



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

Código: KfW-005

**Ubicación: Colonia Altos de Los Pinos, Sector El Cerro,
Tegucigalpa, M.D.C.**

Tiempo de ejecución: Cuatro Meses (120 días)

Fuente de Financiamiento: KfW

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



KFW



KFW

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

INFORME DE ESTUDIO GEOLÓGICO / GEOTÉCNICO

KfW-005

Proyecto:

Obras para el Control Integrado de Escorrentías Superficiales e Infiltración en Colonia Altos de los Pinos, Sector El Cerro; Tegucigalpa, M.D.C.

Responsable:

José Antonio de San Antonio Escribano

Agosto 2019



1. Introducción.....	2
2. Observaciones de campo	2
3. Conclusiones.....	5
4. 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. 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 y unas características geológicas poco favorables para el asentamiento de viviendas.

2. Observaciones de campo

Desde el punto de vista geológico, el área de trabajo se encuentra dentro del Grupo Padre Miguel, identificado en el mapa con el término Tpm, y caracterizado por ser una secuencia de ignimbritas de diferente naturaleza (riolítica, andesítica y dacítica), presentando una coloración diversa. Dentro de este grupo pueden aparecer rocas sedimentarias formadas por clastos provenientes de rocas ígneas que pueden llegar a estar bien estratificadas.. (Figura 1)

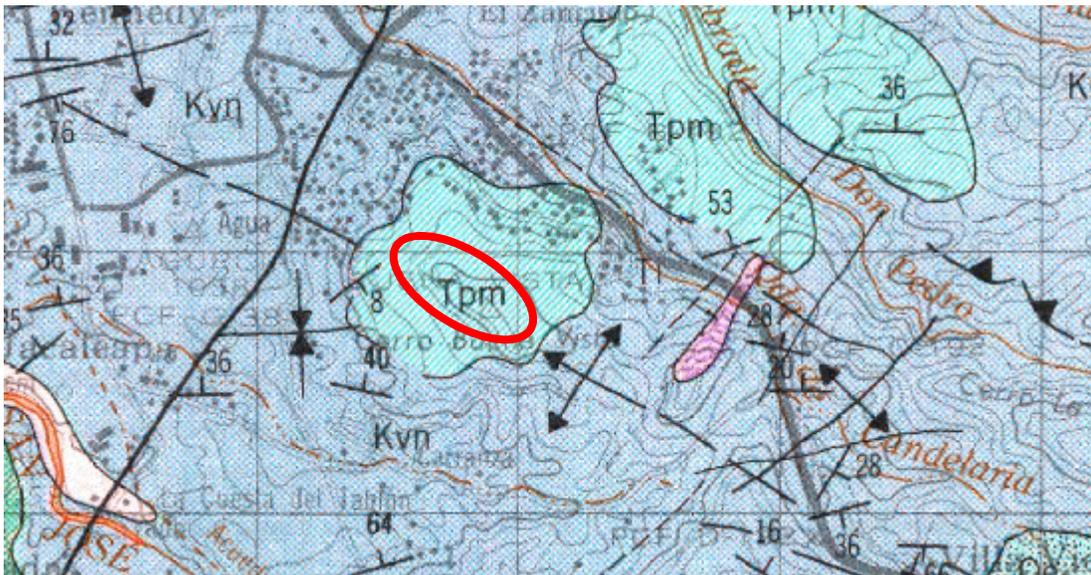


Figura 1: Mapa geológico de la zona de trabajo



Durante la visita realizada a la zona, se ha podido observar que existe una discrepancia entre los materiales representados en la figura 1 y lo observado, ya que se ha podido identificar la presencia de rocas andesíticas. Estas rocas estarían ocupando la parte alta de la colonia. En la Figura 2 se representa el contacto entre las rocas andesíticas y las ignimbritas.



Figura 2: Situación de las diferentes rocas encontradas en la zona. Morado para las andesitas y amarillo para las ignimbritas

En la Figura 3 están situadas las zonas de deslizamientos que fueron identificadas en el trabajo realizado por el programa de JICA de 2012. Se puede observar la presencia de dos zonas de deslizamiento, ambas en la parte noroccidental del área a intervenir. Ninguna de las dos se había identificado en los mapas geológicos existentes con anterioridad.

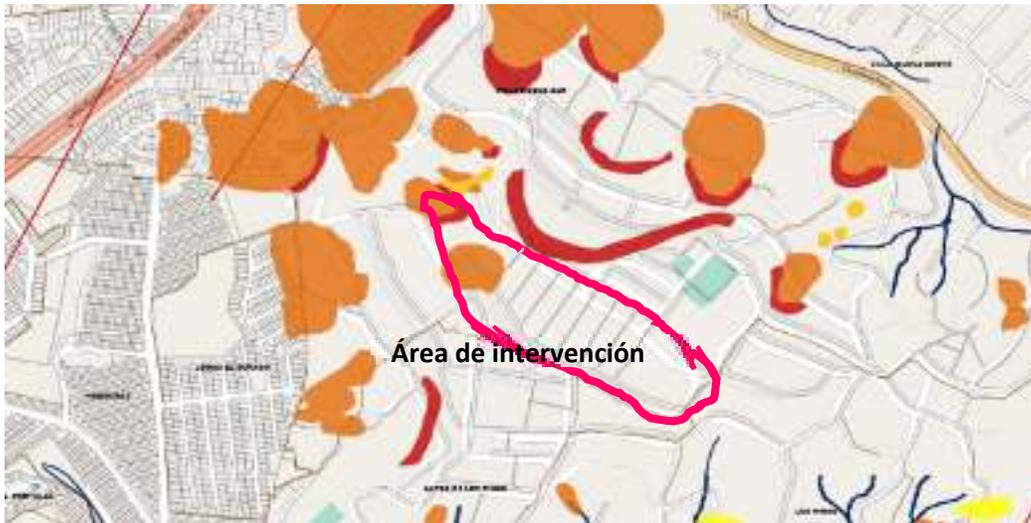


Figura 3: Mapa de deslizamiento del DC

Desde el punto de vista geomorfológico, se pueden distinguir dos partes muy bien diferenciadas; la parte superior del cerro, con una topografía plana o con una pendiente muy ligera, menor del 5%; y una ladera con pendientes con pendientes importantes, superiores al 60%.

En base a las imágenes disponibles, sólo parece que se puede identificar con una cierta solvencia la existencia de una zona de deslizamiento el área marcada con el número 1. Durante la visita de campo, y en entrevistas directas con los vecinos de la zona, no se han reportado problemas de deslizamientos.

En la Figura 4, se puede observar una depresión en la ladera, la cual se puede interpretar como una cicatriz de deslizamiento. En el resto del área a intervenir no se ha observado indicios de inestabilidad de laderas.



Figura 4: Situación del deslizamiento interpretado por fotografía

En base a lo indicado con anterioridad, se puede inferir que la problemática existente en la zona está relacionada con la escorrentía superficial de aguas lluvia, ya que, por una parte, el terreno está formado por rocas con una muy baja permeabilidad (tanto las andesitas como las ignimbritas), y por otra, la fuerte pendiente, la cual no permite que las aguas superficiales estén el tiempo necesario en contacto con el terreno para facilitar su infiltración.

3. Conclusiones

En base a lo expuesto con anterioridad, se pueden obtener las siguientes conclusiones:

1. El área visitada se encuentra con una problemática creada por la escorrentía superficial, que afecta directamente a la calidad de vida de los habitantes de la zona.



2. Los materiales geológicos sobre los que se asienta la colonia son andesitas, que ocupan la parte alta de la colonia, e ignimbritas.
3. Si bien en los mapas de riesgos existentes se sitúan en el área estudiada zonas de deslizamiento, no han sido reportados por los vecinos problemática relacionada con el movimiento de laderas.

4. Recomendaciones

Las recomendaciones que se pueden extraer de lo anteriormente expuesto son:

1. Realizar una actuación mediante la cual se recojan las aguas superficiales, de manera que se eviten los problemas causados por dicha escorrentía superficial a los vecinos e impida la infiltración de dicha agua en el terreno, lo que podría afectar a la estabilidad de la zona deslizada identificada en los mapas.
2. En el caso de necesitarse unos valores geotécnicos orientativos de los materiales de la zona, se recomiendan tomar los que se presentan en la tabla siguiente, los cuales han sido extraídos de la bibliografía especializada. Estos datos son para la roca sana:
 - a. Para las ignimbritas se pueden considerar los siguientes valores:

Peso específico (g/cm ³)	Porosidad (%)	Permeabilidad	Resistencia a compresión simple (KPa)	Resistencia a la tracción (KPa)	Cohesión, c (KPa)	E (KPa)	v
1.9 – 2.3	14 - 40	10 ⁻⁷ – 10 ⁻¹²	9,807 – 45111	981 – 3,923	686	29 – 745	0.24 – 0.29

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

- b. Para las andesitas, los valores geotécnicos que se pueden adoptar son los siguientes:



Peso específico (g/cm ³)	Porosidad (%)	Permeabilidad	Resistencia a compresión simple (KPa)	Resistencia a la tracción (KPa)	Cohesión, c (KPa)	E (KPa)	v
2.7 – 2.9	0.1 - 2	10 ⁻⁷ – 10 ⁻¹²	78,453 – 196,133	4,903 – 24,516	19,613 – 58,839	313 – 980	0.19 – 0.38

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

Como valor para la capacidad soportante el terreno, siempre que se apoyen las estructuras sobre la roca sana, se puede considerar de un valor de 196 KPa.

Para los rellenos utilizados en los laterales de las cunetas, los parámetros geotécnicos que se pueden considerar son los siguientes:

Φ : 28°

Cohesión: 0.03 KPa

Densidad: 18.63 KN/m³



KFW

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

INFORME DE ESTUDIO HIDROLÓGICO / HIDRÁULICO

KfW-005

Proyecto:

**Obras para el Control Integrado de Escorrentías
Superficiales e Infiltración en Colonia Altos de
los Pinos, Sector El Cerro; Tegucigalpa, M.D.C.**

Responsable:

Ing. Alberto Pinto

DICIEMBRE 2019



1.	Introducción.....	2
2.	Generalidades	3
2.1.	Ubicación del Proyecto	3
2.2.	Caracterización de la amenaza.....	4
3.	Metodología.....	6
3.1.	Análisis hidrológico	6
3.1.1.	Estudio de las cuencas hidrográficas.....	6
3.1.2.	Parámetros morfométricos de las cuencas.....	7
3.1.3.	Tiempo de concentración	7
3.1.4.	Coeficiente de Escorrentía.....	9
3.1.5.	Periodo de Retorno.....	9
3.1.6.	Curvas IDF.....	10
3.1.7.	Estimación de Caudales de Diseño (Método Racional)	11
3.2.	Análisis hidráulico.....	12
3.2.1.	Flujo en canales abiertos.....	12
3.2.2.	Resultados del dimensionamiento hidráulico	13
4.	Conclusiones	20
5.	Recomendaciones	20
6.	Referencias.....	24



INFORME

1. Introducción

El presente informe describe de forma resumida, la metodología empleada en este estudio y presenta los resultados obtenidos a partir del análisis hidrológico-hidráulico de las obras de mitigación a ser construidas en la Colonia Altos de Los Pinos, sector El Cerro, ubicada en Tegucigalpa M.D.C., Francisco Morazán. Este estudio hidrológico y su posterior dimensionamiento hidráulico de sus estructuras de drenaje forma parte de las obras adicionales a desarrollarse en el marco del proyecto de "Adaptación al cambio climático en áreas urbanas de Centroamérica - componente Honduras".

El estudio completo se desprende de las visitas de reconocimiento in situ, levantamientos topográficos tanto del cauce de quebradas como de su georreferenciación de estructuras existentes, también 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 de drenaje existente y se dimensionaron las cunetas nuevas.

Para llevar a cabo el análisis hidrológico se ha implementado 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. 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 una hoja de cálculo de Excel para el diseño de canales rectangulares.



2. Generalidades

2.1. Ubicación del Proyecto

El proyecto está ubicado en la colonia Altos de Los Pinos, sector El Cerro, colindando con las colonias Villanueva Sur y la Residencial Honduras, entrando por la calle principal hacia la Aldea El Jícara frente a la Universidad Tecnológica de Honduras (UNITEC) Tegucigalpa, Francisco Morazán, M.D.C.

La ubicación de área a intervenir se encuentra en coordenadas UTM 16P 481886.84 m E 1553903.66 m N.

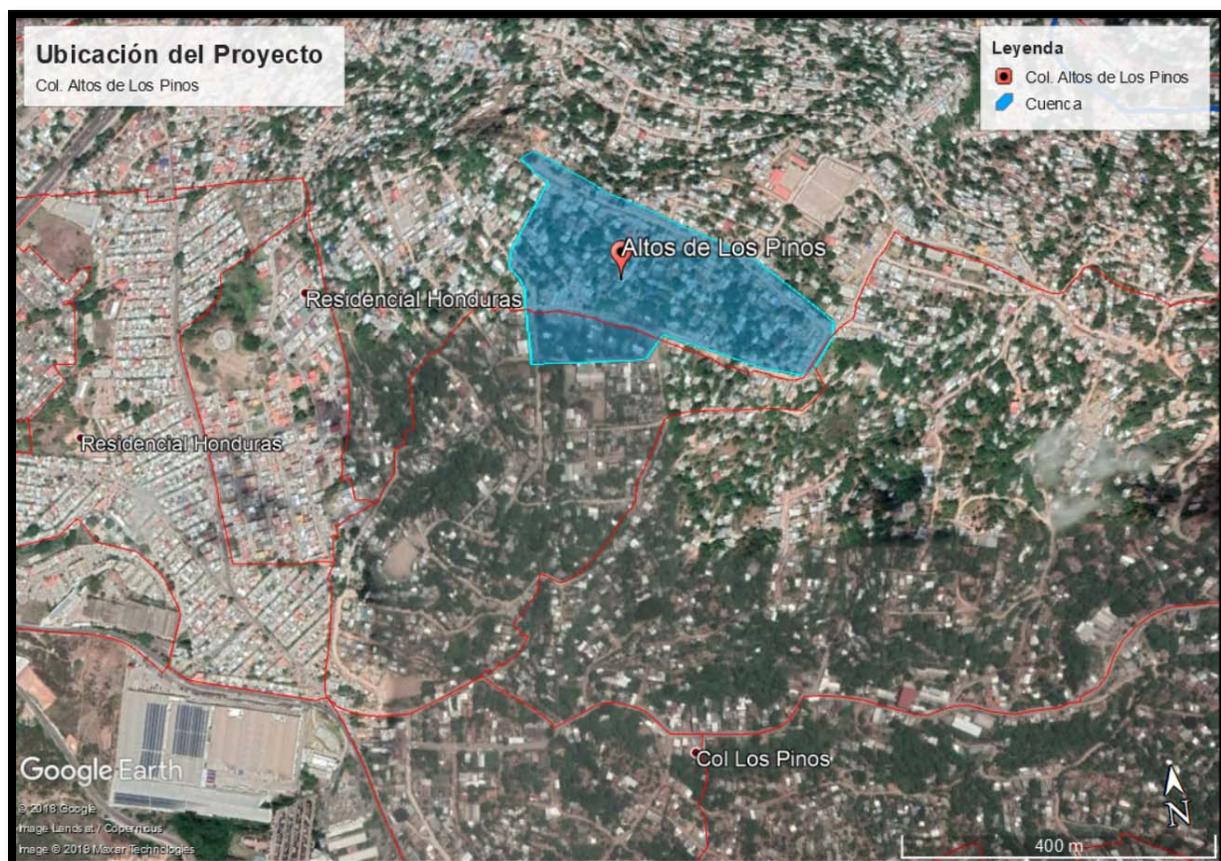


Ilustración 1 - Ubicación del Proyecto



2.2. Caracterización de la amenaza

El Sector El Cerro de la Col. Altos de Los Pinos se encuentra dentro del polígono de alta susceptibilidad ante deslizamientos según el mapa de Susceptibilidad por Amenazas de la Alcaldía Municipal del Distrito Central. Adicionalmente, el inventario de deslizamientos elaborado por la Agencia de Cooperación Japonesa JICA 2002 muestra zonas de deslizamiento y escarpes dentro del perímetro del área a intervenir. Partiendo de las valoraciones hechas en campo junto con el especialista en Geología y Geotecnia del Equipo Técnico Formador, se pudo constatar que los suelos predominantes en el sitio consisten de Basaltos e Ignimbritas, los cuales se caracterizan por ser materiales bastante impermeables y resistentes en su estado sano (cuando no hay presencia de roca fracturada).

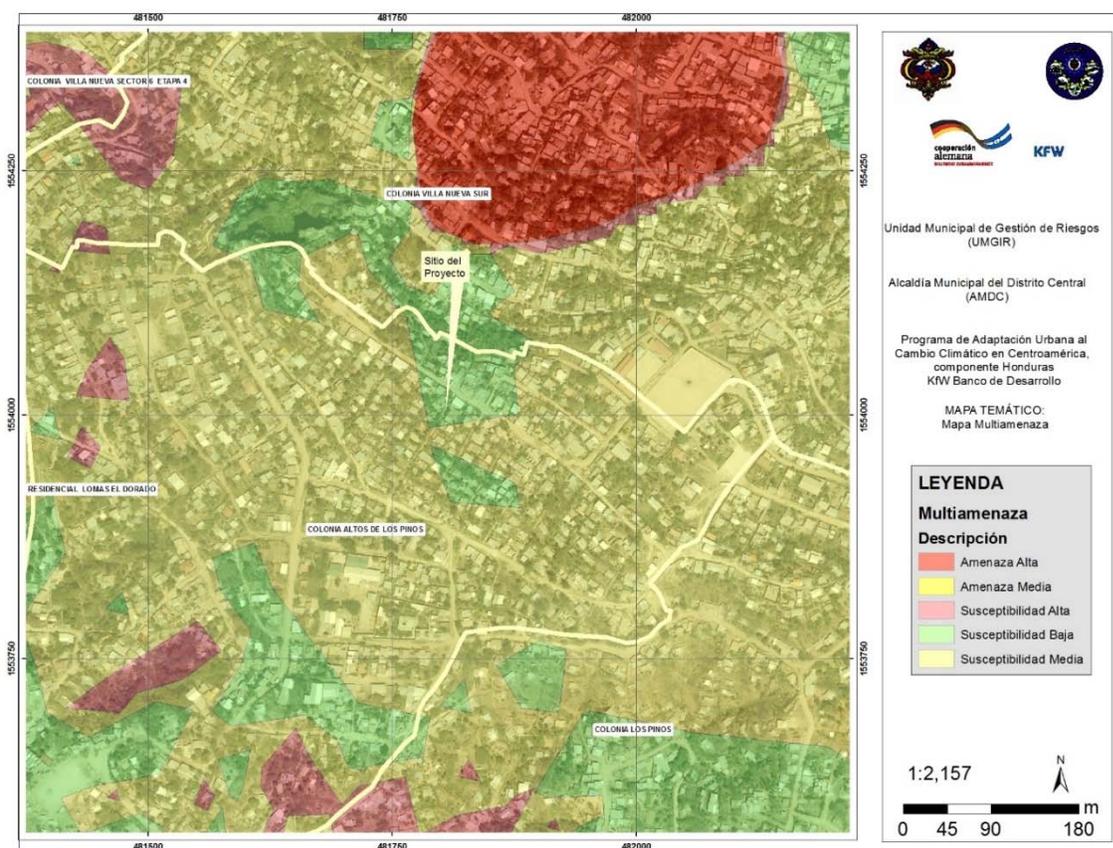


Ilustración 2 - Mapa temático: Multiamenaza



La presencia de suelos rocosos (impermeables) junto con las pronunciadas pendientes predominantes en la zona (mayores al 30%) y la carencia de sistemas de canalización de flujos superficiales, brindan evidencia suficiente para deducir que, durante eventos de precipitación intensa, se producen flujos de escorrentía con velocidades altas que conllevan el arrastre de escombros, la socavación de estructuras y otros efectos que representan una amenaza para los habitantes de la zona y sus bienes materiales. Por consiguiente, debido a las condiciones físicas y socioeconómicas del Sector El Cerro de Col. Altos de los Pinos, existe una alta amenaza ante inundaciones repentinas de altas velocidades de flujo con el potencial de ocasionar daños materiales, y la inhabilitación temporal de vías de evacuación.

