde produce máximos esfuerzos (en kgf)

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018).

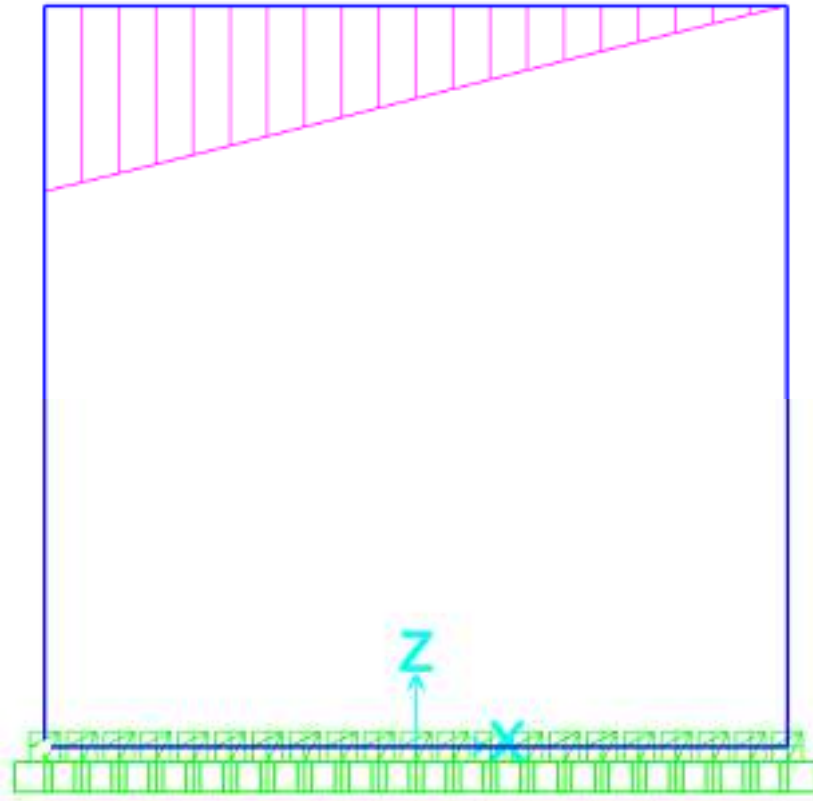


Figura 11: Línea de influencia de fuerzas cortantes generado a partir de la carga de trocha

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018).

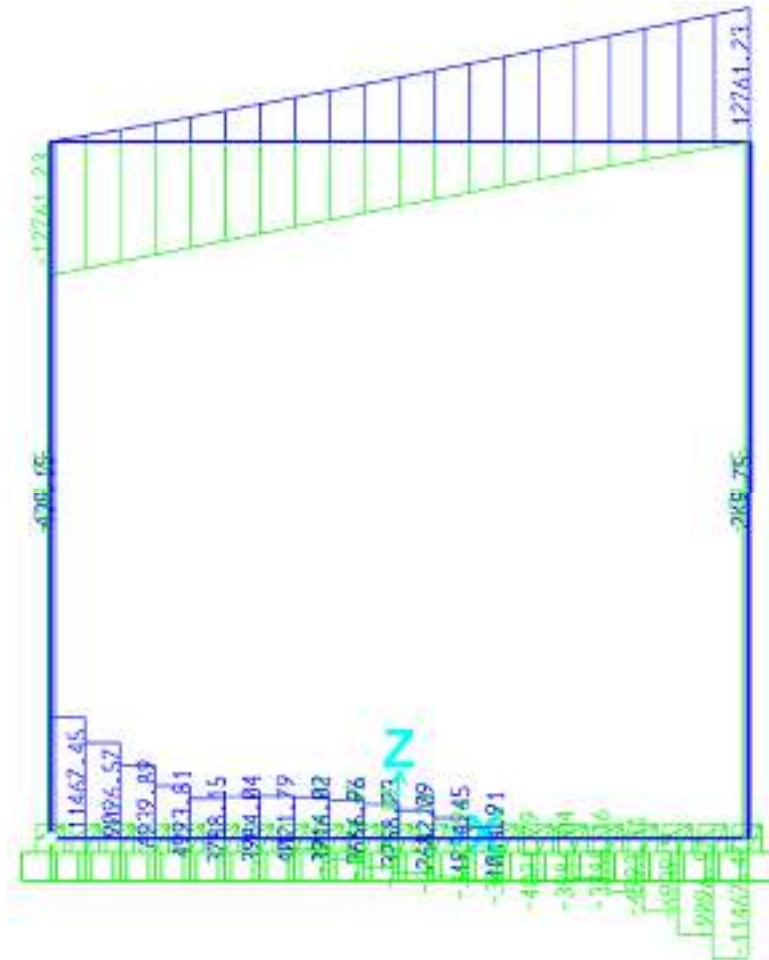


Figura 12: Diagrama de cortante conforme a la ubicación de la carga de trocha donde produce máximos esfuerzos (en kgf)

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018).

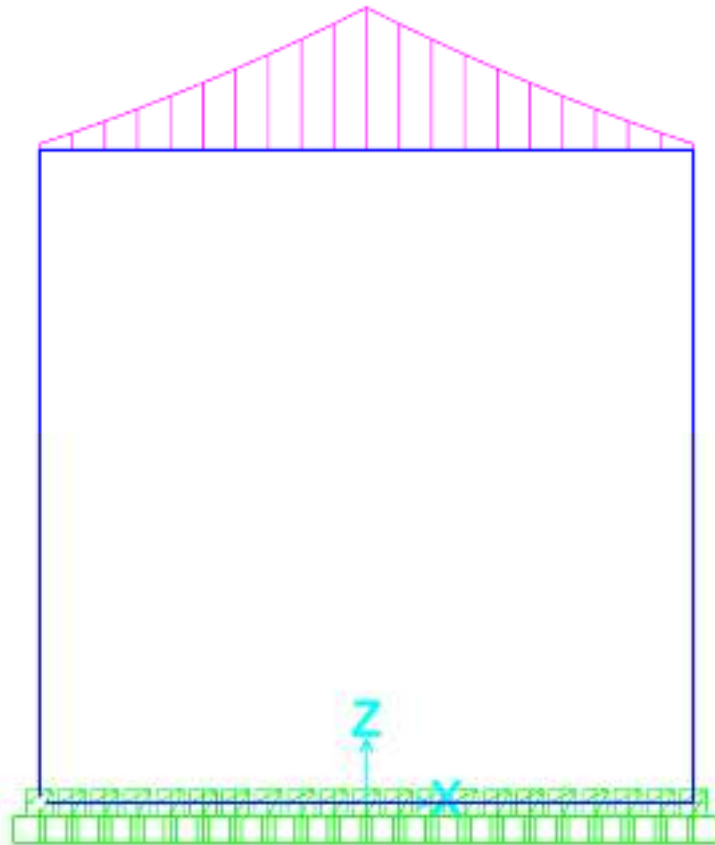


Figura 13: Línea de influencia de momentos flectores generado a partir del camión estándar

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018).

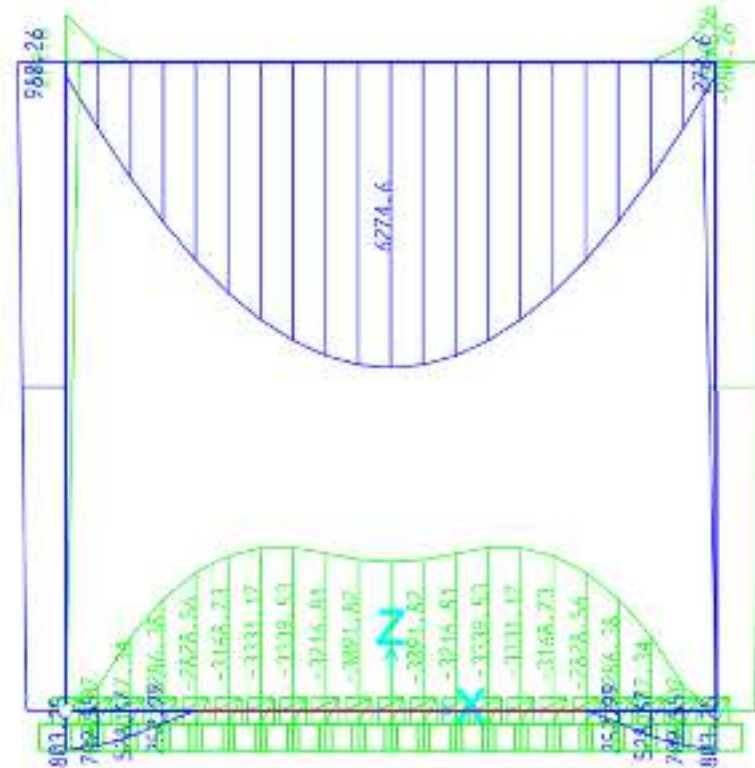


Figura 14: Diagrama de momento flector conforme a la ubicación del camión estándar donde produce máximos esfuerzos (en kgf-m)

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018).

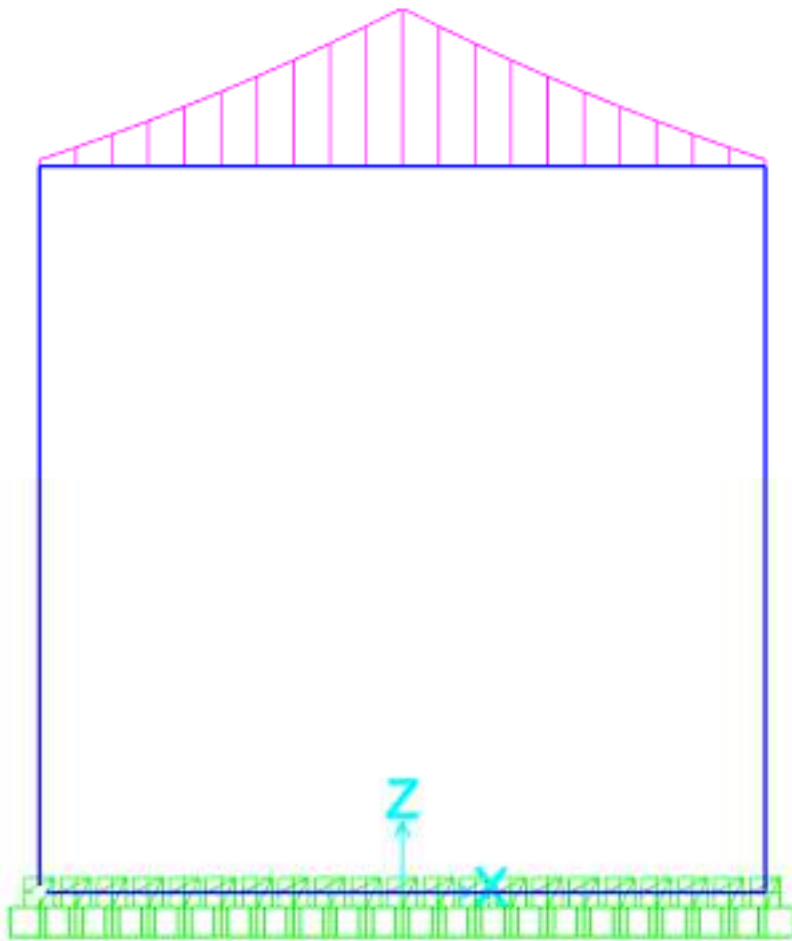


Figura 15: Línea de influencia de momentos flectores generado a partir de la carga de trocha

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018).

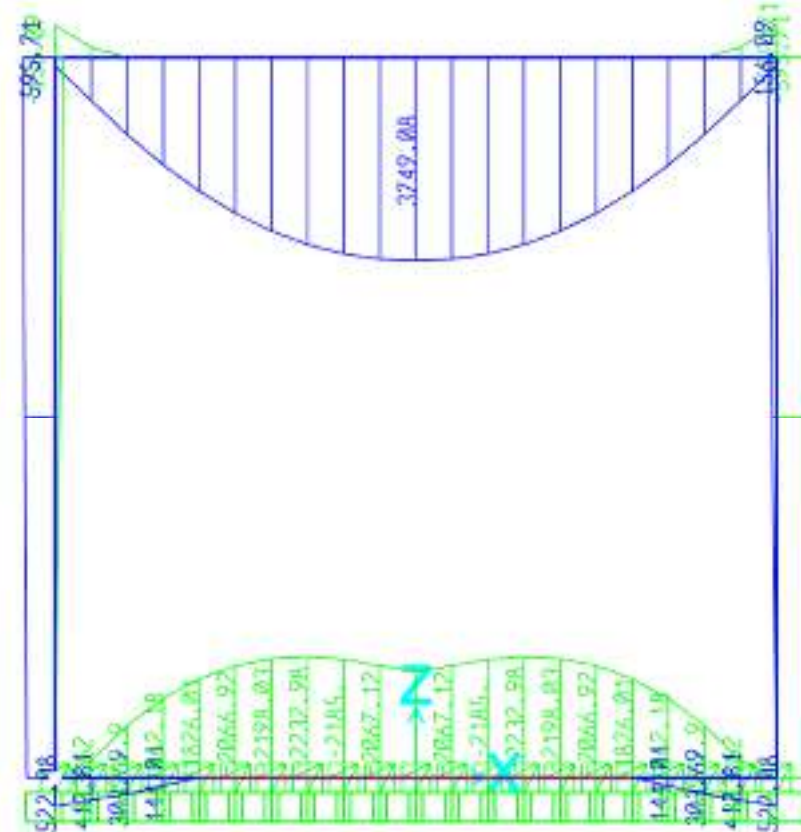


Figura 16: Diagrama de momento flector conforme a la ubicación de la carga de trocha donde produce máximos esfuerzos (en kgf-m)

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018).

De acuerdo a la Figura 9 hasta la Figura 16, al comparar los diferentes casos de carga móvil consideradas, se determina que el peso del camión estándar es la condición que gobierna para las solicitaciones tanto de fuerzas cortantes como momentos flectores en la losa superior de la caja para carga viva.

4.3.3. Empujes de suelos (E)

La fuerza debido a los empujes laterales del suelo (relleno) sobre las paredes de la caja se calcula conforme lo prescribe el Manual de Carreteras (SOPTRAVI, 1996), donde se supone que la densidad del suelo es de 1.92 ton/m^3 con un coeficiente de empuje activo de Rankine de 0.50. De esta manera se tiene las siguientes presiones, tanto superior como inferior con una altura de relleno sobre la losa superior de 2.50 m:

Ecuación 3: Presión lateral superior por los empujes del suelo sobre la estructura

$$E_{sup} = (0.50) \left(1.92 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right) (2.50 \text{ m})(3.00 \text{ m}) = 7.20 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \approx 7,200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Donde,

E_{sup} : carga superior lateral uniforme por los empujes del suelo sobre la estructura.

Ecuación 4: Presión lateral inferior por los empujes del suelo sobre la estructura

$$E_{inf} = (0.50) \left(1.92 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right) (2.50 \text{ m} + 2.40 \text{ m})(3.00 \text{ m}) = 14.112 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \approx 14,112 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

E_{inf} : carga inferior lateral uniforme por los empujes del suelo sobre la estructura.

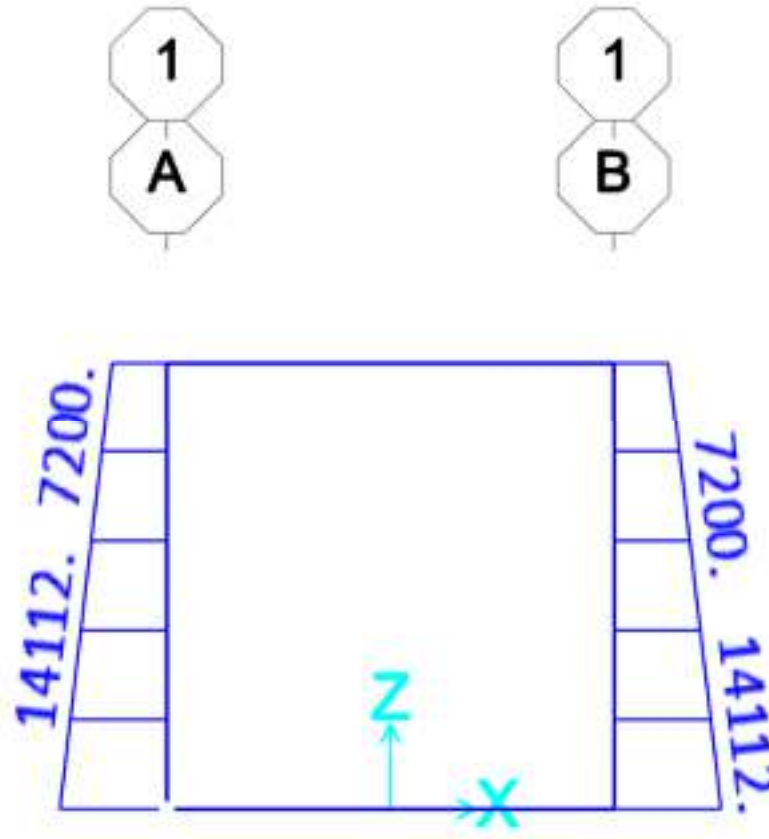


Figura 17: Aplicación de fuerzas laterales por los empujes del suelo de relleno sobre la superestructura.

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018).

4.3.4. Fuerza longitudinal (LF)

La fuerza longitudinal debido a los efectos de frenado por los vehículos sobre la losa superior de la caja se calcula conforme lo prescribe el Manual de Carreteras (SOPTRAVI, 1996). De esta manera se tiene la siguiente ecuación:

Ecuación 5: Fuerza longitudinal sobre estructura

$$LF = 5\% \left(0.95 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \times 2.00 \text{ m} + 8.20 \text{ ton} \right) = 0.505 \text{ ton} \approx 505 \text{ kgf}$$

Donde,

LF: fuerza longitudinal sobre la superestructura.

El Manual de Carreteras (SOPTRAVI, 1996) establece que se asume la carga anterior es aplicada a una altura de 1.80 m sobre la calzada. Para modelar esta carga sobre la superestructura, se aplica directamente como un momento flector como sigue:

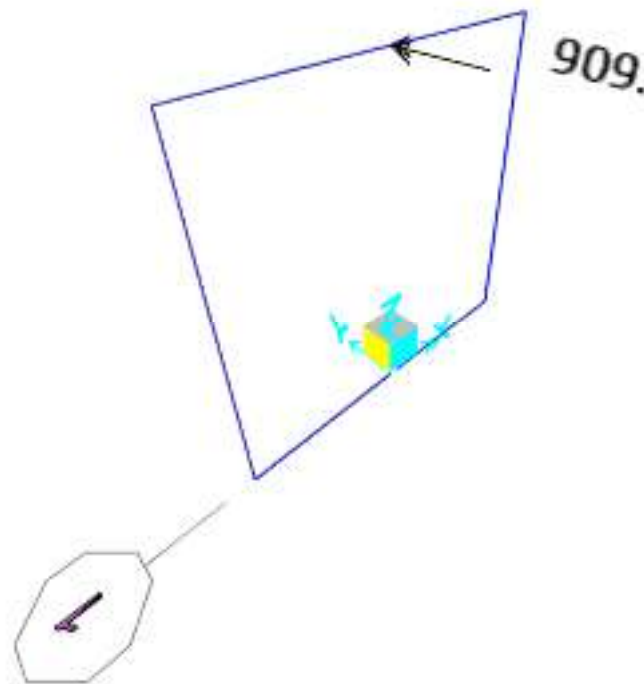


Figura 18: Aplicación de fuerza longitudinal sobre la superestructura.

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018).

4.4. Condiciones de los apoyos

Para este análisis se considera que la estructura está apoyada a través de su losa inferior en la roca tipo lutitas, limolitas, areniscas rosadas y conglomerados de cuarzo (de San Antonio, 2019a).

Para modelar esta condición de apoyo, se asume la viga inferior se discretiza en tramos de 0.10m y a estos se les asigna la propiedad de "line spring" para definir la rigidez del apoyo de la roca en sólo a compresión con el siguiente valor:

$$k \times b = \left(\frac{30 \frac{kgf}{cm^2}}{cm} \right) \times (300 \text{ cm}) = 9,000 \frac{kgf}{cm}$$

Donde,

k : módulo de balasto de la roca (de San Antonio, 2019c).

b : ancho de análisis de la alcantarilla rectangular. 3.00 m.

En la siguiente figura se muestra una representación de los resortes elásticos que modelan la rigidez del suelo.

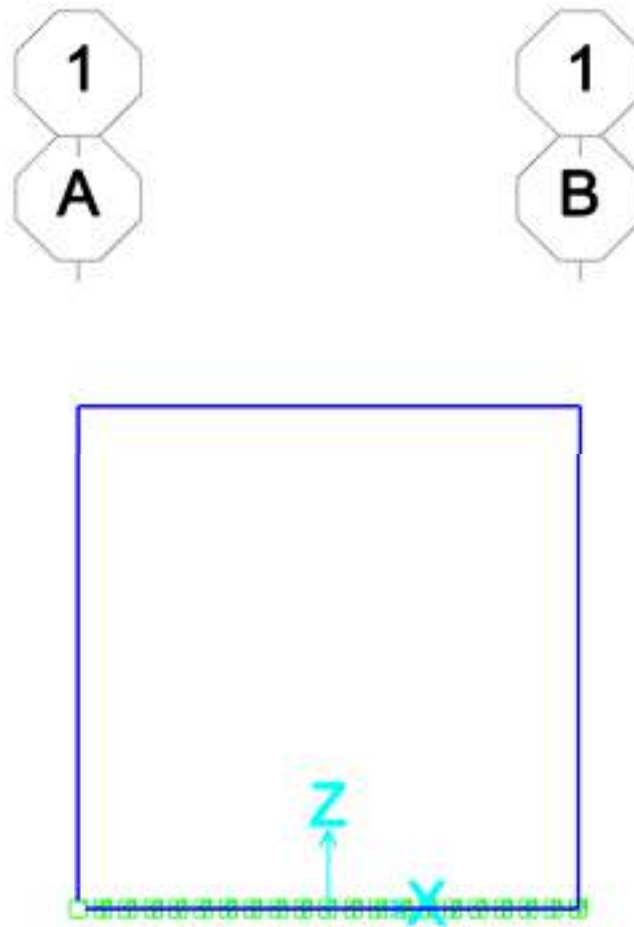


Figura 19: "line spring" asignadas a losa inferior de la caja hidráulica.

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018).

4.5. Análisis de las deflexiones

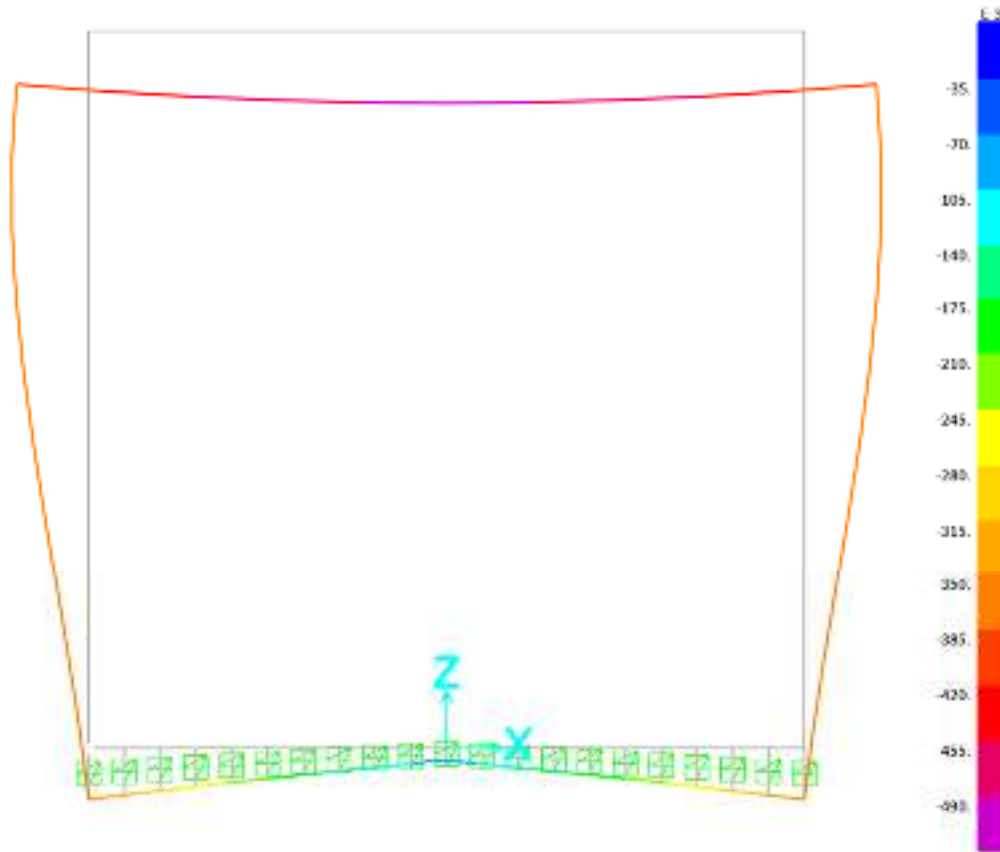


Figura 20: Diagrama de deformada (en mm) de la superestructura debido a la carga viva e impacto

La Figura 20 muestra que la deflexión máxima causada por los efectos de la carga viva es de $\delta_{m\acute{a}x} = -490 \times 10^3 \text{ mm} \approx 0.49 \text{ mm}$

De acuerdo a las disposiciones por el Manual de Carreteras (SOPTRAVI, 1996), se considera la deflexión máxima permisible del elemento como:

Ecuación 6: Deflexión máxima permisible

$$\delta_{perm} = \frac{L}{800} = \frac{2,000 \text{ mm}}{800} = 2.50 \text{ mm}$$

Conforme a los resultados anteriores, la deflexión máxima que puede resultar en la superestructura debido a la carga móvil con impacto es menor a la deflexión permisible establecida por el Manual de Carreteras (SOPTRAVI, 1996).

4.6. Combinaciones de carga para estados límites últimos de esfuerzos

Las combinaciones de estados límites últimos que generan las mayores sollicitaciones de momento flector y fuerza cortante están dados por la siguiente ecuación:



Ecuación 7: Expresión matemática para la determinación de las solicitaciones mayoradas

$$\text{Grupo } N = \gamma [\beta_D D + \beta_L (L + I) + \beta_{CF} CF + \beta_E E + \beta_B B + \beta_{SF} SF + \beta_W W + \beta_{WL} WL + \beta_{LF} LF + \beta_R (R + S + T) + \beta_{EQ} EQ]$$

Fuente: Manual de Carreteras (SOPTRAVI, 1996).

Donde,

N : número de grupo.

γ : factor de carga (indicado en la Tabla 2)

β : coeficiente (indicado en la Tabla 2)

D : carga muerta.

L : sobrecarga viva.

I : impacto.

CF : fuerza centrífuga de los vehículos.

E : empuje del suelo.

B : subpresión.

SF : presión de la corriente de agua.

W : viento sobre la estructura.

WL : viento sobre la carga móvil.

LF : fuerza longitudinal proveniente de los vehículos (frenado).

R : creep o deformación diferida del concreto.

S : contracción de fraguado.

T : temperatura.

EQ : sismo.

Los coeficientes de carga que se utilizan corresponden al método de análisis LRFD. Estos coeficientes se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 2: Coeficientes γ y β para las combinaciones de carga de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD)

Col. No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	Factores β											
Grupo	γ	D	$(L + I)$	CF	E	B	SF	W	WL	LF	$R + S + T$	EQ
I	1.3	β_D	1.67*	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0
IA	1.3	β_D	2.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
IB	1.3	β_D	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0
II	1.3	β_D	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0
III	1.3	β_D	1	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0
IV	1.3	β_D	1	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0
V	1.25	β_D	0	0	β_E	1	1	1	0	0	1	0
VI	1.3	β_D	1	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0
VII	1.3	β_D	0	0	β_E	1	1	0	0	0	0	1
VIII	1.3	β_D	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0
IX	1.2	β_D	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0
X	1.3	1	1.67	0	β_E	0	1	0	0	0	0	0

Fuente: Manual de Carreteras (SOPTRAVI, 1996).

Notas válidas para esta tabla:

- (1) El diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) será aplicable a los elementos estructurales. No se aplicarán factores para incrementar las cargas cuando se diseñen fundaciones (esfuerzos en el suelo, cargas de pilotes, etc.). Asimismo,



tampoco se aplicarán factores cuando se realicen verificaciones de estabilidad (seguridad al volcamiento, deslizamiento, etc.) de estructuras.

- (*) Se usará 1.25 para el diseño de vigas exteriores cuando el diseño esté gobernado por la combinación de carga viva sobre las aceras y sobrecarga del tráfico con impacto. Pero la capacidad de la sección no será menor que la requerida para la sobrecarga de tráfico exclusivamente, utilizando un factor 1.67.

Para el diseño por cargas y resistencias factorizadas (LRFD):

- (1) $\beta_E = 1.30$ para empujes laterales sobre muros de sostenimiento y pórticos rígidos, excluyendo alcantarillas.
- (2) $\beta_E = 0.50$ para empujes laterales cuando se verifiquen momento en pórticos rígidos.
- (3) $\beta_E = 1.00$ para presiones verticales.
- (4) $\beta_E = 1.00$ para el diseño de los tabiques (alcantarillas rectangulares).
- (5) $\beta_E = 0.50$ para el momento positivo de las losas (alcantarillas rectangulares).
- (6) Para el diseño de columnas, se adoptará:
 - a. $\beta_D = 0.75$ cuando se verifiquen elementos sometidos a mínima carga axial y máximo momento flexionante o máxima excentricidad.
 - b. $\beta_D = 1.00$ cuando se verifique elementos sometidos a máxima carga axial y mínimo momento flexionante o mínima excentricidad.
- (7) $\beta_D = 1.00$ para elementos flexionados o traccionados.
- (8) $\beta_E = 1.00$ para cargas verticales y laterales sobre todas las demás estructuras.

Según el tipo de carga descritas en la sección 4.3, se consideran las combinaciones de carga de los grupos I, IA y III.

4.7. Solicitaciones

4.7.1. Losa superior

Conforme a los resultados obtenidos del análisis estructural, las combinaciones de carga críticas para el estado límite último de este miembro corresponden al Grupo IA para cortante y momento flector positivo y al Grupo I para momento flector negativo (ver Tabla 2). En las siguientes figuras se indican en un cuadro color rojo los valores máximos de las solicitaciones para este elemento.



Figura 21: Diagrama de fuerzas cortantes (en kgf) para la combinación crítica considerada

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018).

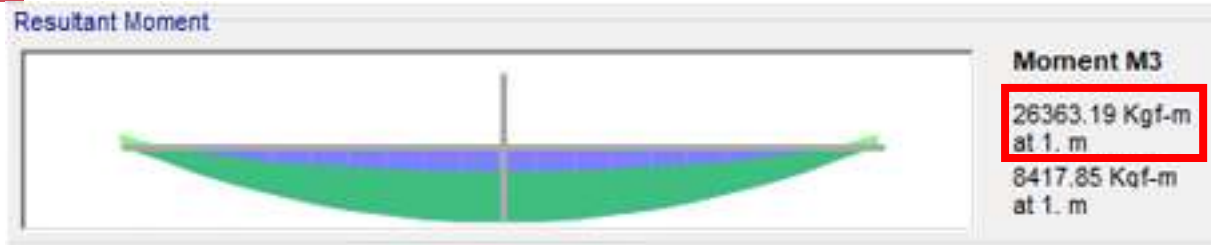


Figura 22: Diagrama de momentos flectores (en kgf-m) para la combinación crítica considerada para momento positivo

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018).



Figura 23: Diagrama de momentos flectores (en kgf-m) para la combinación crítica considerada para momento negativo

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018).

4.7.2. Paredes (tabiques)

Conforme a los resultados obtenidos del análisis estructural, las combinaciones de carga críticas para el estado límite último de este miembro corresponden al Grupo IA para carga axial, al Grupo VII (EQ+x) para cortante y momento flector (ver Tabla 2). En las siguientes figuras se indican en un cuadro color rojo los valores máximos de las solicitaciones para este elemento.