En aras de reducir el riesgo de inundaciones repentinas, se ha propuesto construir una red de canales a lo largo y ancho del Sector El Cerro de Altos de Los Pinos con el fin de captar, canalizar y evacuar los flujos superficiales que producen la amenaza hacia sectores menos susceptibles aguas abajo. El siguiente esquema muestra la ubicación tentativa de la red de canales:

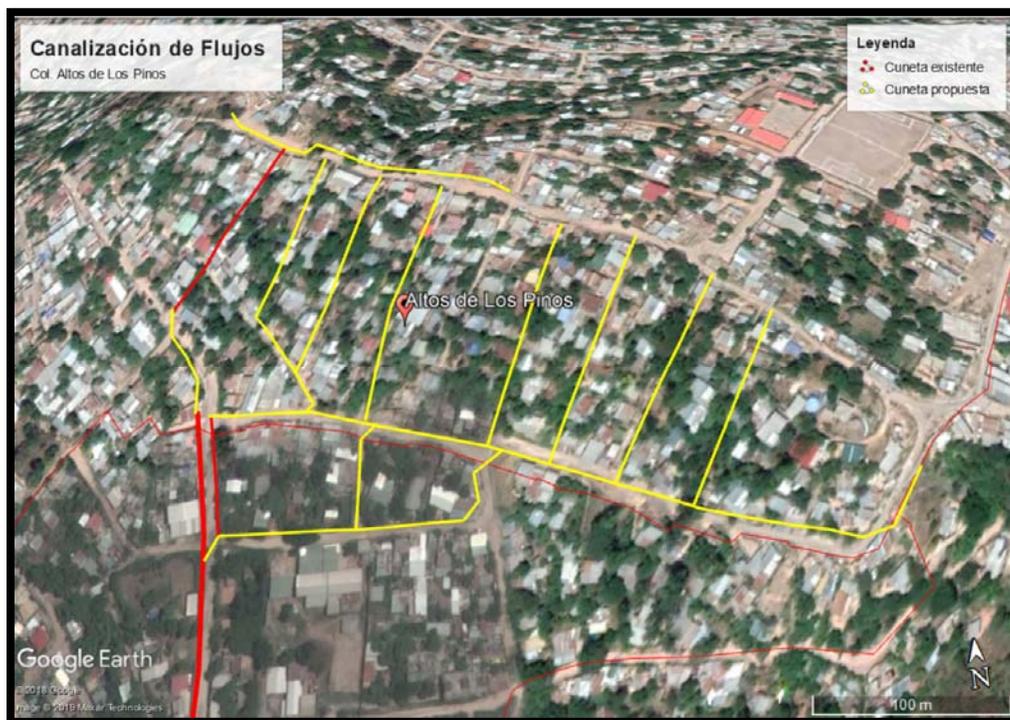


Ilustración 3 - Esquema de Red de Canalización de Flujos Superficiales



3. Metodología

3.1. Análisis hidrológico

3.1.1. Estudio de las cuencas hidrográficas

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, longitud y pendiente media del cauce principal. Esto, debido al tamaño relativamente pequeño de la cuenca y a la falta de modelos de terreno de alta resolución se ha realizado haciendo uso de la topografía presentada en el programa de Google Earth. Al ubicarse el proyecto en la parte más alta del cerro, se puede deducir que el área de captación de agua lluvia será de tamaño relativamente pequeño. Se ha identificado un área de captación total de 6.40 hectáreas para todo el proyecto, el cual se ha dividido en micro cuencas para el análisis de cada tramo de cunetas. A continuación, se muestra el esquema de la cuenca y los tramos de cuneta propuestos.

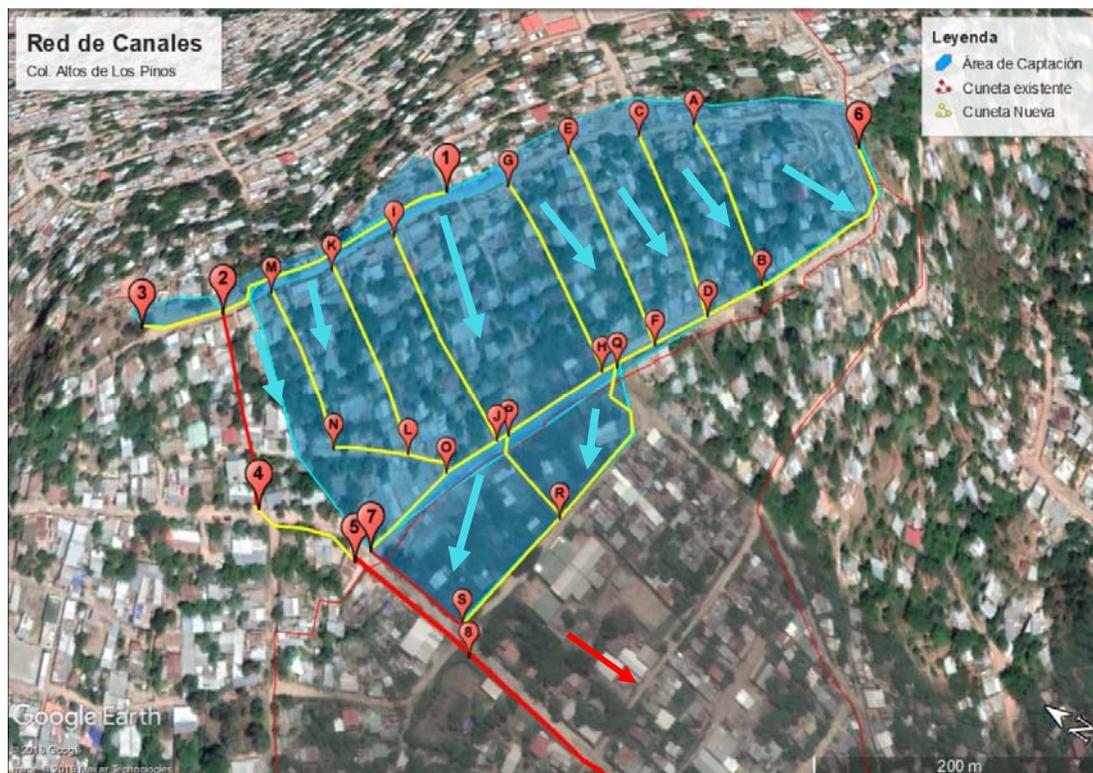


Ilustración 4 - Delimitación del área de captación



3.1.2. Parámetros morfométricos de las cuencas

La estimación de los parámetros morfométricos más importantes se ha llevado mediante el software Google Earth y una hoja de cálculo en Excel. Los parámetros determinados para cada cuenca son los siguientes:

- ✓ Área de la cuenca,
- ✓ Perímetro de la cuenca,
- ✓ Longitud del cauce más largo,
- ✓ Pendiente del cauce principal y,
- ✓ Tiempo de concentración, entre otros.

A continuación, se muestra una tabla resumen de los parámetros morfométricos de la cuenca hidrográfica delimitada para el proyecto de cunetas en Col. Altos de Los Pinos.

Nombre	Perímetro (m)	Área (m ²)	Área (km ²)	Longitud de cauce más largo (m)	Longitud de cauce más largo (km)	Elev. Max (msnm)	Elev. Min (msnm)
Cuenca 1-2	422	3435	0.003435	150	0.15	1225	1215
Cuenca 2-3	125	706	0.000706	60	0.06	1222	1215
Cuenca 2-4	300	4826	0.004826	100	0.1	1215	1174
Cuenca 4-5	281	4012	0.004012	70	0.07	1174	1170
Cuenca 6-7	975	48327	0.048327	400	0.4	1230	1170
Cuenca A-B	276	4017	0.004017	90	0.09	1225	1200
Cuenca C-D	285	3620	0.00362	110	0.11	1230	1195
Cuenca E-F	313	4685	0.004685	120	0.12	1228	1190
Cuenca G-H	321	4698	0.004698	125	0.125	1228	1185
Cuenca I-J	336	5772	0.005772	130	0.13	1224	1178
Cuenca K-L	290	3944	0.003944	120	0.12	1223	1177
Cuenca M-N	248	3447	0.003447	106	0.106	1220	1185
Cuenca Q-S	420	8266	0.008266	170	0.17	1185	1162
Cuenca P-R	172	1817	0.001817	50	0.05	1178	1170

Tabla 1 - Parámetros morfométricos de la cuenca

3.1.3. Tiempo de concentración

Este término es el tiempo que toma la lluvia que cae en el punto más distante de la corriente de agua de una cuenca para llegar a una sección determinada de dicha corriente. El tiempo



de concentración mide el tiempo que se necesita para que toda la cuenca en estudio contribuya con escorrentía superficial en una sección considerada*1. Para fines de este estudio se usará un mínimo de **5 minutos** (debido al tamaño reducido de la cuenca) para todos los tramos de cuneta, excepto para el tramo 6 – 7 el cual tiene un Tc de **6.33 minutos** según el cálculo realizado haciendo uso de las siguientes fórmulas y posteriormente promediando el valor de Tc.

Fórmula para el tiempo de concentración	Autor		
$t_c = 14.6 * \frac{L}{A^{0.1} * S^{0.2}}$	Bransby - Williams	$T_c = \frac{0.108 * (A * L)^{1/3}}{S^{0.5}}$	Passini
$t_c = 60 * \left(\frac{0.87075 * L^3}{H} \right)^{0.385}$	California Culvert Practice	$T_c = 0.76 * A^{0.38}$	Pilgrim y McDermott
$t_c = 0.0078 * \frac{Lp^{0.77}}{S_{\square}^{0.385}}$	Kirpich	$T_c = 0.3 * \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.76}$	Témez
$T_c = 0.335 * \left(\frac{A}{S^{0.5}} \right)^{0.593}$	Clark	$T_c = 1.7694 * \frac{A^{0.325}}{L^{0.096} * S_0^{0.290}}$	Valencia y Zuluaga
$T_c = \frac{4 * \sqrt{A} + 1.5 * L}{25.3 * \sqrt{S * L}}$	Giandotti	$T_c = 5 * \left(\frac{Lmi}{S^{0.5}} \right)^{0.5}$	Johnstone Cross

En donde:

Unidades de las variables de las fórmulas	
L: Longitud del curso de agua más largo	Km.
L: Longitud del curso de agua más largo	m
Lmi: Longitud del curso de agua más largo	mi
Lp: Longitud del curso de agua más largo	pie
A: Área de la cuenca	Km2
H: Diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida	m
S: pendiente promedio del cauce principal	m/m
Sc: Pendiente media de la cuenca	m/m
s: pendiente promedio del cauce principal pie/mi	pie/mi
So: pendiente promedio del cauce principal en %	%

Tabla 2 - Fórmulas para el cálculo del Tiempo de Concentración (Tc)



3.1.4. Coeficiente de Escorrentía

Se ha decidido emplear un coeficiente de escorrentía de **0.792** para todas las cuencas considerando su pendiente y las características de la superficie de la cuenca el cual se obtuvo de la siguiente tabla*³.

Tabla 4-7 Coeficientes de escorrentía recomendados para ser usados en el método racional (Chow, Maidment, & Mays, 1994)

CARACTERÍSTICAS DE LA SUPERFICIE	PERÍODO DE RETORNO (AÑOS)						
	2	5	10	25	50	100	500
Áreas desarrolladas							
Asfáltico	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto/techo	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Zonas verdes (jardines, parques, etc.)							
Condición pobre (cubierta de pasto menor del 50% del área)							
Plano, 0 – 2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio, 2 – 7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente superior a 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
Condición promedio (cubierta de pasto del 50 al 75% del área)							
Plano, 0 – 2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2 – 7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Condición buena (cubierta de pasto mayor del 75% del área)							
Plano, 0 – 2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio, 2 – 7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente superior a 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Áreas no desarrolladas							
Área de Cultivo							
Plano, 0 – 2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio, 2 – 7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales							
Plano, 0 – 2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2 – 7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Bosques							
Plano, 0 – 2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio, 2 – 7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Nota: Los valores de la Tabla 4-7 son los estándares utilizados en la ciudad de Austin, Texas.

3.1.5. 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.

Tomando en cuenta lo anterior, se procedió a diseñar con un período de retorno de **25 años**.

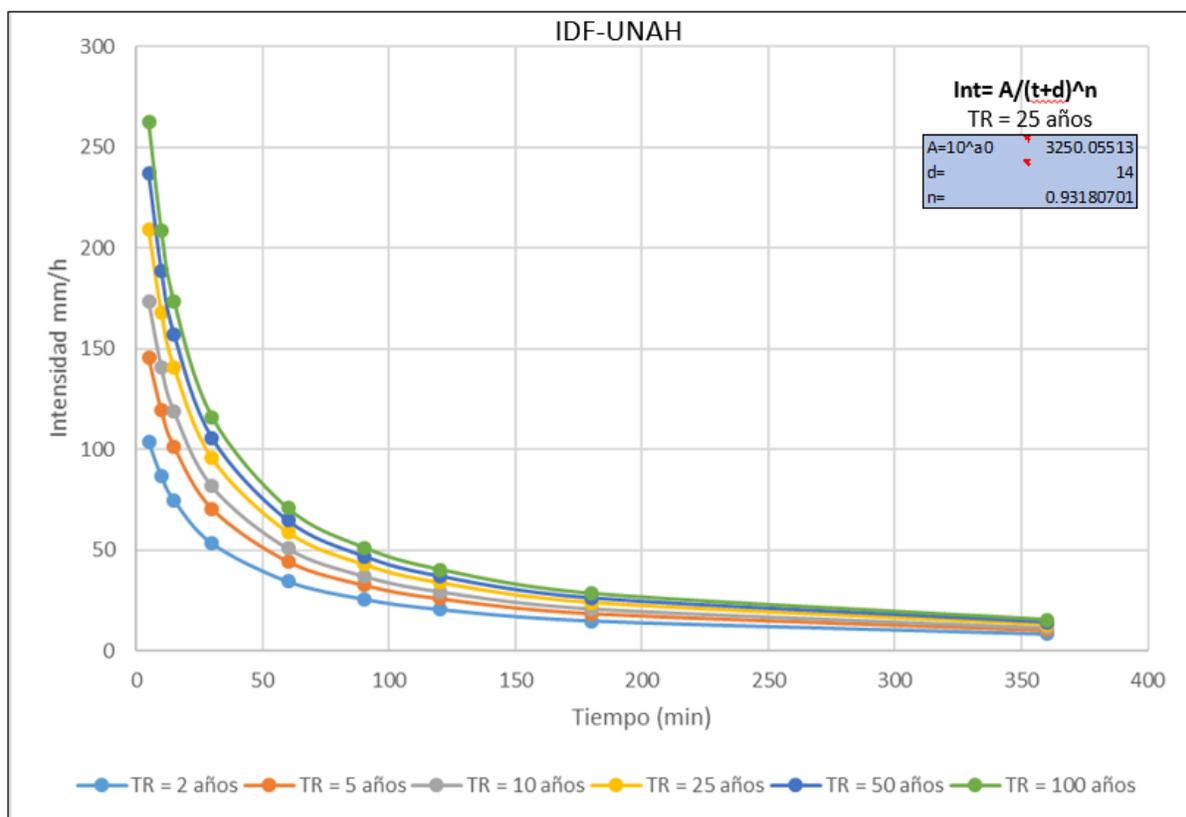


3.1.6. Curvas IDF

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:

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

En 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. Para este proyecto se utilizaron las curvas IDF de la estación UNAH*⁵ debido a que se encuentran más cercanas a la zona de nuestro análisis aproximadamente a 3.5 km de distancia.



*⁵.- Estudio realizado por el ingeniero Roberto Granados



3.1.7. Estimación de Caudales de Diseño (Método Racional)

Tal y como se ha mencionado previamente, la estimación de los caudales de diseño se ha llevado a cabo mediante la aplicación del método racional. Este método permite la estimación del caudal máximo en una cuenca en base al área total y condiciones morfológicas de la misma, así como la intensidad de la lluvia que cae sobre ella. La fórmula matemática que emplea el método racional es la siguiente:

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

Dónde:

Q : Caudal (m³/s)

C : coeficiente de escorrentía (adimensional).

i : Intensidad de lluvia (mm/hr).

A : Área de drenaje (Ha).