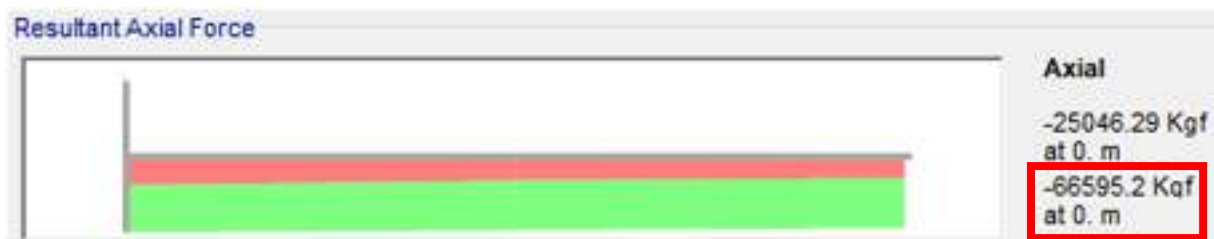


Figura 24: Diagrama de carga axial (en kgf) para la combinación crítica considerada

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018).

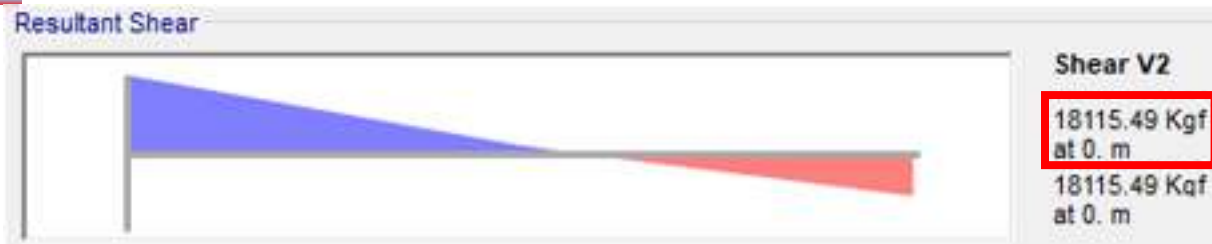


Figura 25: Diagrama de fuerzas cortantes (en kgf) para la combinación crítica considerada

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018).

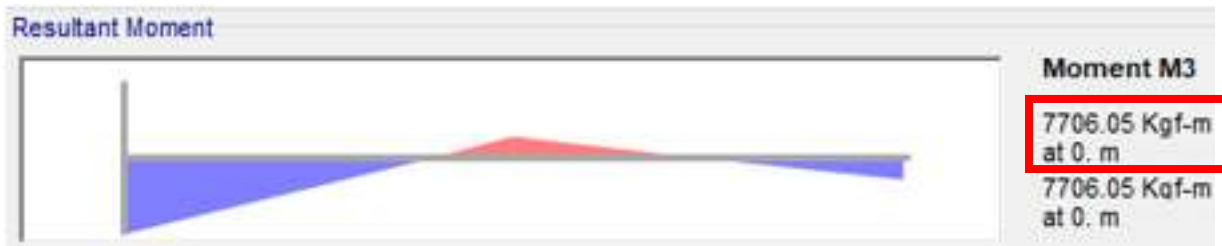


Figura 26: Diagrama de momentos flectores (en kgf-m) para la combinación crítica considerada

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018).

4.7.3. Losa inferior

Conforme a los resultados obtenidos del análisis estructural, las combinaciones de carga críticas para el estado límite último de este miembro corresponden al Grupo IA para cortante y momento flector negativo y al Grupo VII (EQ+x y EQ-x) para momento flector positivo (ver Tabla 2). En las siguientes figuras se indican en un cuadro color rojo los valores máximos de las solicitaciones para este elemento.

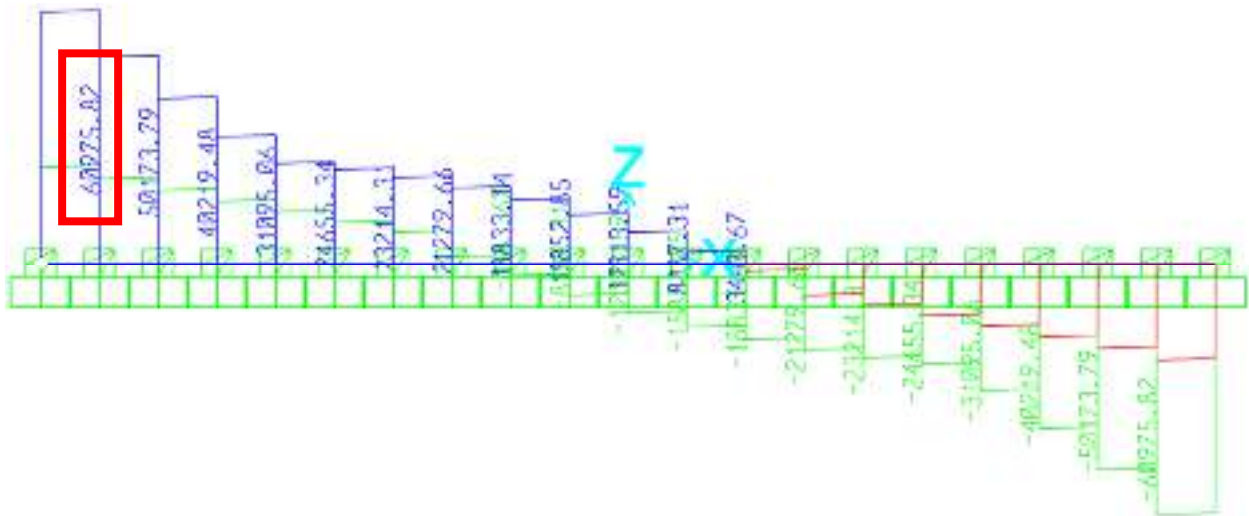


Figura 27: Diagrama de fuerzas cortantes (en kgf) para la combinación crítica considerada

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018).

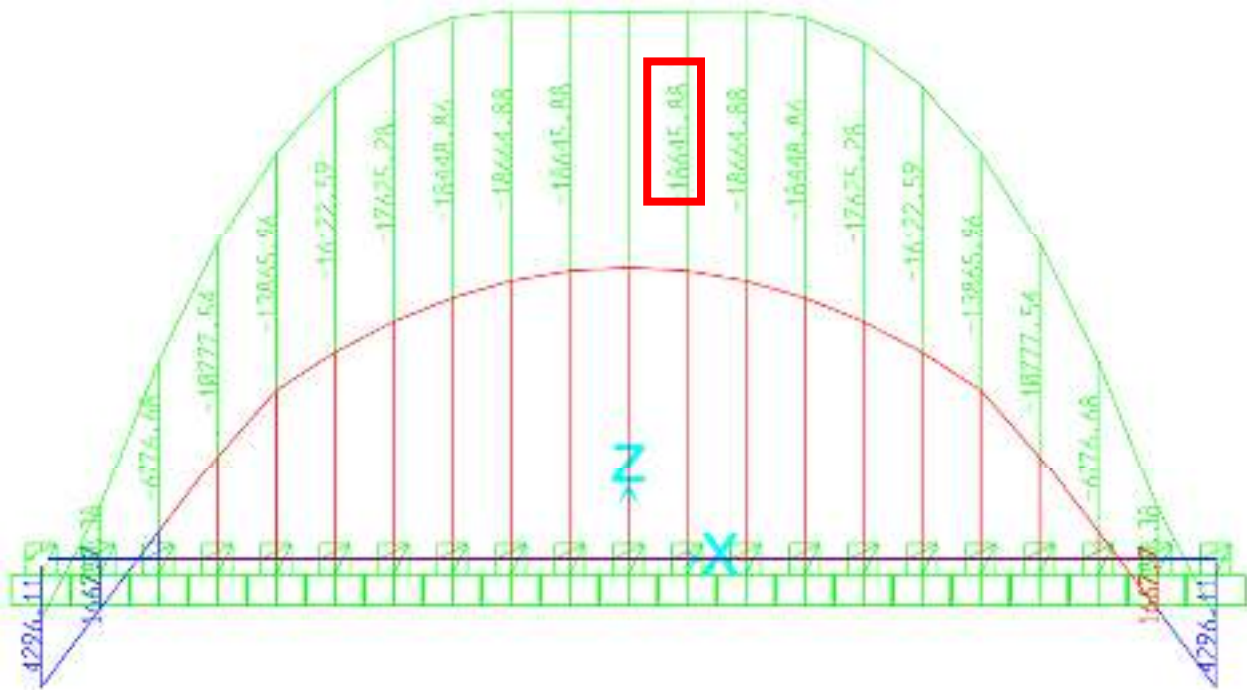


Figura 28: Diagrama de momentos flectores (en kgf-m) para la combinación crítica considerada para momento negativo

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018).

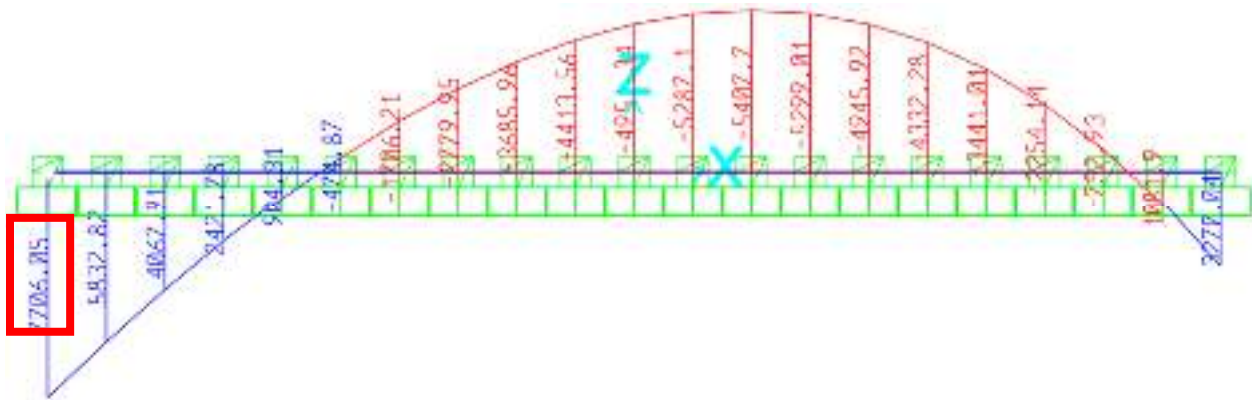


Figura 29: Diagrama de momentos flectores (en kgf-m) para la combinación crítica considerada para momento positivo

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018).

Revisando las presiones en el suelo se tiene:

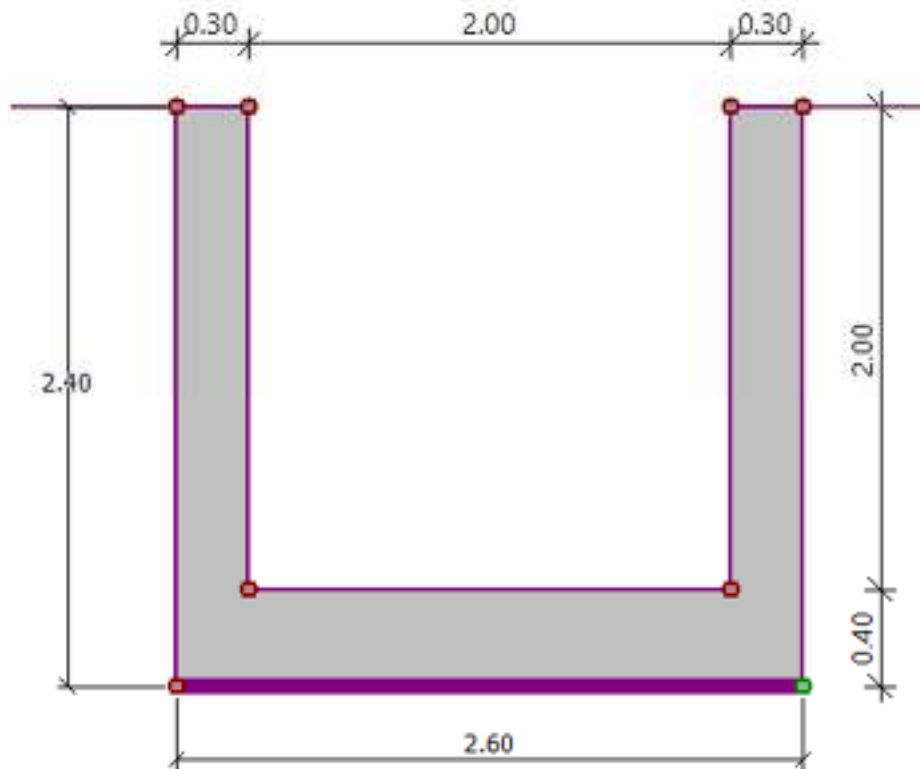


Figura 30: Geometría considerada para el análisis de presiones en el suelo.

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

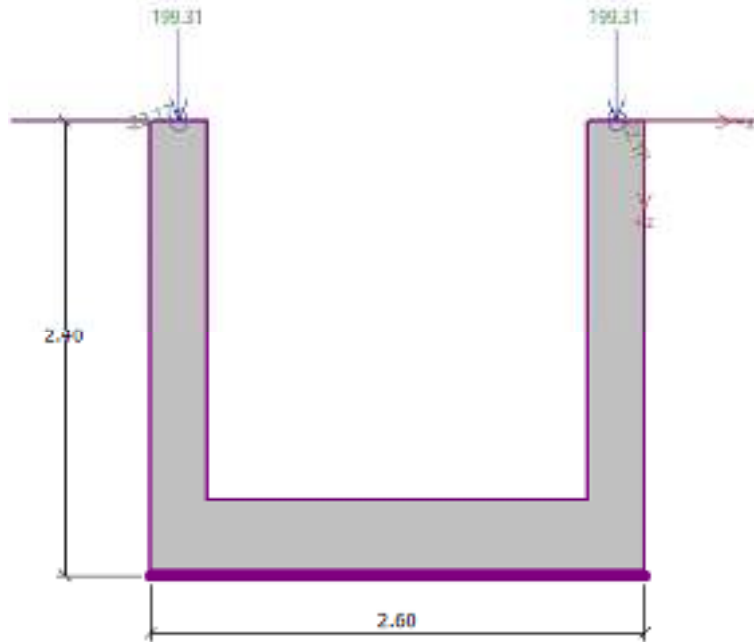


Figura 31: Fuerzas aplicada al sistema para el análisis de presiones en el suelo.

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

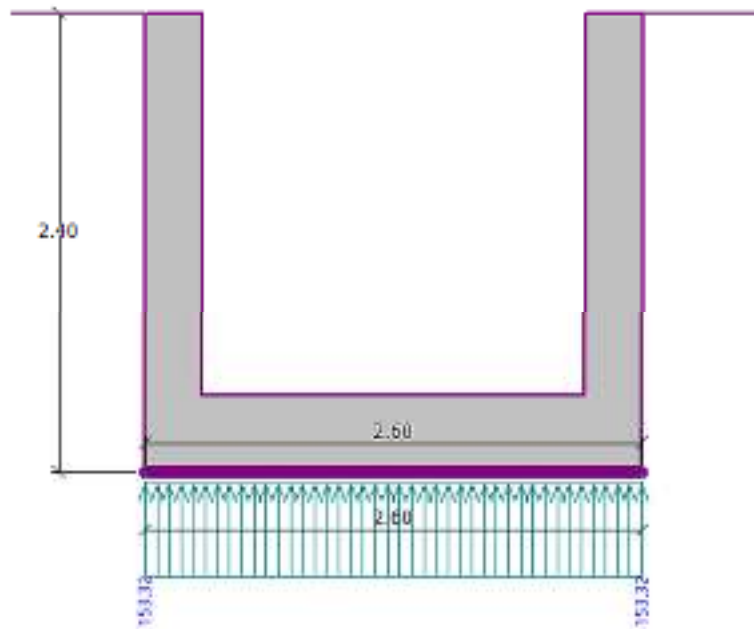


Figura 32: Presiones resultantes en el suelo.

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

La capacidad soportante admisible del suelo es de 196.13 kPa (de San Antonio, 2019a).



$$153.32 \text{ kPa} < 196.13 \text{ kPa}$$

∴ Las presiones en el suelo inducidas por las solicitaciones de la alcantarilla rectangular son satisfactorias.

Cabe destacar que las fuerzas externas que se aplican al modelo de análisis para presiones en el suelo provienen de las solicitaciones que se presentan en el apartado de la losa superior de esta sección, y estos son divididos entre el ancho de análisis (3.00 m) de la alcantarilla rectangular, puesto que el software implementado en estos análisis de presiones solicita valores por longitud unitaria de la estructura.

4.8. Diseño del refuerzo de acero

Al ser este elemento un miembro compuesto por dos materiales (concreto y acero), la determinación del refuerzo se describe en los siguientes apartados.

4.8.1. Factores de reducción de resistencia

Para estos análisis se utilizan los factores de reducción correspondiente al ACI 318-11. Para la resistencia por cortante se usa un factor de reducción de 0.85 como lo establece el CHOC (CICH, 2008).

Tabla 3: Factores de reducción de carga considerados

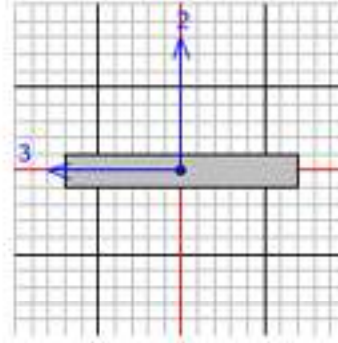
	Item	Value
1	Design Code	ACI 318-11
2	Multi-Response Case Design	Envelopes
3	Number of Interaction Curves	24
4	Number of Interaction Points	11
5	Consider Minimum Eccentricity?	Yes
6	Seismic Design Category	D
7	Design System Rho	1.
8	Design System Sds	0.5
9	Phi (Tension Controlled)	0.9
10	Phi (Compression Controlled Tied)	0.65
11	Phi (Compression Controlled Spiral)	0.75
12	Phi (Shear and/or Torsion)	0.85
13	Phi (Shear Seismic)	0.6
14	Phi (Joint Shear)	0.85
15	Pattern Live Load Factor	0.75
16	Utilization Factor Limit	0.95

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018).

4.8.2. Losa superior

4.8.2.1. Revisión de la capacidad de cortante de la sección bruta de concreto hidráulico

Al ser este elemento una losa, se desea que el concreto tenga la resistencia para soportar el cortante último. En la siguiente figura se indican en una captura de las fuerzas cortantes última y resistente del elemento (cuadro color rojo).



ACI 318-08/IBC2009 BEAM SECTION DESIGN Type:Sway Special Units: Kgf, m,

Element : 3 D=0.4 B=3. bf=3.
 Section ID : Losa b=3.00m e=ds=0. dcb=0.083 dcb=0.083
 Combo ID : 02-GRUPO IA E=2.535E+09 fc=3163813.3 Lt.Wt. Fac.=1.
 Station Loc : 0. L=2. Fy=42184178. fys=42184178.

Phi(Bending): 0.9
 Phi(Shear): 0.85
 Phi(Seis Shear): 0.6
 Phi(Torsion): 0.85

Design Moments, M3

Positive Moment	Negative Moment	Special +Moment	Special -Moment
2058.661	-4117.322	2058.661	-4117.322

Flexural Reinforcement for Moment, M3

	Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)	4.574E-04	0.	3.430E-04	4.574E-04
Bottom (-2 Axis)	2.284E-04	1.713E-04	0.	2.284E-04

Shear Reinforcement for Shear, V2

Rebar Av/s	Shear Vu	Shear phi*Vc	Shear phi*Vs	Shear Vp
0.003	70366.633	76261.006	28597.877	9393.919

Reinforcement for Torsion, T

Rebar At/s	Rebar A1	Torsion Tu	Critical Phi*Tcr	Area Ao	Perimeter Ph
0.	0.	0.	9498.921	0.77	6.444

Figura 33: Captura de resultados de verificación de cortante (en kgf).

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018).

$$V_u = 70,366.633 \text{ kgf}$$



$$\phi V_c = 76,261.005 \text{ kgf}$$

$$\phi V_c > V_u$$

∴ El concreto resiste la fuerza cortante última. No requiere refuerzo por cortante.

Donde,

V_u : fuerza cortante última factorizada.

ϕV_c : resistencia al corte del concreto hidráulico.

4.8.2.2. Acero requerido por flexión

Luego de definir las solicitaciones para la viga, se determinó el acero de refuerzo por flexión a través de la asistencia computacional como sigue:

755.	188.	755.
1854.	2975.	1854.

Figura 34: Área de refuerzo longitudinal requerido (en mm²)

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018).

En los siguientes cálculos se muestra el cálculo del área de acero mínimo por flexión.

AREA DE ACERO MÍNIMO POR FLEXIÓN

1. Esquema de parámetros estructurales

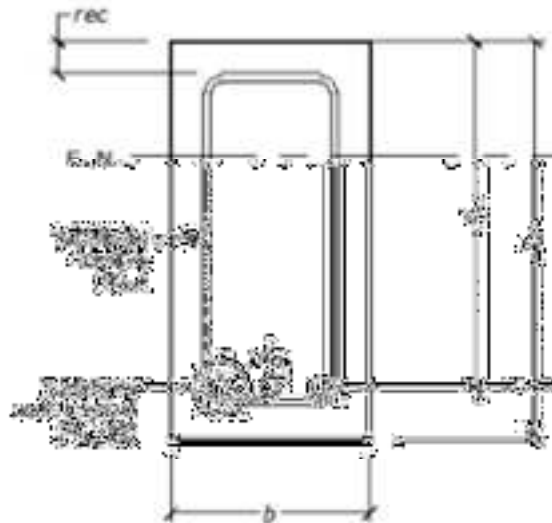


Figura A.

2. Datos de entrada

$$h := 400 \text{ mm}$$

Peralte de sección transversal.

$$b := 3000 \text{ mm}$$

Ancho de sección transversal.

$$rec := 75 \text{ mm}$$

Recubrimiento de acero de refuerzo.

$$\#_{s,l} := 5$$

No. de barra de refuerzo longitudinal en octavos de pulgada.

$$\phi_{s,l} = 15.9 \text{ mm}$$

Diámetro de barra de refuerzo longitudinal.

$$f'_c := 4.5 \text{ ksi} = 316.3813 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia a la compresión axial del concreto hidráulico (Sección 2.10.0 CHOC-CICH, 2008).

$$f_y := 60 \text{ ksi} = 4218.4175 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia a la tensión axial del acero de refuerzo (Sección 2.10.0 CHOC-CICH, 2008).

3. Proceso (cálculos)

$$d := h - \left(rec + \frac{\emptyset_{s,l}}{2} \right) = 317.05 \text{ mm}$$

Peralte efectivo de la sección transversal. Ver Figura A

$$A_{s,min1} := \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{kgf}{cm^2}}}{f_y} \cdot b \cdot d = 3208.4469 \text{ mm}^2$$

Área de acero requerido 1 (Sección 2.10.5.1 CHOC-CICH, 2008).

$$A_{s,min2} := \frac{14 \cdot \frac{kgf}{cm^2} \cdot b \cdot d}{f_y} = 3156.6577 \text{ mm}^2$$

Área de acero mínimo 2 (Sección 2.10.5.1 CHOC-CICH, 2008).

$$A_{s,min} := \max(A_{s,min1}, A_{s,min2}) = 3208.4469 \text{ mm}^2$$

Área de acero mínimo.

$$A_{s,cal} = 2,975 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} \approx 3,209 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,cal} < A_{s,min}$$

∴ El área de acero requerido máximo por flexión de elemento es $A_s = 3,209 \text{ mm}^2$.

Donde,

$A_{s,cal}$: área de acero máximo calculada.

$A_{s,min}$: área de acero mínimo por flexión.

Utilizando barras #5, la separación es:

$$n = \frac{3,209 \text{ mm}^2}{199 \text{ mm}^2} = 16.13 \approx 17 \text{ barras}, \quad s = \frac{300 \text{ cm} - 7.5(2) \text{ cm}}{17-1} = 17.81 \approx 15 \text{ cm}$$

Donde,

n : cantidad de barras distribuidas en el ancho de la losa considerado.

s : separación estimada de las barras.

∴ Utilizar #5@15cm.

4.8.2.3. Acero requerido por contracción y temperatura

REFUERZO POR CONTRACCIÓN Y TEMPARATURA

1. Refuerzo paralelo a la sección transversal

Datos de entrada

$h := 400 \text{ mm}$	Peralte de sección transversal.
$b := 3000 \text{ mm}$	Ancho de sección transversal.
$rec := 75 \text{ mm}$	Recubrimiento de acero de refuerzo.
$\#_{s,p} := 5$	No. de barra de refuerzo principal en octavos de pulgada.
$\emptyset_{s,p} = 15.9 \text{ mm}$	Diámetro de barra de refuerzo principal.
$\rho_{min,v} := 0.0015$	Cuantía de refuerzo paralelo a la sección transversal, según sección 14.3 (ACI, 2008)

Proceso (cálculos)

$d := h - rec - \frac{\emptyset_{s,p}}{2} = 317.05 \text{ mm}$	Peralte efectivo.
$A_{s,req} := \rho_{min,v} \cdot b \cdot h = 1800 \text{ mm}^2$	Área de acero paralelo a la sección transversal requerido por contracción y temperatura.

Salidas

$\#_{s,ctv} := 4$	No. de barras de refuerzo paralelas a la sección transversal. en octavos de de pulgada.
$\emptyset_{s,ctv} = 12.7 \text{ mm}$	Diámetro de barra de refuerzo paralelas a la sección transversal.
$A_{s,ctv} = 127 \text{ mm}^2$	Área de sección trans. barra de refuerzo paralelas a la sección transversal.
$n := \frac{A_{s,req}}{A_{s,ctv}} = 14.173$	Cantidad de barras verticales requeridas en $b = 300 \text{ cm}$ de longitud de muro.
$s_{pa} := \text{floor} \left(\frac{\frac{b}{n}}{\text{mm}} \right) \cdot \text{mm} = 211 \text{ mm}$	Separación entre barras paralelas a la sección transversal.

\therefore Usar $\#_{s,ctv} = 4 @ s_{pa} = 211 \text{ mm}$ como refuerzo paralelo a la sección transversal.

2. Refuerzo perpendicular a la sección transversal

Datos de entrada

$$h = 400 \text{ mm}$$

Peralte de sección transversal.

$$b = 3000 \text{ mm}$$

Ancho de sección transversal.

$$rec = 75 \text{ mm}$$

Recubrimiento de acero de refuerzo.

$$\#_{s,p} = 5$$

No. de barra de refuerzo principal en octavos de pulgada.

$$\emptyset_{s,p} = 15.9 \text{ mm}$$

Diámetro de barra de refuerzo principal.

$$\rho_{min,h} = 0.0025$$

Cuantía de refuerzo perpendicular a la sección transversal, según sección 14.3 (ACI, 2008)

Proceso (cálculos)

$$d := h - rec - \frac{\emptyset_{s,p}}{2} = 317.05 \text{ mm}$$

Peralte efectivo.

$$A_{s,req} := \rho_{min,h} \cdot b \cdot h = 3000 \text{ mm}^2$$

Área de acero perpendicular a la sección transversal requerido por contracción y temperatura.

Salidas

$$\#_{s,cth,e} = 4$$

No. de barras de refuerzo perpendiculares a la sección transversal en octavos de pulgada.

$$\emptyset_{s,cth,e} = 12.7 \text{ mm}$$

Diámetro de barra de refuerzo perpendicular a la sección transversal.

$$A_{s,cth,e} = 127 \text{ mm}^2$$

Área de sección trans. barra de refuerzo perpendicular a la sección transversal.

$$n := \frac{A_{s,req}}{A_{s,cth,e}} = 23.622$$

Cantidad de barras perpendiculares a la sección transversal requeridas en $b = 300 \text{ cm}$ de longitud de muro.

$$s_{ct} := \text{floor} \left(\frac{\frac{b}{3} n}{\text{mm}} \right) \cdot \text{mm} = 190 \text{ mm}$$

Separación entre barras perpendicular a la sección transversal.

$$\#_{s_{cth,i}} := 3$$

No. de barra de refuerzo horizontal en octavos de de pulgada.

$$\emptyset_{s_{cth,i}} = 9.5 \text{ mm}$$

Diámetro de barra de refuerzo horizontal.

$$A_{s_{cth,i}} = 71 \text{ mm}^2$$

Área de sección trans. barra de refuerzo horizontal.

$$n := \frac{A_{s,req}}{A_{s_{cth,i}}} = 42.254$$

Cantidad de barras horizontales requeridas en $b = 3000 \text{ mm}$ de longitud de muro.

$$s_{int} := \text{floor} \left(\frac{\frac{b}{\frac{1}{3} n}}{\text{mm}} \right) \cdot \text{mm} = 213 \text{ mm}$$

Separación entre barras horizontales en la cara interior del vástago.

∴ Usar $\#_{s_{cth,e}} = 4 @ s_{ext} = 190 \text{ mm}$ y $\#_{s_{cth,i}} = 3 @ s_{int} = 213 \text{ mm}$ en la cara exterior e interior, respectivamente.

4.8.3. Paredes (tabiques)

4.8.3.1. Revisión de la capacidad de cortante de la sección bruta de concreto hidráulico

Al ser este elemento una pared (tabique), se desea que el concreto tenga la resistencia para soportar el cortante último. En la siguiente figura se indican en una captura de las fuerzas cortantes última y resistente del elemento (cuadro color rojo).



```

ACI 318-08/IBC2009 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Kgf, mm, C

Element      : 1                B=3000.          D=300.          dc=94.05
Section ID   : Pared b=3.00m e=0.30E=2534.564    fc=3.164        Lt.Wt. Fac.=1.
Combo ID    : 13-GRUPO X      L=2000.          Fy=42.184       fys=42.184
Station Loc  : 2000.          RLLF=1.

Phi(Compression-Spiral): 0.75      Overstrength Factor: 1.25
Phi(Compression-Tied):  0.65
Phi(Tension Controlled): 0.9
Phi(Shear):              0.85
Phi(Seismic Shear):      0.6
Phi(Joint Shear):        0.85

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN FOR PU, M2, M3
      Rebar      Design      Design      Design      Minimum      Minimum
      Area       Pu         M2          M3          M2          M3
      9000.    18565.172      0. 6799755.169 1952798.705 450019.77

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT FACTORS
      Cm      Delta_ns      Delta_s      K      L
      Factor  Factor      Factor      Factor  Length
Major Bending(M3)  1.      1.003      1.      1.      2000.
Minor Bending(M2)  1.      1.      1.      1.      2000.

SHEAR DESIGN FOR V2,V3
      Rebar      Shear      Shear      Shear      Shear
      Av/s       Vu         phi*Vu     phi*Vs     Vp
Major Shear(V2)   2.516     12518.652  0.      18576.669  12518.652
Minor Shear(V3)   0.         0.      51293.003  0.         0.

JOINT SHEAR DESIGN
      Joint Shear      Shear      Shear      Shear      Joint
      Ratio            VuTop     VuTot     phi*Vc     Area
Major Shear(V2)      0.092     0.      39794.34  0.433     900000.
Minor Shear(V3)      N/A       N/A     N/A     N/A       N/A

(6/5) BEAM/COLUMN CAPACITY RATIOS
      Major      Minor
      Ratio      Ratio
      0.249     N/A

Notes:
N/A: Not Applicable
N/C: Not Calculated
N/N: Not Needed

```

Figura 35: Captura de resultados de verificación de cortante (en kgf).

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018).

$$V_u = 12,518.652 \text{ kgf}$$

$$\phi V_c = 51,293.003 \text{ kgf}$$

$$\phi V_c > V_u$$

∴ El concreto resiste la fuerza cortante última. No requiere refuerzo por cortante.

Donde,

V_u : fuerza cortante última factorizada.