Una vez obtenidos todos los parámetros de la fórmula racional se procedió a calcular los caudales de diseño mostrados a continuación:

Nombre	Coeficiente Escorrentía	Intensidad (mm/h) TR=25	Área (ha)	Caudal (m ³ /s) TR=25
Cuenca 1-2	0.792	209.093	0.344	0.158
Cuenca 2-3	0.792	209.093	0.071	0.032
Cuenca 2-4	0.792	209.093	0.483	0.222
Cuenca 4-5	0.792	209.093	0.401	0.185
Cuenca 6-7	0.792	179.882	4.833	1.912
Cuenca A-B	0.792	209.093	0.402	0.185
Cuenca C-D	0.792	209.093	0.362	0.167
Cuenca E-F	0.792	209.093	0.469	0.216
Cuenca G-H	0.792	209.093	0.470	0.216
Cuenca I-J	0.792	209.093	0.577	0.266
Cuenca K-L	0.792	209.093	0.394	0.181
Cuenca M-N	0.792	209.093	0.345	0.159
Cuenca Q-S	0.792	209.093	0.827	0.380
Cuenca P-R	0.792	209.093	0.182	0.084
Caudal de salida (m3/s)				2.89

Tabla 3 - Resultados del Análisis Hidrológico



3.2. Análisis hidráulico

3.2.1. Flujo en canales abiertos

Para la evaluación y dimensionamiento de las obras de drenaje 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 del mismo.

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

V : Velocidad de flujo en m³/s

n : Coeficiente de rugosidad (adimensional)

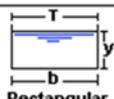
R : Radio hidráulico de la sección

S : Pendiente promedio longitudinal

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

$$Q = V * A$$

En este caso, y debido a que el espacio en las áreas urbanas suele ser reducido, se ha propuesto utilizar secciones rectangulares, las cuales se han diseñado en 14 tramos correspondientes a los puntos críticos de cambio de dirección o pendiente del flujo.

Tipo de sección	Área A (m ²)	Perímetro mojado P (m)	Radio hidráulico Rh (m)	Espejo de agua T (m)
 Rectangular	by	$b+2y$	$\frac{by}{b+2y}$	b

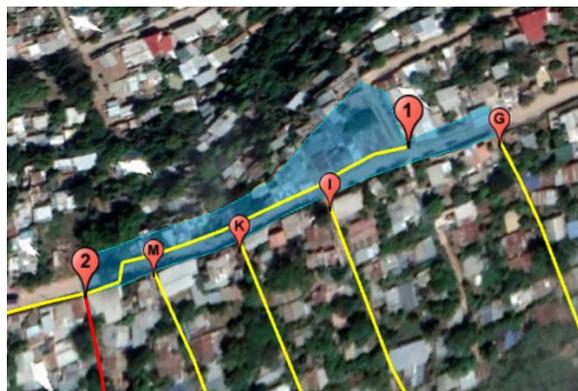


3.2.2. Resultados del dimensionamiento hidráulico

A continuación, se presentan los resultados obtenidos a partir del dimensionamiento hidráulico del drenaje. Para la determinación de las áreas de aporte de escorrentía, para la estimación de los caudales de diseño y para el dimensionamiento hidráulico del drenaje menor se tomaron las siguientes consideraciones:

- Las direcciones del flujo han sido determinadas en base al perfil longitudinal que se ha proporcionado en los planos, mediante la nube de puntos.
- Los coeficientes de rugosidad han sido estimados de manera empírica (según Chow, 1959) para reflejar la rugosidad del revestimiento del mortero con acabado rústico.
- Se ha considerado un valor adicional de 0.1 L/s por hectárea, debido a que un porcentaje de las aguas grises de la comunidad son actualmente descargadas a la red de cunetas. Debido al área reducida del proyecto (6.50 Ha) dicho valor no aporta una carga significativa por lo cual se puede despreciar.

Cálculos Hidráulicos: Tramo 1-2		
Tipo de sección	Rectangular	
Material revestimiento	Mortero con acabado rústico	
Caudal diseño Q	0.158	m ³ /s
Profundidad cuneta h	0.3	m
Ancho cuneta b	0.3	m
Rugosidad Manning n	0.018	
Pendiente diseño	7.59%	
Lámina de agua y	0.2	m
Velocidad	2.97	m/s
Q max cuneta	0.178	m ³ /s





Cálculos Hidráulicos: Tramo 2-3		
Tipo de sección	Rectangular	
Material revestimiento	Mortero con acabado rústico	
Caudal Total, Qt	0.032	m ³ /s
Profundidad cuneta h	0.3	m
Ancho cuneta b	0.3	m
Rugosidad Manning n	0.018	
Pendiente diseño	7.14%	
Lámina de agua y	0.2	m
Velocidad	2.89	m/s
Q max cuneta	0.173	m ³ /s



Cálculos Hidráulicos: Tramo 2-4		
Tipo de sección	Rectangular	
Material revestimiento	Mortero con acabado rústico	
Caudal Total, Qt	0.412	m ³ /s
Profundidad cuneta h	0.45	m
Ancho cuneta b	0.55	m
Rugosidad Manning n	0.018	
Pendiente diseño	32.54%	
Lámina de agua y	0.35	m
Velocidad	9.11	m/s
Q max cuneta	1.753	m ³ /s
Observaciones	*Cuneta existente	



Cálculos Hidráulicos: Tramo 4-5		
Tipo de sección	Rectangular	
Material revestimiento	Mortero con acabado rústico	
Caudal Total, Qt	0.597	m ³ /s
Profundidad cuneta h	0.45	m
Ancho cuneta b	0.55	m
Rugosidad Manning n	0.018	
Pendiente diseño	7.27%	
Lámina de agua y	0.35	m
Velocidad	4.30	m/s
Q max cuneta	0.829	m ³ /s





Cálculos Hidráulicos: Tramo 6-7		
Tipo de sección	Rectangular	
Material revestimiento	Mortero con acabado rústico	
Caudal Total, Qt	1.912	m ³ /s
Profundidad cuneta h	0.6	m
Ancho cuneta b	0.6	m
Rugosidad Manning n	0.018	
Pendiente diseño	15.76%	
Lámina de agua y	0.5	m
Velocidad	7.23	m/s
Q max cuneta	2.168	m ³ /s



Cálculos Hidráulicos: Tramo A-B		
Tipo de sección	Rectangular	
Material revestimiento	Mortero con acabado rústico	
Caudal Total, Qt	0.185	m ³ /s
Profundidad cuneta h	0.3	m
Ancho cuneta b	0.3	m
Rugosidad Manning n	0.018	
Pendiente diseño	43.53%	
Lámina de agua y	0.2	m
Velocidad	7.13	m/s
Q max cuneta	0.428	m ³ /s



Cálculos Hidráulicos: Tramo C-D		
Tipo de sección	Rectangular	
Material revestimiento	Mortero con acabado rústico	
Caudal Total, Qt	0.167	m ³ /s
Profundidad cuneta h	0.3	m
Ancho cuneta b	0.3	m
Rugosidad Manning n	0.018	
Pendiente diseño	41.94%	
Lámina de agua y	0.2	m
Velocidad	6.99	m/s
Q max cuneta	0.420	m ³ /s





Cálculos Hidráulicos: Tramo E-F		
Tipo de sección	Rectangular	
Material revestimiento	Mortero con acabado rústico	
Caudal Total, Qt	0.216	m ³ /s
Profundidad cuneta h	0.3	m
Ancho cuneta b	0.3	m
Rugosidad Manning n	0.018	
Pendiente diseño	26.88%	
Lámina de agua y	0.2	m
Velocidad	5.60	m/s
Q max cuneta	0.336	m ³ /s



Cálculos Hidráulicos: Tramo G-H		
Tipo de sección	Rectangular	
Material revestimiento	Mortero con acabado rústico	
Caudal Total, Qt	0.216	m ³ /s
Profundidad cuneta h	0.3	m
Ancho cuneta b	0.3	m
Rugosidad Manning n	0.018	
Pendiente diseño	33.67%	
Lámina de agua y	0.2	m
Velocidad	6.27	m/s
Q max cuneta	0.376	m ³ /s



Cálculos Hidráulicos: Tramo I-J		
Tipo de sección	Rectangular	
Material revestimiento	Mortero con acabado rústico	
Caudal Total, Qt	0.266	m ³ /s
Profundidad cuneta h	0.3	m
Ancho cuneta b	0.3	m
Rugosidad Manning n	0.018	
Pendiente diseño	40.17%	
Lámina de agua y	0.2	m
Velocidad	6.85	m/s
Q max cuneta	0.411	m ³ /s





Cálculos Hidráulicos: Tramo K-L

Tipo de sección	Rectangular	
Material revestimiento	Mortero con acabado rústico	
Caudal Total, Qt	0.181	m ³ /s
Profundidad cuneta h	0.3	m
Ancho cuneta b	0.3	m
Rugosidad Manning n	0.018	
Pendiente diseño	40.91%	
Lámina de agua y	0.2	m
Velocidad	6.91	m/s
Q max cuneta	0.414	m ³ /s



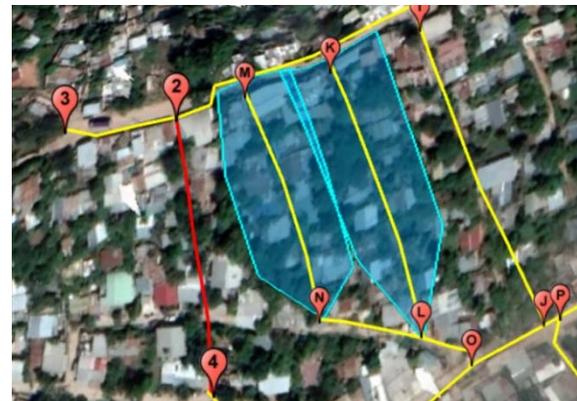
Cálculos Hidráulicos: Tramo M-N

Tipo de sección	Rectangular	
Material revestimiento	Mortero con acabado rústico	
Caudal Total, Qt	0.159	m ³ /s
Profundidad cuneta h	0.3	m
Ancho cuneta b	0.3	m
Rugosidad Manning n	0.018	
Pendiente diseño	38.00%	
Lámina de agua y	0.2	m
Velocidad	6.66	m/s
Q max cuneta	0.399	m ³ /s



Cálculos Hidráulicos: Tramo N-O

Tipo de sección	Rectangular	
Material revestimiento	Mortero con acabado rústico	
Caudal Total, Qt	0.391	m ³ /s
Profundidad cuneta h	0.4	m
Ancho cuneta b	0.4	m
Rugosidad Manning n	0.018	
Pendiente diseño	11.67%	
Lámina de agua y	0.3	m
Velocidad	4.62	m/s
Q max cuneta	0.554	m ³ /s





Cálculos Hidráulicos: Tramo Q-S

Tipo de sección	Rectangular	
Material revestimiento	Mortero con acabado rústico	
Caudal Total, Qt	0.954	m ³ /s
Profundidad cuneta h	0.5	m
Ancho cuneta b	0.5	m
Rugosidad Manning n	0.018	
Pendiente diseño	12.82%	
Lámina de agua y	0.4	m
Velocidad	5.71	m/s
Q max cuneta	1.142	m ³ /s



Cálculos Hidráulicos: Tramo P-R

Tipo de sección	Rectangular	
Material revestimiento	Mortero con acabado rústico	
Caudal Total, Qt	0.329	m ³ /s
Profundidad cuneta h	0.4	m
Ancho cuneta b	0.4	m
Rugosidad Manning n	0.018	
Pendiente diseño	14.04%	
Lámina de agua y	0.3	m
Velocidad	5.06	m/s
Q max cuneta	0.608	m ³ /s



Cálculos Hidráulicos: Tramo 7-8

Tipo de sección	Rectangular	
Material revestimiento	Mortero con acabado rústico	
Caudal Total, Qt	2.293	m ³ /s
Profundidad cuneta h	0.7	m
Ancho cuneta b	0.7	m
Rugosidad Manning n	0.018	
Pendiente diseño	10.00%	
Lámina de agua y	0.6	m
Velocidad	6.42	m/s
Q max cuneta	2.698	m ³ /s
Observaciones	*Cuneta a reconstruir	





Cálculos Hidráulicos: Tramo 5 - 8

Tipo de sección	Rectangular	
Material revestimiento	Mortero con acabado rústico	
Caudal Total, Qt	2.890	m ³ /s
Profundidad cuneta h	0.6	m
Ancho cuneta b	0.7	m
Rugosidad Manning n	0.016	
Pendiente diseño	15.00%	
Lámina de agua y	0.5	m
Velocidad	8.44	m/s
Q max cuneta	2.954	m ³ /s
Observaciones	*Cuneta receptora existente	



*Nota: El análisis hidráulico para la cuneta receptora demuestra que la misma se considera capaz de transportar los caudales de 1:25 años siempre y cuando se mantenga dicha sección con una pendiente similar o mayor.

Tramo	Q diseño (m ³ /2)	Pendiente Promedio	Velocidad de flujo (m/s)	Secciones de Canal	
				Ancho (m)	Alto (m)
1-2	0.16	7.59%	2.97	0.30	0.30
2-3	0.03	7.14%	2.89	0.30	0.30
2-4	0.41	32.54%	9.11	0.55	0.45
4-5	0.60	7.27%	4.30	0.55	0.45
6-7	1.91	15.76%	7.23	0.60	0.60
A-B	0.18	43.53%	7.13	0.30	0.30
C-D	0.17	41.94%	6.99	0.30	0.30
E-F	0.22	26.88%	5.60	0.30	0.30
G-H	0.22	33.67%	6.27	0.30	0.30
I-J	0.27	40.17%	6.85	0.30	0.30
K-L	0.18	40.91%	6.91	0.30	0.30
M-N	0.16	38.00%	6.66	0.30	0.30
N-O	0.39	11.67%	4.62	0.40	0.30
Q-S	0.95	12.82%	5.71	0.50	0.50
P-R	0.33	14.04%	5.06	0.40	0.40
7-8	2.29	10.00%	5.53	0.70	0.70
5-8	2.89	15.00%	8.44	0.70	0.60

Tabla 4 - Resultados del Análisis Hidráulico



4. Conclusiones

- En base a la caracterización de la amenaza latente en Col. Los Pinos se concluye que, debido a las condiciones físicas del terreno en este sector de la Capital, existe una alta susceptibilidad ante deslizamientos de tierra y desprendimientos de roca. Estos fenómenos incrementan su probabilidad de ocurrencia cuando hay saturación de los suelos debido a la infiltración en época de lluvia. Adicionalmente, la cobertura del terreno consiste de superficies artificiales impermeables (techos de lámina, concreto, entre otros) y suelos rocosos de baja permeabilidad que durante eventos de intensa precipitación absorben el agua a una tasa muy baja produciendo escorrentía superficial.
- Las condiciones descritas anteriormente indican que en esta zona existe también un grado considerable de amenaza ante inundaciones de tipo pluvial que se producen durante eventos de precipitación intensa y que, debido a las características propias del sitio, fluyen de manera descontrolada por las calles y vías de acceso a las viviendas con altas velocidades, aumentando así el potencial de producir daños materiales y ocasionando la inhabilitación temporal de rutas de evacuación en casos de emergencia.

5. Recomendaciones

- Se recomienda ampliar la red de canales existente hacia la parte alta de la colonia con el fin de captar y evacuar de manera eficiente y segura los flujos superficiales que producen la amenaza, reduciendo así la infiltración que a su vez potencia la ocurrencia de deslizamientos, y controlando al mismo tiempo la escorrentía que afecta a los habitantes y sus activos materiales. Se deberá utilizar como base para el diseño de estas obras el estudio hidrológico y dimensionamiento hidráulico plasmado en este documento y en las hojas de cálculo adjuntas.
- Incluir mecanismos de disipación de energía y de control de velocidades a lo largo de los tramos de cuneta sobre los cuales fluye el agua con una velocidad mayor a 6.00



m/s (JICA 2016). Esto para evitar que la fuerza erosiva del agua ocasione daños a las cunetas. Dichos mecanismos podrán ser: inclusión de materiales u objetos que aumenten la rugosidad a lo largo del canal y obstaculicen el flujo de manera parcial (como ser: piedras embebidas en el lecho del canal, pantallas deflectoras, otros) o disipadores en escalón para aminorar las pendientes y reducir la energía del agua.

- Se debe incluir la limpieza y readecuación de la cuneta receptora existente con sección variable entre 0.70 x 0.60 m y 0.60 x 0.50 m que drena la escorrentía superficial colectada en la parte alta de la colonia (desde el nodo 5) y descarga en un corredero natural aguas abajo que posteriormente se une a una quebrada cerca de la Residencial Honduras y la Universidad UNITEC. Ver la sección hidráulica de esta cuneta ha sido revisada hidráulicamente y se considera capaz de soportar un caudal pico de hasta 3.00 m/s (considerando una pendiente variable entre 15% y el 20%).

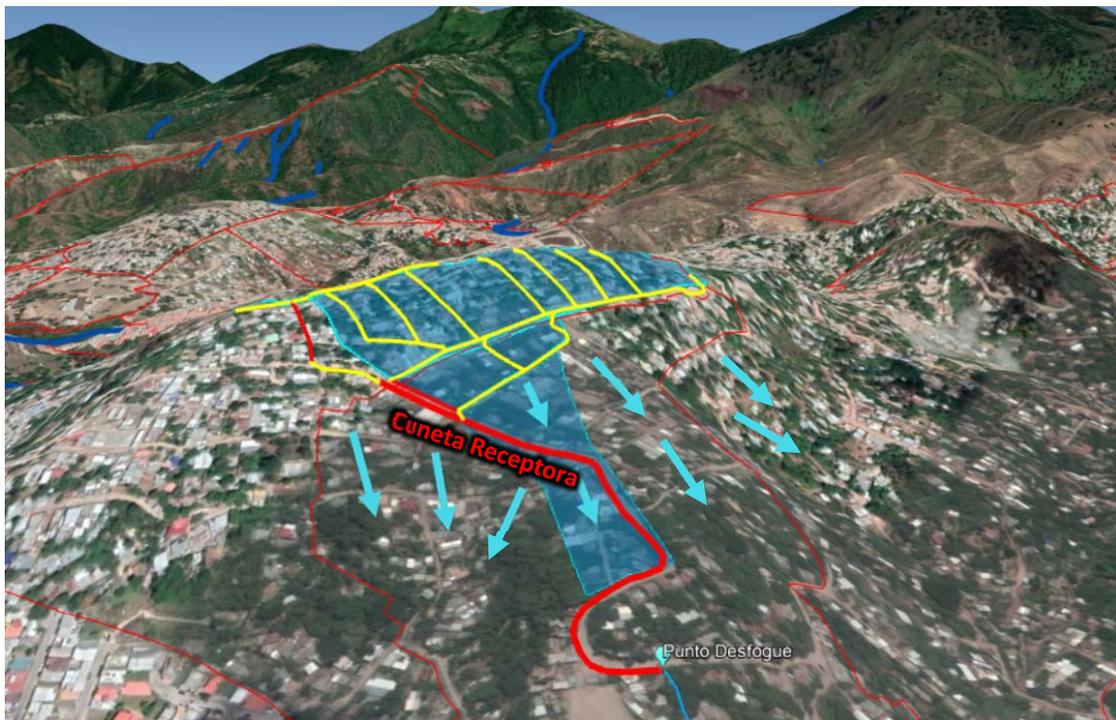


Ilustración 5 - Tramo de cuneta receptora



Fotografía 1 - Cuneta receptora (limpieza y readecuación)

- Existe un tramo adyacente a la calle principal de aproximadamente 60 m donde no existe ningún tipo de canalización y donde podría ocasionarse flujos turbulentos que desborden hacia la calle o causen socavación en la base de la misma. Se recomienda construir una serie de disipadores de energía tipo bateas con pantallas deflectoras (escalonadas) que a su vez sirvan como mecanismos de retención de desechos sólidos y sedimento en este tramo y que luego drenen las aguas hacia la cuneta existente aguas abajo (Ver Fotografías 2 y 3). A su vez, dicha obra contribuiría a retener parcialmente el caudal y retrasar los picos alcanzados en la cuneta existente aguas abajo.



Fotografía 2 – Cuneta receptora existente

Fotografía 3 – Tramo sin cuneta existente

- En el punto de descarga hacia el corredero natural se observa ciertos factores que indican el alto potencial de la fuerza de impacto del agua para ocasionar daños. Se recomienda construir una obra hidráulica de disipación de la energía para asegurar una descarga segura hacia el curso receptor.



Fotografía 4 - Punto de descarga hacia corredero natural (incluir obra de disipación)



6. Referencias

- *¹.- Monsalve Saenz, German - Hidrología en la Ingeniería 1999
- *².- Vélez Upegui, Jorge Julián / Botero Gutiérrez, Adriana - Estimación del tiempo de Concentración y tiempo de rezago en la cuenca experimental urbana de la Quebrada San Luis Manizales, Colombia, 2011
- *³.- Chow, Maidment & Mays -Applied Hydrology (1988) y Tomado del "Manual de consideraciones técnicas Hidrológicas e Hidráulicas para la Infraestructura vial de Centroamérica" (Edición 2016)
- *⁴.- SOPTRAVI (Dirección general de Carreteras) - Manual de Carreteras. Tomo 6: Drenaje y Puentes (1996).
- *⁵.- IDF-UNAH; MsC. Ing. Roberto Granados

1. ANEXO 1: Análisis hidráulico del corredero natural en el punto de descarga 10

Conforme la actualización del proyecto, solicitada en enero del 2022 y, tomando en consideración la experiencia de otros proyectos de las mismas características que dejaron lecciones aprendidas; CAM apoyó a AMDC en la realización de un análisis hidráulico en el punto de descarga (punto 10) y su recorrido aguas abajo a través de un corredero de invierno. Dicho análisis general se realizó en gabinete, con la toma de datos y entrevistas de campo, con el objetivo de verificar que en el punto en mención y área circundante no habrá afectaciones futuras. En el campo se observa:

- La descarga de agua del punto 10 se hace sobre un corredero de invierno con una longitud de 120 metros encontrándose al final de este, una caja – puente de concreto y mampostería de 3.00x1.50m en su entrada y con dimensiones en salida de 3.00x2.30 metros.
- Se constató que no existe peligro de inundación provocada por la descarga trasladada al corredero natural, debido a que existe una buena diferencia de elevaciones y distancias desde el margen derecho del corredero hasta la vivienda más próxima, como se puede observar en la siguiente imagen.

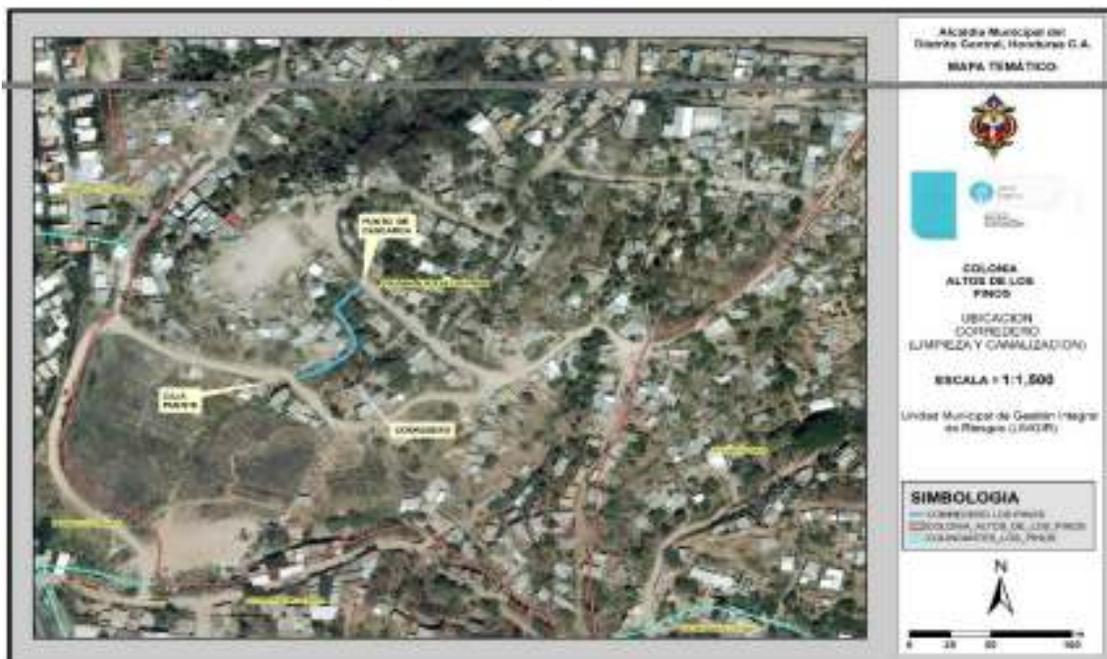


Ilustración 1 Mapa de Corredero de descarga o Punto 10

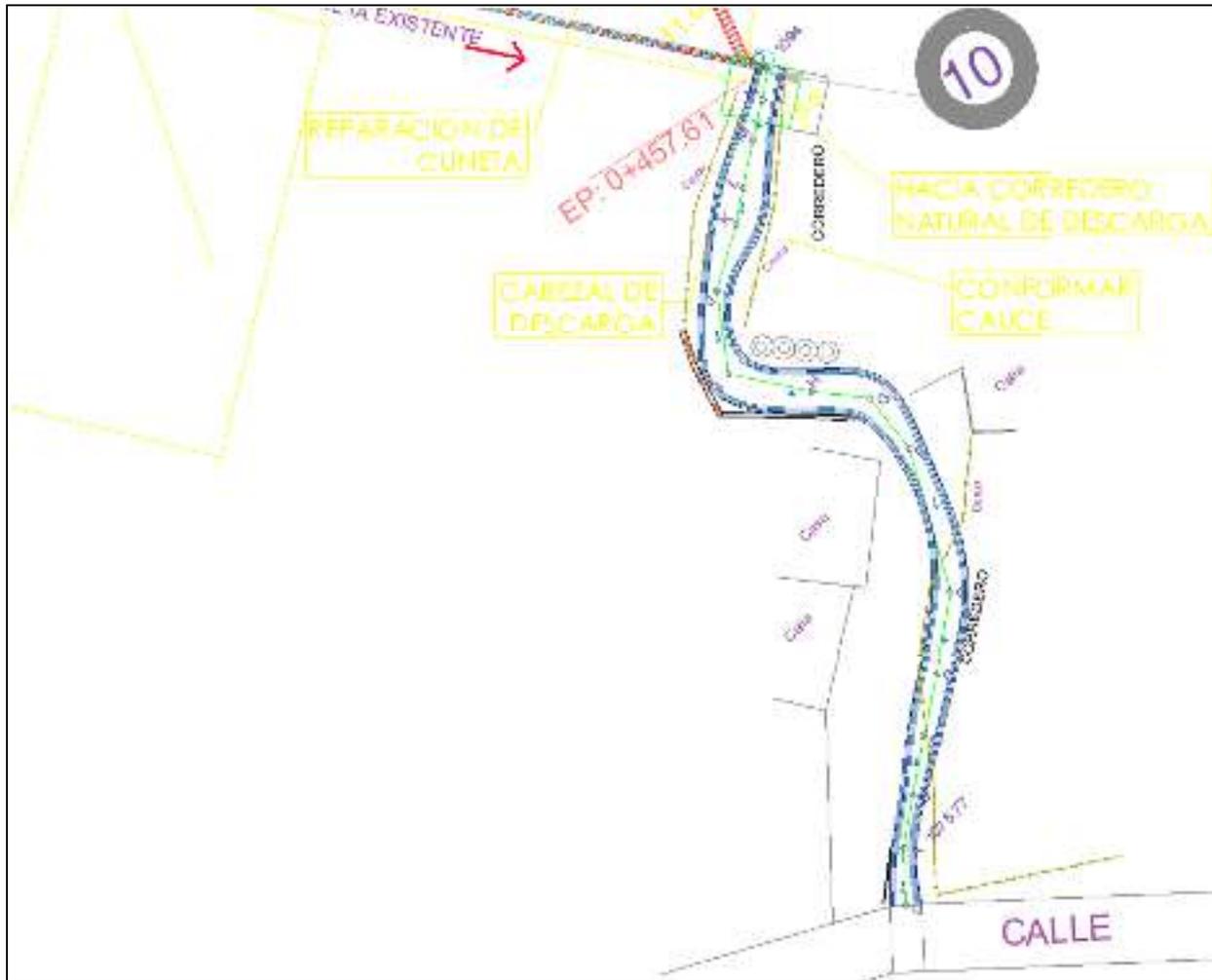


Ilustración 2 Corredero de descarga

- En el punto en donde se ubica la caja puente es una llanura con una pendiente de aproximadamente 9%, lo cual es bastante baja en comparación con las del inicio del corredero (65%).
- De la simulación realizada con el HEC-RAS, **en condiciones ideales**, se determinó que no existe peligro de inundación provocada por la descarga trasladada al corredero natural. La simulación se realizó para un caudal de descarga de 2.89 m³/seg y un periodo de retorno de 25 años.

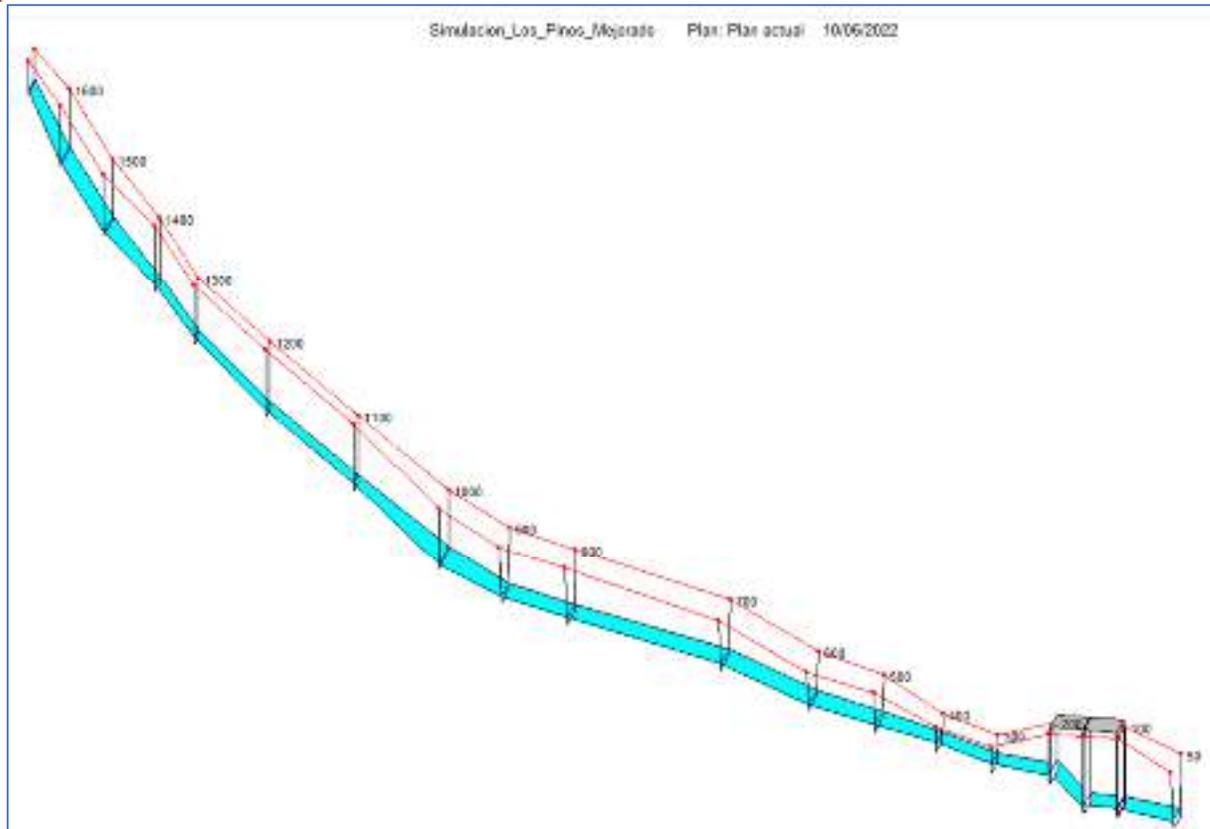


Ilustración 3 Simulación de HEC-RAS se verifica que no hay peligro de inundación

Un hallazgo encontrado en campo, con la actualización del proyecto, es que la Institución SEDECOAS construyó en la colonia una red de alcantarillado sanitario, brindando mejores condiciones de vida para la comunidad; sin embargo, como parte de esta red instalaron, en el punto de descarga de la escorrentía superficial del proyecto de AUCC-Honduras, a la salida de la caja – puente y transversal al flujo del agua del corredero, una viga de concreto con dimensiones de 40x45cms con el cual protegen un tubo ADS. Dicha obra se interpone en el área hidráulica del flujo del corredero natural.

La viga se encuentra a 0.80m por encima del nivel de piso en la salida de la caja – puente, con la simulación realizada con el HEC-RAS se verificó que no existe problema con el tirante de agua a la altura a la que se encuentra la viga, **suponiendo que fuera un flujo ideal en el que no se detuviera ningún tipo de arrastre como piedras, basuras etc.**



Esta suposición es muy difícil que se cumpla en la realidad, dada las condiciones en que se encuentran los correderos naturales de la ciudad (residuos sólidos de todo tipo). Al momento en que se produzca una crecida y se arrastre todo este tipo de materiales la viga en cuestión impedirá el libre paso de los materiales y producirá un taponamiento lo que conllevará a un problema de inundación en el sitio.

Con el análisis efectuado se estima que no se produciría problemas de inundaciones a viviendas, solamente en las rutas de evacuación afectando la movilidad de las personas ante un evento de inundación en la zona. En la siguiente figura se observa la obstrucción en el área de la salida de la caja-puente.

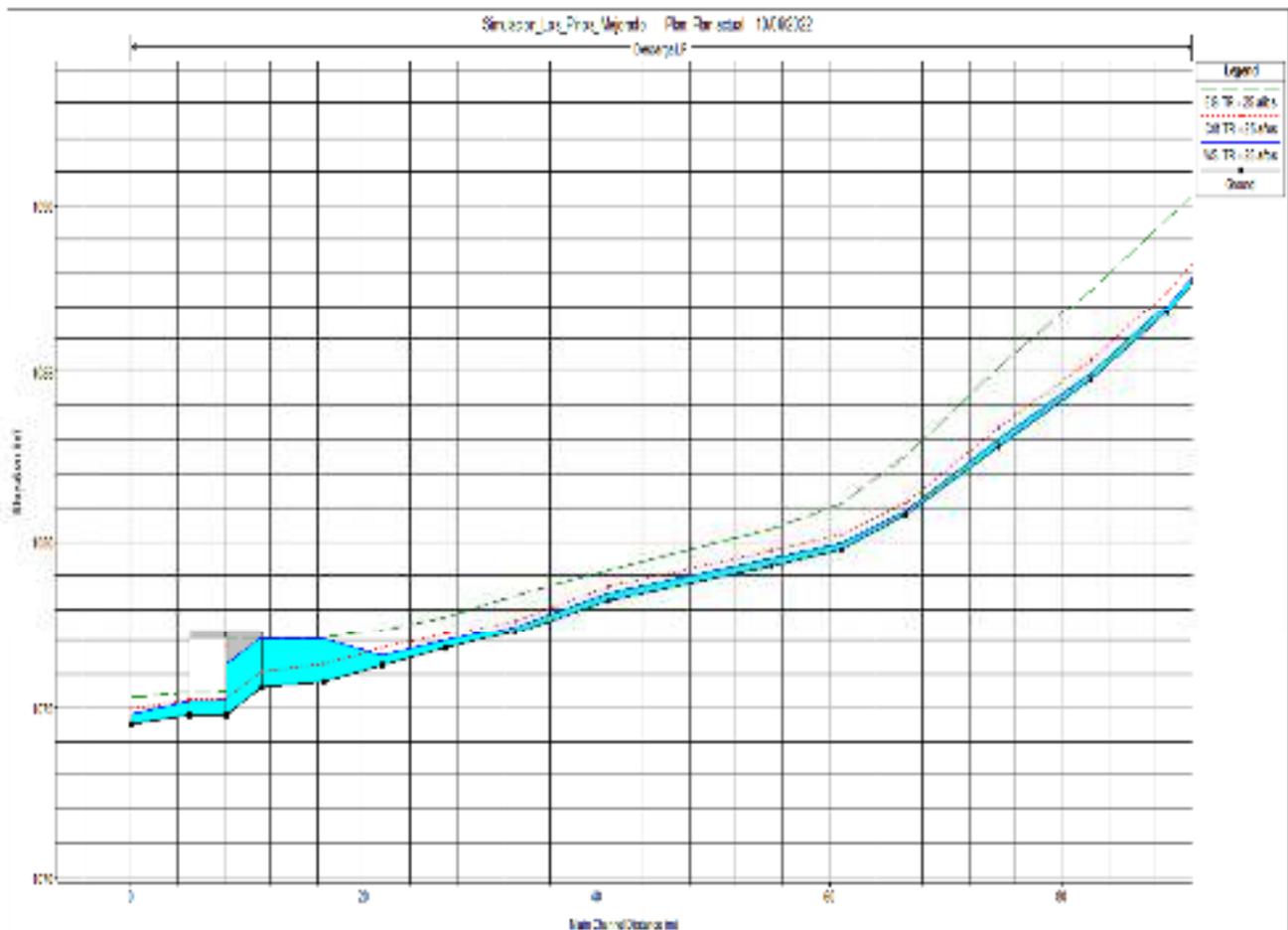


Ilustración 4 Simulación de HEC-RAS con obstrucción a la salida de la caja puente



Alternativas de Solución

Con el objeto de evitar problemas futuros en la comunidad por la ejecución del proyecto de AUCC-Honduras y que el mismo cumpla su función de mitigación ante inundaciones, es necesario solventar el problema planteado de la viga de concreto construida transversalmente a la salida de la caja puente en el punto de descarga arriba indicado.