ϕV_c : resistencia al corte del concreto hidráulico.

4.8.3.2. Acero requerido por flexión

Luego de definir las solicitaciones para la viga, se determinó el acero de refuerzo por flexión a través de la asistencia computacional como sigue:



Figura 36: Área de refuerzo longitudinal requerido (en mm²)

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018).

Por lo tanto, el área de acero requerido máximo por flexión de elemento es $A_s = 9000 \text{ mm}^2$.

4.8.3.3. Acero requerido por contracción y temperatura

REFUERZO POR CONTRACCIÓN Y TEMPARATURA

1. Refuerzo paralelo a la sección transversal

Datos de entrada

$h := 300 \text{ mm}$	Peralte de sección transversal.
$b := 3000 \text{ mm}$	Ancho de sección transversal.
$rec := 75 \text{ mm}$	Recubrimiento de acero de refuerzo.
$\#_{s,p} := 5$	No. de barra de refuerzo principal en octavos de pulgada.
$\emptyset_{s,p} = 15.9 \text{ mm}$	Diámetro de barra de refuerzo principal.
$\rho_{min,r} := 0.0015$	Cuantía de refuerzo paralelo a la sección transversal, según sección 14.3 (ACI, 2008)

Proceso (cálculos)

$d := h - rec - \frac{\emptyset_{s,p}}{2} = 217.05 \text{ mm}$	Peralte efectivo.
$A_{s,req} := \rho_{min,r} \cdot b \cdot h = 1350 \text{ mm}^2$	Área de acero paralelo a la sección transversal requerido por contracción y temperatura.

Salidas

$\#_{s,ctv} := 3$	No. de barras de refuerzo paralelas a la sección transversal. en octavos de de pulgada.
$\emptyset_{s,ctv} = 9.5 \text{ mm}$	Diámetro de barra de refuerzo paralelas a la sección transversal.
$A_{s,ctv} = 71 \text{ mm}^2$	Área de sección trans. barra de refuerzo paralelas a la sección transversal.
$n := \frac{A_{s,req}}{A_{s,ctv}} = 19.014$	Cantidad de barras verticales requeridas en $b = 300 \text{ cm}$ de longitud de muro.
$s_{pa} := \text{floor} \left(\frac{\frac{b}{n}}{\text{mm}} \right) \cdot \text{mm} = 157 \text{ mm}$	Separación entre barras paralelas a la sección transversal.

\therefore Usar $\#_{s,ctv} = 3 @ s_{pa} = 157 \text{ mm}$ como refuerzo paralelo a la sección transversal.

2. Refuerzo perpendicular a la sección transversal

Datos de entrada

$$h = 300 \text{ mm}$$

Peralte de sección transversal.

$$b = 3000 \text{ mm}$$

Ancho de sección transversal.

$$rec = 75 \text{ mm}$$

Recubrimiento de acero de refuerzo.

$$\#_{s,p} = 5$$

No. de barra de refuerzo principal en octavos de pulgada.

$$\emptyset_{s,p} = 15.9 \text{ mm}$$

Diámetro de barra de refuerzo principal.

$$\rho_{min,h} = 0.0025$$

Cuantía de refuerzo perpendicular a la sección transversal, según sección 14.3 (ACI, 2008)

Proceso (cálculos)

$$d = h - rec - \frac{\emptyset_{s,p}}{2} = 217.05 \text{ mm}$$

Peralte efectivo.

$$A_{s,req} = \rho_{min,h} \cdot b \cdot h = 2250 \text{ mm}^2$$

Área de acero perpendicular a la sección transversal requerido por contracción y temperatura.

Salidas

$$\#_{s,cth,c} = 3$$

No. de barras de refuerzo perpendiculares a la sección transversal en octavos de pulgada.

$$\emptyset_{s,cth,c} = 9.5 \text{ mm}$$

Diámetro de barra de refuerzo perpendicular a la sección transversal.

$$A_{s,cth,c} = 71 \text{ mm}^2$$

Área de sección trans. barra de refuerzo perpendicular a la sección transversal.

$$n = \frac{A_{s,req}}{A_{s,cth,c}} = 31.69$$

Cantidad de barras perpendiculares a la sección transversal requeridas en $b = 300 \text{ cm}$ de longitud de muro.

$$s_{ct} = \text{floor} \left(\frac{\frac{b}{\frac{2}{3}n}}{\text{mm}} \right) \cdot \text{mm} = 142 \text{ mm}$$

Separación entre barras perpendicular a la sección transversal.

$$\#_{s,cth,i} := 3$$

No. de barra de refuerzo horizontal en octavos de de pulgada.

$$\emptyset_{s,cth,i} = 9.5 \text{ mm}$$

Diámetro de barra de refuerzo horizontal.

$$A_{s,cth,i} = 71 \text{ mm}^2$$

Área de sección trans. barra de refuerzo horizontal.

$$n := \frac{A_{s,req}}{A_{s,cth,i}} = 31.69$$

Cantidad de barras horizontales requeridas en $b = 3000 \text{ mm}$ de longitud de muro.

$$s_{int} := \text{floor} \left(\frac{\frac{b}{\frac{1}{3} n}}{\text{mm}} \right) \cdot \text{mm} = 284 \text{ mm}$$

Separación entre barras horizontales en la cara interior del vástago.

\therefore Usar $\#_{s,cth,e} = 3 @ s_{ext} = 142 \text{ mm}$ y $\#_{s,cth,i} = 3 @ s_{int} = 284 \text{ mm}$ en la cara exterior e interior, respectivamente.

4.8.3.4. Diagrama de interacción

En la siguiente figura se muestran los diagramas de interacción de una pared (tabique) para diferentes espesores o peraltes (0.20 m, 0.25 m y 0.30 m). Además de los gráficos, se indican en puntos de diversos colores las solicitaciones correspondientes a cada combinación de carga descrita en el apartado 4.6.

Cabe destacar, que un espesor de 0.30 m para las paredes se observa sobre diseñado según su capacidad, no obstante, su selección se justifica para otorgar procedimientos prácticos a su construcción, ya que el recubrimiento mínimo en este elemento es de 7.5 cm para ambas capas de acero de refuerzo.

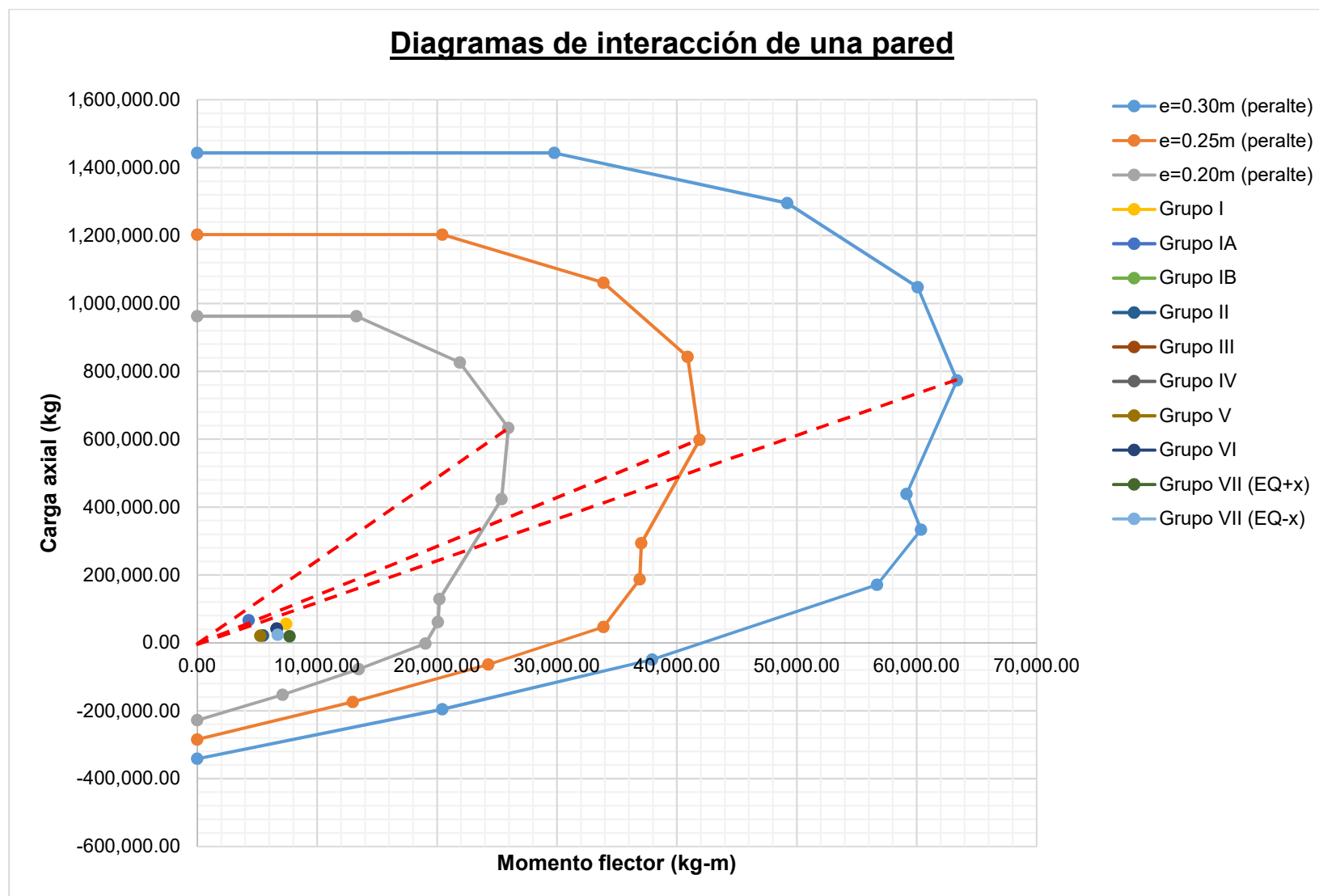


Figura 37: Diagrama de interacción de una pared (tabique).

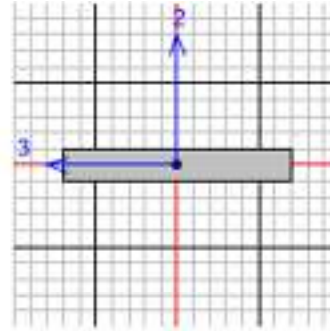
Fuente de los datos: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018).



4.8.4. Losa inferior

4.8.4.1. *Revisión de la capacidad de cortante de la sección bruta de concreto hidráulico*

Al ser este elemento una losa, se desea que el concreto tenga la resistencia para soportar el cortante último. En la siguiente figura se indican en una captura de las fuerzas cortantes última y resistente del elemento (cuadro color rojo).



ACI 318-08/IBC2009 BEAM SECTION DESIGN Type:Sway Special Units: Kgf, m, C

Element	: 5	D=0.4	B=3.	bf=3.
Section ID	: Losa b=3.00m e=ds=0.		dct=0.083	dcb=0.083
Combo ID	: 02-GRUPO IA	E=2.535E+09	fc=3163013.3	Lt.Wt. Fac.=1.
Station Loc	: 0.	L=0.1	Fy=42104170.	fys=42104170.

Phi(Bending):	0.9
Phi(Shear):	0.85
Phi(Seis Shear):	0.6
Phi(Torsion):	0.85

Design Moments, M3				
	Positive Moment	Negative Moment	Special +Moment	Special -Moment
	4296.115	0.	4296.115	0.

Flexural Reinforcement for Moment, M3				
	Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)	0.	0.	0.	0.
Bottom (-2 Axis)	4.773E-04	3.580E-04	0.	4.773E-04

Shear Reinforcement for Shear, V3				
Rebar	Shear Vu	Shear phi*Vc	Shear phi*Vs	Shear Vp
Av/s	74773.846	76261.005	28597.877	14219.711
0.003				

Reinforcement for Torsion, T						
Rebar	Rebar	Torsion	Critical	Area	Perimeter	
At/s	A1	Tu	Phi*Tcr	Ao	Ph	
0.	0.	0.	8523.816	0.77	6.444	

Figura 38: Captura de resultados de verificación de cortante (en kgf).

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018).

$$V_u = 74,773.846 \text{ kgf}$$

$$\phi V_c = 76,261.005 \text{ kgf}$$

$$\phi V_c > V_u$$

∴ El concreto resiste la fuerza cortante última. No requiere refuerzo por cortante.

Donde,

V_u : fuerza cortante última factorizada.

ϕV_c : resistencia al corte del concreto hidráulico.

4.8.4.2. Acero requerido por flexión

Luego de definir las solicitaciones para la viga, se determinó el acero de refuerzo por flexión a través de la asistencia computacional como sigue:

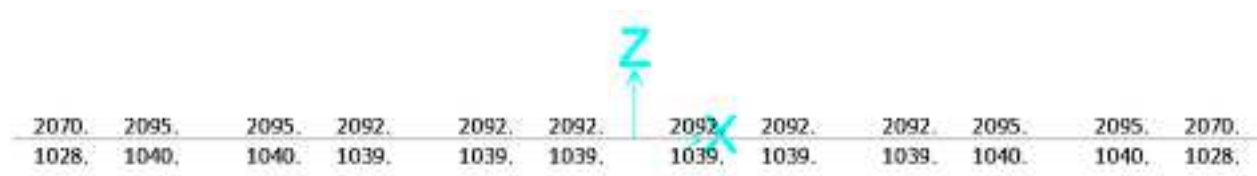


Figura 39: Área de refuerzo longitudinal requerido (en mm²)

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018).

Conforme a la figura anterior, se observan diversas áreas de acero tanto en la capa superior como la inferior ya que este miembro se discretizó en diversos elementos 0.10 m de longitud cada uno.

En los siguientes cálculos se muestra el cálculo del área de acero mínimo por flexión.

AREA DE ACERO MÍNIMO POR FLEXIÓN

1. Esquema de parámetros estructurales

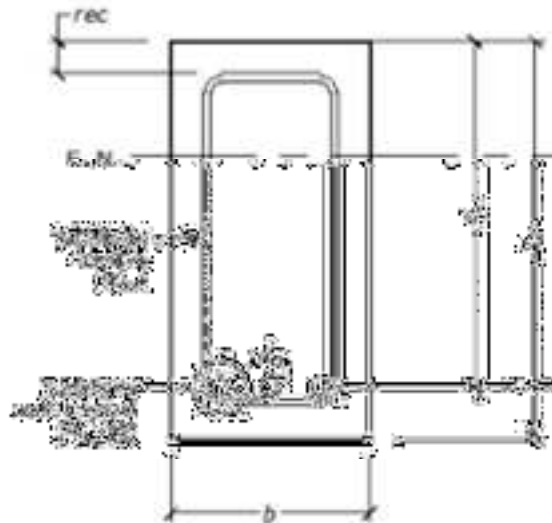


Figura A.

2. Datos de entrada

$$h := 400 \text{ mm}$$

Peralte de sección transversal.

$$b := 3000 \text{ mm}$$

Ancho de sección transversal.

$$rec := 75 \text{ mm}$$

Recubrimiento de acero de refuerzo.

$$\#_{s,l} := 5$$

No. de barra de refuerzo longitudinal en octavos de pulgada.

$$\phi_{s,l} := 15.9 \text{ mm}$$

Diámetro de barra de refuerzo longitudinal.

$$f'_c := 4.5 \text{ ksi} = 316.3813 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia a la compresión axial del concreto hidráulico (Sección 2.10.0 CHOC-CICH, 2008).

$$f_y := 60 \text{ ksi} = 4218.4175 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia a la tensión axial del acero de refuerzo (Sección 2.10.0 CHOC-CICH, 2008).

3. Proceso (cálculos)

$$d := h - \left(rec + \frac{\emptyset_{s,l}}{2} \right) = 317.05 \text{ mm}$$

Peralte efectivo de la sección transversal. Ver Figura A

$$A_{s,min1} := \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{kgf}{cm^2}}}{f_y} \cdot b \cdot d = 3208.4469 \text{ mm}^2$$

Área de acero requerido 1 (Sección 2.10.5.1 CHOC-CICH, 2008).

$$A_{s,min2} := \frac{14 \cdot \frac{kgf}{cm^2} \cdot b \cdot d}{f_y} = 3156.6577 \text{ mm}^2$$

Área de acero mínimo 2 (Sección 2.10.5.1 CHOC-CICH, 2008).

$$A_{s,min} := \max(A_{s,min1}, A_{s,min2}) = 3208.4469 \text{ mm}^2$$

Área de acero mínimo.

Por lo tanto, el área de acero requerido máximo por flexión de elemento es $A_s = 3209 \text{ mm}^2$.

4.8.4.3. Acero requerido por contracción y temperatura

REFUERZO POR CONTRACCIÓN Y TEMPARATURA

1. Refuerzo paralelo a la sección transversal

Datos de entrada

$h := 400 \text{ mm}$	Peralte de sección transversal.
$b := 3000 \text{ mm}$	Ancho de sección transversal.
$rec := 75 \text{ mm}$	Recubrimiento de acero de refuerzo.
$\#_{s,p} := 5$	No. de barra de refuerzo principal en octavos de pulgada.
$\emptyset_{s,p} = 15.9 \text{ mm}$	Diámetro de barra de refuerzo principal.
$\rho_{min,v} := 0.0015$	Cuantía de refuerzo paralelo a la sección transversal, según sección 14.3 (ACI, 2008)

Proceso (cálculos)

$d := h - rec - \frac{\emptyset_{s,p}}{2} = 317.05 \text{ mm}$	Peralte efectivo.
$A_{s,req} := \rho_{min,v} \cdot b \cdot h = 1800 \text{ mm}^2$	Área de acero paralelo a la sección transversal requerido por contracción y temperatura.

Salidas

$\#_{s,ctv} := 4$	No. de barras de refuerzo paralelas a la sección transversal. en octavos de de pulgada.
$\emptyset_{s,ctv} = 12.7 \text{ mm}$	Diámetro de barra de refuerzo paralelas a la sección transversal.
$A_{s,ctv} = 127 \text{ mm}^2$	Área de sección trans. barra de refuerzo paralelas a la sección transversal.
$n := \frac{A_{s,req}}{A_{s,ctv}} = 14.173$	Cantidad de barras verticales requeridas en $b = 300 \text{ cm}$ de longitud de muro.
$s_{pa} := \text{floor} \left(\frac{\frac{b}{n}}{\text{mm}} \right) \cdot \text{mm} = 211 \text{ mm}$	Separación entre barras paralelas a la sección transversal.

∴ Usar $\#_{s,ctv} = 4 @ s_{pa} = 211 \text{ mm}$ como refuerzo paralelo a la sección transversal.

2. Refuerzo perpendicular a la sección transversal

Datos de entrada

$$h = 400 \text{ mm}$$

Peralte de sección transversal.

$$b = 3000 \text{ mm}$$

Ancho de sección transversal.

$$rec = 75 \text{ mm}$$

Recubrimiento de acero de refuerzo.

$$\#_{s,p} = 5$$

No. de barra de refuerzo principal en octavos de pulgada.

$$\emptyset_{s,p} = 15.9 \text{ mm}$$

Diámetro de barra de refuerzo principal.

$$\rho_{min,h} = 0.0025$$

Cuantía de refuerzo perpendicular a la sección transversal, según sección 14.3 (ACI, 2008)

Proceso (cálculos)

$$d = h - rec - \frac{\emptyset_{s,p}}{2} = 317.05 \text{ mm}$$

Peralte efectivo.

$$A_{s,req} = \rho_{min,h} \cdot b \cdot h = 3000 \text{ mm}^2$$

Área de acero perpendicular a la sección transversal requerido por contracción y temperatura.

Salidas

$$\#_{s,cth,e} = 4$$

No. de barras de refuerzo perpendiculares a la sección transversal en octavos de pulgada.

$$\emptyset_{s,cth,e} = 12.7 \text{ mm}$$

Diámetro de barra de refuerzo perpendicular a la sección transversal.

$$A_{s,cth,e} = 127 \text{ mm}^2$$

Área de sección trans. barra de refuerzo perpendicular a la sección transversal.

$$n = \frac{A_{s,req}}{A_{s,cth,e}} = 23.622$$

Cantidad de barras perpendiculares a la sección transversal requeridas en $b = 300 \text{ cm}$ de longitud de muro.

$$s_{ct} = \text{floor} \left(\frac{\frac{b}{3} \cdot n}{\text{mm}} \right) \cdot \text{mm} = 190 \text{ mm}$$

Separación entre barras perpendicular a la sección transversal.

$$\#_{s_{cth,i}} := 3$$

No. de barra de refuerzo horizontal en octavos de de pulgada.

$$\emptyset_{s_{cth,i}} = 9.5 \text{ mm}$$

Diámetro de barra de refuerzo horizontal.

$$A_{s_{cth,i}} = 71 \text{ mm}^2$$

Área de sección trans. barra de refuerzo horizontal.

$$n := \frac{A_{s,req}}{A_{s_{cth,i}}} = 42.254$$

Cantidad de barras horizontales requeridas en $b = 3000 \text{ mm}$ de longitud de muro.

$$s_{int} := \text{floor} \left(\frac{\frac{b}{\frac{1}{3}n}}{\text{mm}} \right) \cdot \text{mm} = 213 \text{ mm}$$

Separación entre barras horizontales en la cara interior del vástago.

∴ Usar $\#_{s_{cth,e}} = 4 @ s_{ext} = 190 \text{ mm}$ y $\#_{s_{cth,i}} = 3 @ s_{int} = 213 \text{ mm}$ en la cara exterior e interior, respectivamente.

4.8.5. Acero proporcionado

En las siguientes figuras se muestra la geometría final y la distribución de acero proporcionado de la alcantarilla rectangular.

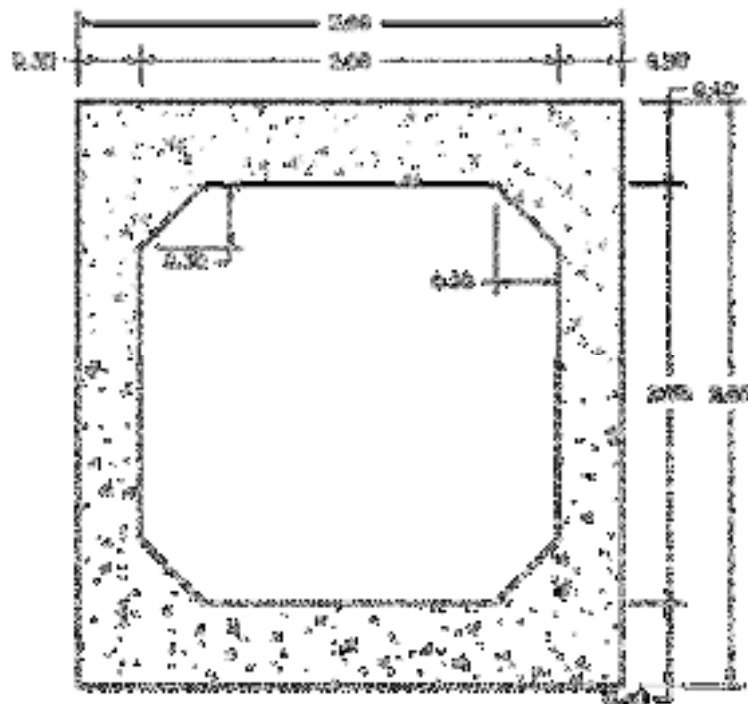


Figura 40: Geometría de sección transversal de alcantarilla rectangular (en metro)

Fuente: propia.

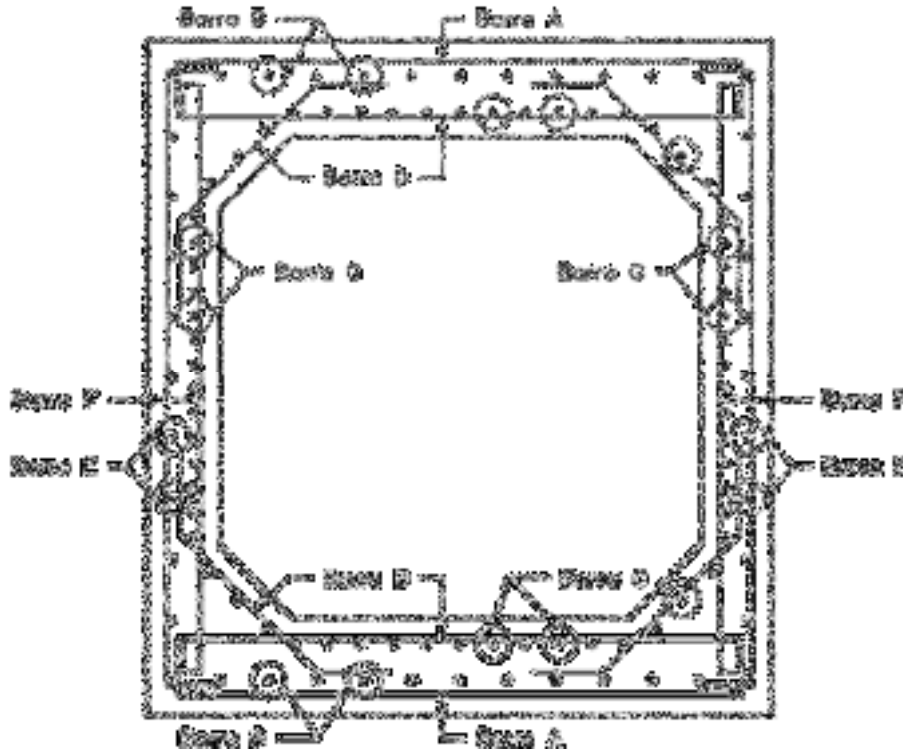


Figura 41: Distribución de acero en la sección transversal de alcantarilla rectangular

Fuente: propia.

Tabla 4: Tabla de refuerzo de acero de alcantarilla rectangular

Barra	Tamaño de barra	Peso nominal	Separ.
	No.	kg/m	(mm)
A	5	1.552	150
B	3	0.560	200
C	4	0.994	150
D	5	1.552	150
E	3	0.560	250
F	6	2.235	150
G	3	0.560	100

Fuente: propia.

5. Análisis y resultados de muro M-1

Para estos análisis, se considera una altura de protección de 3.20 m más 0.35 m de desplante según se describe posteriormente (altura total 3.55 m).

5.1. Características de los materiales

Tabla 5: Características de los materiales considerados para el análisis de la estructura.

Peso unitario	$\gamma = 23.54 \text{ kN/m}^3$
Resistencia a la compresión del hormigón	$f'_c = 27.58 \text{ MPa (4 ksi)}$
Grado del acero de refuerzo	60 ($f_y = 413.69 \text{ MPa}$)

5.2. Geometría

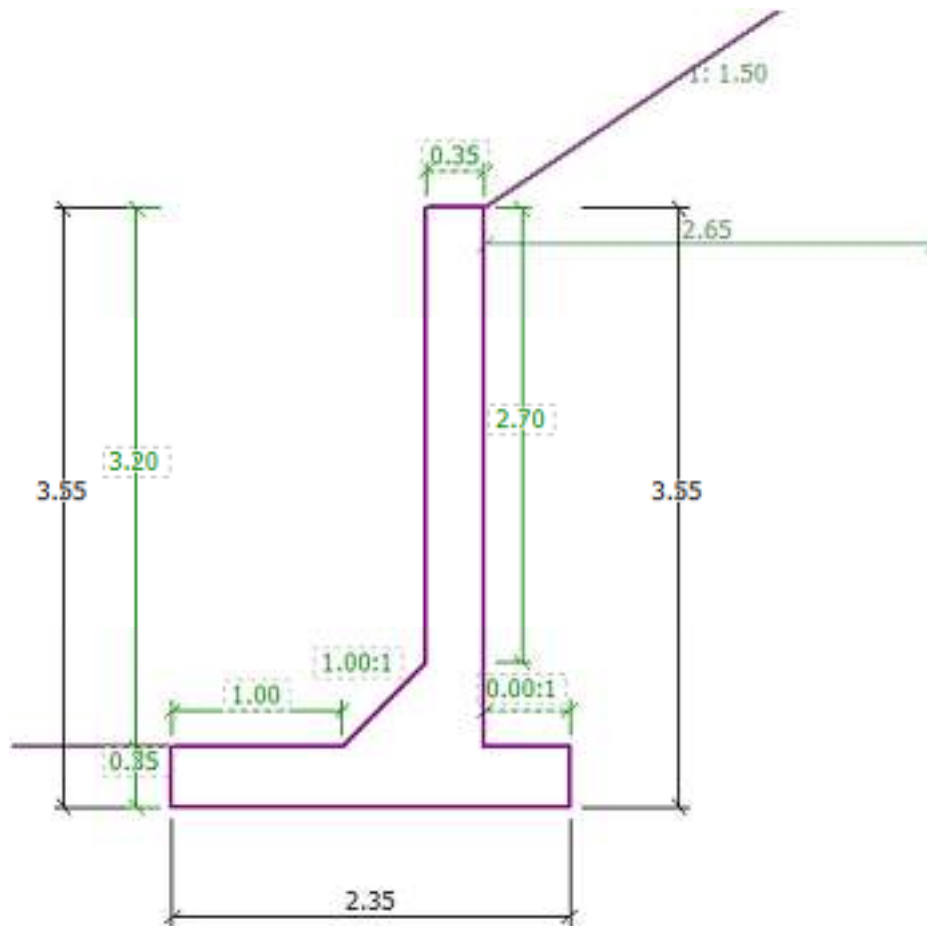


Figura 42: Geometría de muro M-1.

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

Se considera que la estructura tiene un desplante de 0.35 m, y este desplante se asume conservadoramente que son lutitas, limolitas, areniscas rosadas y conglomerados de cuarzo, y dará resistencia tipo 1/3 pasiva y 2/3 en reposo sobre la estructura en intradós.

5.3. Características geotécnicas del macizo contenido y en la fundación de la estructura en condiciones naturales

De acuerdo a evaluaciones geotécnicas y geológicas, se estima que la roca en trasdós son lutitas, limolitas, areniscas rosadas y conglomerados de cuarzo con los siguiente parámetros geotécnicos:

Tabla 6: Parámetros geotécnicos del suelo del macizo contenido.

Peso unitario	$\gamma = 21.57 \text{ kN/m}^3$
Angulo de fricción interna	$\varphi_{efe} = 40.00^\circ$
Cohesión	$c_{efe} = 2,941.99 \text{ kPa}$
Ángulo de fricción estructura-suelo	$\delta = \frac{2}{3}\varphi_{efe} = 26.67^\circ$

Fuente: (de San Antonio, 2019a).

5.4. Características geotécnicas del relleno en el trasdós

De acuerdo a recomendaciones geotécnicas, el relleno en trasdós del muro puede considerarse con los siguientes parámetros geotécnicos:

Tabla 7: Parámetros geotécnicos del suelo del macizo contenido de relleno en el trasdós.

Peso unitario	$\gamma = 18.93 \text{ kN/m}^3$
Angulo de fricción interna	$\varphi_{efe} = 30.00^\circ$
Cohesión	$c_{efe} = 0.00 \text{ kPa}$
Ángulo de fricción estructura-suelo	$\delta = \frac{2}{3}\varphi_{efe} = 20.00^\circ$

Fuente: (de San Antonio, 2019b).

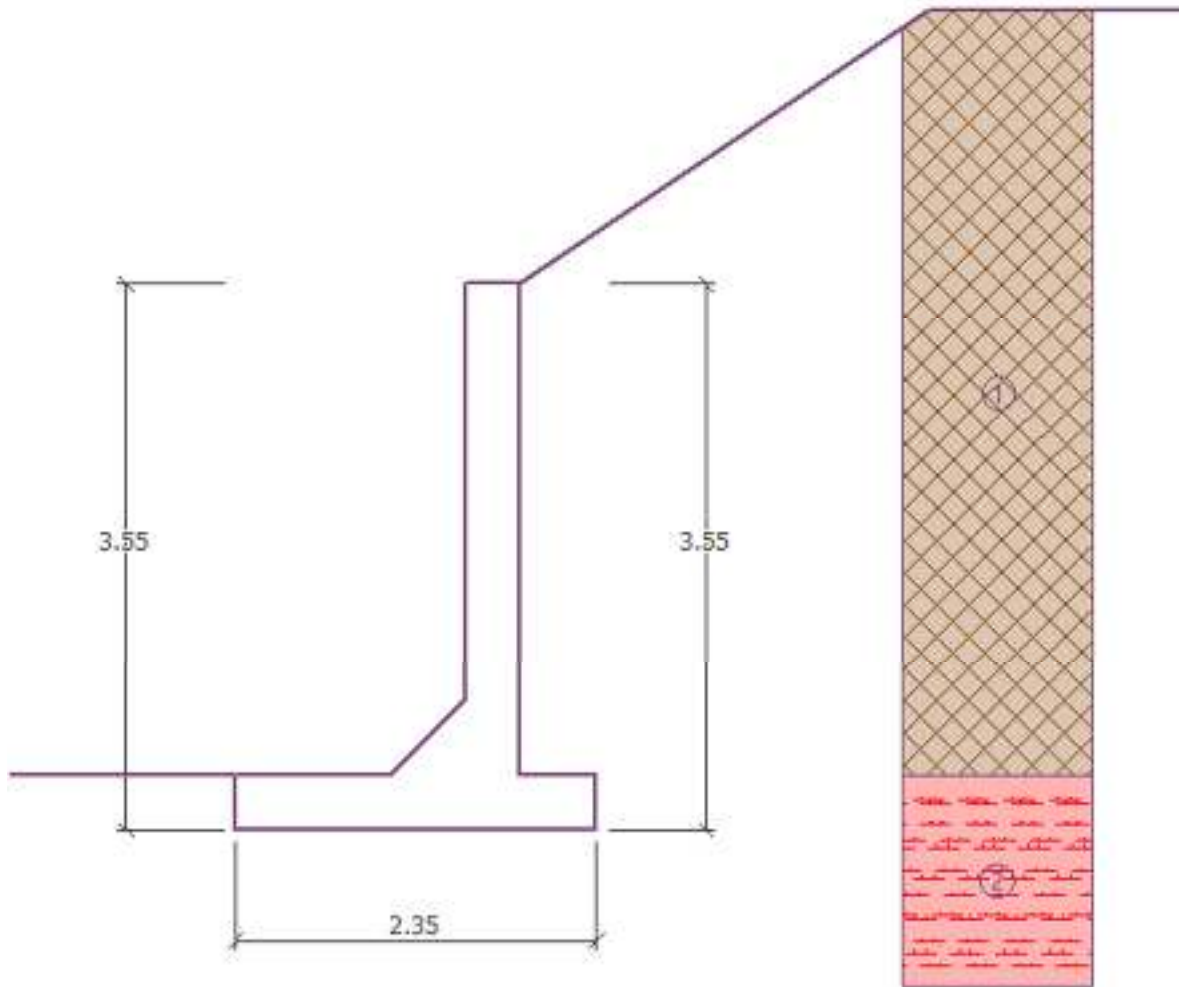


Figura 43: Representación de los tipos de suelo y roca considerados en el sistema.

Fuente: (de San Antonio, 2019a).

En la figura anterior se representa la roca en color rojo y el material de relleno en color café.

5.5. Sobrecargas

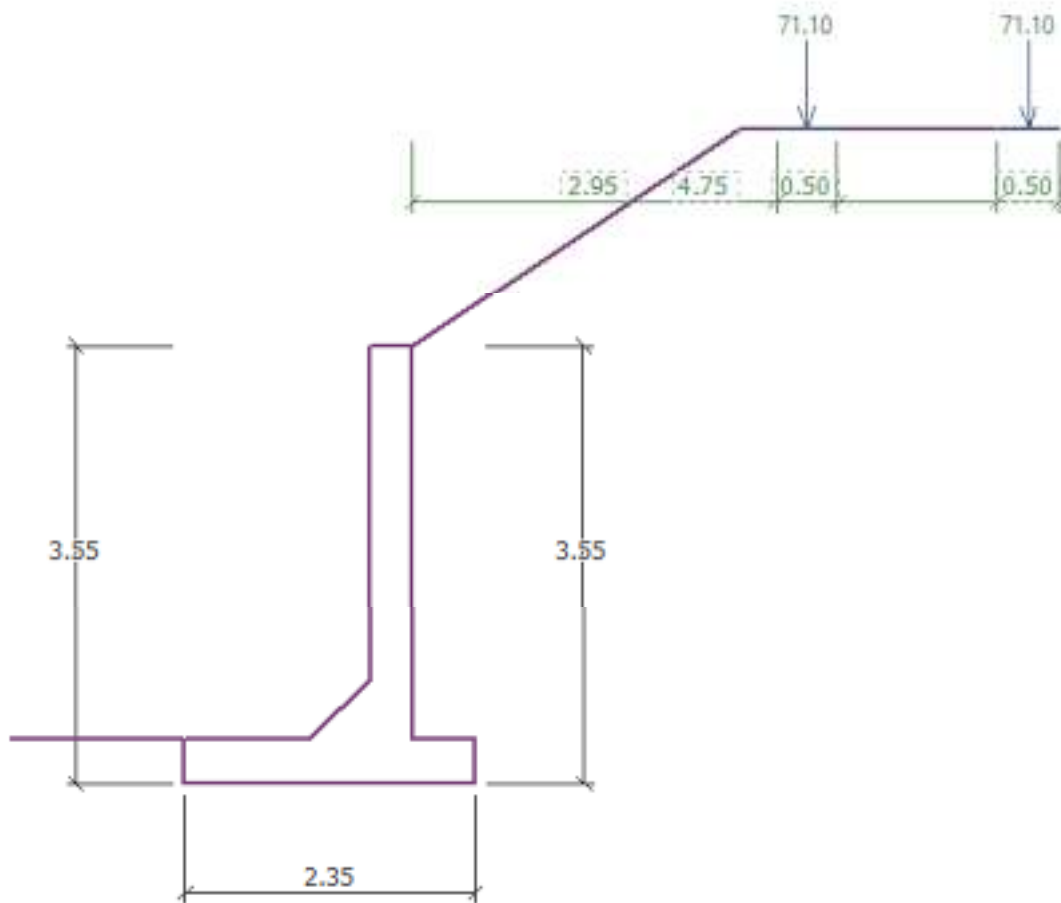


Figura 44: Sobrecargas del sistema.

Las sobrecargas que se consideran para el análisis se deben al peso vehicular. La carga vehicular se tomó a partir de las disposiciones recomendadas por el Manual de Carreteras (SOPTRAVI, 1996). Estas cargas se esquematizan en la Figura 44.

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019)

5.6. Condiciones de eventos extremos

Para esta estructura se considera como evento extremo probable los efectos sísmicos. GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019) determina estas fuerzas a través del método de Mononobe-Okabe, donde se requiere los coeficientes de aceleración del suelo. A continuación, se describe el procedimiento para obtener estos coeficientes.

En la Figura 45 se muestra el mapa del factor de aceleración pico del suelo en función a las zonas sísmicas de Honduras, señalando en un círculo color rojo la ubicación de Tegucigalpa.

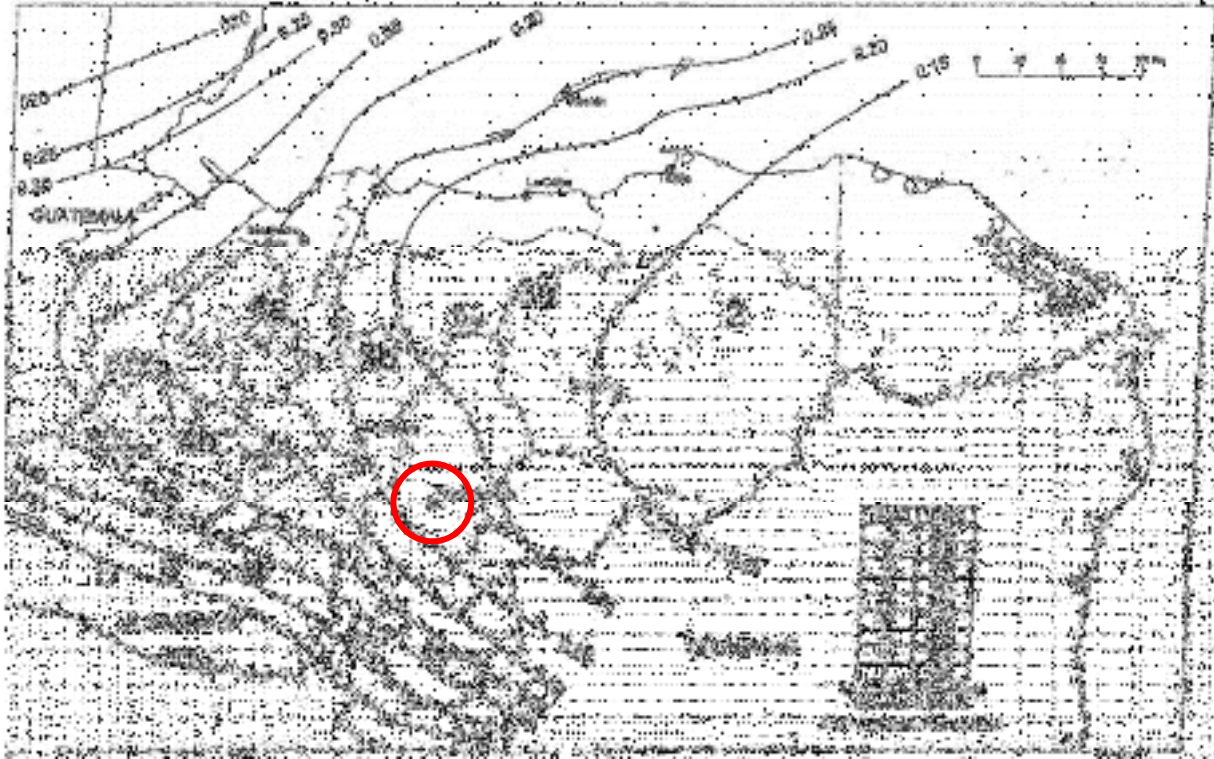


Figura 45: Mapa de zonas sísmicas.

Fuente: Código Hondureño de la Construcción (CICH, 2008, pp. 1-21)

Puesto que el mapa anterior permite interpolar Z (factor de aceleración pico del suelo), para Tegucigalpa se tiene:

$$Z = \frac{0.2 + 0.25}{2} = 0.225$$

$$K_h = Z = 0.225$$

Ecuación 8: factores de aceleración pico del suelo según el Código Hondureño de la Construcción (CICH, 2008, pp. 1-21).

Donde,

Z : factor de aceleración pico del suelo interpolado.

K_h : factor de aceleración horizontal.

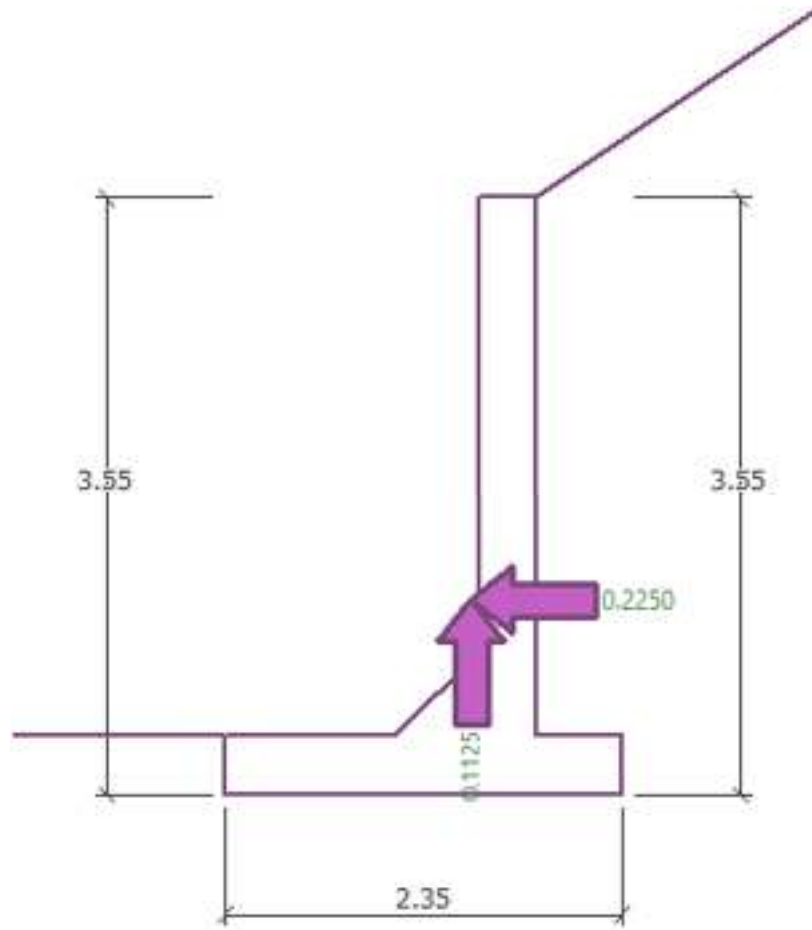


Figura 46: Aplicación del coeficiente de aceleración sísmico sobre la estructura.

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

5.7. Verificación de equilibrio

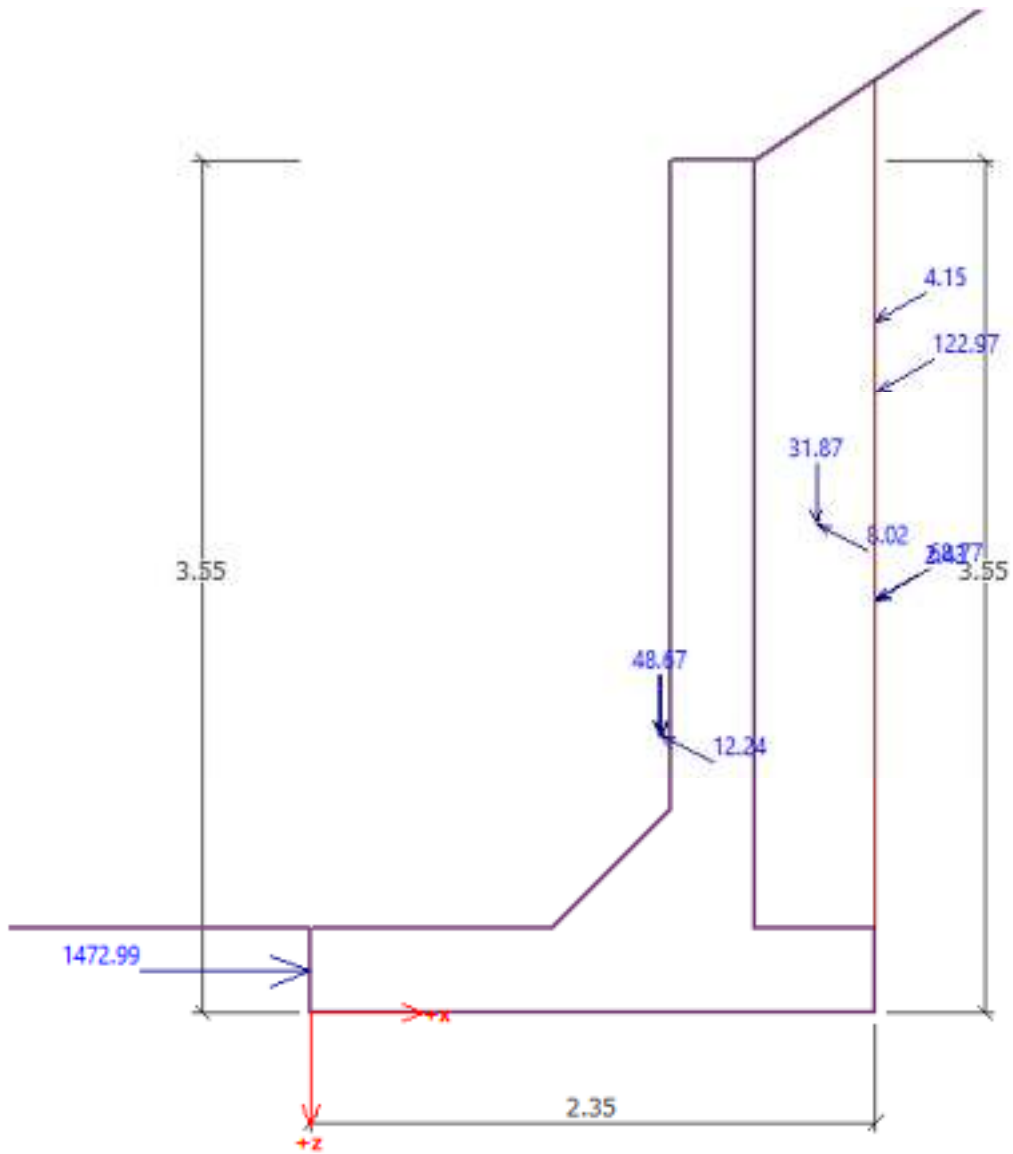


Figura 47: Diagrama de cuerpo libre del sistema global de fuerzas para M-1.

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

Tabla 8: Valores de fuerzas considerados para verificación de equilibrio del sistema de M-1.

Nro.	Fuerza	F _x [kN/m]	F _z [kN/m]	Pto. aplicación		Coef. [-]
				x [m]	z [m]	
1	Peso - Muro	0.00	48.67	1.46	-1.16	1.000
2	Sismo - construcción	-10.95	-5.48	1.46	-1.16	1.000
3	Resistencia del frente	1472.99	0.00	0.00	-0.17	1.000
4	Peso - cuña de tierra	0.00	31.87	2.10	-2.03	1.000
5	Sismo - cuña de suelo	-7.17	-3.59	2.10	-2.03	1.000
6	Presión activa	-59.55	34.38	2.35	-1.72	1.000
7	Sismo - presión activa	-106.52	61.45	2.35	-2.58	1.000
8	CE llanta LI	-3.59	2.07	2.35	-2.89	1.000
9	CE llanta LD	-2.08	1.24	2.35	-1.72	1.000

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

Verificación del muro completo

5.7.1. Verificación de la estabilidad de vuelco

$$\text{Momento estabilizador } M_{\text{res}} = 355.39 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Momento de vuelco } M_{\text{ovr}} = 161.16 \text{ kNm/m}$$

Ecuación 9: Momentos actuantes para la verificación de estabilidad de M-1.

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

Factor de seguridad = 2.21 > 2.00

Muro para vuelco ES SATISFACTORIA.

5.7.2. Verificación del deslizamiento sin sobrecarga

$$\text{Fuerza horizontal resistente } H_{\text{res}} = 6840.86 \text{ kN/m}$$

$$\text{Fuerza horizontal activa } H_{\text{act}} = -1283.13 \text{ kN/m}$$

Ecuación 10: Fuerzas actuantes para la verificación del deslizamiento de M-1.

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

Factor de seguridad = 1000.00 > 1.50

Muro para deslizamiento ES SATISFACTORIA.

Verificación completa - MURO ES SATISFACTORIA.

5.8. Verificación de capacidad portante

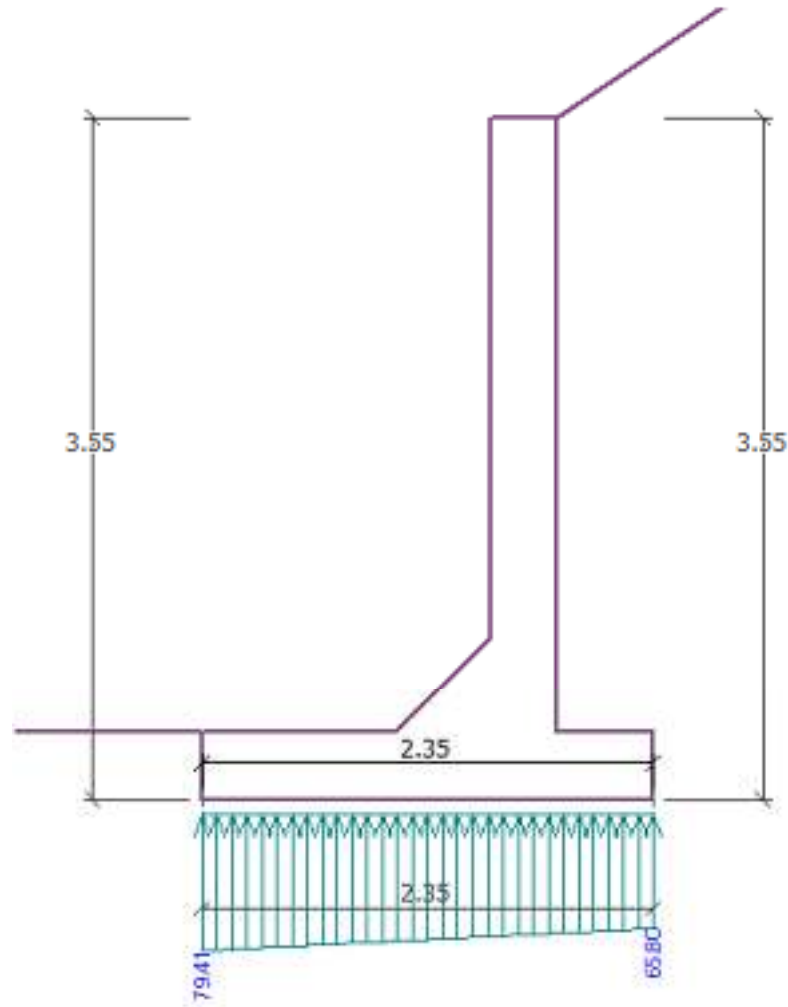


Figura 48: Tensiones en el suelo causados por las solicitaciones de servicio de la estructura

Tabla 9: Carga de diseño actuando en el centro del fondo de la zapata de M-1.

Nro.	Momento [kNm/m]	Fuerza Normal [kN/m]	Resistencia al corte [kN/m]	Excentricidad [-]	Tensión [kPa]
1	6.26	170.63	-1283.13	0.016	74.95

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

Tabla 10: Carga de servicio actuando en el centro del fondo de la zapata de M-1.

Nro.	Momento [kNm/m]	Fuerza Normal [kN/m]	Resistencia al corte [kN/m]
1	6.26	170.63	-1283.13

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

5.8.1. Verificación de la capacidad portante del terreno de cimentación

Tensión en el fondo de la zapata: trapezoide.

$$\text{Máx. excentricidad de fuerza normal} \quad e = 0.016$$

$$\text{Máxima excentricidad permitida} \quad e_{alw} = 0.333$$

Ecuación 11: Verificación de excentricidad de M-1.

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

Excentricidad de la fuerza normal ES SATISFACTORIA.

$$\text{Max. tensión en el fondo de la zapata} \quad \sigma = 79.41 \quad \text{kPa}$$

$$\text{Capacidad portante del terreno de cimentación} \quad R_d = 196.13 \quad \text{kPa}$$

(de San Antonio, 2019a)

Ecuación 12: Verificación de la capacidad portante del fondo de la zapata de M-1.

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

Factor de seguridad = 2.47 > 1.00

Capacidad portante del terreno de cimentación ES SATISFACTORIA.

Estabilidad global - Cap. portante del terreno de cimentación ES SATISFACTORIA.

5.9. Cálculo del refuerzo de acero principal

5.9.1. Verificación del tallo o vástago del muro - refuerzo frontal

El refuerzo frontal no es obligatorio.

5.9.2. Verificación del tallo o vástago del muro - refuerzo trasero

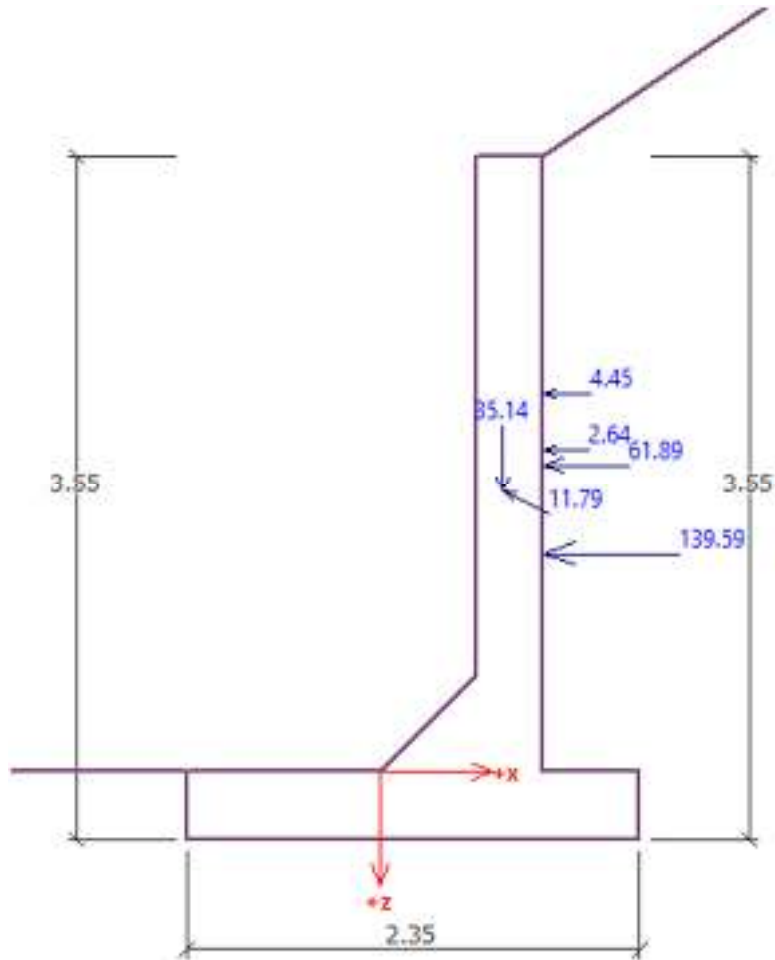


Figura 49: Fuerzas para vástago de M-1.

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

Verificación del muro en la junta de construcción 3.20 m desde la cresta del muro

Refuerzo y dimensiones de la sección transversal

3 perf.Nro. 8, recubr.75.0 mm

3 perf.Nro. 8, recubr.75.0 mm

Ancho de la sección transversal = 1.00 m

Altura de sección transversal = 0.85 m

Cuantía del refuerzo $\rho = 0.40 \% > 0.33 \% = \rho_{\min}$

Posición del eje neutro	$c = 0.07$	$m < 0.33$	$m = C_{max}$
Fuerza de corte última	$\phi V_n = 497.82$	$kN > 219.10$	$kN = V_u$
Momento último	$\phi M_n = 832.18$	$kN\cdot m > 279.15$	$kN\cdot m = M_u$

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

La sección transversal es SATISFACTORIA.

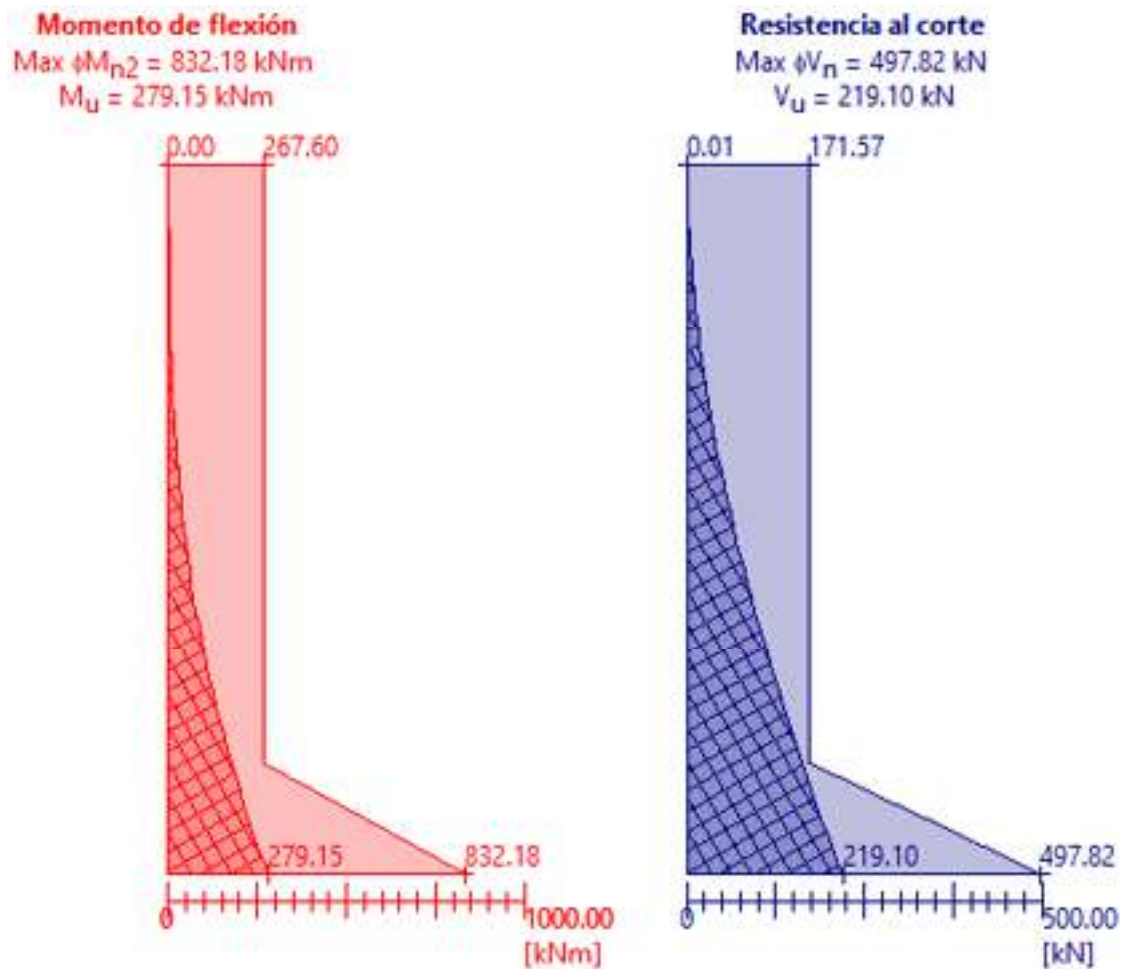


Figura 50: Diagramas de momento flector y cortante del vástago de M-1

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

$$\rho = 0.40\%$$

$$\rho_{min} = 0.33\%$$

$$\rho > \rho_{min}$$

∴ La cuantía de acero por flexión del elemento es $\rho = 0.40\%$, es decir, 6#8.

Donde,



ρ : cuantía de acero proporcionada.

ρ_{\min} : cuantía de acero requerida.

Para economizar el refuerzo proporcionado, las barras se distribuyen hasta cierta altura, tal y como se muestra en el diagrama anterior.

Utilizando barras #8 en toda la altura del vástago, la separación es:

$$s = \frac{100 \text{ cm} - 10 \text{ cm}}{3 - 1} = 45 \approx 45 \text{ cm}$$

Donde,

s : separación estimada de las barras.

∴ Utilizar #8@45cm en toda la altura del vástago.

Utilizando barras #8 hasta una altura de 1.20 m desde el inicio del vástago, la separación es:

$$s = \frac{100 \text{ cm} - 10 \text{ cm}}{3 - 1} = 45 \approx 45 \text{ cm}$$

Donde,

s : separación estimada de las barras.

∴ Utilizar #8@45cm hasta una altura de 1.20 m desde el inicio del vástago.

De esta manera, se garantiza que se proporcione 6#8 por longitud unitaria desde el arranque del vástago hasta una altura de 1.20 m.