Para ello se consideran dos alternativas de solución.

1. Eliminar y reubicar la viga de concreto ubicada a la salida de la caja puente.

Para ello es necesario Revisar Planos como construido (As Built) de la red de alcantarillado sanitario, del sitio a intervenir, a fin de asegurarse que hay suficiente pendiente para:

- Construir un pozo adicional antes de llegar a la caja puente, para bajar los niveles de alcantarillado y pasar bajo la losa de aproximación (en la salida de la caja).
- Construir un pozo después de la caja puente para conexión con la tubería de la red en ese punto (queda a criterio del diseñador la construcción de este pozo).

Esta actividad la debiese de llevar a efecto SEDECOAS, siendo necesario un acuerdo entre AMDC y SEDECOAS y establecer una fecha para corregir la situación planteada.

2. Realizar una Modificación de la Invertida de la Caja Puente.

Esto significa modificar el nivel del fondo de la caja puente, en al menos 0.40 metros por debajo de la viga existente en la salida de la caja puente, esto para alcanzar una luz de 1.50m a la salida de la estructura, que es la luz que tiene en su entrada esta estructura. Esto es factible dado que se tiene tanto aguas arriba como aguas debajo de la caja puente, las pendientes necesarias para poder realizar esta actividad; sin embargo, el riesgo de obstrucción es latente y se incrementa la posibilidad de un accidente al utilizar dicha viga como un área de paso.

Por otra parte, si se consideran estas obras como parte del proyecto, las mismas estimamos que encarecerían el mismo.



Las alternativas antes identificadas se analizan desde la perspectiva, social, técnica y económica.

Análisis de las Alternativas de Solución

1. Eliminar y reubicar la viga de concreto ubicada a la salida de la caja puente.

Aspectos Sociales:

- Interrupción del funcionamiento del sistema de alcantarillado sanitario.
- Rotura de áreas de rodamiento en concreto hidráulico recién construida.
- Inconformidad de la comunidad ante la ejecución de las dos acciones anteriores.

Aspectos técnicos:

- Rediseñar el sistema de alcantarillado sanitario desviando el trazado actual del mismo.
- Por las condiciones topográficas del terreno y la geología de la zona, se estima la reubicación de unos 100 metros de tubería con diámetro de 12 pulgadas, la construcción de al menos 6 pozos de visita tipo estándar con H=2.50 m., así como la reubicación de unas 5 conexiones domiciliarias. Esto implica un monto mínimo estimado de inversión del orden de L. 1,125,000.00
- Afectación al sistema de abastecimiento de agua potable por la reubicación de tubería y conexiones domiciliarias, lo que implica un gasto estimado del orden de los L. 50,000.00
- El Tiempo de ejecución estimado de estos trabajos es del orden de 2.5 meses.

2. Realizar una Modificación de la Invertida de la Caja Puente.

Aspectos Sociales:

- En este aspecto esta alternativa no causa ningún tipo de inconvenientes en la comunidad y no interrumpe los servicios de agua potable y Alcantarillado sanitario



Aspectos técnicos:

- Modificar la invertida de la caja puente es factible, de manera tal que se recupere el área hidráulica de funcionamiento de la caja puente. Para ello se deberá de profundizar el fondo del cauce en el punto de descarga unos 40 cm.
- El costo de esta actividad se ha estimado en unos L. 200,000.00, trabajándose en el área del proyecto.
- Es menos invasiva que la alternativa 1.
- Tiempo estimado para su ejecución un mes.

Conclusión

Conforme el análisis de alternativas realizado se concluye que la alternativa 2: *Modificación de la Invertida de la Caja Puente*, es la alternativa más conveniente ya que solventa el aspecto técnico relacionado con el área hidráulica de la caja puente, es menos invasiva sin afectación a la comunidad y su ejecución se efectúa en menos tiempo.



KFW

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

INFORME DE ESTUDIO ESTRUCTURAL

KFW-005

Proyecto:

**Obras para el Control Integrado de Escorrentías Superficiales e
Infiltración en Colonia Altos de los Pinos, Sector El Cerro;
Tegucigalpa, M.D.C.**

Autor:
Ing. Christopher Torres



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



DICIEMBRE 2019



Contenido

1. Introducción	1
2. Objetivos.....	1
2.1 Objetivo general	1
2.2 Objetivos específicos.....	1
3. Metodología.....	2
4. Análisis y resultados de la cuneta de mampostería 0.70X0.70m (útil)	2
4.1 Características de los materiales	2
4.2 Geometría	3
4.3 Características geotécnicas en la fundación de la estructura.....	3
4.4 Características geotécnicas del relleno en trasdós de la estructura.....	3
4.5 Sobrecargas	4
4.6 Condiciones de eventos extremos	4
4.7 Verificación de equilibrio.....	6
4.7.1. Verificación de la estabilidad de vuelco	7
4.7.2. Verificación del deslizamiento.....	7
4.8 Verificación de capacidad portante	8
4.8.1. Verificación de la capacidad portante del terreno de cimentación	8
5. Análisis y resultados de la caja de derivación de mampostería de bloque hasta h=2.00m	9
5.1 Características de los materiales	9
5.2 Geometría	10
5.3 Características geotécnicas del relleno en trasdós de la estructura.....	10
5.4 Otras fuerzas aplicadas	11
5.5 Condiciones de eventos extremos	11
5.6 Verificación de equilibrio.....	13
5.6.1. Verificación de la estabilidad de vuelco	14
5.6.2. Verificación del deslizamiento.....	14
5.7 Verificación de capacidad portante	15
5.7.1. Verificación de la capacidad portante del terreno de cimentación	16
5.8 Cálculo del refuerzo de acero principal.....	17
5.8.1. Verificación del refuerzo de mampostería	17
5.8.2. Verificación del salto o punta del muro.....	18
5.9 Distribución de acero de refuerzo proporcionado.....	20
6. Análisis y resultados de vigas I “quiebrapatas” L=1.10 m.....	21
6.1 Idealización de la viga	22
6.2 Características de los materiales	22
6.3 Determinación de cargas.....	22
6.3.1. Carga muerta (D).....	22
6.3.2. Carga viva (L).....	23
6.4 Análisis de las deflexiones.....	24
6.5 Solicitaciones	24
6.6 Diseño del refuerzo de acero.....	25
6.6.1. Acero requerido por flexión.....	25
6.6.2. Acero requerido por cortante	27
6.6.3. Acero proporcionado.....	31



7.	Análisis y resultados de losa de acceso de vehículos a residencias.....	32
7.1	Idealización de la losa	32
7.2	Características de los materiales	33
7.3	Determinación de las cargas	33
7.3.1.	Carga muerta	33
7.3.2.	Carga viva	33
7.4	Análisis de las deflexiones.....	35
7.5	Combinaciones de carga	36
7.6	Solicitaciones	36
7.7	Capacidad de fuerza cortante.....	37
7.8	Acero requerido por flexión.....	38
7.9	Acero requerido por contracción y temperatura	41
7.10	Acero proporcionado	45
8.	Conclusiones.....	45
9.	Recomendaciones.....	46
10.	Referencias bibliográficas	46

Índice de Figuras

Figura 1:	Geometría de la cuneta.....	3
Figura 2:	Sobrecargas del sistema, cuneta de mampostería.....	4
Figura 3:	Mapa de zonas sísmicas en Honduras.....	5
Figura 4:	Aplicación de coeficientes de aceleración sísmico sobre la estructura, cuneta de mampostería.....	6
Figura 5:	Diagrama de cuerpo libre del sistema global de fuerzas para la cuneta.....	6
Figura 6:	Diagrama de cuerpo libre del sistema global de tensiones en el suelo, cuneta de mampostería.....	8
Figura 7:	Geometría de la caja.....	10
Figura 8:	Otras fuerzas aplicadas.....	11
Figura 9:	Mapa de zonas sísmicas.....	12
Figura 10:	Aplicación de coeficientes de aceleración sísmico sobre la estructura.....	13
Figura 11:	Diagrama de cuerpo libre del sistema global de fuerzas para la caja.....	13
Figura 12:	Diagrama de presiones en la zapata de la caja.....	15
Figura 13:	Fuerzas para vástago de la caja.....	17
Figura 14:	Fuerzas para el talón de la caja.....	18
Figura 15:	Refuerzo principal del vástago de la caja.....	19
Figura 16:	Refuerzo principal del vástago de la caja.....	20
Figura 17:	Área de contacto de la rueda del camión estándar de diseño.....	21
Figura 18:	Modelo matemático de la viga. Longitud entre apoyos de $L=1.10m$	22



Figura 19: Idealización de la carga del peso propio de la viga I “quebrapatas” (en kgf/m).....	23
Figura 20: Idealización de la carga del móvil (en kgf) sobre la viga I “quebrapatas” en su ubicación donde causa mayores solicitaciones por deflexión, cortante y flexión	23
Figura 21: Diagrama de deformada (en mm) de la viga debido a la carga viva	24
Figura 22: Diagrama de fuerzas cortantes (en kgf) para la combinación crítica considerada	25
Figura 23: Diagrama de momentos flectores (en kgf-m) para la combinación crítica considerada	25
Figura 24: Área de refuerzo longitudinal requerido (en mm ²)	25
Figura 25: Relación de área de refuerzo por cortante y separación requerido (en mm ² /mm)	27
Figura 26: Vista en planta de viga.....	31
Figura 27: Sección transversal X-X de viga.....	32
Figura 28: Idealización de losa (L=0.60m).	32
Figura 29: Área de contacto de la rueda del camión estándar de diseño	34
Figura 30: Carga viva puntual sobre la losa.	34
Figura 31: Contornos de deformada (en mm) de la superestructura debido a la carga viva	35
Figura 32: Diagrama de fuerzas cortantes (en kgf) para la combinación crítica considerada	36
Figura 33: Diagrama de momentos flectores (en kgf-m) para la combinación crítica considerada	36
Figura 34: Captura de resultados de verificación de cortante (en kgf).....	37
Figura 35: Área de refuerzo longitudinal requerido (en mm ²)	38
Figura 36: Distribución de refuerzo de acero en la losa de acceso.....	45

Índice de Tablas

Tabla 1: Características de los materiales considerados para el análisis de la estructura.....	2
Tabla 2: Parámetros geotécnicos naturales del terreno en la fundación de la estructura, cuneta de mampostería.....	3
Tabla 3: Parámetros geotécnicos del suelo del macizo contenido, cuneta de mampostería.....	3
Tabla 4: Valores de fuerzas considerados para verificación de equilibrio del sistema de la cuneta.	7
Tabla 5: Carga de diseño actuando en el centro del fondo de la zapata de la cuneta.	8
Tabla 6: Carga de servicio actuando en el centro del fondo de la zapata de la cuneta.....	8
Tabla 7: Características mecánicas de la mampostería consideradas para el análisis de la estructura.....	9
Tabla 8: Características mecánicas del concreto reforzado consideradas para el análisis de la estructura.....	10
Tabla 9: Parámetros geotécnicos del suelo del macizo contenido.....	10



Tabla 10: Valores de fuerzas considerados para verificación de equilibrio del sistema de la caja	14
Tabla 11: Carga de diseño actuando en el centro del fondo de la zapata de la caja	15
Tabla 12: Carga de servicio actuando en el centro del fondo de la zapata de la caja.....	15
Tabla 13: Características de los materiales considerados para el análisis de la superestructura	22
Tabla 14: Características de los materiales considerados para el análisis de la losa	33

Índice de Ecuaciones

Ecuación 1: factor de aceleración pico del suelo según el Código Hondureño de la Construcción (CICH, 2008, pp. 1-21).....	5
Ecuación 2: Verificación de excentricidad de la cuneta.....	9
Ecuación 3: Verificación de la capacidad portante del fondo de la zapata de la cuneta.	9
Ecuación 4: factores de aceleración pico del suelo según el Código Hondureño de la Construcción (CICH, 2008, pp. 1-21).	12
Ecuación 5: Verificación de excentricidad de la caja.	16
Ecuación 6: Verificación de la capacidad portante del fondo de la zapata de la caja.	16
Ecuación 7: Peso propio distribuido de la viga “quebrapatas” de concreto reforzado aplicado sobre el elemento idealizado.....	22
Ecuación 8: Deflexión máxima permisible	24
Ecuación 9: Deflexión máxima permisible para losa	35



1. Introducción

El propósito de este informe es describir el procedimiento de cálculos para estimar la seguridad del diseño de una estructura de drenaje tipo cuneta de mampostería ante los diferentes mecanismos de falla que pueden ocurrir tales como inestabilidad por equilibrio y falla por capacidad portante del suelo en su fundación. Adicionalmente, se analiza y diseña estructuralmente el refuerzo de los elementos críticos de concreto hidráulico y mampostería como ser: (1) viga tipo “quebrapatas” y (2) caja derivadora (cabezal de mampostería). 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. Esta estructura se solicita y propone para ser implementada como medida de control de escorrentías superficiales e infiltraciones en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia., ¡Error! No se encuentra el origen de la referencia., Honduras.**

La estructura 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 el diseño, detallando cada aspecto de este procedimiento en los capítulos 4 al 9. 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 una estructura de drenaje tipo cuneta rectangular de mampostería y una caja derivadora de mampostería ó cabezal, incluyendo las vigas de cruce tipo “quebrapatas”, describiendo su seguridad por equilibrio y capacidad portante del suelo en la fundación, y, además estimar su refuerzo de acero en cada elemento que compone el sistema.

2.2. Objetivos específicos

1. Verificar la seguridad por equilibrio de la cuneta de mampostería.
2. Verificar la seguridad por capacidad portante del suelo en la fundación de la cuneta de mampostería.
3. Verificar la seguridad por equilibrio de la caja derivadora de mampostería o cabezal.



4. Verificar la seguridad por capacidad portante del suelo en la fundación de la caja derivadora de mampostería o cabezal.
5. Estimar la distribución de refuerzo de acero de la viga tipo “quebrapatas” de concreto reforzado.
6. Estimar la distribución de refuerzo de acero de la sección crítica de la caja derivadora.

3. Metodología

El desarrollo del análisis y diseño de la estructura de drenaje con sus elementos horizontales de viga tipo “quebrapatas” de concreto reforzado para que sirva como medida de control de inundaciones, se realizó conforme al siguiente procedimiento:

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

4. Análisis y resultados de la cuneta de mampostería 0.70X0.70m (útil)

De acuerdo a estudios hidrológicos e hidráulicos, se determinó las dimensiones de la cuneta que se requiere para el control de escorrentías. El propósito de este capítulo es mostrar el análisis estructural de la cuneta con sus resultados, en donde este sistema se analizará similar a un muro de gravedad sin espolón o talón con el vástago crítico de análisis adyacente a las calles. El vástago de la cuneta que se ubica paralelo a las viviendas y otras estructuras privadas y/o públicas se idealizará como una fuerza pasiva que aporta a la estabilidad de la cuneta.

Para estos análisis, se considera una altura de protección de 0.70 m más 0.25 m de desplante según se muestra posteriormente (altura total 0.95 m).

4.1. Características de los materiales

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

Peso unitario	$\gamma = 23.00 \text{ kN/m}^3$
Resistencia a la compresión de la mampostería	$f'_b = 4.00 \text{ MPa}$
Resistencia a la compresión del mortero	$f'_b = 5.00 \text{ MPa}$



4.2. Geometría

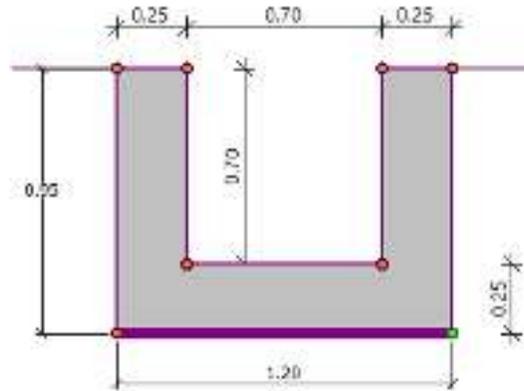


Figura 1: Geometría de la cuneta.

Fuente: GEO5 Muro de Gravedad (Fine spol. s r.o., 2019)

4.3. Características geotécnicas en la fundación de la estructura

De acuerdo a evaluaciones geotécnicas y geológicas, se estima que el suelo tipo relleno en trasdós y en la fundación de la estructura posee los siguientes parámetros geotécnicos:

Tabla 2: Parámetros geotécnicos naturales del terreno en la fundación de la estructura, cuneta de mampostería.

Peso unitario	$\gamma = 18.63 \text{ kN/m}^3$
Angulo de fricción interna	$\varphi_{efe} = 35^\circ$
Cohesión	$c_{efe} = 686 \text{ kPa}$
Ángulo de fricción estructura-suelo	$\delta = \frac{2}{3}\varphi_{efe} = 23.33^\circ$

Fuente: (de San Antonio, 2019a).

4.4. Características geotécnicas del relleno en trasdós de la estructura

De acuerdo a evaluaciones geotécnicas y geológicas, se estima que el suelo tipo relleno en trasdós y en la fundación de la estructura posee los siguientes parámetros geotécnicos:

Tabla 3: Parámetros geotécnicos del suelo del macizo contenido, cuneta de mampostería.

Peso unitario	$\gamma = 18.63 \text{ kN/m}^3$
Angulo de fricción interna	$\varphi_{efe} = 28^\circ$
Cohesión	$c_{efe} = 0.03 \text{ kPa}$
Ángulo de fricción estructura-suelo	$\delta = \frac{2}{3}\varphi_{efe} = 18.67^\circ$



Fuente: (de San Antonio, 2019b).

4.5. Sobrecargas

Las sobrecargas que se consideran para el análisis se deben al peso de las viviendas y vehicular. La carga vehicular se tomó a partir de las disposiciones recomendadas por el Manual de Carreteras (SOPTRAVI, 1996), que corresponden al camión estándar de diseño equivalente al vehículo estándar tipo HS 20-44 según la clase de carga para carreteras de la AASHTO. Estas cargas se esquematizan en la Figura 2.