5.9.3. Verificación del salto del muro

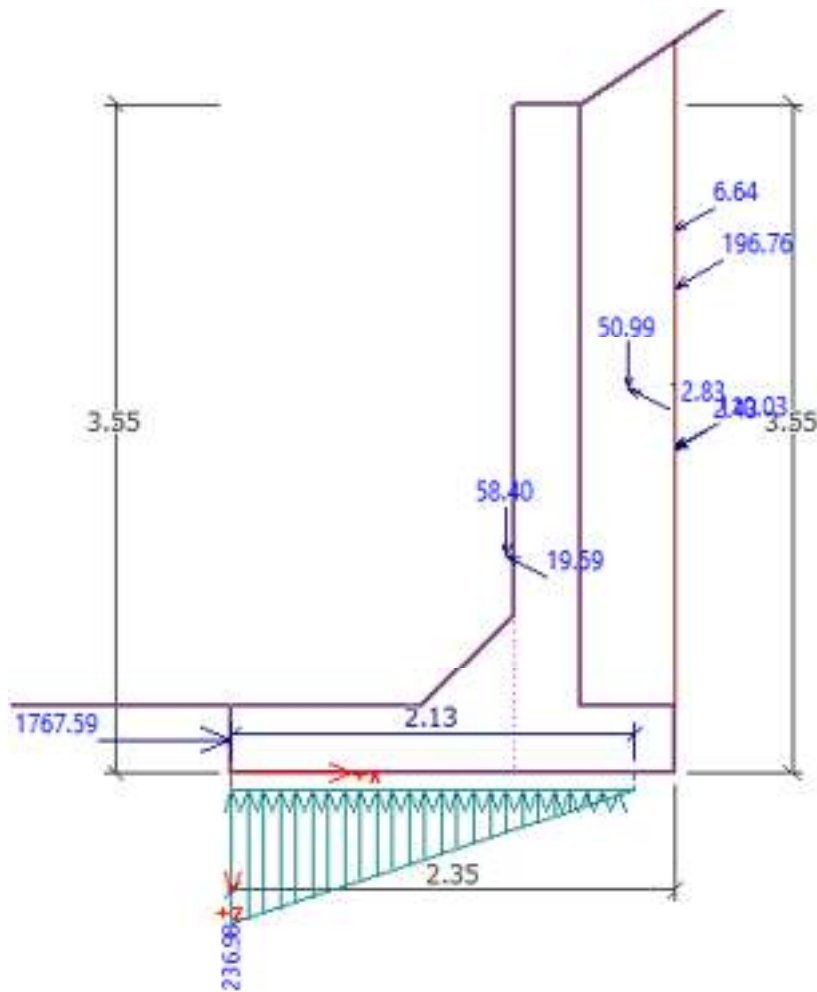


Figura 51: Fuerzas para el talón de M-1.

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

Refuerzo y dimensiones de la sección transversal

6 perf.Nro. 5, recubr.75.0 mm

Ancho de la sección transversal = 1.00 m

Altura de sección transversal = 0.85 m

Cuantía del refuerzo	ρ	=	0.15	%	>	0.14	%	=	ρ_{min}
Posición del eje neutro	c	=	0.02	m	<	0.33	m	=	c_{max}
Fuerza de corte última	ϕV_n	=	501.74	kN	>	200.49	kN	=	V_u
Momento último	ϕM_n	=	334.54	kNm	>	227.62	kNm	=	M_u



La sección transversal es SATISFACTORIA.

$$\rho = 0.15\%$$

$$\rho_{\min} = 0.14\%$$

$$\rho > \rho_{\min}$$

∴ La cuantía de acero por flexión del elemento es $\rho = 0.40\%$, es decir, 6#5.

Donde,

ρ : cuantía de acero proporcionada.

ρ_{\min} : cuantía de acero requerida.

Utilizando barras #5 en toda la base, la separación es:

$$s = \frac{100 \text{ cm} - 10 \text{ cm}}{5} = 18 \approx 18 \text{ cm}$$

Donde,

s : separación estimada de las barras.

∴ Utilizar #5@18cm en toda la base.

5.9.4. Verificación del talón o espolón del muro

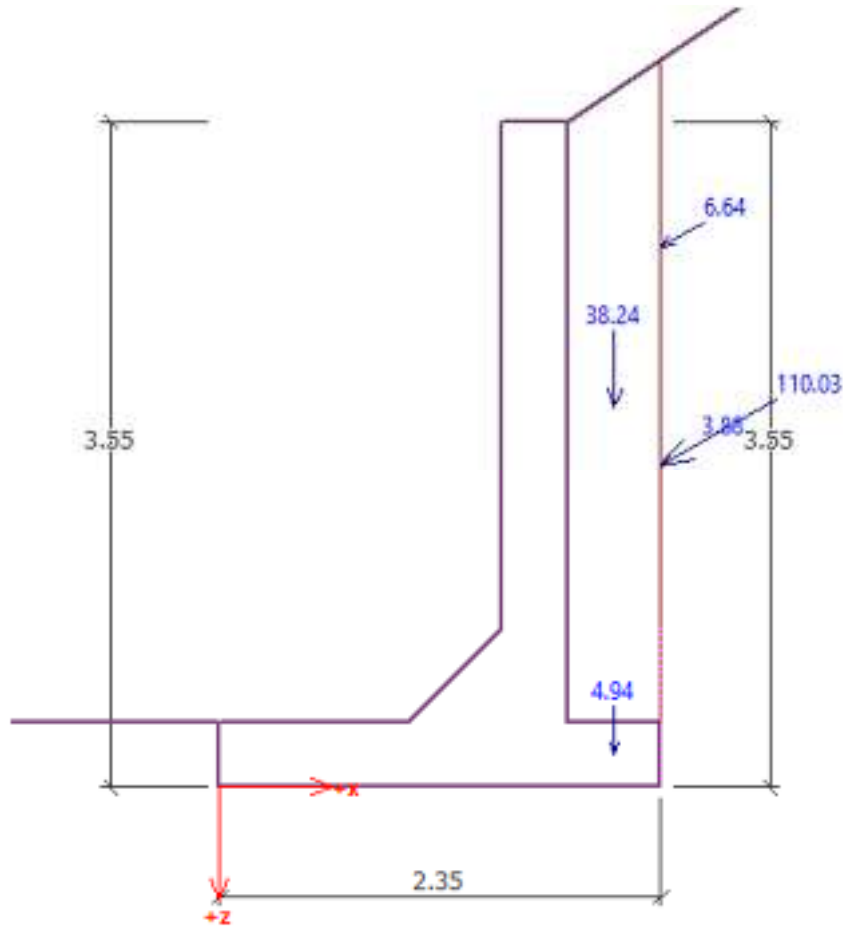


Figura 52: Fuerzas para el talón de M-1.

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

Refuerzo y dimensiones de la sección transversal

3 perf.Nro. 5, recubr.75.0 mm

Ancho de la sección transversal = 1.00 m

Altura de sección transversal = 0.85 m

Cuantía del refuerzo	ρ	=	0.08	%	>	0.03	%	=	ρ_{min}
Posición del eje neutro	c	=	0.01	m	<	0.33	m	=	c_{max}
Fuerza de corte última	ϕV_n	=	501.74	kN	>	103.51	kN	=	V_u
Momento último	ϕM_n	=	168.43	kNm	>	51.53	kNm	=	M_u



La sección transversal es SATISFACTORIA.

$$\rho = 0.08\%$$

$$\rho_{\min} = 0.03\%$$

$$\rho > \rho_{\min}$$

∴ La cuantía de acero por flexión del elemento es $\rho = 0.08\%$, es decir, 3#5.

Donde,

ρ : cuantía de acero proporcionada.

ρ_{\min} : cuantía de acero requerida.

Utilizando barras #5 en toda la base, la separación es:

$$s = \frac{100 \text{ cm} - 10 \text{ cm}}{3 - 1} = 45 \approx 45 \text{ cm}$$

Donde,

s : separación estimada de las barras.

∴ Utilizar #5@45cm en toda la base.

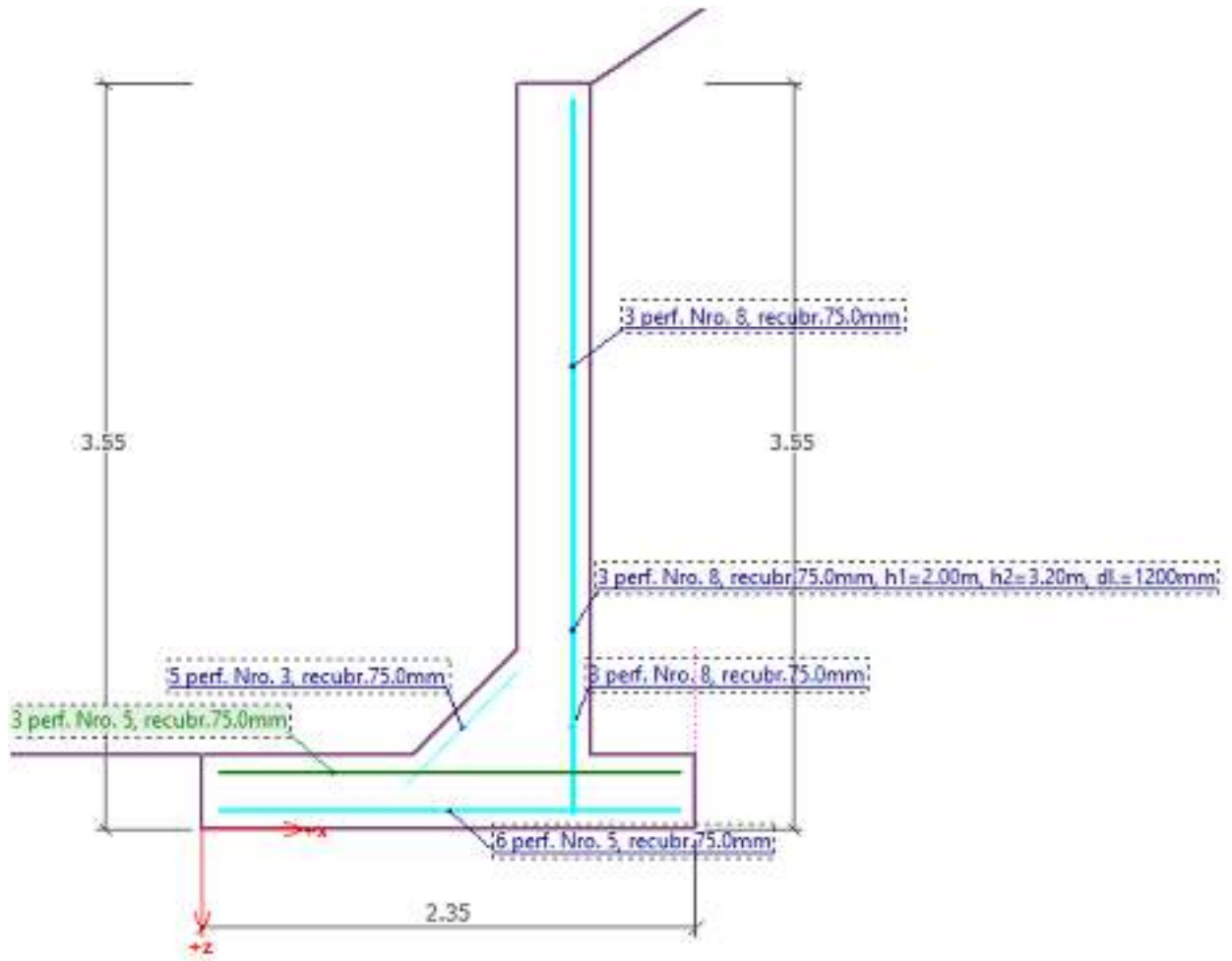


Figura 53: Refuerzo principal del muro.

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

5.10. Cálculo del refuerzo de acero secundario

5.10.1. Refuerzo por contracción y temperatura en el vástago

REFUERZO POR CONTRACCIÓN Y TEMPARATURA

1. Refuerzo vertical

Datos de entrada

$$h := \left(\frac{350 \cdot 2700 + 600 \cdot 500}{3200} \right) \text{ mm} = 389.063 \text{ mm} \quad \text{Peralte de sección transversal.}$$

$$b := 1000 \text{ mm} \quad \text{Ancho de sección transversal.}$$

$$rec := 75 \text{ mm} \quad \text{Recubrimiento de acero de refuerzo.}$$

$$\#_{s,p} := 8 \quad \text{No. de barra de refuerzo principal en octavos de pulgada.}$$

$$\emptyset_{s,p} = 25.4 \text{ mm} \quad \text{Diámetro de barra de refuerzo principal.}$$

$$\rho_{min,v} := 0.0015 \quad \text{Cuantía de refuerzo vertical, según sección 14.3 (ACI, 2008)}$$

Proceso (cálculos)

$$d := h - rec - \frac{\emptyset_{s,p}}{2} = 301.363 \text{ mm} \quad \text{Peralte efectivo.}$$

$$A_{s,req} := \rho_{min,v} \cdot b \cdot h = 583.594 \text{ mm}^2 \quad \text{Área de acero vertical requerido por contracción y temperatura.}$$

Salidas

$$\#_{s,ctr} := 4 \quad \text{No. de barra de refuerzo vertical en octavos de pulgada.}$$

$$\emptyset_{s,ctr} = 12.7 \text{ mm} \quad \text{Diámetro de barra de refuerzo vertical.}$$

$$A_{s,ctr} = 127 \text{ mm}^2 \quad \text{Área de sección trans. barra de refuerzo vertical.}$$

$$n := \frac{A_{s,req}}{A_{s,ctr}} = 4.595 \quad \text{Cantidad de barras verticales requeridas en } b = 1000 \text{ mm de longitud de muro.}$$

$$s := \text{floor} \left(\frac{b}{n} \right) \cdot \text{mm} = 217 \text{ mm} \quad \text{Separación entre barras verticales.}$$

∴ Usar $\#_{s,ctr} = 4 @ s = 217 \text{ mm}$ en la cara exterior.

2. Refuerzo horizontal

Datos de entrada

$$h = 389.063 \text{ mm}$$

Peralte de sección transversal.

$$b = 1000 \text{ mm}$$

Ancho de sección transversal.

$$rec := 75 \text{ mm}$$

Recubrimiento de acero de refuerzo.

$$\#_{s,p} = 8$$

No. de barra de refuerzo principal en octavos de pulgada.

$$\emptyset_{s,p} = 25.4 \text{ mm}$$

Diámetro de barra de refuerzo principal.

$$\rho_{min,h} := 0.0025$$

Cuantía de refuerzo horizontal, según sección 14.3 (ACI, 2008)

Proceso (cálculos)

$$d := h - rec - \frac{\emptyset_{s,p}}{2} = 301.363 \text{ mm}$$

Peralte efectivo.

$$A_{s,req} := \rho_{min,h} \cdot b \cdot h = 972.656 \text{ mm}^2$$

Área de acero horizontal requerido por contracción y temperatura.

Salidas

$$\#_{s,cth,e} := 4$$

No. de barra de refuerzo horizontal en octavos de pulgada.

$$\emptyset_{s,cth,e} = 12.7 \text{ mm}$$

Diámetro de barra de refuerzo horizontal.

$$A_{s,cth,e} = 127 \text{ mm}^2$$

Área de sección trans. barra de refuerzo horizontal.

$$n := \frac{A_{s,req}}{A_{s,cth,e}} = 7.659$$

Cantidad de barras horizontales requeridas en $b = 1000 \text{ mm}$ de longitud de muro.

$$s_{ext} := \text{floor} \left(\frac{\frac{b}{\frac{2}{3}n}}{\text{mm}} \right) \cdot \text{mm} = 195 \text{ mm}$$

Separación entre barras horizontales en la cara exterior del vástago.

$$\#_{s,cth,i} := 3$$

No. de barra de refuerzo horizontal en octavos de pulgada.

$$\emptyset_{s,cth,i} = 9.5 \text{ mm}$$

Diámetro de barra de refuerzo horizontal.

$$A_{s,cth,i} = 71 \text{ mm}^2$$

Área de sección trans. barra de refuerzo horizontal.

$$n := \frac{A_{s,req}}{A_{s,cth,i}} = 13.699$$

Cantidad de barras horizontales requeridas en $b = 1000 \text{ mm}$ de longitud de muro.

$$s_{int} := \text{floor} \left(\frac{\frac{b}{3} n}{\text{mm}} \right) \cdot \text{mm} = 218 \text{ mm}$$

Separación entre barras horizontales en la cara interior del vástago.

∴ Usar $\#_{s,cth,e} = 4 @ s_{ext} = 195 \text{ mm}$ y $\#_{s,cth,i} = 3 @ s_{int} = 218 \text{ mm}$ en la cara exterior e interior, respectivamente.

El refuerzo vertical (principal) proporcionado de la cara en tensión será según el área de acero requerido descrita en la sección 5.9 ya que este representa la separación mínima (área de acero requerido > área de acero por contracción y temperatura), y el refuerzo vertical (principal) proporcionado de la cara en compresión del vástago será conforme al acero por contracción y temperatura, #4@21cm.

El acero horizontal (barras perpendiculares a la sección transversal de análisis) en ambas caras del vástago se proporcionará conforme a los cálculos anteriores.

5.10.2. Refuerzo por contracción y temperatura en zapata

REFUERZO POR CONTRACCIÓN Y TEMPARATURA

1. Refuerzo vertical

Datos de entrada

$$h := \left(\frac{350 \cdot 2700 + 600 \cdot 500}{3200} \right) \text{ mm} = 389.063 \text{ mm} \quad \text{Peralte de sección transversal.}$$

$$b := 1000 \text{ mm} \quad \text{Ancho de sección transversal.}$$

$$rec := 75 \text{ mm} \quad \text{Recubrimiento de acero de refuerzo.}$$

$$\#_{s,p} := 8 \quad \text{No. de barra de refuerzo principal en octavos de pulgada.}$$

$$\emptyset_{s,p} = 25.4 \text{ mm} \quad \text{Diámetro de barra de refuerzo principal.}$$

$$\rho_{min,v} := 0.0015 \quad \text{Cuantía de refuerzo vertical, según sección 14.3 (ACI, 2008)}$$

Proceso (cálculos)

$$d := h - rec - \frac{\emptyset_{s,p}}{2} = 301.363 \text{ mm} \quad \text{Peralte efectivo.}$$

$$A_{s,req} := \rho_{min,v} \cdot b \cdot h = 583.594 \text{ mm}^2 \quad \text{Área de acero vertical requerido por contracción y temperatura.}$$

Salidas

$$\#_{s,ctv} := 4 \quad \text{No. de barra de refuerzo vertical en octavos de pulgada.}$$

$$\emptyset_{s,ctv} = 12.7 \text{ mm} \quad \text{Diámetro de barra de refuerzo vertical.}$$

$$A_{s,ctv} = 127 \text{ mm}^2 \quad \text{Área de sección trans. barra de refuerzo vertical.}$$

$$n := \frac{A_{s,req}}{A_{s,ctv}} = 4.595 \quad \text{Cantidad de barras verticales requeridas en } b = 1000 \text{ mm de longitud de muro.}$$

$$s := \text{floor} \left(\frac{\frac{b}{n}}{\text{mm}} \right) \cdot \text{mm} = 217 \text{ mm} \quad \text{Separación entre barras verticales.}$$

∴ Usar $\#_{s,ctv} = 4 @ s = 217 \text{ mm}$ en la cara exterior.

2. Refuerzo horizontal

Datos de entrada

$$h = 389.063 \text{ mm}$$

Peralte de sección transversal.

$$b = 1000 \text{ mm}$$

Ancho de sección transversal.

$$rec = 75 \text{ mm}$$

Recubrimiento de acero de refuerzo.

$$\#_{s,p} = 8$$

No. de barra de refuerzo principal en octavos de pulgada.

$$\emptyset_{s,p} = 25.4 \text{ mm}$$

Diámetro de barra de refuerzo principal.

$$\rho_{min,h} = 0.0025$$

Cuantía de refuerzo horizontal, según sección 14.3 (ACI, 2008)

Proceso (cálculos)

$$d := h - rec - \frac{\emptyset_{s,p}}{2} = 301.363 \text{ mm}$$

Peralte efectivo.

$$A_{s,req} := \rho_{min,h} \cdot b \cdot h = 972.656 \text{ mm}^2$$

Área de acero horizontal requerido por contracción y temperatura.

Salidas

$$\#_{s,cth,e} = 4$$

No. de barra de refuerzo horizontal en octavos de pulgada.

$$\emptyset_{s,cth,e} = 12.7 \text{ mm}$$

Diámetro de barra de refuerzo horizontal.

$$A_{s,cth,e} = 127 \text{ mm}^2$$

Área de sección trans. barra de refuerzo horizontal.

$$n := \frac{A_{s,req}}{A_{s,cth,e}} = 7.659$$

Cantidad de barras horizontales requeridas en $b = 1000 \text{ mm}$ de longitud de muro.

$$s_{cat} := \text{floor} \left(\frac{\left(\frac{b}{\frac{2}{3} n} \right)}{\text{mm}} \right) \cdot \text{mm} = 195 \text{ mm}$$

Separación entre barras horizontales en la cara exterior del vástago.

$$\#_{s,cth,i} = 3$$

No. de barra de refuerzo horizontal en octavos de pulgada.

$$\emptyset_{s,cth,i} = 9.5 \text{ mm}$$

Diámetro de barra de refuerzo horizontal.

$$A_{s,cth,i} = 71 \text{ mm}^2$$

Área de sección trans. barra de refuerzo horizontal.

$$n := \frac{A_{s,req}}{A_{s,cth,i}} = 13.699$$

Cantidad de barras horizontales requeridas en $b = 1000 \text{ mm}$ de longitud de muro.

$$s_{int} := \text{floor} \left(\frac{\frac{b}{\frac{1}{3} n}}{\text{mm}} \right) \cdot \text{mm} = 218 \text{ mm}$$

Separación entre barras horizontales en la cara interior del vástago.

∴ Usar $\#_{s,cth,e} = 4 @ s_{ext} = 195 \text{ mm}$ y $\#_{s,cth,i} = 3 @ s_{int} = 218 \text{ mm}$ en la cara exterior e interior, respectivamente.

Puesto que el refuerzo por contracción y temperatura paralelo a la sección transversal de la base o zapata resulta de #4@21cm, y para satisfacer procedimientos constructivos pragmáticos, el refuerzo en el espolón se aproxima a #5@22cm en la capa superior del refuerzo, manteniendo el calibre del refuerzo de la punta y variando su separación.

5.11. Refuerzo de acero proporcionado

En la siguiente figura se muestra una representación gráfica de la distribución del refuerzo proporcionado, en función a las áreas de acero calculadas anteriormente.

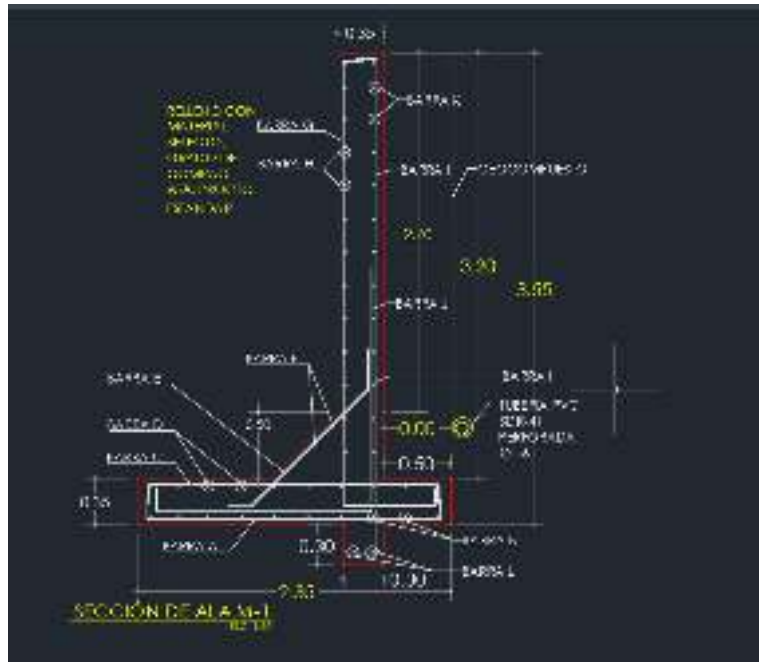


Figura 54: Esquema de acero proporcionado.

Fuente: propia.

Tabla 11: Tabla de refuerzo proporcionado.

Barra	Tamaño de barra No.	Peso nominal kg/m	Separ. (mm)
A	5	1.552	180
B	3	0.560	240
C	5	1.552	220
D	4	0.994	210
E	4	0.994	210
F	4	0.994	190
G	4	0.994	210
H	4	0.994	190
I	8	3.973	450
J	8	3.973	450
K	3	0.560	210
L	4	0.994	280

Fuente: propia.

6. Análisis y resultados de muro M-2

Para estos análisis, se considera una altura de protección de 2.40 m más 0.25 m de desplante según se describe posteriormente (altura total 2.65 m).

6.1. Características de los materiales

Tabla 12: Características de los materiales considerados para el análisis de la estructura.

Peso unitario	$\gamma = 23.54 \text{ kN/m}^3$
Resistencia a la compresión del hormigón	$f'_c = 27.58 \text{ MPa (4 ksi)}$
Grado del acero de refuerzo	60 ($f_y = 413.69 \text{ MPa}$)

6.2. Geometría

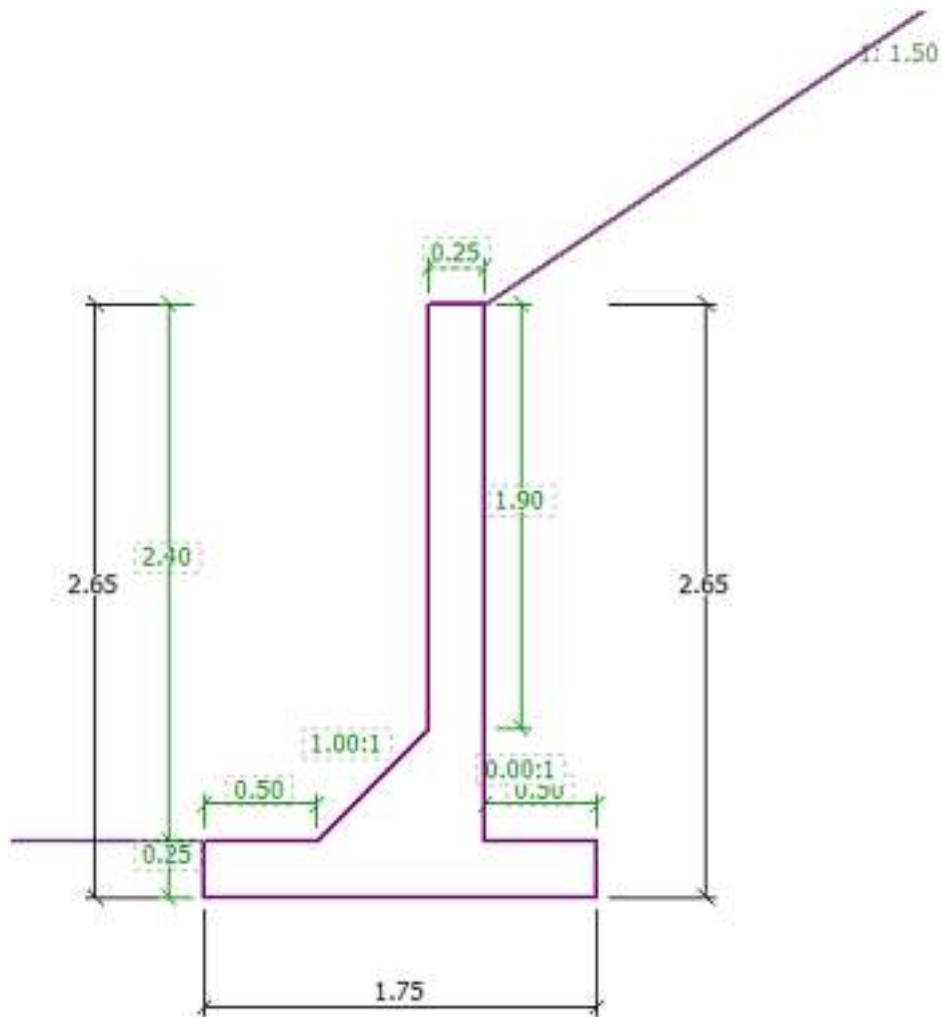


Figura 55: Geometría de muro M-2.

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

Se considera que la estructura tiene un desplante de 0.25 m, y este desplante se asume conservadoramente que son lutitas, limolitas, areniscas rosadas y conglomerados de cuarzo, y dará resistencia tipo 1/3 pasiva y 2/3 en reposo sobre la estructura en intradós.

4.3. Características geotécnicas del macizo contenido y en la fundación de la estructura en condiciones naturales

De acuerdo a evaluaciones geotécnicas y geológicas, se estima que la roca en trasdós son lutitas, limolitas, areniscas rosadas y conglomerados de cuarzo con los siguiente parámetros geotécnicos:

Tabla 13: Parámetros geotécnicos del suelo del macizo contenido.

Peso unitario	$\gamma = 21.57 \text{ kN/m}^3$
Angulo de fricción interna	$\varphi_{efe} = 40.00^\circ$
Cohesión	$c_{efe} = 2,941.99 \text{ kPa}$
Ángulo de fricción estructura-suelo	$\delta = \frac{2}{3}\varphi_{efe} = 26.67^\circ$

Fuente: (de San Antonio, 2019a).

4.4. Características geotécnicas del relleno en el trasdós

De acuerdo a recomendaciones geotécnicas, el relleno en trasdós del muro puede considerarse con los siguientes parámetros geotécnicos:

Tabla 14: Parámetros geotécnicos del suelo del macizo contenido de relleno en el trasdós.

Peso unitario	$\gamma = 18.93 \text{ kN/m}^3$
Angulo de fricción interna	$\varphi_{efe} = 30.00^\circ$
Cohesión	$c_{efe} = 0.00 \text{ kPa}$
Ángulo de fricción estructura-suelo	$\delta = \frac{2}{3}\varphi_{efe} = 20.00^\circ$

Fuente: (de San Antonio, 2019a).

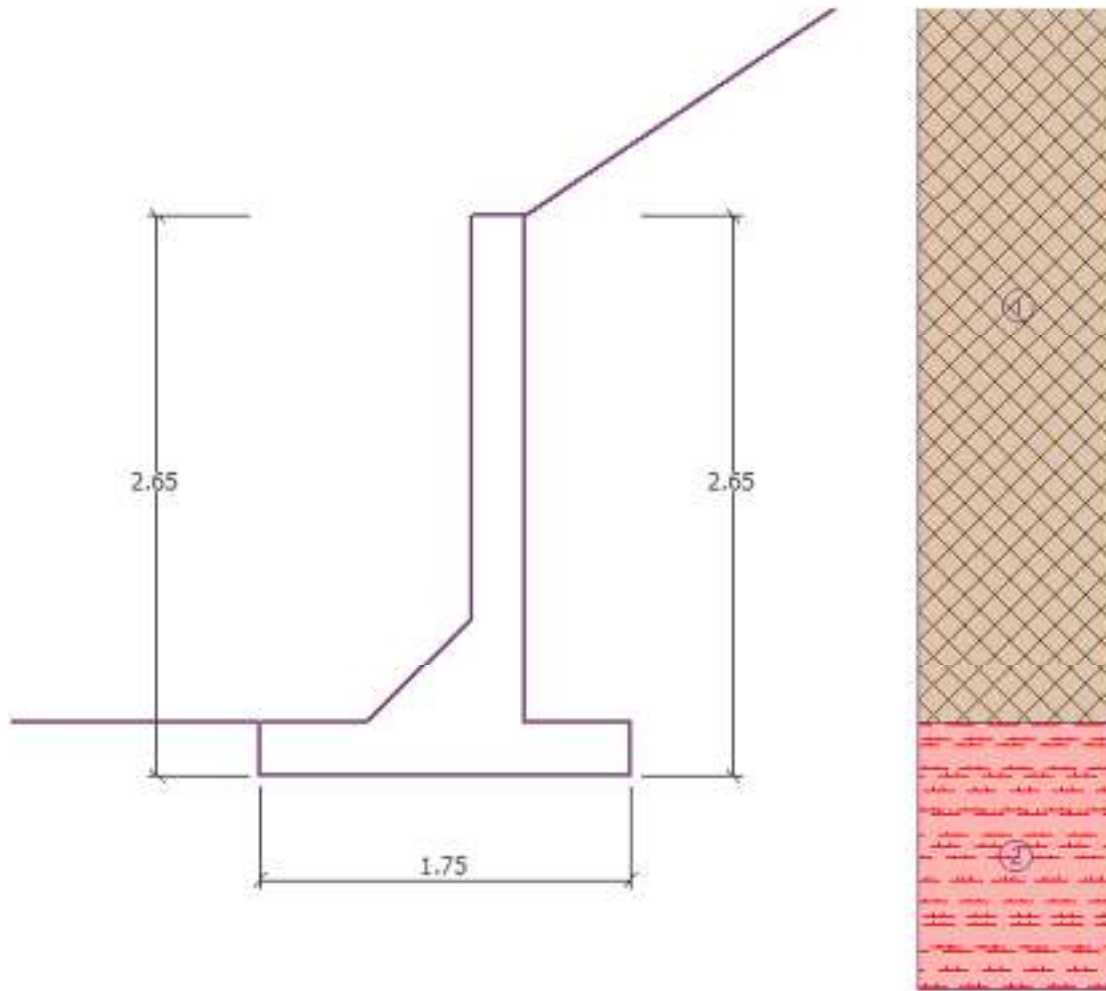


Figura 56: Representación de los tipos de suelo y roca considerados en el sistema.

Fuente: (de San Antonio, 2019a).

En la figura anterior se representa la roca en color rojo y el material de relleno en color café.

4.5. Condiciones de eventos extremos

Para esta estructura se considera como evento extremo probable los efectos sísmicos. GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019) determina estas fuerzas a través del método de Mononobe-Okabe, donde se requiere los coeficientes de aceleración del suelo. A continuación, se describe el procedimiento para obtener estos coeficientes.

En la Figura 45 se muestra el mapa del factor de aceleración pico del suelo en función a las zonas sísmicas de Honduras, señalando en un círculo color rojo la ubicación de Tegucigalpa.

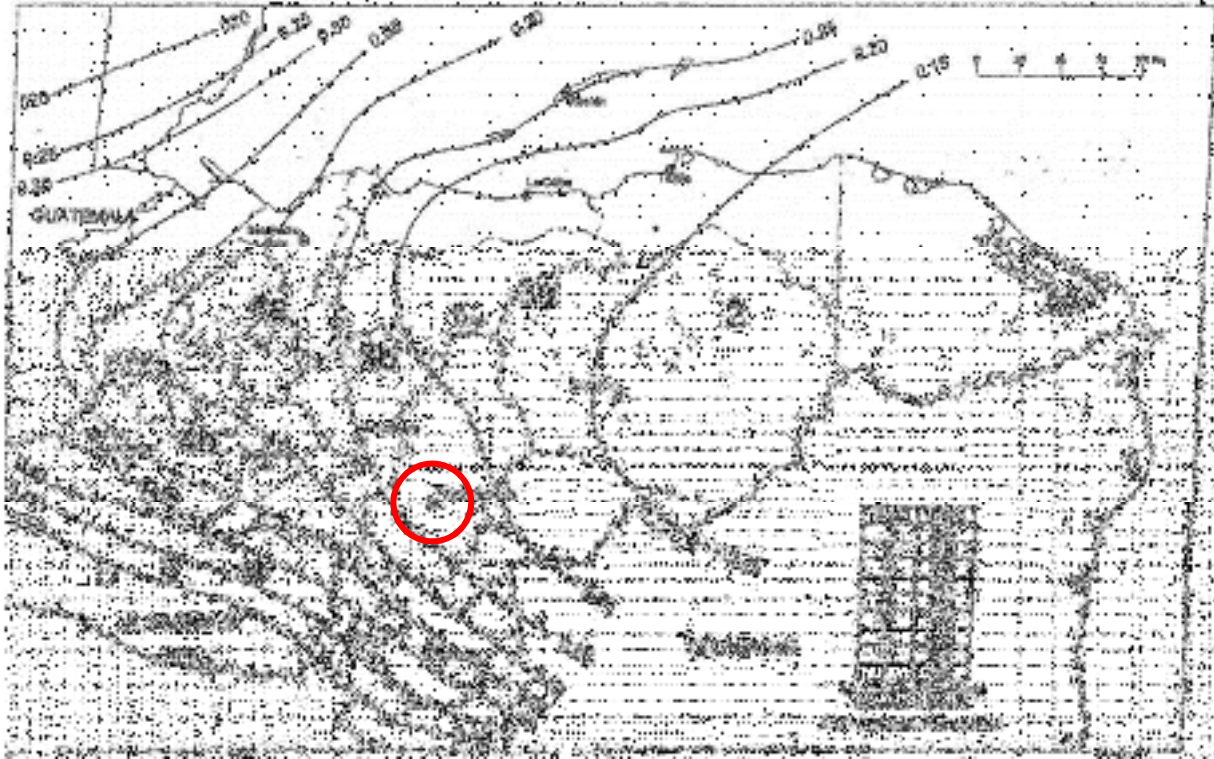


Figura 57: Mapa de zonas sísmicas.

Fuente: Código Hondureño de la Construcción (CICH, 2008, pp. 1-21)

Puesto que el mapa anterior permite interpolar Z (factor de aceleración pico del suelo), para Tegucigalpa se tiene:

$$Z = \frac{0.2 + 0.25}{2} = 0.225$$

$$K_h = Z = 0.225$$

Ecuación 13: factores de aceleración pico del suelo según el Código Hondureño de la Construcción (CICH, 2008, pp. 1-21).

Donde,

Z : factor de aceleración pico del suelo interpolado.

K_h : factor de aceleración horizontal.

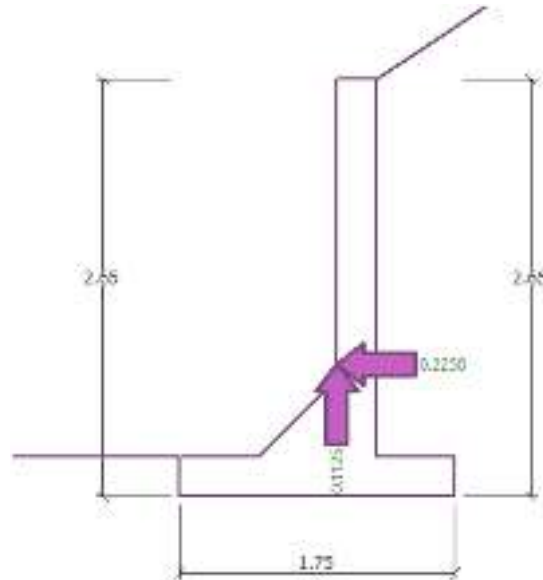


Figura 58: Aplicación del coeficiente de aceleración sísmico sobre la estructura.

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

4.6. Verificación de equilibrio

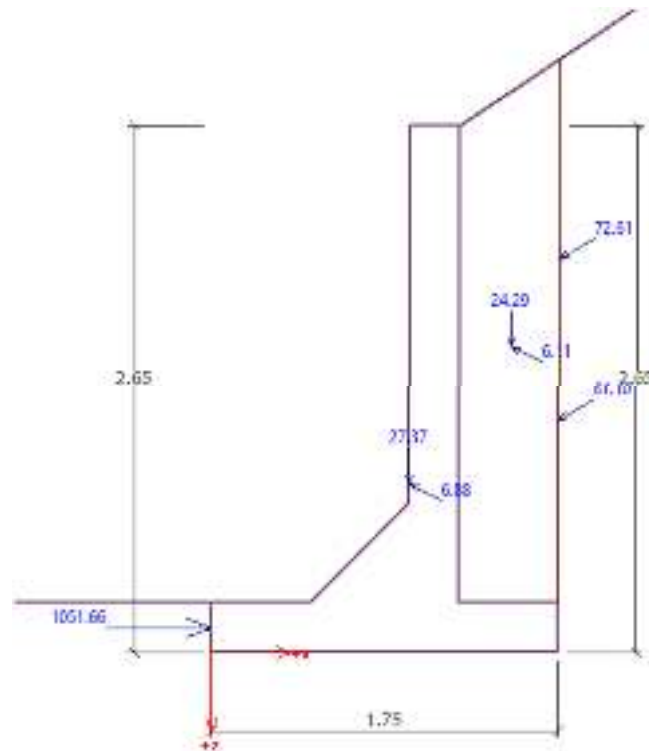


Figura 59: Diagrama de cuerpo libre del sistema global de fuerzas para M-2.

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

Tabla 15: Valores de fuerzas considerados para verificación de equilibrio del sistema de M-2.

Nro.	Fuerza	F _x [kN/m]	F _z [kN/m]	Pto. aplicación		Coef. [-]
				x [m]	z [m]	
1	Peso - Muro	0.00	27.37	1.00	-0.84	1.000
2	Sismo - construcción	-6.16	-3.08	1.00	-0.84	1.000
3	Resistencia del frente	1051.66	0.00	0.00	-0.12	1.000
4	Peso - cuña de tierra	0.00	24.29	1.51	-1.54	1.000
5	Sismo - cuña de suelo	-5.47	-2.73	1.51	-1.54	1.000
6	Presión activa	-70.24	40.55	1.75	-1.16	1.000
7	Sismo - presión activa	-62.90	36.28	1.75	-1.98	1.000

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

Verificación del muro completo

6.6.1. Verificación de la estabilidad de vuelco

$$\text{Momento estabilizador } M_{\text{res}} = 191.19 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Momento de vuelco } M_{\text{ovr}} = 88.30 \text{ kNm/m}$$

Ecuación 14: Momentos actuantes para la verificación de estabilidad de M-2.

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

Factor de seguridad = 2.17 > 2.00

Muro para vuelco ES SATISFACTORIA.

6.6.2. Verificación del deslizamiento sin sobrecarga

$$\text{Fuerza horizontal resistente } H_{\text{res}} = 5037.70 \text{ kN/m}$$

$$\text{Fuerza horizontal activa } H_{\text{act}} = -906.90 \text{ kN/m}$$

Ecuación 15: Fuerzas actuantes para la verificación del deslizamiento de M-2.

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

Factor de seguridad = 1000.00 > 1.50

Muro para deslizamiento ES SATISFACTORIA.

Verificación completa - MURO ES SATISFACTORIA.

7. Verificación de capacidad portante

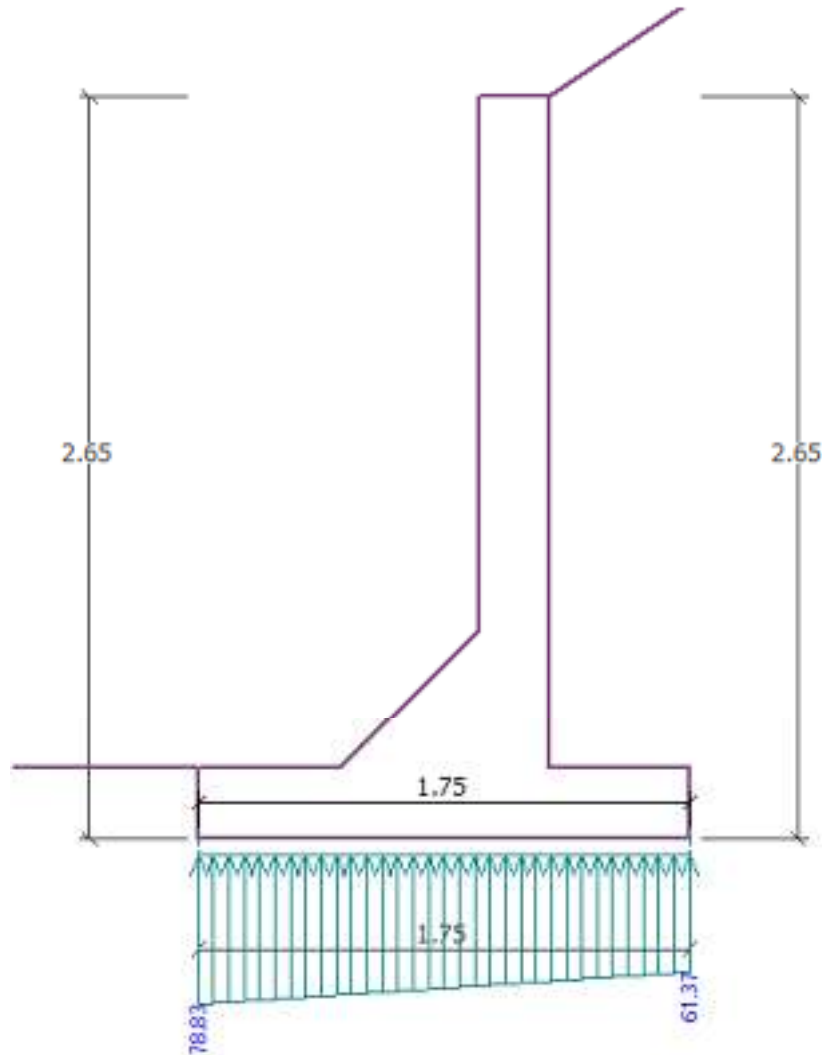


Figura 60: Tensiones en el suelo causados por las solicitaciones de servicio de la estructura.

Tabla 16: Carga de diseño actuando en el centro del fondo de la zapata de M-2.

Nro.	Momento [kNm/m]	Fuerza Normal [kN/m]	Resistencia al corte [kN/m]	Excentricidad [-]	Tensión [kPa]
1	4.46	122.68	-906.90	0.021	73.14

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

Tabla 17: Carga de servicio actuando en el centro del fondo de la zapata de M-2.

Nro.	Momento [kNm/m]	Fuerza Normal [kN/m]	Resistencia al corte [kN/m]
1	4.46	122.68	-906.90

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

6.7.1. Verificación de la capacidad portante del terreno de cimentación

Tensión en el fondo de la zapata: trapezoide.

$$\text{Máx. excentricidad de fuerza normal} \quad e = 0.021$$

$$\text{Máxima excentricidad permitida} \quad e_{alw} = 0.333$$

Ecuación 16: Verificación de excentricidad de M-2.

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

Excentricidad de la fuerza normal ES SATISFACTORIA.

$$\text{Max. tensión en el fondo de la zapata} \quad \sigma = 78.83 \quad \text{kPa}$$

$$\text{Capacidad portante del terreno de cimentación} \quad R_d = 196.13 \quad \text{kPa}$$

(de San Antonio, 2019a)

Ecuación 17: Verificación de la capacidad portante del fondo de la zapata de M-2.

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

Factor de seguridad = 2.49 > 1.00

Capacidad portante del terreno de cimentación ES SATISFACTORIA.

Estabilidad global - Cap. portante del terreno de cimentación ES SATISFACTORIA.

6.8. Cálculo del refuerzo de acero principal

6.8.1. Verificación del tallo o vástago del muro - refuerzo frontal

El refuerzo frontal no es obligatorio.

6.8.2. Verificación del tallo o vástago del muro - refuerzo trasero

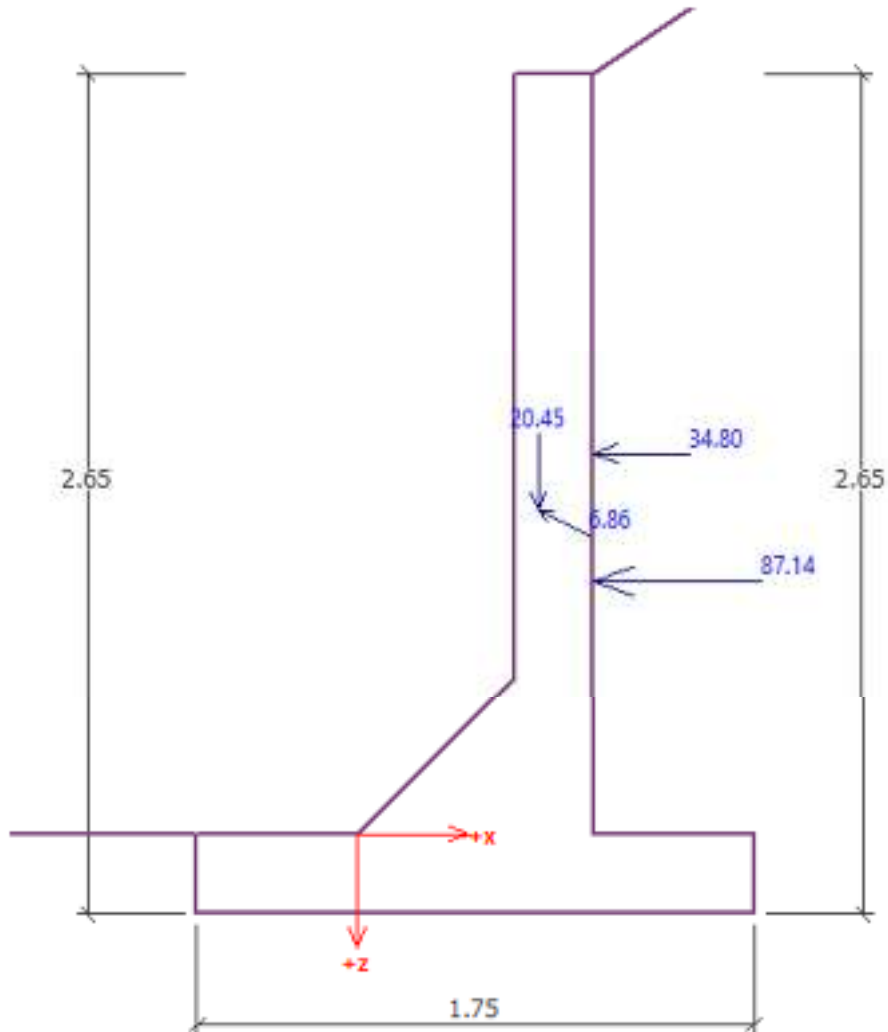


Figura 61: Fuerzas para vástago de M-2.

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

Verificación del muro en la junta de construcción 2.40 m desde la cresta del muro

Refuerzo y dimensiones de la sección transversal

3 perf.Nro. 5, recubr.75.0 mm

3 perf.Nro. 5, recubr.75.0 mm

Ancho de la sección transversal = 1.00 m

Altura de sección transversal = 0.75 m



Cuantía del refuerzo	ρ	=	0.18	%	>	0.09	%	=	ρ_{min}
Posición del eje neutro	c	=	0.03	m	<	0.29	m	=	C_{max}
Fuerza de corte última	ϕV_n	=	435.52	kN	>	128.08	kN	=	V_u
Momento último	ϕM_n	=	297.16	kN-m	>	114.22	kN-m	=	M_u

La sección transversal es SATISFACTORIA.

Verificación del muro en la junta de construcción 1.90 m desde la cresta del muro

Refuerzo y dimensiones de la sección transversal

3 perf.Nro. 5, recubr.75.0 mm

3 perf.Nro. 5, recubr.75.0 mm

Ancho de la sección transversal = 1.00 m

Altura de sección transversal = 0.25 m

Cuantía del refuerzo	ρ	=	0.71	%	>	0.33	%	=	ρ_{min}
Posición del eje neutro	c	=	0.03	m	<	0.07	m	=	C_{max}
Fuerza de corte última	ϕV_n	=	109.28	kN	>	80.43	kN	=	V_u
Momento último	ϕM_n	=	76.62	kN-m	>	59.08	kN-m	=	M_u

La sección transversal es SATISFACTORIA.

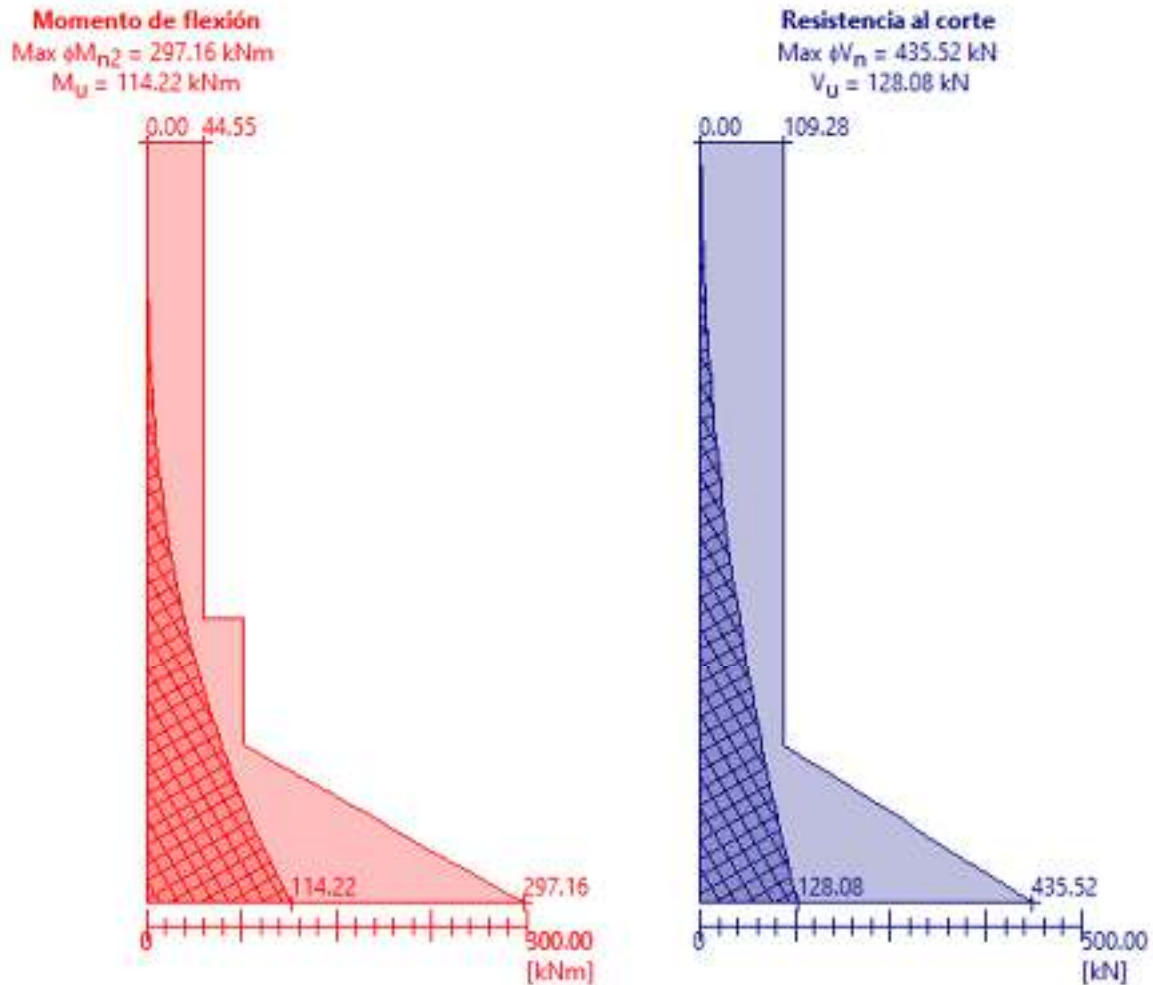


Figura 62: Diagramas de momento flector y cortante del vástago de M-2.

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

La sección transversal es SATISFACTORIA.

$$\rho = 0.71\%$$

$$\rho_{min} = 0.33\%$$

$$\rho > \rho_{min}$$

∴ La cuantía de acero por flexión del elemento es $\rho = 0.77\%$, es decir, 6#5.

Donde,

ρ : cuantía de acero proporcionada.

ρ_{min} : cuantía de acero requerida.



Para economizar el refuerzo proporcionado, las barras se distribuyen hasta cierta altura, tal y como se muestra en el diagrama anterior.

Utilizando barras #5 en toda la altura del vástago, la separación es:

$$s = \frac{100 \text{ cm} - 10 \text{ cm}}{3} = 30 \approx 30 \text{ cm}$$

Donde,

s: separación estimada de las barras.

∴ Utilizar #5@30cm en toda la altura del vástago.

Utilizando barras #5 hasta una altura de 0.90 m desde el inicio del vástago, la separación es:

$$s = \frac{100 \text{ cm} - 10 \text{ cm}}{3} = 30 \approx 30 \text{ cm}$$

Donde,

s: separación estimada de las barras.

∴ Utilizar #5@30cm hasta una altura de 0.90 m desde el inicio del vástago.

De esta manera, se garantiza que se proporcione 6#8 por longitud unitaria desde el arranque del vástago hasta una altura de 0.90 m.

6.8.3. Verificación del salto del muro

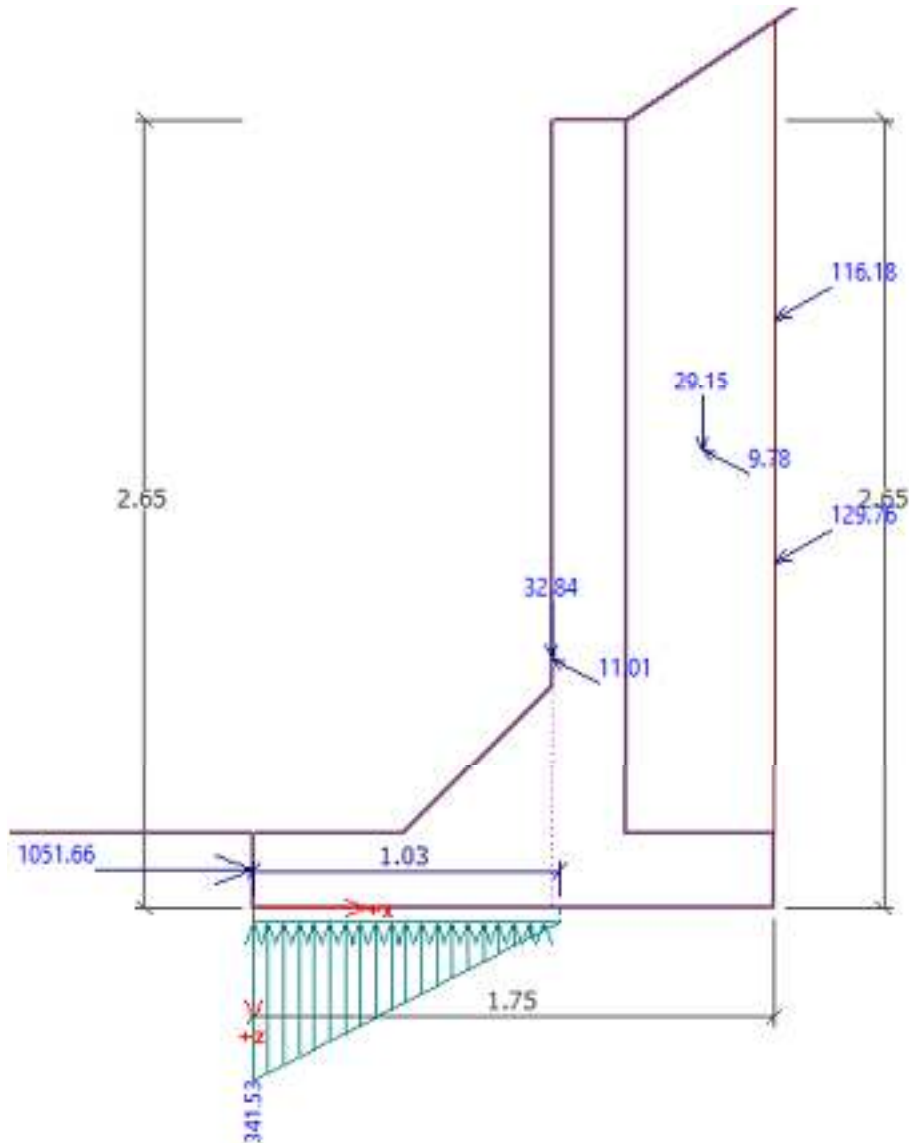


Figura 63: Fuerzas para el salto de M-2.

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

Refuerzo y dimensiones de la sección transversal

5 perf.Nro. 4, recubr.75.0 mm

Ancho de la sección transversal = 1.00 m

Altura de sección transversal = 0.75 m

Cuantía del refuerzo $\rho = 0.09 \% > 0.09 \% = \rho_{\min}$



Posición del eje neutro	c	$=$	0.01	m	$<$	0.29	m	$=$	c_{max}
Fuerza de corte última	ϕV_n	$=$	437.37	kN	$>$	157.83	kN	$=$	V_u
Momento último	ϕM_n	$=$	156.36	kNm	$>$	106.59	kNm	$=$	M_u

La sección transversal es SATISFACTORIA.

$$\rho = 0.09\%$$

$$\rho_{min} = 0.09\%$$

$$\rho > \rho_{min}$$

∴ La cuantía de acero por flexión del elemento es $\rho = 0.09\%$, es decir, 5#4.

Donde,

ρ : cuantía de acero proporcionada.

ρ_{min} : cuantía de acero requerida.

Utilizando barras #4 en toda la base, la separación es:

$$s = \frac{100 \text{ cm} - 10 \text{ cm}}{5 - 1} = 22.5 \approx 22 \text{ cm}$$

Donde,

s : separación estimada de las barras.

∴ Utilizar #4@22cm en toda la base.

6.8.4. Verificación del talón o espolón del muro

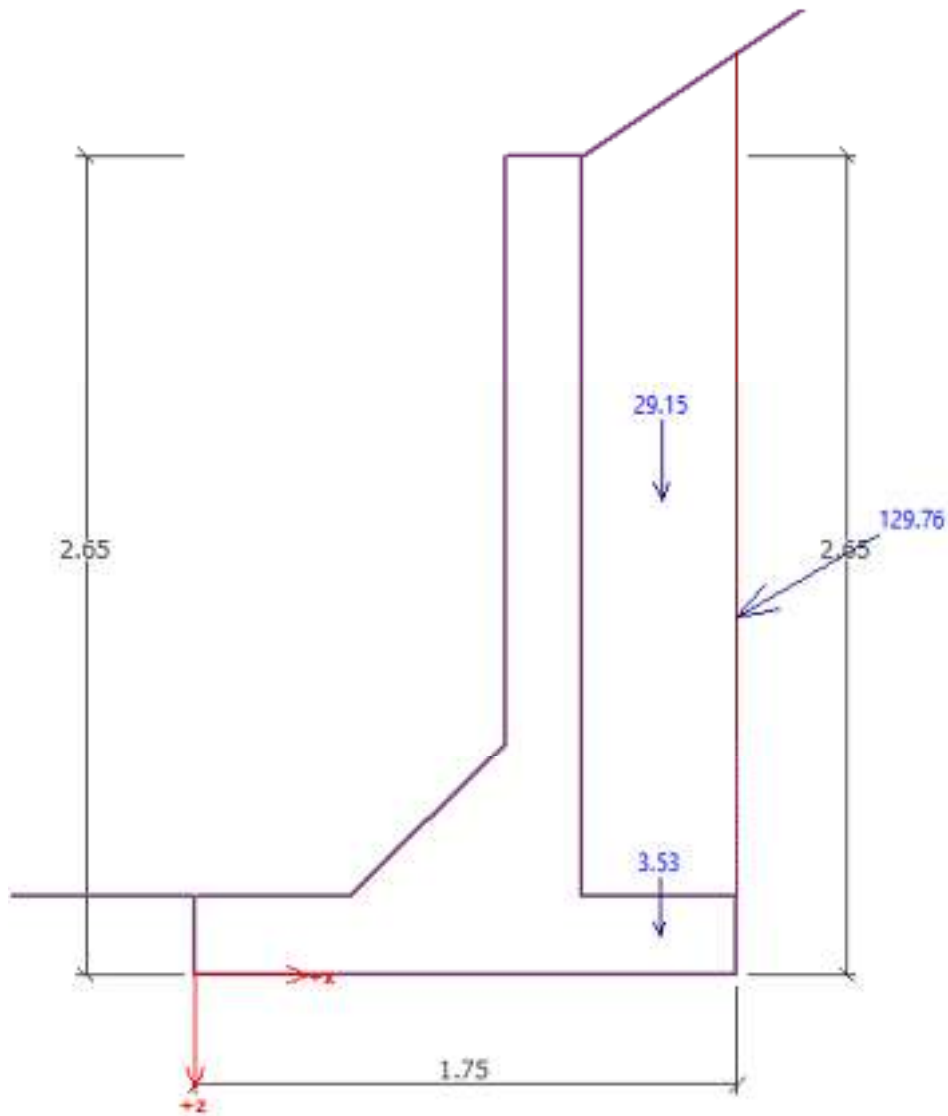


Figura 64: Fuerzas para el talón de M-2.