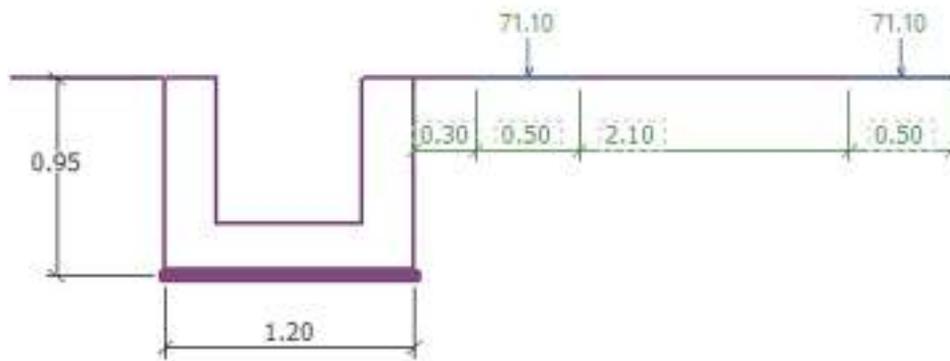


Figura 2: Sobrecargas del sistema, cuneta de mampostería.

Fuente: GEO5 Muro de Gravedad (Fine spol. s r.o., 2019)

4.8. Condiciones de eventos extremos

Para esta estructura se considera como evento extremo probable los efectos sísmicos. GEO5 Muro de Gravedad (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 3 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.

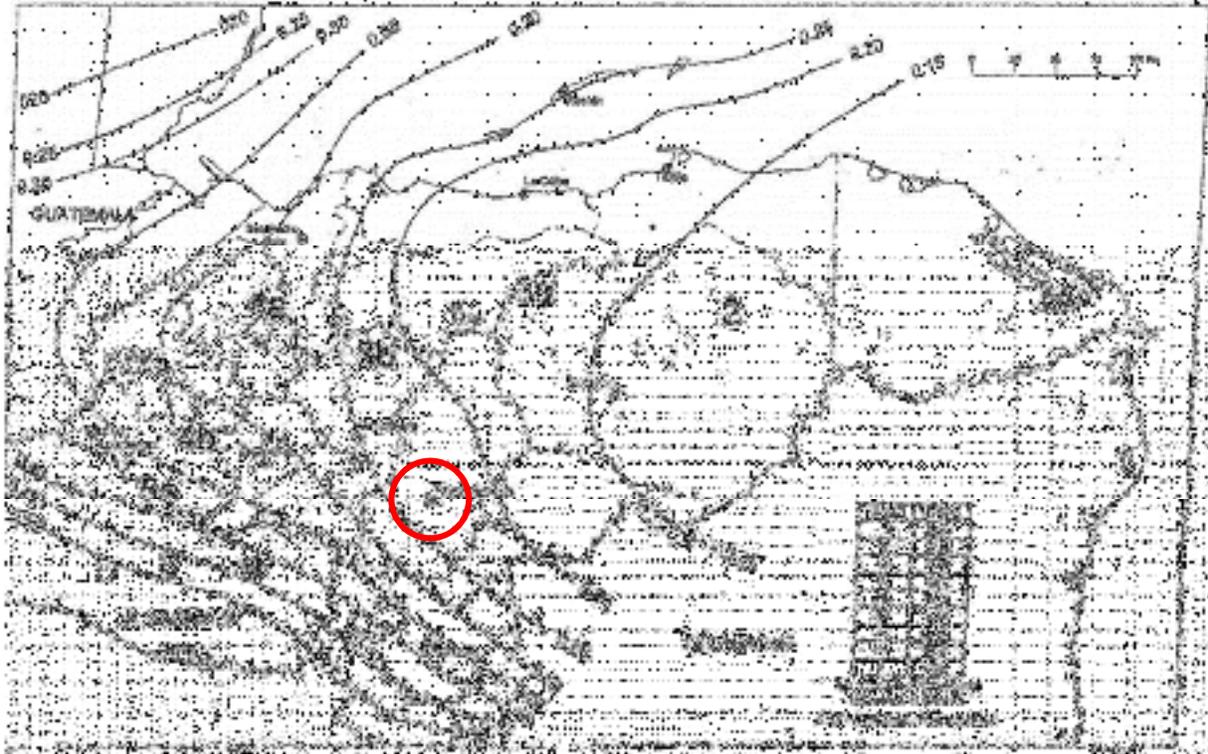


Figura 3: Mapa de zonas sísmicas en Honduras.

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 1: factor 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 4: Aplicación de coeficientes de aceleración sísmico sobre la estructura, cuneta de mampostería.

Fuente: GEO5 Muro de Gravedad (Fine spol. s r.o., 2019).

4.7. Verificación de equilibrio

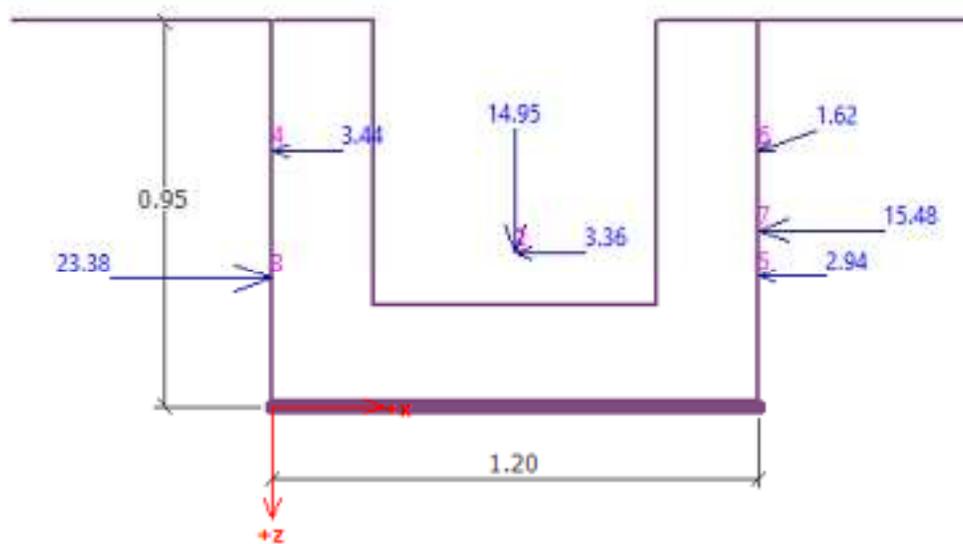


Figura 5: Diagrama de cuerpo libre del sistema global de fuerzas para la cuneta.

Fuente: GEO5 Muro de Gravedad (Fine spol. s r.o., 2019).



Tabla 4: Valores de fuerzas considerados para verificación de equilibrio del sistema de la cuneta.

Nro.	Fuerza	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	Pto. aplicación		Coef. [-]
				x [m]	z [m]	
1	Peso - Muro	0.00	14.95	0.60	-0.38	1.000
2	Sismo - construcción	-3.36	0.00	0.60	-0.38	1.000
3	Resistencia del frente	23.38	0.00	0.00	-0.32	1.000
4	Sismo - frente	-3.44	0.00	0.00	-0.63	1.000
5	Presión activa	-2.94	0.00	1.20	-0.32	1.000
6	Sismo - presión activa	-1.53	0.52	1.20	-0.63	1.000
7	CD llanta LI	-15.48	0.00	1.20	-0.44	1.000
8	CD llanta LD	0.00	0.00	1.20	-0.95	1.000

Fuente: GEO5 Muro de Gravedad (Fine spol. s r.o., 2019).

4.7.1. Verificación de la estabilidad de vuelco

$$\text{Momento estabilizador } M_{res} = 9.59 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Momento de vuelco } M_{ovr} = 4.71 \text{ kNm/m}$$

Factor de seguridad = 2.04 > 1.50

Muro para vuelco ES SATISFACTORIA.

4.7.2. Verificación del deslizamiento

$$\text{Fuerza horizontal resistente } H_{res} = 443.61 \text{ kN/m}$$

$$\text{Fuerza horizontal activa } H_{act} = 3.37 \text{ kN/m}$$

Factor de seguridad = 131.59 > 1.50

Muro para deslizamiento ES SATISFACTORIA.

Verificación completa - MURO ES SATISFACTORIA.



4.8. Verificación de capacidad portante

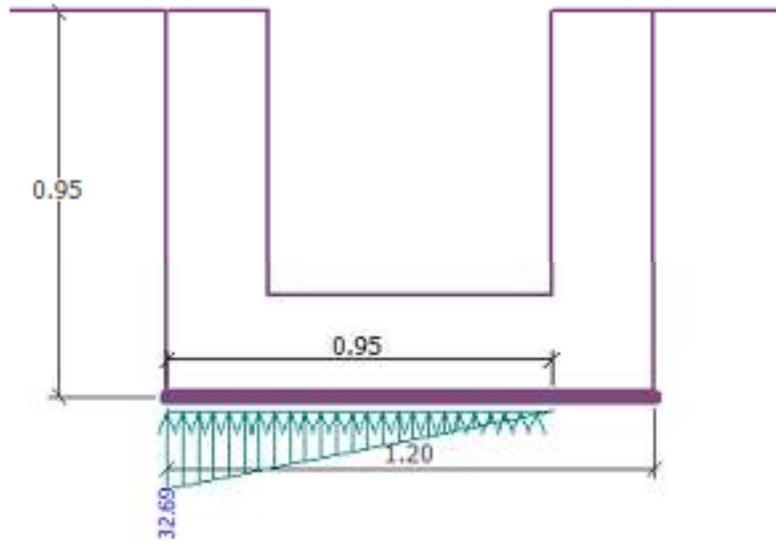


Figura 6: Diagrama de cuerpo libre del sistema global de tensiones en el suelo, cuneta de mampostería.

Fuente: GEO5 Muro de Gravedad (Fine spol. s r.o., 2019).

Tabla 5: Carga de diseño actuando en el centro del fondo de la zapata de la cuneta.

Nro.	Momento [kNm/m]	Fuerza Normal [kN/m]	Resistencia al corte [kN/m]	Excentricidad [-]	Tensión [kPa]
1	4.40	15.47	3.37	0.237	24.52

Fuente: GEO5 Muro de Gravedad (Fine spol. s r.o., 2019).

Tabla 6: Carga de servicio actuando en el centro del fondo de la zapata de la cuneta.

Nro.	Momento [kNm/m]	Fuerza Normal [kN/m]	Resistencia al corte [kN/m]
1	4.40	15.47	3.37

Fuente: GEO5 Muro de Gravedad (Fine spol. s r.o., 2019).

4.8.1. Verificación de la capacidad portante del terreno de cimentación

Tensión en el fondo de la zapata: trapezoide.

$$\text{Máx. excentricidad de fuerza normal} \quad e = 0.237$$



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

Ecuación 2: Verificación de excentricidad de la cuneta.

Excentricidad de la fuerza normal ES SATISFACTORIA.

$$\begin{aligned} \text{Max. tensión en el fondo de la zapata } \sigma &= 32.69 \text{ kPa} \\ \text{Capacidad portante asumida del terreno de } R_d &= 196.00 \text{ kPa} \\ \text{cimentación (de San Antonio, 2019a)} \end{aligned}$$

Ecuación 3: Verificación de la capacidad portante del fondo de la zapata de la cuneta.

Factor de seguridad = 6.00 > 1.00

Capacidad portante del terreno de cimentación ES SATISFACTORIA.

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

5. Análisis y resultados de la caja de derivación de mampostería hasta h=2.00m

El propósito de este capítulo es mostrar el análisis estructural de la caja de derivación de mampostería con sus resultados, en donde este sistema se analizará similar a un muro en voladizo sin espolón o talón con el vástago crítico de análisis adyacente a las calles o aceras. El vástago de la cuneta que se ubica paralelo a las viviendas y otras estructuras privadas y/o públicas se idealizará como una fuerza pasiva que aporta a la estabilidad de la cuneta.

Para estos análisis, se considera de forma conservador una altura de protección de 2.07 m más 0.15 m de zapata según se describe posteriormente (altura total 2.22 m).

Cabe destacar que el análisis y diseño estructural para este elemento no se consideran las sobrecargas en trasdós y los efectos por eventos extremos probables, puesto que los resultados de la mampostería producen espesores en su sección del vástago mayores que los requeridos para este proyecto.

5.1. Características de los materiales

Tabla 7: Características mecánicas de la mampostería consideradas para el análisis de la estructura.

Peso unitario	$\gamma = 23.54 \text{ kN/m}^3$
Resistencia a la compresión de la mampostería	$f'_k = 20.00 \text{ MPa (2.90 ksi)}$
Grado del acero de refuerzo	60 ($f_y = 413.69 \text{ MPa}$)



Tabla 8: Características mecánicas del concreto reforzado consideradas para el análisis de la estructura.

Peso unitario	$\gamma = 23.00 \text{ kN/m}^3$
Resistencia a la compresión del hormigón	$f'_c = 20.68 \text{ MPa}$ (3.00 ksi)
Grado del acero de refuerzo	60 ($f_y = 413.69 \text{ MPa}$)

5.2. Geometría

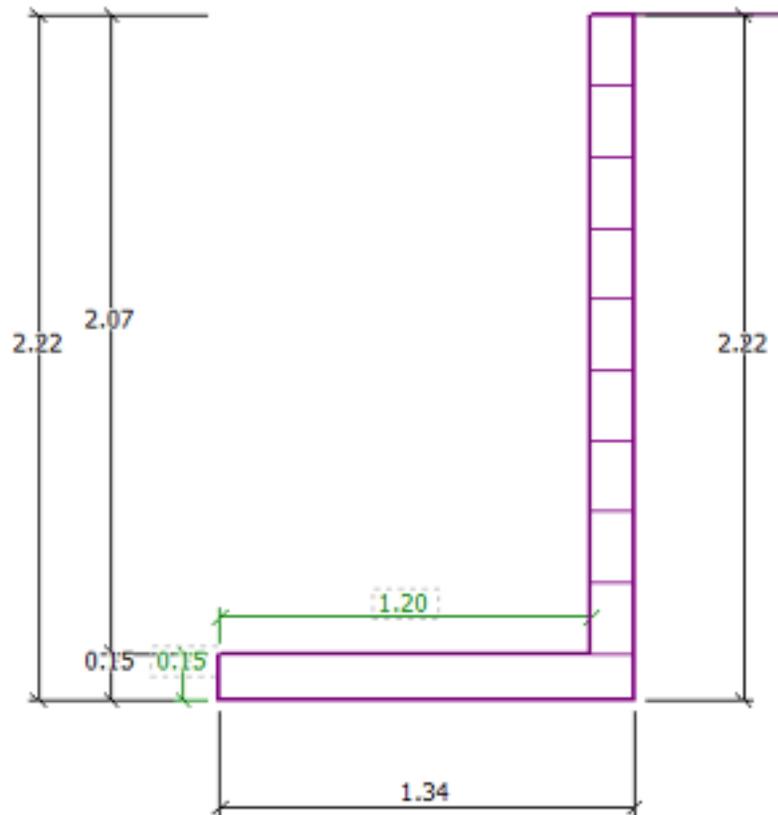


Figura 7: Geometría de la caja

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

5.3. Características geotécnicas del relleno en trasdós de la estructura

De acuerdo a evaluaciones geotécnicas y geológicas, se estima que el suelo tipo relleno en trasdós y en la fundación de la estructura posee los siguientes parámetros geotécnicos:

Tabla 9: Parámetros geotécnicos del suelo del macizo contenido.

Peso unitario	$\gamma = 18.93 \text{ kN/m}^3$
Angulo de fricción interna	$\varphi_{efe} = 30^\circ$



Cohesión	$c_{efe} = 0.00 \text{ kPa}$
Ángulo de fricción estructura-suelo	$\delta = \frac{2}{3}\varphi_{efe} = 20^\circ$

Fuente: (de San Antonio, 2019b).

5.4. Otras fuerzas aplicadas

Estas fuerzas comprenden a las cargas resultantes que también inciden directamente sobre la caja, como ser la presión pasiva del vástago opuesto al analizado. Estas fuerzas se muestran en la Figura 8.

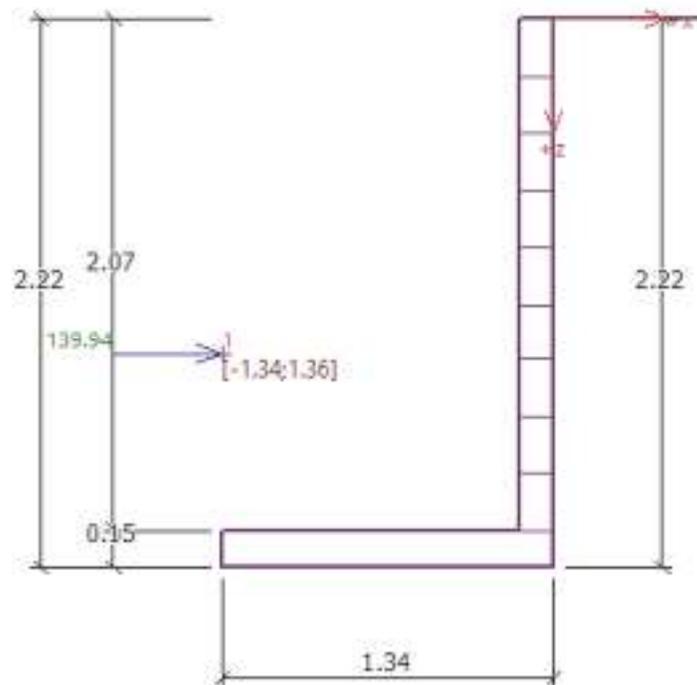


Figura 8: Otras fuerzas aplicadas

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

5.5. Condiciones de eventos extremos

Para esta estructura se considera como evento extremo probable los efectos sísmicos. GEO5 Muro de Gravedad (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 3 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.