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

Refuerzo y dimensiones de la sección transversal

4 perf.Nro. 3, recubr.75.0 mm

Ancho de la sección transversal = 1.00 m

Altura de sección transversal = 0.75 m

Cuantía del refuerzo $\rho = 0.04 \% > 0.03 \% = \rho_{\min}$



Posición del eje neutro	c	$=$	0.01	m	$<$	0.29	m	$=$	c_{max}
Fuerza de corte última	ϕV_n	$=$	438.41	kN	$>$	97.56	kN	$=$	V_u
Momento último	ϕM_n	$=$	70.86	kNm	$>$	40.77	kNm	$=$	M_u

La sección transversal es SATISFACTORIA.

$$\rho = 0.04\%$$

$$\rho_{min} = 0.03\%$$

$$\rho > \rho_{min}$$

∴ La cuantía de acero por flexión del elemento es $\rho = 0.04\%$, es decir, 4#3.

Donde,

ρ : cuantía de acero proporcionada.

ρ_{min} : cuantía de acero requerida.

Utilizando barras #3 en toda la base, la separación es:

$$s = \frac{100 \text{ cm} - 10 \text{ cm}}{4 - 1} = 30 \approx 30 \text{ cm}$$

Donde,

s : separación estimada de las barras.

∴ Utilizar #3@30cm en toda la base.

Para satisfacer procedimientos constructivos pragmáticos, el refuerzo en el espolón se aproxima a #4@22cm en la capa superior del refuerzo, manteniendo el calibre y separación del refuerzo de la punta.

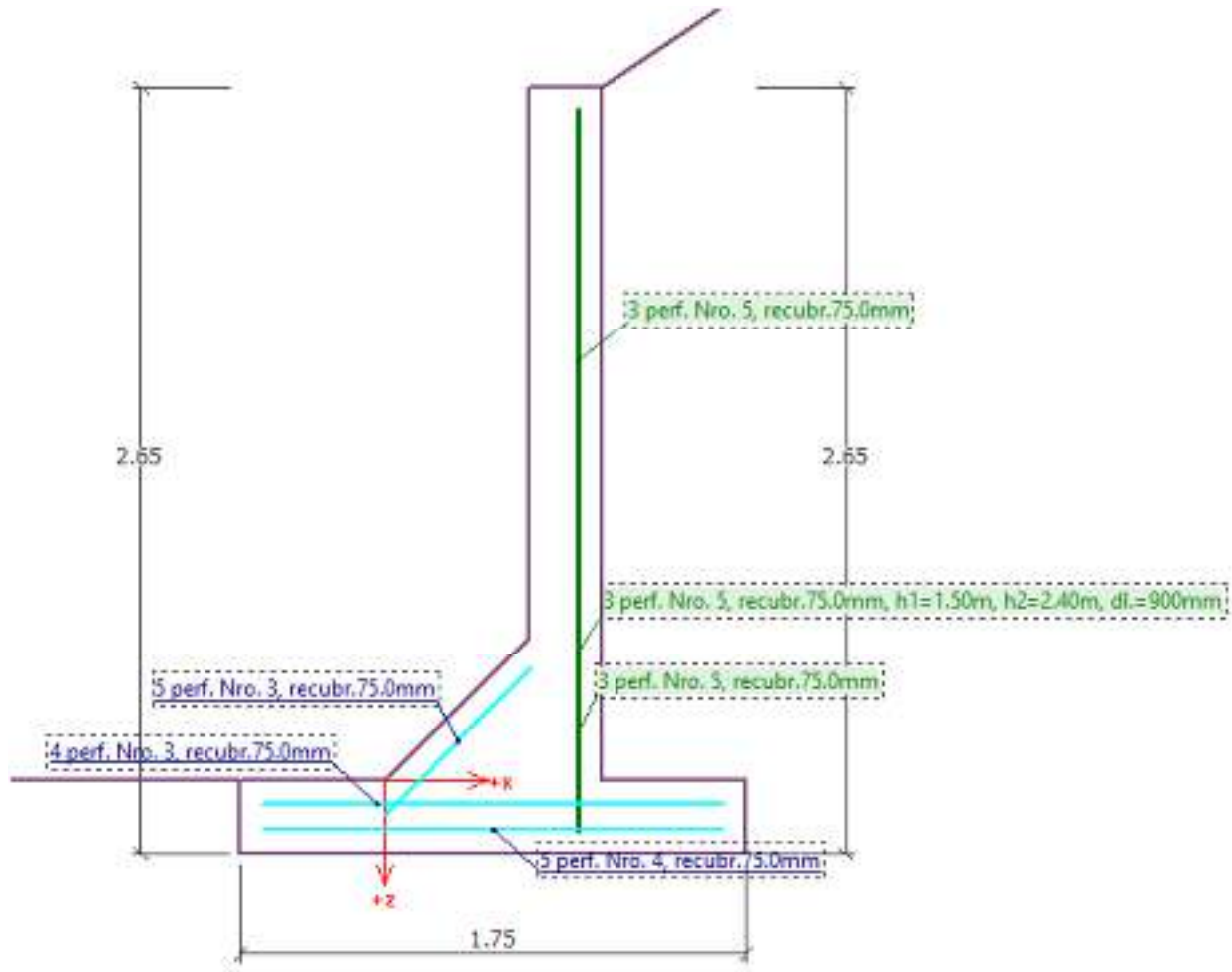


Figura 65: Refuerzo principal del muro.

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

6.9. Cálculo del refuerzo de acero secundario

6.9.1. Refuerzo por contracción y temperatura en el vástago

REFUERZO POR CONTRACCIÓN Y TEMPARATURA

1. Refuerzo vertical

Datos de entrada

$$h := \left(\frac{250 \cdot 1900 + 500 \cdot 500}{2400} \right) \text{ mm} = 302.083 \text{ mm} \quad \text{Peralte de sección transversal.}$$

$$b := 1000 \text{ mm} \quad \text{Ancho de sección transversal.}$$

$$rec := 75 \text{ mm} \quad \text{Recubrimiento de acero de refuerzo.}$$

$$\#_{s,p} := 8 \quad \text{No. de barra de refuerzo principal en octavos de pulgada.}$$

$$\emptyset_{s,p} = 25.4 \text{ mm} \quad \text{Diámetro de barra de refuerzo principal.}$$

$$\rho_{min,v} := 0.0015 \quad \text{Cuantía de refuerzo vertical, según sección 14.3 (ACI, 2006)}$$

Proceso (cálculos)

$$d := h - rec - \frac{\emptyset_{s,p}}{2} = 214.383 \text{ mm} \quad \text{Peralte efectivo.}$$

$$A_{s,req} := \rho_{min,v} \cdot b \cdot h = 453.125 \text{ mm}^2 \quad \text{Área de acero vertical requerido por contracción y temperatura.}$$

Salidas

$$\#_{s,ctv} := 4 \quad \text{No. de barra de refuerzo vertical en octavos de pulgada.}$$

$$\emptyset_{s,ctv} = 12.7 \text{ mm} \quad \text{Diámetro de barra de refuerzo vertical.}$$

$$A_{s,ctv} = 127 \text{ mm}^2 \quad \text{Área de sección trans. barra de refuerzo vertical.}$$

$$n := \frac{A_{s,req}}{A_{s,ctv}} = 3.568 \quad \text{Cantidad de barras verticales requeridas en } b = 1000 \text{ mm de longitud de muro.}$$

$$s := \text{floor} \left(\frac{b}{n} \right) \cdot \text{mm} = 280 \text{ mm} \quad \text{Separación entre barras verticales.}$$

∴ Usar $\#_{s,ctv} = 4 @ s = 280 \text{ mm}$ en la cara exterior.

2. Refuerzo horizontal

Datos de entrada

$$h = 302.083 \text{ mm}$$

Peralte de sección transversal.

$$b = 1000 \text{ mm}$$

Ancho de sección transversal.

$$rec = 75 \text{ mm}$$

Recubrimiento de acero de refuerzo.

$$\#_{s,p} = 8$$

No. de barra de refuerzo principal en octavos de pulgada.

$$\emptyset_{s,p} = 25.4 \text{ mm}$$

Diámetro de barra de refuerzo principal.

$$\rho_{min,h} = 0.0025$$

Cuantía de refuerzo horizontal, según sección 14.3 (ACI, 2008)

Proceso (cálculos)

$$d = h - rec - \frac{\emptyset_{s,p}}{2} = 214.383 \text{ mm}$$

Peralte efectivo.

$$A_{s,req} = \rho_{min,h} \cdot b \cdot h = 755.208 \text{ mm}^2$$

Área de acero horizontal requerido por contracción y temperatura.

Salidas

$$\#_{s,cth,e} = 4$$

No. de barra de refuerzo horizontal en octavos de pulgada.

$$\emptyset_{s,cth,e} = 12.7 \text{ mm}$$

Diámetro de barra de refuerzo horizontal.

$$A_{s,cth,e} = 127 \text{ mm}^2$$

Área de sección trans. barra de refuerzo horizontal.

$$n = \frac{A_{s,req}}{A_{s,cth,e}} = 5.947$$

Cantidad de barras horizontales requeridas en $b = 1000 \text{ mm}$ de longitud de muro.

$$s_{ext} = \text{floor} \left(\frac{\left(\frac{b}{\frac{2}{3} n} \right)}{\text{mm}} \right) \cdot \text{mm} = 252 \text{ mm}$$

Separación entre barras horizontales en la cara exterior del vástago.

$$\#_{s,cth,i} := 3$$

No. de barra de refuerzo horizontal en octavos de pulgada.

$$\emptyset_{s,cth,i} = 9.5 \text{ mm}$$

Diámetro de barra de refuerzo horizontal.

$$A_{s,cth,i} = 71 \text{ mm}^2$$

Área de sección trans. barra de refuerzo horizontal.

$$n := \frac{A_{s,req}}{A_{s,cth,i}} = 10.637$$

Cantidad de barras horizontales requeridas en $b = 1000 \text{ mm}$ de longitud de muro.

$$s_{int} := \text{floor} \left(\frac{\frac{b}{3} n}{mm} \right) \cdot mm = 282 \text{ mm}$$

Separación entre barras horizontales en la cara interior del vástago.

∴ Usar $\#_{s,cth,e} = 4 @ s_{ext} = 252 \text{ mm}$ y $\#_{s,cth,i} = 3 @ s_{int} = 282 \text{ mm}$ en la cara exterior e interior, respectivamente.

El refuerzo vertical (principal) proporcionado de la cara en tensión será según el área de acero requerido descrita en la sección 6.8 ya que este representa la separación mínima (área de acero requerido > área de acero por contracción y temperatura), y el refuerzo vertical (principal) proporcionado de la cara en compresión del vástago será conforme al acero por contracción y temperatura, #4@280mm.

El acero horizontal (barras perpendiculares a la sección transversal de análisis) en ambas caras del vástago se proporcionará conforme a los cálculos anteriores.

6.9.2. Refuerzo por contracción y temperatura en zapata

REFUERZO POR CONTRACCIÓN Y TEMPARATURA

1. Refuerzo paralelo a la sección transversal

Datos de entrada

$h := 250 \text{ mm}$	Peralte de sección transversal.
$b := 1000 \text{ mm}$	Ancho de sección transversal.
$rec := 75 \text{ mm}$	Recubrimiento de acero de refuerzo.
$\#_{s,p} := 5$	No. de barra de refuerzo principal en octavos de pulgada.
$\emptyset_{s,p} = 15.9 \text{ mm}$	Diámetro de barra de refuerzo principal.
$\rho_{min,v} := 0.0015$	Cuantía de refuerzo paralelo a la sección transversal, según sección 14.3 (ACI, 2008)

Proceso (cálculos)

$d := h - rec - \frac{\emptyset_{s,p}}{2} = 167.05 \text{ mm}$	Peralte efectivo.
$A_{s,req} := \rho_{min,v} \cdot b \cdot h = 375 \text{ mm}^2$	Área de acero paralelo a la sección transversal requerido por contracción y temperatura.

Salidas

$\#_{s,cv} := 3$	No. de barras de refuerzo paralelas a la sección transversal. en octavos de de pulgada.
$\emptyset_{s,cv} = 9.5 \text{ mm}$	Diámetro de barra de refuerzo paralelas a la sección transversal.
$A_{s,cv} = 71 \text{ mm}^2$	Área de sección trans. barra de refuerzo paralelas a la sección transversal.
$n := \frac{A_{s,req}}{A_{s,cv}} = 5.282$	Cantidad de barras verticales requeridas en $b = 100 \text{ cm}$ de longitud de muro.
$s_{pa} := \text{floor} \left(\frac{b}{n} \right) \cdot \text{mm} = 189 \text{ mm}$	Separación entre barras paralelas a la sección transversal.

∴ Usar $\#_{s,cv} = 3 @ s_{pa} = 189 \text{ mm}$ como refuerzo paralelo a la sección transversal.

2. Refuerzo perpendicular a la sección transversal

Datos de entrada

$$h = 250 \text{ mm}$$

Peralte de sección transversal.

$$b = 1000 \text{ mm}$$

Ancho de sección transversal.

$$rec = 75 \text{ mm}$$

Recubrimiento de acero de refuerzo.

$$\#_{s,p} = 5$$

No. de barra de refuerzo principal en octavos de pulgada.

$$\emptyset_{s,p} = 15.9 \text{ mm}$$

Diámetro de barra de refuerzo principal.

$$\rho_{min,h} = 0.0025$$

Cuantía de refuerzo perpendicular a la sección transversal, según sección 14.3 (ACI, 2008)

Proceso (cálculos)

$$d := h - rec - \frac{\emptyset_{s,p}}{2} = 167.05 \text{ mm}$$

Peralte efectivo.

$$A_{s,req} := \rho_{min,h} \cdot b \cdot h = 625 \text{ mm}^2$$

Área de acero perpendicular a la sección transversal requerido por contracción y temperatura.

Salidas

$$\#_{s,cth,\epsilon} = 4$$

No. de barras de refuerzo perpendiculares a la sección transversal en octavos de pulgada.

$$\emptyset_{s,cth,\epsilon} = 12.7 \text{ mm}$$

Diámetro de barra de refuerzo perpendicular a la sección transversal.

$$A_{s,cth,\epsilon} = 127 \text{ mm}^2$$

Área de sección trans. barra de refuerzo perpendicular a la sección transversal.

$$n := \frac{A_{s,req}}{A_{s,cth,\epsilon}} = 4.921$$

Cantidad de barras perpendiculares a la sección transversal requeridas en $b = 100 \text{ cm}$ de longitud de muro.

$$s_{ext} := \text{floor} \left(\frac{\frac{b}{\frac{2}{3} n}}{\text{mm}} \right) \cdot \text{mm} = 304 \text{ mm}$$

Separación entre barras perpendicular a la sección transversal.

$$\#_{s,cth,i} = 3$$

No. de barra de refuerzo horizontal en octavos de pulgada.

$$\phi_{s,cth,i} = 9.5 \text{ mm}$$

Diámetro de barra de refuerzo horizontal.

$$A_{s,cth,i} = 71 \text{ mm}^2$$

Área de sección trans. barra de refuerzo horizontal.

$$n = \frac{A_{s,req}}{A_{s,cth,i}} = 8.803$$

Cantidad de barras horizontales requeridas en $b = 1000 \text{ mm}$ de longitud de muro.

$$s_{int} = \text{floor} \left(\frac{\frac{b}{\frac{1}{3}n}}{\text{mm}} \right) \cdot \text{mm} = 340 \text{ mm}$$

Separación entre barras horizontales en la cara interior del vástago.

∴ Usar $\#_{s,cth,e} = 4 @ s_{ext} = 304 \text{ mm}$ y $\#_{s,cth,i} = 3 @ s_{int} = 340 \text{ mm}$ en la cara exterior e interior, respectivamente.

6.10. Refuerzo de acero proporcionado

En la siguiente figura se muestra una representación gráfica de la distribución del refuerzo proporcionado, en función a las áreas de acero calculadas anteriormente.

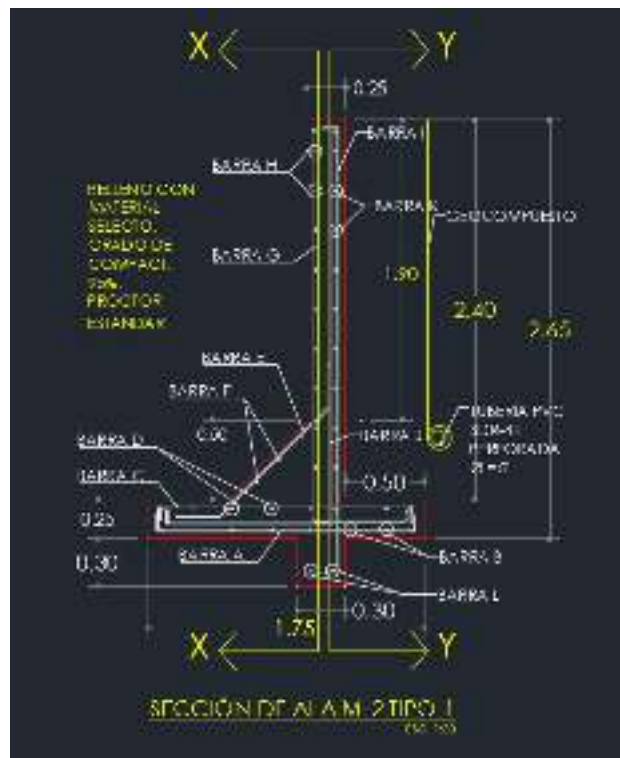


Figura 66: Esquema de acero proporcionado.

Fuente: propia.

Tabla 18: Tabla de refuerzo proporcionado.

Barra	Tamaño de barra No.	Peso nominal kg/m	Separ. (mm)
A	4	0.994	220
B	3	0.560	300
C	4	0.994	220
D	4	0.994	300
E	4	0.994	280
F	4	0.994	250
G	4	0.994	280
H	4	0.994	250
I	5	1.552	300
J	5	1.552	300
K	3	0.560	280
L	4	0.994	280

Fuente: propia.

7. Análisis y resultados de tragante de concreto reforzado

Para estos análisis, se considera una estructura tridimensional con forma de paralelepípedo rectangular con las siguientes dimensiones: altura 2.00 m y base de 1.50m x 1.50 m.

7.1. Idealización de la alcantarilla rectangular

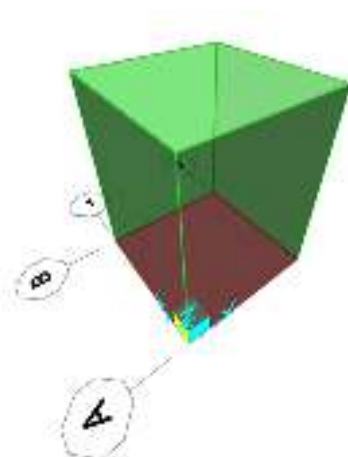


Figura 67: Modelo matemático de tragante

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018)

Este modelo matemático representa el tragante sin losa superior o tapadera, considerando esta situación como la más desfavorable en la que puede estar sometida la estructura.

7.2. Características de los materiales

Tabla 19: Características de los materiales considerados para el análisis de la estructura.

Peso unitario del concreto hidráulico	$\gamma_{concreto} = 23.54 \text{ kN/m}^3$
Peso unitario del acero	$\gamma_{acero} = 76.98 \text{ kN/m}^3$
Resistencia a la compresión del hormigón	$f'_c = 27.58 \text{ MPa (4.00 ksi)}$
Grado del acero de refuerzo	60 ($f_y = 413.69 \text{ MPa}$)

El peso propio del elemento se calcula a través de la asistencia computacional con SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018) de manera automática.

7.3. Determinación de las cargas

7.3.1. Carga muerta (D)

7.3.1.1. Peso de edificaciones

La carga por edificaciones verticales adyacentes al tragante se considera para una situación permanente y se estima como sigue:

Ecuación 18: Peso uniforme del pavimento aplicado sobre la losa superior

$$q_{edif} = 2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \approx 19.61 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Donde,

q_{edif} : carga a causa de edificios. Esta carga es aplicada en la superficie del terreno y se transmite a los muros del tragante de forma constante en toda su altura.

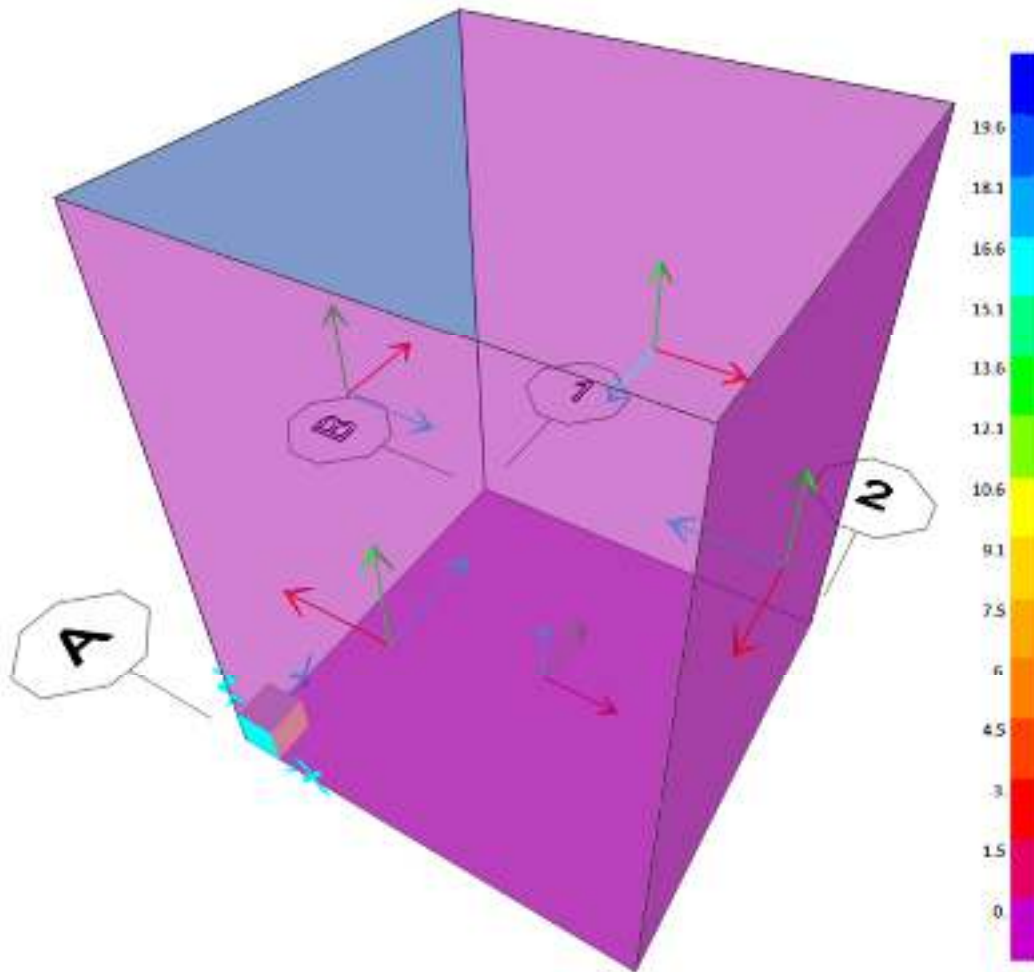


Figura 68: Idealización del peso de la sobrecarga del edificio, color azul (en kN/m²)

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018).

7.3.1.2. Peso del pavimento y acera

El peso del pavimento se determina con el peso unitario del material (concreto reforzado) similar al descrito en la Tabla 1 multiplicado por la sección transversal del elemento (espesor de 0.20 m para pavimento y 0.10 m para acera). Así, se tiene los siguientes cálculos:

Ecuación 19: Peso del pavimento sobre un muro

$$q_{pav} = (0.20m) \left(2,400 \frac{kgf}{m^3} \right) = 480.00 \frac{kgf}{m^2} \approx 4.71 \frac{kN}{m^2}$$

Ecuación 20: Peso de la acera sobre dos muros

$$q_{acera} = (0.10m) \left(2,400 \frac{kgf}{m^3} \right) = 240.00 \frac{kgf}{m^2} \approx 2.35 \frac{kN}{m^2}$$

Donde,

q_{pav} : peso del pavimento sobre un muro del tragante. Esta carga es aplicada en la superficie del terreno y se transmite a los muros del tragante de forma constante en toda su altura.

q_{acera} : peso de la acera sobre un muro del tragante. Esta carga es aplicada en la superficie del terreno y se transmite a los muros del tragante de forma constante en toda su altura.

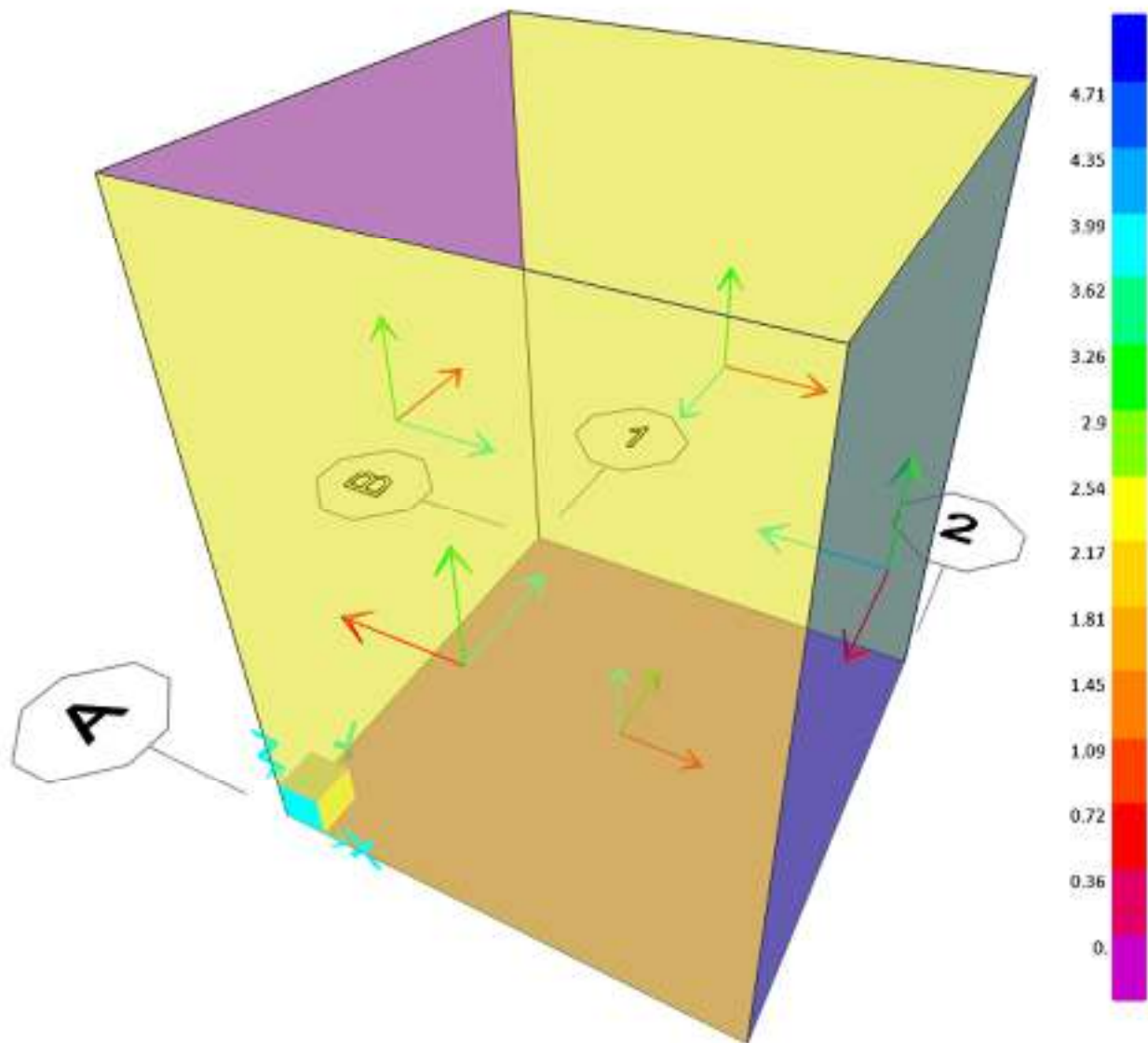


Figura 69: Idealización del peso del pavimento; color azul; y acera; color amarillo (en kN/m²)

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018)

7.3.2. Análisis de cargas vivas (L)

7.3.2.1. Sobrecarga en aceras

De acuerdo a disposiciones locales (SOPTRAVI, 1996), la sobrecarga viva en losa de acera equivale a 0.420 ton/m^2 . Así, se tiene el siguiente cálculo:

$$q_{sc \text{ acera}} = 0.50 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \approx 4.90 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Donde,

$q_{sc \text{ acera}}$: sobrecarga en aceras. Esta carga es aplicada en la superficie del terreno y se transmite a los muros del tragante de forma constante en toda su altura.

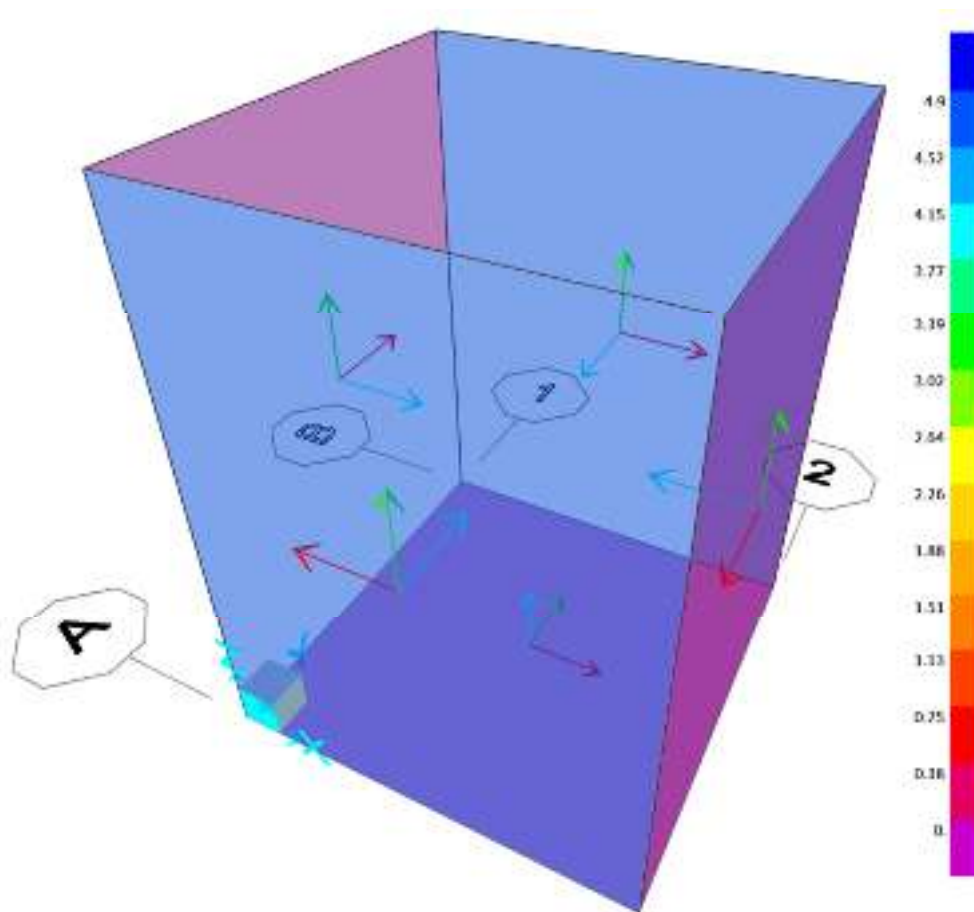


Figura 70: Idealización de la sobrecarga de acera en muros; color azul (en kN/m^2)

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018).