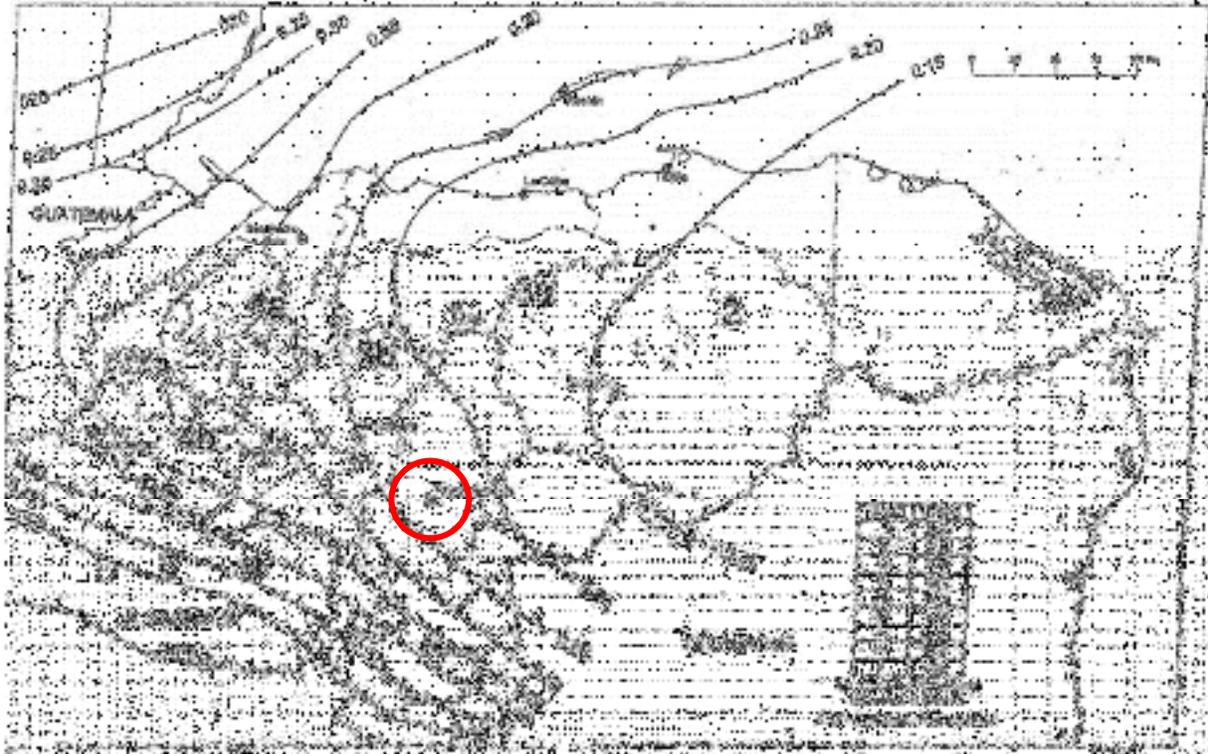


Figura 9: Mapa de zonas sísmicas

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:

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

$$K_h = Z = 0.225$$

$$K_v = \frac{K_h}{2} = 0.1125$$

Ecuación 4: 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.

K_v : factor de aceleración vertical.

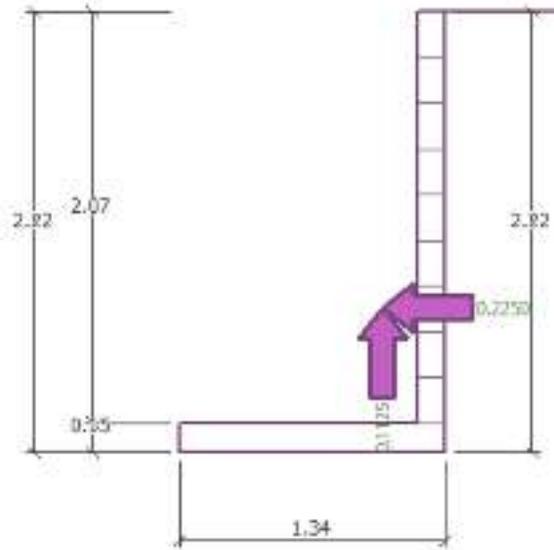


Figura 10: Aplicación de coeficientes de aceleración sísmico sobre la estructura.

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

5.6. Verificación de equilibrio

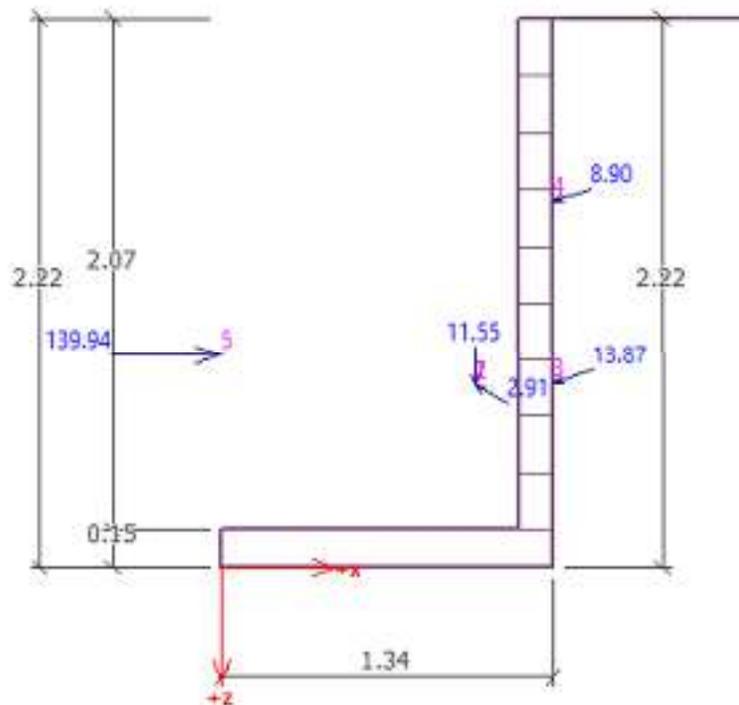


Figura 11: Diagrama de cuerpo libre del sistema global de fuerzas para la caja

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



Tabla 10: Valores de fuerzas considerados para verificación de equilibrio del sistema de la caja

Nro.	Fuerza	F _x [kN/m]	F _z [kN/m]	Pto. aplicación		Coef. [-]
				x [m]	z [m]	
1	Peso - Muro	0.00	11.55	1.02	-0.73	1.000
2	Sismo - construcción	-2.60	-1.30	1.02	-0.73	1.000
3	Presión activa	-13.03	4.74	1.34	-0.74	1.000
4	Sismo - presión activa	-8.36	3.04	1.34	-1.48	1.000
5	Resistencia pasiva LI	139.94	0.00	0.00	-0.86	1.000

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

Verificación del muro (caja) completo

5.6.1. Verificación de la estabilidad de vuelco

$$\text{Momento estabilizador } M_{\text{res}} = 141.29 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Momento de vuelco } M_{\text{ovr}} = 23.92 \text{ kNm/m}$$

Factor de seguridad = 5.91 > 2.00

Muro para vuelco ES SATISFACTORIA.

5.6.2. Verificación del deslizamiento

$$\text{Fuerza horizontal resistente } H_{\text{res}} = 10.42 \text{ kN/m}$$

$$\text{Fuerza horizontal activa } H_{\text{act}} = -115.94 \text{ kN/m}$$

Factor de seguridad = 1000.00 > 1.50

Muro para deslizamiento ES SATISFACTORIA.

Verificación completa - MURO ES SATISFACTORIA.



5.7. Verificación de capacidad portante

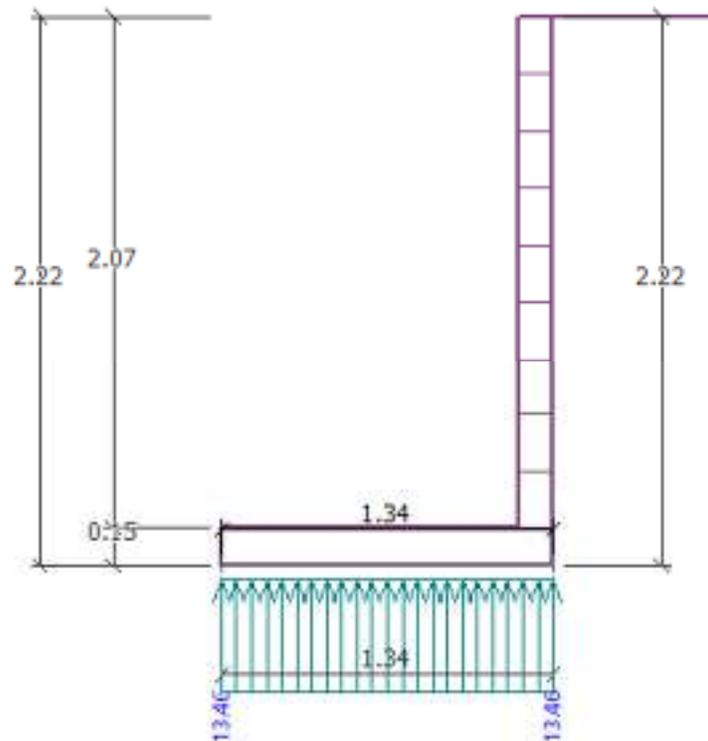


Figura 12: Diagrama de presiones en la zapata de la caja

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

Tabla 11: Carga de diseño actuando en el centro del fondo de la zapata de la caja

Nro.	Momento [kNm/m]	Fuerza Normal [kN/m]	Resistencia al corte [kN/m]	Excentricidad [-]	Tensión [kPa]
1	-105.28	18.04	-115.94	0.000	13.46

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

Tabla 12: Carga de servicio actuando en el centro del fondo de la zapata de la caja

Nro.	Momento [kNm/m]	Fuerza Normal [kN/m]	Resistencia al corte [kN/m]
1	-105.28	18.04	-115.94

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



5.7.1. Verificación de la capacidad portante del terreno de cimentación

Tensión en el fondo de la zapata: trapezoide.

$$\text{Máx. excentricidad de fuerza normal} \quad e = 0.000$$

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

Ecuación 5: Verificación de excentricidad de la caja.

Excentricidad de la fuerza normal ES SATISFACTORIA.

$$\text{Max. tensión en el fondo de la zapata} \quad \sigma = 13.46 \text{ kPa}$$

$$\text{Capacidad portante asumida del terreno de cimentación (de San Antonio, 2019a)} \quad R_d = 196.00 \text{ kPa}$$

Ecuación 6: Verificación de la capacidad portante del fondo de la zapata de la caja.

Factor de seguridad = 14.56 > 1.00

Capacidad portante del terreno de cimentación ES SATISFACTORIA.

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



5.8. Cálculo del refuerzo de acero principal

5.8.1. Verificación del refuerzo de mampostería

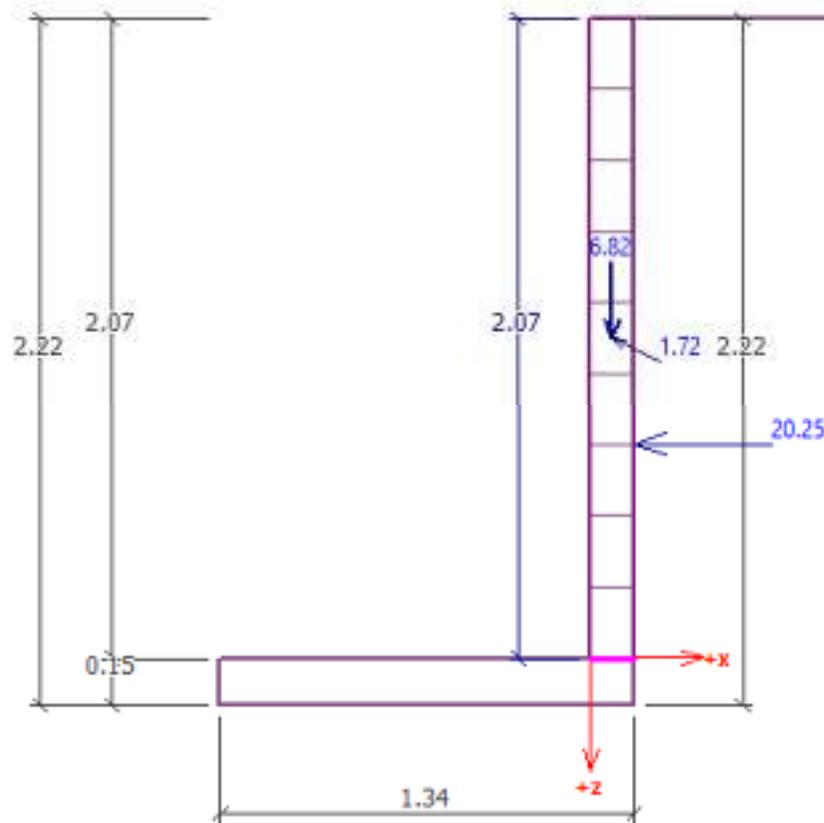


Figura 13: Fuerzas para vástago de la caja

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

Verificación de la junta, 2.07 m desde el extremo superior

No hay refuerzos en la cara delantera.

Refuerzo de cara trasera:

perfil Nro. 5, recubr.70.0 mm, dist. 200.0 mm

Índice de aspecto de muro: 14.79

Índice de aspecto de muro es mayor a 12 =>

Momento de flexión adicional $M_{ad} = 0.09$ kNm/m

Verificación de la sección transversal en compresión:

Fuerza normal definitiva $N_{Rd} = 1849.46$ kN/m $>$ 6.05 kN/m $= N_{Ed}$



La sección transversal ES SATISFACTORIA.

Verificación de la sección transversal en flexión:

Momento de flexión definitivo $M_{Rd} = 16.03 \text{ kNm/m} > 15.65 \text{ kNm/m} = M_{Ed}$

Sección transversal SATISFACTORIA.

Verificación de la sección transversal en corte:

Resistencia al corte definitivo $V_{Rd} = 22.72 \text{ kN/m} > 21.79 \text{ kN/m} = V_{Ed}$

La sección transversal ES SATISFACTORIA.

Área de acero calculada: #5@200 mm.

5.8.2. Verificación del salto o punta del muro

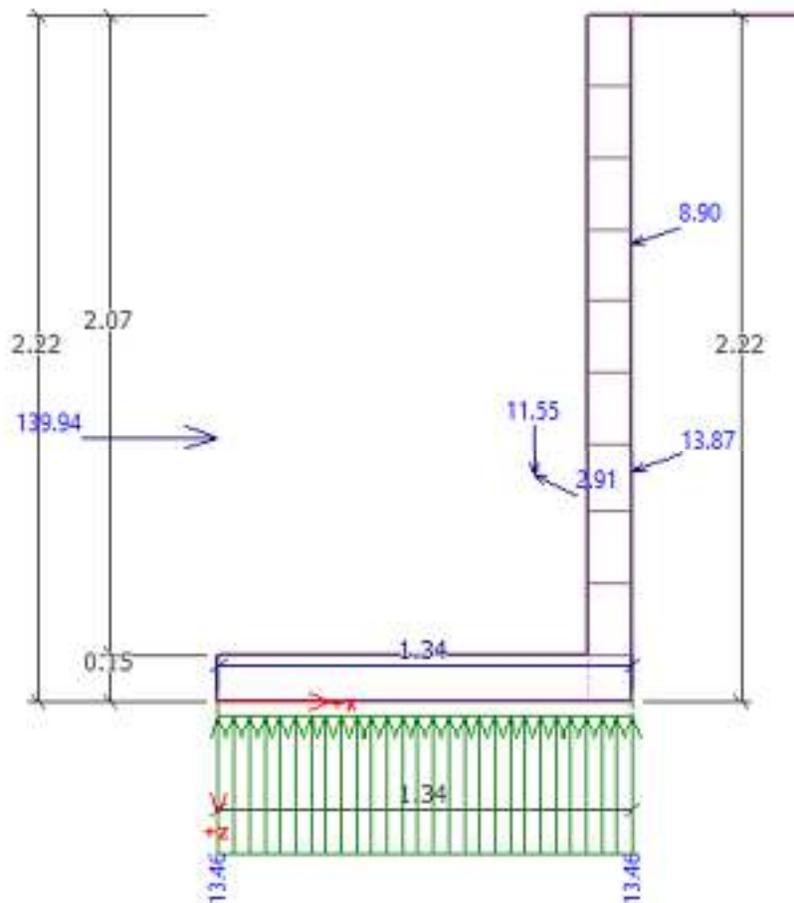


Figura 14: Fuerzas para el talón de la caja

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



Refuerzo y dimensiones de la sección transversal

6 perf.Nro. 3, recubr. 75.0 mm

Ancho de la sección transversal = 1.00 m

Altura de sección transversal = 0.15 m

Cuantía del refuerzo	ρ	=	0.61	%	>	0.33	%	=	ρ_{min}
Posición del eje neutro	c	=	0.01	m	<	0.03	m	=	C_{max}
Fuerza de corte última	ϕV_n	=	39.78	kN	>	16.16	kN	=	V_u
Momento último	ϕM_n	=	10.38	kNm	>	9.69	kNm	=	M_u

La sección transversal es SATISFACTORIA.

Área de acero calculada: 397.1 mm².