7.3.2.2. Sobrecarga vehicular

El Manual de Carreteras (SOPTRAVI, 1996) menciona que:

“Cuando se prevea que el tránsito vehicular pueda ubicarse a una distancia horizontal, de la estructura de retención, igual o menor que la mitad de su altura; se aumentará el empuje horizontal de suelos, para considerar la sobrecarga, incrementando la altura del relleno en 0.60m.” (Capítulo II – 31)

En este caso, el tragante funciona como estructura de retención, y como condición desfavorable, el tránsito se considerada ubicada a una distancia de 0.30 m adyacente a la tapadera. De esta manera se tiene:

$$q_{veh} = \left(4.71 \frac{kN}{m^3}\right) (0.60 m) \approx 2.83 \frac{kN}{m^2}$$

Donde,

q_{veh} : carga viva a causa del tránsito vehicular. Esta carga es aplicada en la superficie del terreno y se transmite a los muros del tragante de forma constante en toda su altura.

En el cálculo anterior se utiliza un peso específico de $4.71 \frac{kN}{m^3}$, basado en lo que prescribe el El Manual de Carreteras (Capítulo II – 31, SOPTRAVI, 1996) sobre empujes del suelo.

7.3.3. Empujes de suelos (E)

La fuerza debido a los empujes laterales del suelo (relleno) sobre las paredes de la caja se calcula conforme lo prescribe el Manual de Carreteras (Capítulo II – 31, SOPTRAVI, 1996). De esta manera se tiene la siguiente presión inferior a una profundidad de relleno sobre la tapadera de 2.00 m:

Ecuación 21: Presión lateral inferior por los empujes del suelo sobre todos los muros del tragante

$$E_{inf} = \left(4.71 \frac{kN}{m^3}\right) (2.00 m) = 9.42 \frac{kN}{m^2}$$

Donde,

E_{inf} : carga inferior lateral por los empujes del suelo sobre la estructura.

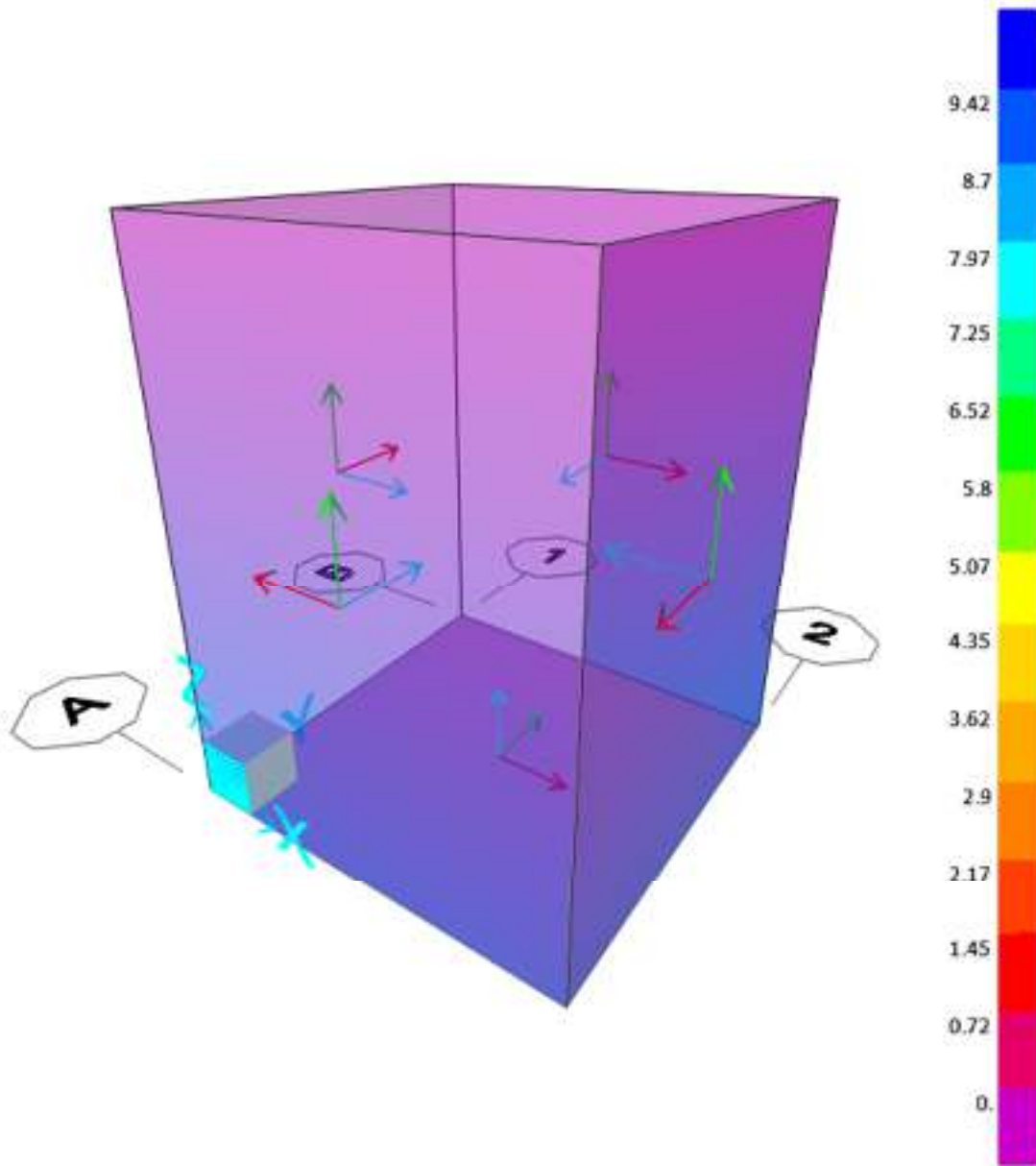


Figura 71: Aplicación de fuerzas laterales por los empujes del suelo de relleno sobre la estructura (en kN/m^2)

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018).

7.4. Condiciones de los apoyos

Para este análisis se considera que la estructura está apoyada a través de su losa inferior en rellenos (de San Antonio, 2019a).

Para modelar esta condición de apoyo, se asigna a la estructura la propiedad de “área springs” para definir la rigidez del apoyo del terreno en sólo a compresión en la losa inferior como en los muros con el siguiente valor:

$$k = \frac{600000 \frac{kgf}{m^2}}{m}$$

Donde,

k : módulo de balasto del relleno de la ecuación de Bowles con una carga de hundimiento admisible de $0.50 \frac{kgf}{cm^2}$.

7.5. Combinaciones de carga para estados límites últimos de esfuerzos

Las combinaciones de estados límites últimos que generan las mayores solicitaciones de momento flector y fuerza cortante se consideran amplificando las cargas permanentes por 1.2 y las cargas laterales por 1.6.

7.6. Solicitaciones

Conforme a los resultados obtenidos del análisis estructural, se determinó un estado de carga envolvente, resultando en las siguientes curvas de solicitaciones:

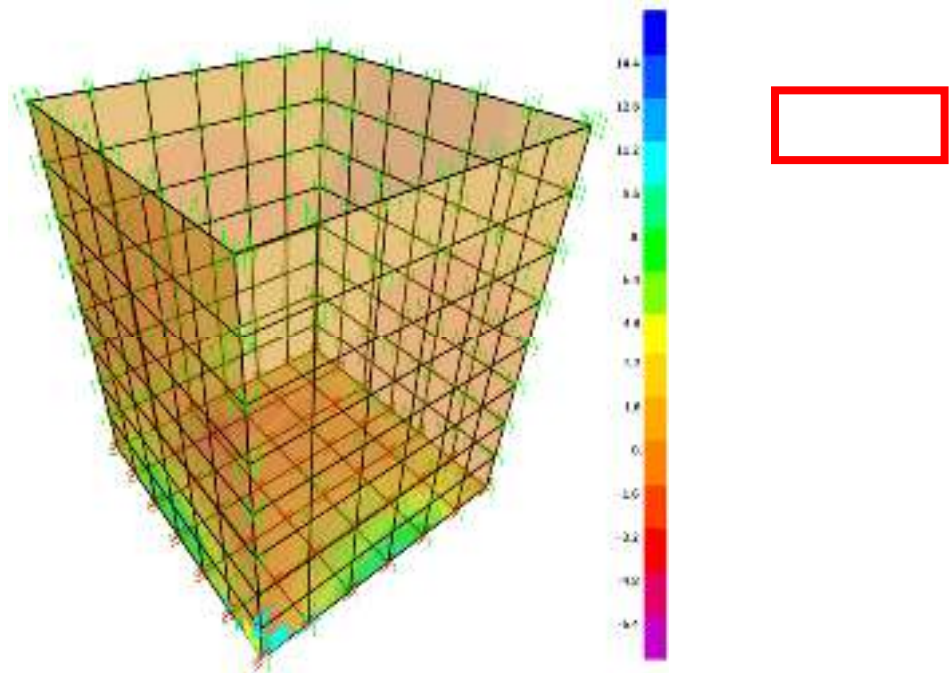


Figura 72: Diagrama de fuerzas cortantes (en kN/m)

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018).

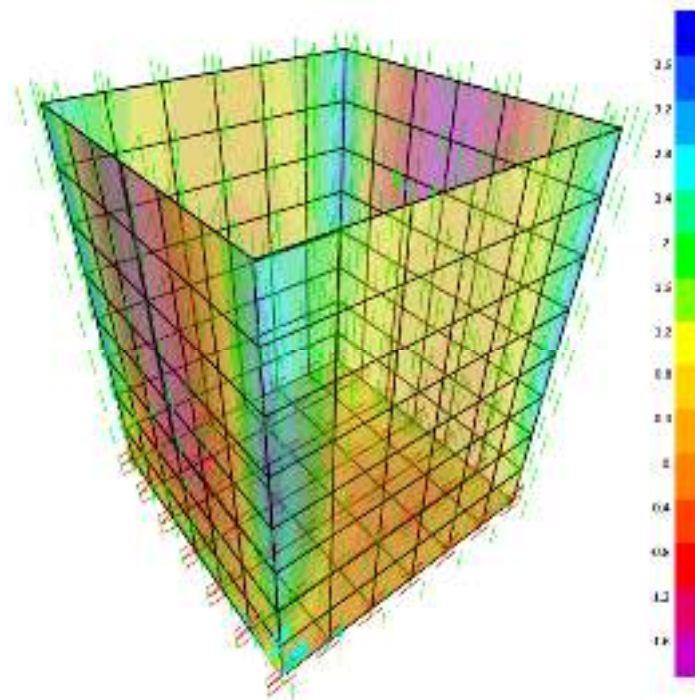


Figura 73: Diagrama de momentos flectores M11 (en kN-m/m)

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018).

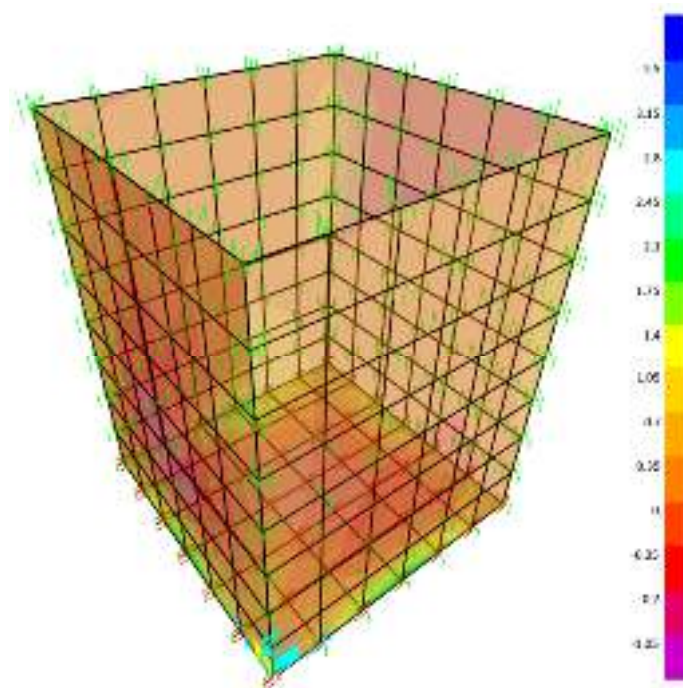


Figura 74: Diagrama de momentos flectores M22 (en kN-m/m)

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018).



7.7. Diseño del refuerzo de acero

Al ser este elemento un miembro compuesto por dos materiales (concreto y acero), la determinación del refuerzo se describe en los siguientes apartados.

7.7.1. Revisión de la capacidad de cortante de la sección bruta de concreto hidráulico

Revisión por Cortante de la Losa

Método ACI 2008

Losa Inferior y Muros

Datos de entrada

$$\lambda = 1$$

Factor de modificación como multiplicador de $\sqrt{f_c}$. Ver reglamento 8.6.1 (ACI 318, 2008).

$$f_c = 4 \text{ ksi} = 27.579 \text{ MPa}$$

Resistencia a la compresión del concreto hidráulico.

$$\phi = 0.75$$

Factor de reducción de resistencia. Ver reglamento 9.3.2.3 (ACI 318, 2008).

$$\#_{st} = 3$$

Calibre (No.) o diámetro de la barra del refuerzo principal en octavos de pulgada.

$$O_{st} = 9.5 \text{ mm}$$

Diámetro de la sección transversal de la barra del refuerzo principal.

$$b_w = 1 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$$

Ancho de análisis de una losa rectangular.

$$h = 15 \text{ cm} = 150 \text{ mm}$$

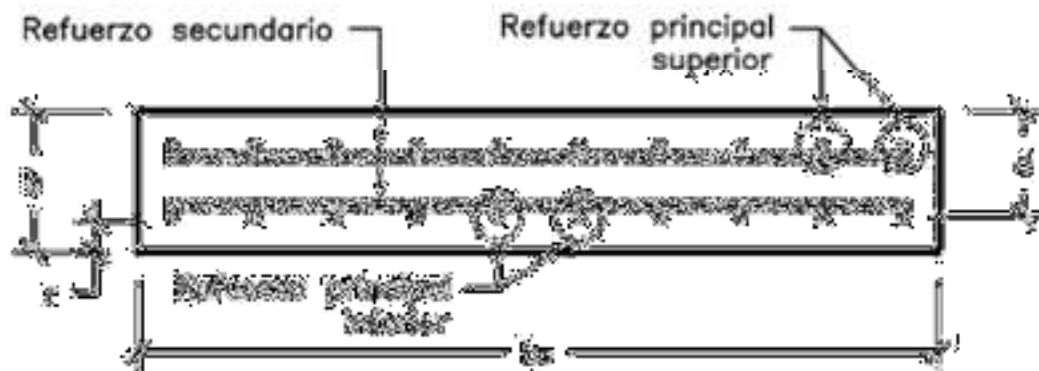
Peralte de la losa rectangular.

$$r = 7.5 \text{ cm} = 75 \text{ mm}$$

Recubrimiento del acero principal.

$$V_u = 14.4 \text{ kN}$$

Fuerza cortante última (solicitud).



Proceso (cálculos y resultados)

$$d := h - r - \frac{\phi_{sl}}{2} = 70.25 \text{ mm}$$

Peralte efectivo de la losa.

$$V_c := 2 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c \cdot \rho_{si}} \cdot b_w \cdot d$$

Resistencia al cortante suministrada por el concreto.

$$V_c = 61.2668 \text{ kN}$$

$$\phi V_c := \phi \cdot V_c = 45.9501 \text{ kN}$$

Resistencia al cortante de diseño suministrada por el concreto.

∴ = "La sección de losa cumple."

$$V_u = 14.4 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 45.95 \text{ kN}$$

$$\phi V_c > V_u$$

∴ El concreto resiste la fuerza cortante última. No requiere refuerzo por cortante.

Donde,

V_u : fuerza cortante última factorizada.

ϕV_c : resistencia al corte del concreto hidráulico.

7.7.2. Acero requerido por flexión

Luego de definir las solicitaciones del tragante, se determinó el acero de refuerzo por flexión a través de la asistencia computacional como sigue:

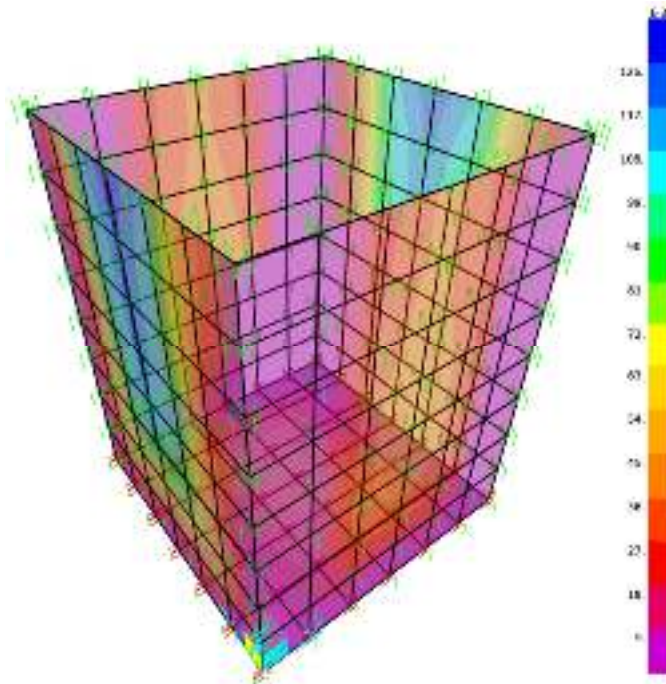


Figura 75: Área de refuerzo longitudinal horizontal requerido (en mm²/mm)

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018).

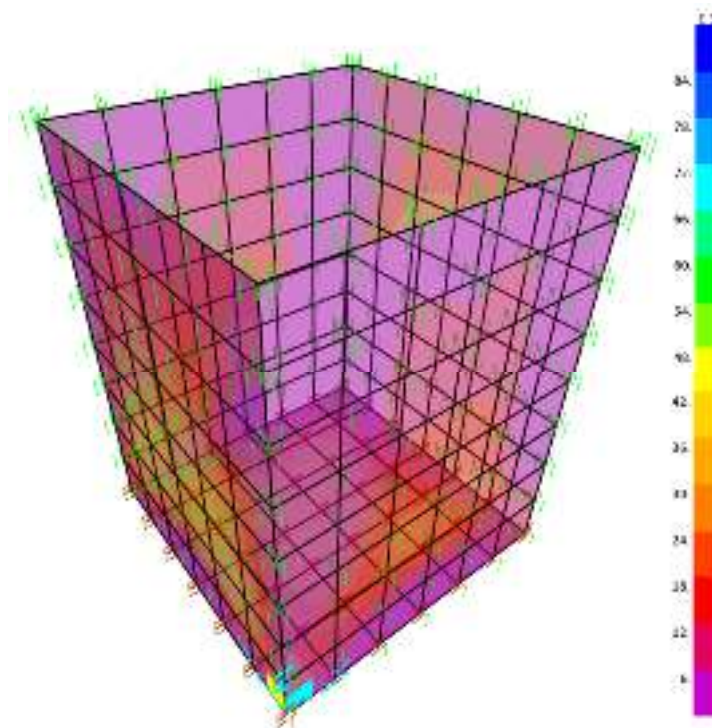


Figura 76: Área de refuerzo longitudinal vertical requerido (en mm²/mm)

Fuente: SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018).

En los siguientes cálculos se muestra el cálculo del área de acero mínimo por flexión.

ÁREA DE ACERO MÍNIMO POR FLEXIÓN

Losa Inferior y Muros

1. Esquema de parámetros estructurales

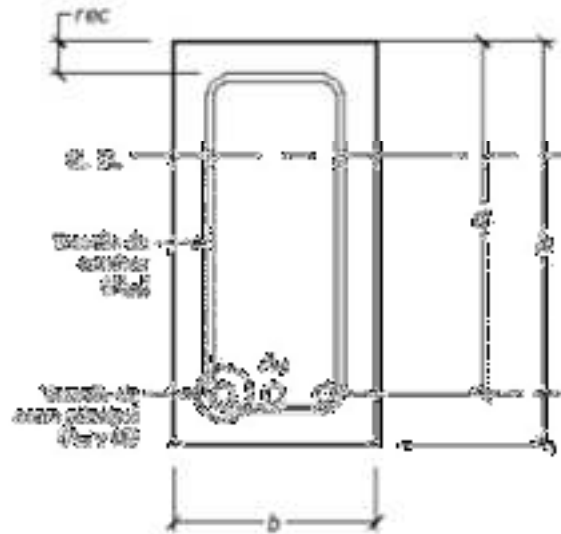


Figura A.

2. Datos de entrada

$$h := 15 \text{ cm} = 150 \text{ mm}$$

Peralte de sección transversal.

$$b_w := 1000 \text{ mm}$$

Ancho de sección transversal.

$$rec := 75 \text{ mm}$$

Recubrimiento de acero de refuerzo.

$$\#_{s,l} := 3$$

No. de barra de refuerzo longitudinal en octavos de pulgada.

$$\theta_{s,l} = 9.5 \text{ mm}$$

Diámetro de barra de refuerzo longitudinal.

$$f_c := 4 \text{ ksi} = 281.2278 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia a la compresión axial del concreto hidráulico.

$$f_y := 60 \text{ ksi} = 4218.4175 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia a la tensión axial del acero de refuerzo.

3. Proceso (cálculos)

$$d := h - \left(rec + \frac{\emptyset_{s,l}}{2} \right) = 70.25 \text{ mm}$$

Peralte efectivo de la sección transversal. Ver Figura A

$$A_{s,min1} := \frac{3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot psi}{f_y} \cdot b_w \cdot d = 222.15 \text{ mm}^2$$

Área de acero requerido 1.
Ver reglamento 10.5.1 (ACI 318, 2008).

$$A_{s,min2} := \frac{200 \text{ psi} \cdot b_w \cdot d}{f_y} = 234.1667 \text{ mm}^2$$

Área de acero mínimo 2
Ver reglamento 10.5.1 (ACI 318, 2008).

$$A_{s,min} := \max(A_{s,min1}, A_{s,min2}) = 234.1667 \text{ mm}^2$$

Área de acero mínimo.

7.7.3. Acero requerido por contracción y temperatura

1. Refuerzo paralelo a la sección transversal

Datos de entrada

$$h := 150 \text{ mm}$$

Peralte de sección transversal.

$$b := 1000 \text{ mm}$$

Ancho de sección transversal.

$$rec := 75 \text{ mm}$$

Recubrimiento de acero de refuerzo.

$$\#_{s,p} := 5$$

No. de barra de refuerzo principal en octavos de pulgada.

$$\emptyset_{s,p} = 15.9 \text{ mm}$$

Diámetro de barra de refuerzo principal.

$$\rho_{min,v} := 0.0015$$

Cuantía de refuerzo paralelo a la sección transversal, según sección 14.3 (ACI, 2008)

Proceso (cálculos)

$$d := h - rec - \frac{\emptyset_{s,p}}{2} = 67.05 \text{ mm}$$

Peralte efectivo.

$$A_{s,req} := \rho_{min,v} \cdot b \cdot h = 225 \text{ mm}^2$$

Área de acero paralelo a la sección transversal requerido por contracción y temperatura.

2. Refuerzo perpendicular a la sección transversal

Datos de entrada

$$h = 150 \text{ mm}$$

Peralte de sección transversal.

$$b = 1000 \text{ mm}$$

Ancho de sección transversal.

$$rec = 75 \text{ mm}$$

Recubrimiento de acero de refuerzo.

$$\#_{s,p} = 5$$

No. de barra de refuerzo principal en octavos de pulgada.

$$\emptyset_{s,p} = 15.9 \text{ mm}$$

Diámetro de barra de refuerzo principal.

$$\rho_{min,h} = 0.0025$$

Cuantía de refuerzo perpendicular a la sección transversal, según sección 14.3 (ACI, 2008)

Proceso (cálculos)

$$d := h - rec - \frac{\emptyset_{s,p}}{2} = 67.05 \text{ mm}$$

Peralte efectivo.

$$A_{s,req} := \rho_{min,h} \cdot b \cdot h = 375 \text{ mm}^2$$

Área de acero perpendicular a la sección transversal requerido por contracción y temperatura.

$$A_{s,cal} = \left(126 \cdot 10^{-3} \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \right) \left(1000 \frac{\text{mm}}{\text{m}} \right) = 126 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{temp} \approx 375 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} \approx 235 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,cal} < A_{s,min} < A_{temp}$$

∴ El área de acero requerido máximo por flexión de elemento es $A_s = 375 \text{ mm}^2$.

Donde,

$A_{s,cal}$: área de acero máximo calculada.

$A_{s,min}$: área de acero mínimo por flexión.

Utilizando barras #3, la separación es:

$$n = \frac{375 \text{ mm}^2}{71 \text{ mm}^2} = 5.28 \approx 6 \text{ barras}, \quad s = \frac{100 \text{ cm} - 7.5(2) \text{ cm}}{6-1} = 17 \approx 15 \text{ cm}$$

Donde,

n : cantidad de barras distribuidas en el ancho de la losa considerado.

s : separación estimada de las barras.

∴ De manera conservadora y para favorecer que los procesos constructivos sean prácticos se propone utilizar malla electrosoldada 6X6 calibre 3/3, es decir, malla de diámetro 6.20 mm formando una cuadrícula de separación @ 15 cm (6”).

Donde,

n : cantidad de barras distribuidas en el ancho de la losa considerado.

s : separación estimada de las barras.

∴ Utilizar #5@15cm.

7.7.4. Acero proporcionado

En la siguiente figuras se muestra la distribución de acero proporcionado del tragante.

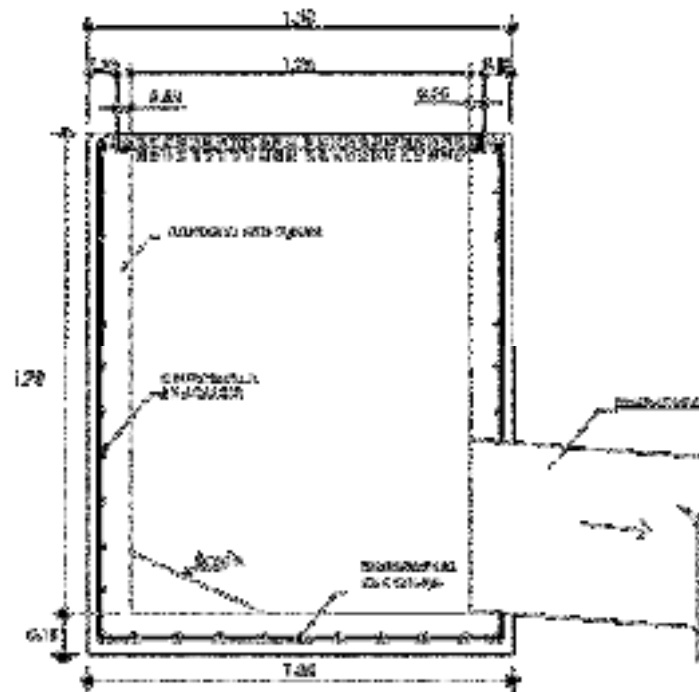


Figura 77: Distribución de acero en la sección transversal de alcantarilla rectangular

Fuente: propia.

8. Conclusiones

Se analizó y diseñó la alcantarilla monolítica y tragante de concreto reforzado constituida por losa y paredes, proporcionando el acero de refuerzo para flexión y revisando las sollicitaciones de cortante para el estado límite de esfuerzos últimos por resistencia bajo las condiciones de carga muerta, viva y otras. La verificación de la geometría y determinación del acero de refuerzo proporcionado se muestra en la sección 4.8 y 7.7. Además, se verificó que las deflexiones del elemento son satisfactorias para el estado de servicio conforme a las disposiciones locales como se describe en la sección 4.5.

De acuerdo a los cálculos mostrados en las secciones 5.7, 5.8, 6.6 y 6.8 se determinaron los diferentes factores de seguridad de la estructura de contención para las condiciones de falla por: equilibrio y capacidad portante del suelo en la fundación. Para cada uno de estos mecanismos de falla se describió el desarrollo de cálculos de los factores de seguridad del diseño de las estructuras, que resultaron coeficientes de seguridad aceptables.

De esta manera, en base a los argumentos anteriores se infiere que el diseño de este sistema estructural para el drenaje pluvial del sitio se puede considerar seguro para las condiciones descritas en este informe.



9. Recomendaciones

Para los muros M-1 y M-2 descritos en los capítulos 5 y 6 de este informe, se sugiere utilizar un dentellón con dimensiones de 0.30mx0.30m del mismo material de los muros para proveer mayor estabilidad por deslizamiento, extendiendo el refuerzo principal del vástago en este. Asimismo, si la condición del terreno durante la excavación para el dentellón es roca muy dura, y a su vez, impide su apropiada construcción, para su ejecución pragmática se permite ampliar la base del lado de la punta del muro en 0.30m en reemplazo a la construcción del dentellón.

Se prefiere que la ejecución de la obra se realice durante tiempos de verano para que así se faciliten y efectúen las actividades de movimientos de tierra de forma segura en condiciones de suelo no saturado.

Debido a que se desconoce la calidad y composición química del agua que drenará entre el canal y la incertidumbre futura de la ejecución de conexiones ilícitas al canal realizadas por los habitantes, la producción de hormigón se recomienda elaborarse con cemento tipo II según la clasificación de la ASTM con la intención de otorgarle a la estructura resistencia de alguna exposición al ataque de sulfatos (McCormac & Brown, 2011). Además, incluir impermeabilizante integral en el concreto hidráulico.

Las juntas de contracción en sentido vertical deben estar separadas máximo a 7.50 m, y calafatearse con inyección de resinas acuosas combinándolo con bandas de caucho.

Las juntas de expansión en sentido vertical deben estar separadas máximo a 15.00 m, y elaborarse similar a las juntas de contracción adicionando grasa a todas las varillas horizontales en la ubicación de la junta.

Las barras de acero de refuerzo para los elementos de concreto hidráulico deben cumplir con los estándares de calidad conforme a la normativa ASTM A 615 / A 615M.

Se debe proporcionar de un sistema de drenaje en el trasdós del muro, preferiblemente con geocompuesto para drenaje y tubería PVC perforada paralela al alineamiento del muro para disminuir los tiempos de ejecución y las presiones hidrostáticas que puedan ocurrir.



10. Referencias bibliográficas

CICH. (2008). *Código Hondureño de la Construcción*. Tegucigalpa, Honduras: XMEDIA Impresos.

Computers and Structures, Inc. (2018). SAP2000 (Versión 20) [Windows]. Recuperado de <https://www.csiamerica.com/about>

de San Antonio, J. A. (2019a). *INFORME GEOTECNIA COLONIA 28 DE MARZO. CAJA PUENTE* [Descriptivo]. Tegucigalpa, Honduras: Alcaldía Municipal del Distrito Central.

de San Antonio, J. A. (2019b, mayo). *Consulta sobre una aproximación de parámetros geotécnicos para utilizarse para los suelos de relleno*. [Entrevista verbal].

de San Antonio, J. A. (2019c, octubre). *Consulta sobre una aproximación del módulo de balasto de la roca en la fundación de la alcantarilla rectangular del proyecto KFW-019 Col. 28 de Marzo* [Entrevista verbal].

Fine spol. s r.o. (2019). *GEO5*. Recuperado de <https://www.finesoftware.es/software-geotecnico/>

Granados, R. (2019, octubre). *Consulta sobre la cantidad de área de servicio de la alcantarilla rectangular del proyecto KFW019 Col. 28 de Marzo* [Entrevista verbal].



Leet, K. M., & Uang, C.-M. (2006). *Fundamentos de análisis estructural* (2.^a ed.). México:

McGraw-Hill/Interamericana editores, S.A. de C.V.

McCormac, J. C., & Brown, R. H. (2011). *Diseño de concreto reforzado* (8.^a ed.). México:

Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C.V.

SOPTRAVI. (1996). *MANUAL DE CARRETERAS TOMO 6 DRENAJE Y PUENTES* (1.^a ed.).

Tegucigalpa, Honduras: SOPTRAVI.