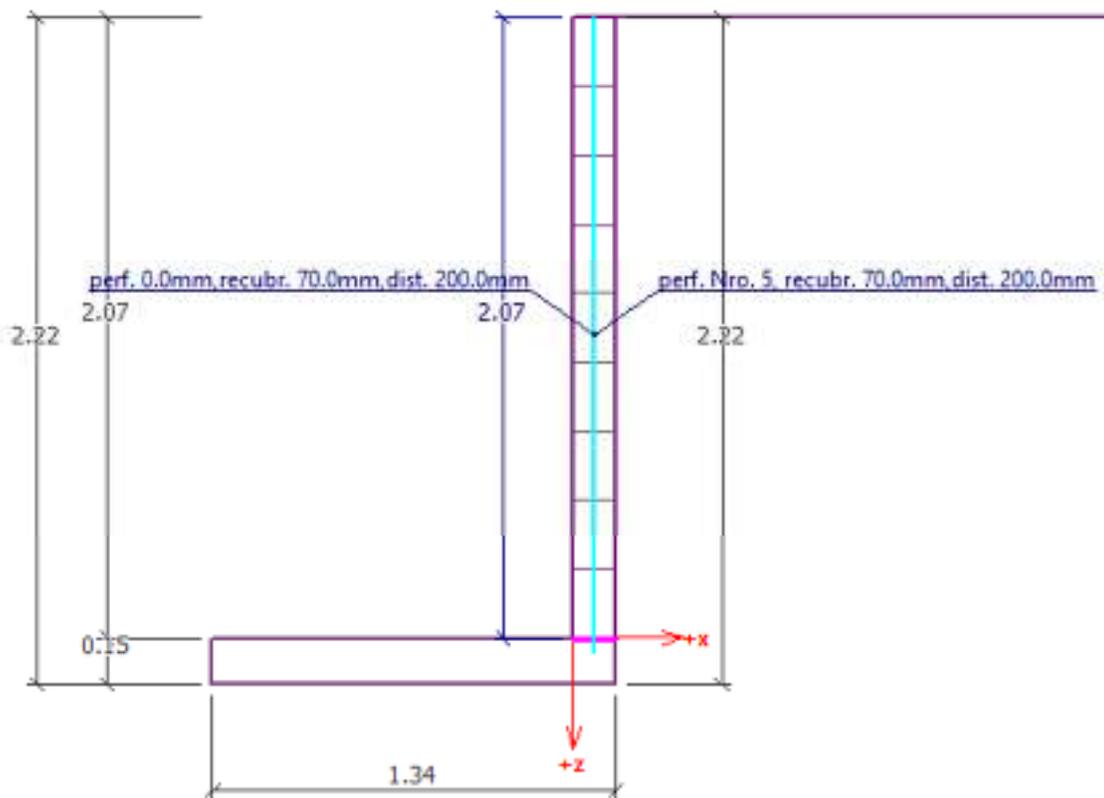


Figura 15: Refuerzo principal del vástago de la caja

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

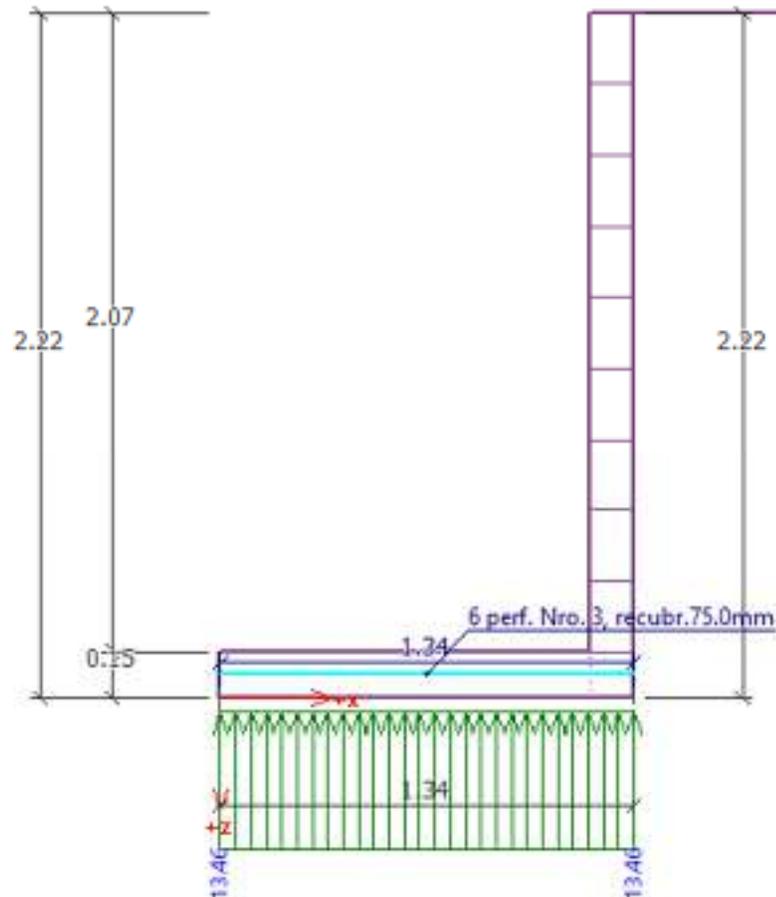


Figura 16: Refuerzo principal del vástago de la caja

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

Los refuerzos anteriores se determinaron en base a combinaciones de carga no mayoradas, para cumplir con lo requerido para este proyecto.

5.3. Distribución de acero de refuerzo proporcionado

De acuerdo a los resultados anteriores se debe de proporcionar de acero a la sección de al menos:

Refuerzo vertical: #5@20cm (en cada hueco del bloque).

Refuerzo horizontal: #3@40cm (a cada dos hileras).

Refuerzo en zapata: #3@10cm ambos sentidos.



6. Análisis y resultados de vigas I “queiebrapatatas” L=1.10 m

En este apartado se describe el análisis y diseño el dimensionamiento y refuerzo de una viga con sección transversal variable en su longitud. Esta viga “queiebrapatatas” con forma de I en su vista en planta, tiene el propósito de utilizarse como estructura de paso en los tramos donde el eje de la cuneta anteriormente descrita interseca de forma perpendicular a la línea central de las calles. Para este análisis estructural se considera como carga móvil el vehículo estándar de diseño según el Manual de Carreteras (SOPTRAVI, 1996) equivalente al vehículo HS-44 que establece la AASHTO.

Debido a la corta longitud (1.10 m) y ancho (0.25 m) de la viga, se asume que este elemento tiene la capacidad de soportar la mitad del peso de una llanta de un eje trasero (el eje más solicitante) del vehículo estándar, esto último basado en lo que prescribe el Manual de Carreteras (SOPTRAVI, 1996) de la siguiente forma: “el área de contacto de la rueda del vehículo standard de diseño será un rectángulo de 50 cm en la dirección transversal al tráfico y 20 en la dirección del tráfico” (p. Capítulo II – 51).

Esta situación se esquematiza en la siguiente figura.

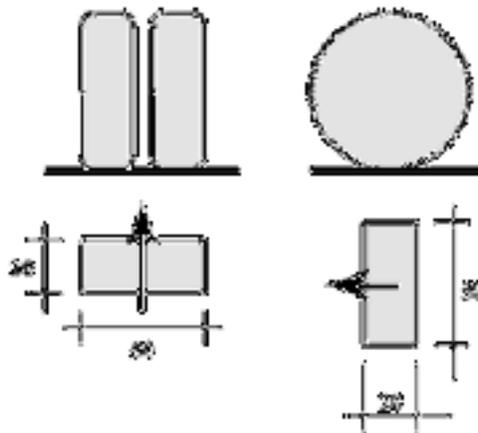


Figura 17: Área de contacto de la rueda del camión estándar de diseño

Fuente: Manual de Carreteras (SOPTRAVI, 1996, p. Capítulo II-51)

De esta manera, se tienen los siguiente cálculos y resultados:



6.1. Idealización de la viga



Figura 18: Modelo matemático de la viga. Longitud entre apoyos de $L=1.10m$

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

Cabe destacar que se diseñó para la sección transversal que corresponde al alma de la forma I vista en planta de la viga en su combinación de carga crítica. La sección transversal del alma se considera de 0.15×0.20 m (base \times altura).

6.2. Características de los materiales

Tabla 13: Características de los materiales considerados para el análisis de la superestructura

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

6.3. Determinación de cargas

6.3.1. Carga muerta (D)

6.3.1.1. Peso propio

El peso propio del elemento se determina con el peso unitario del material (concreto reforzado) equivalente al descrito en la Tabla 13 multiplicado con el volumen total de la viga y dividido por su longitud (1.10m). Así, se tiene el siguiente cálculo:

Ecuación 7: Peso propio distribuido de la viga "quebrapatas" de concreto reforzado aplicado sobre el elemento idealizado

$$w_{pp} = \frac{[(0.20m^2)(0.20m)] \left(2,400 \frac{\text{kgf}}{m^3}\right)}{1.10m} = 87.27 \frac{\text{kgf}}{m}$$



Donde,

w_{pp} : Peso propio distribuido de la viga "quebrapatas" de concreto reforzado.

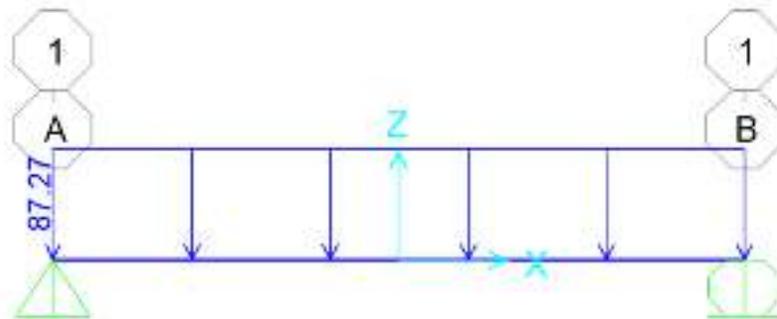


Figura 19: Idealización de la carga del peso propio de la viga I "quebrapatas" (en kgf/m)

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

6.3.2. Carga viva (L)

Siguiendo lo descrito al inicio de este capítulo, se asume como carga viva el peso móvil de la mitad de una llanta que pertenece al eje trasero del camión estándar prescrito por el Manual de Carreteras (SOPTRAVI, 1996) calculado de la siguiente manera:

$$P_{viva} = \frac{14.50 \text{ ton}}{2} = 3.625 \text{ ton} \approx 3,625 \text{ kgf}$$

Donde,

$P_{móvil}$: Carga puntual viva.

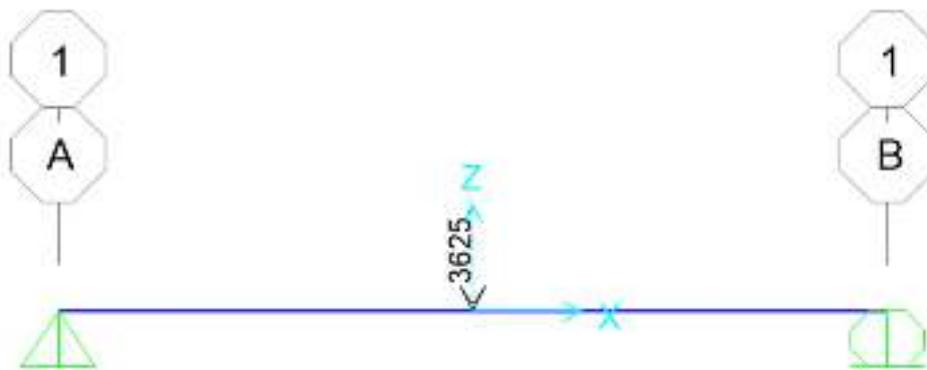


Figura 20: Idealización de la carga del móvil (en kgf) sobre la viga I "quebrapatas" en su ubicación donde causa mayores solicitaciones por deflexión, cortante y flexión

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



4.4. Análisis de las deflexiones

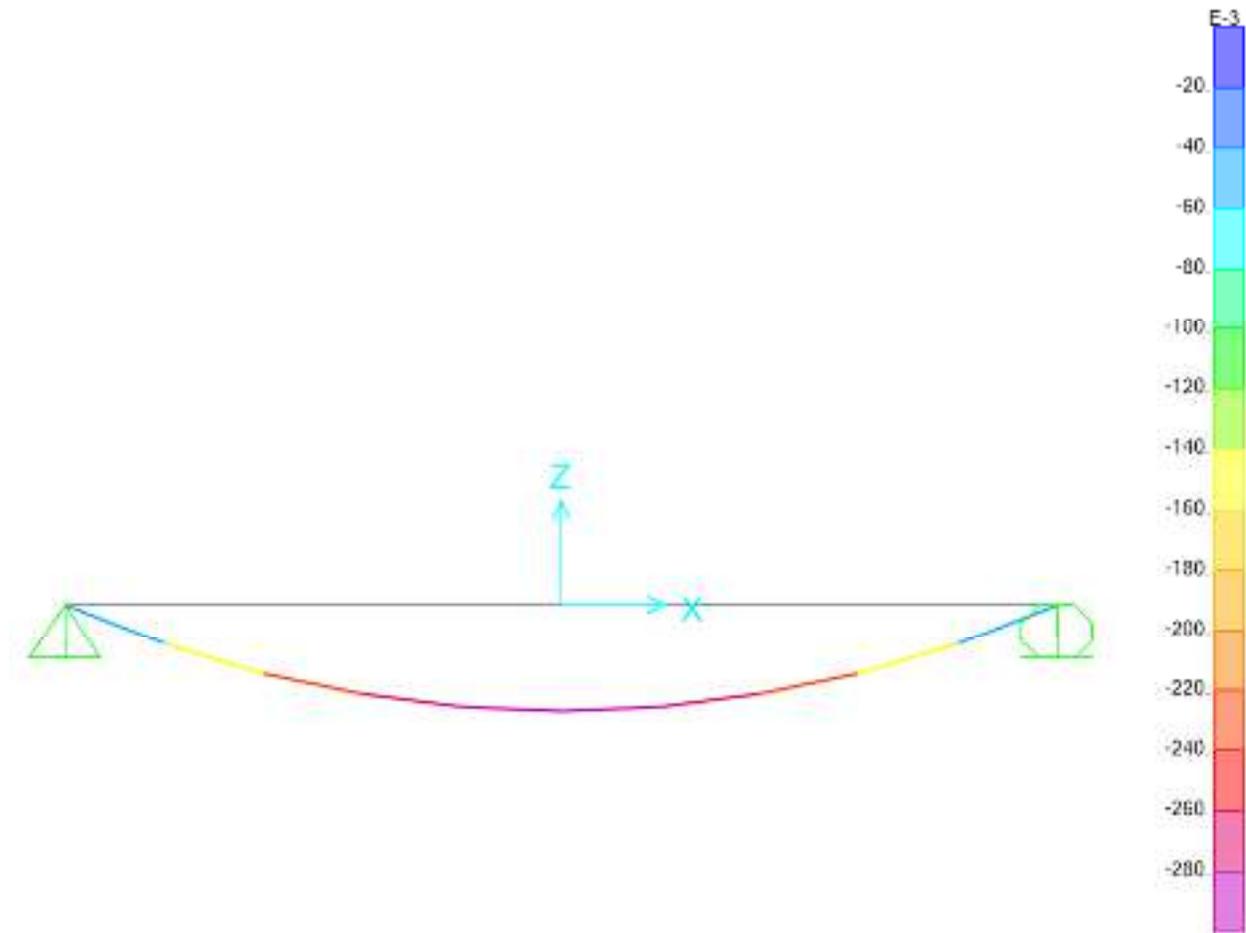


Figura 21: Diagrama de deformada (en mm) de la viga debido a la carga viva

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

La Figura 21 muestra que la deflexión máxima causada por los efectos de la carga viva es de $\delta_{m\acute{a}x} = -280 \times 10^6 \text{ mm} \approx 0.00028 \text{ mm}$

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

Ecuación 8: Deflexión máxima permisible

$$\delta_{perm} = \frac{L}{800} = \frac{1,100 \text{ mm}}{800} = 1.375 \text{ mm}$$

4.5. Solicitaciones

Al ser este elemento de escala muy pequeña, se considera la combinación de carga crítica para el estado último de esfuerzo de $1.4D + 1.7L$ (CHOC-CICH, 2008).

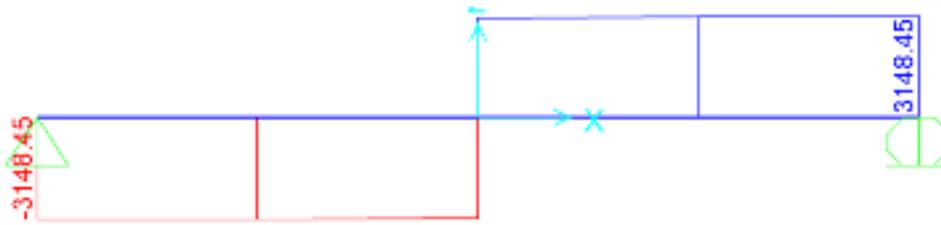


Figura 22: Diagrama de fuerzas cortantes (en kgf) para la combinación crítica considerada

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

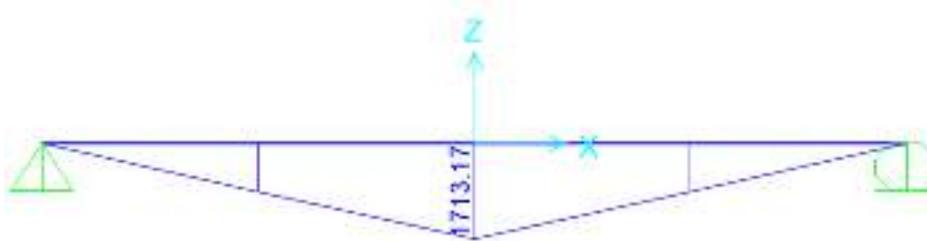


Figura 23: Diagrama de momentos flectores (en kgf-m) para la combinación crítica considerada

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

En la Figura 22 y Figura 23 se muestran las magnitudes de las solicitaciones más exigentes en el elemento.

6.6. 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.

6.6.1. Acero requerido por flexión

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

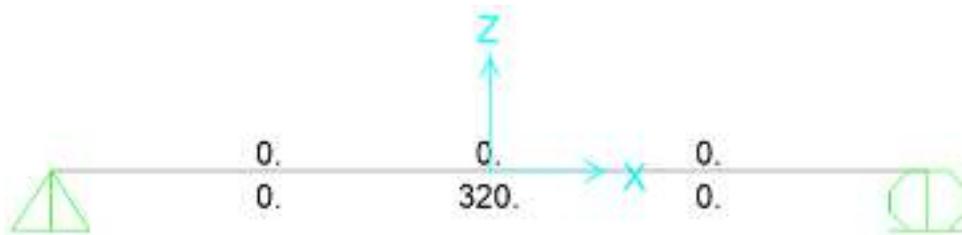


Figura 24: Área de refuerzo longitudinal requerido (en mm²)

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

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



ÁREA DE ACERO MÍNIMO POR FLEXIÓN

1. Esquema de parámetros estructurales

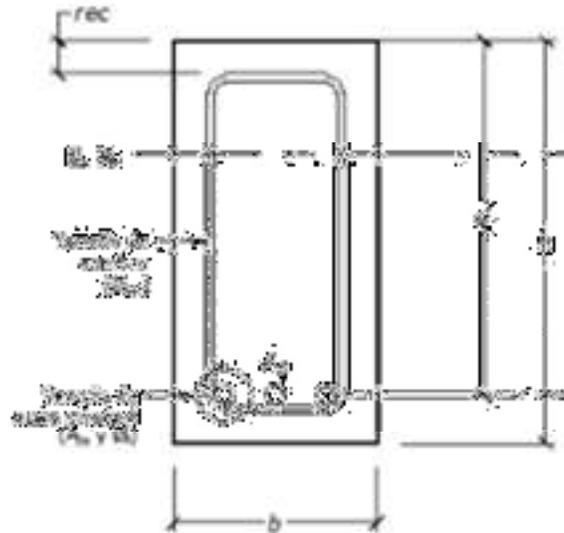


Figura A.

2. Datos de entrada

$$h := 200 \text{ mm}$$

Peralte de sección transversal.

$$b := 150 \text{ mm}$$

Ancho de sección transversal.

$$rec := 40 \text{ mm}$$

Recubrimiento de acero de refuerzo.

$$\#_{s_l} := 5$$

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

$$\phi_{s_l} = 15.9 \text{ mm}$$

Diámetro de barra de refuerzo longitudinal.

$$\#_{s_v} := 3$$

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

$$\phi_{s_v} = 9.5 \text{ mm}$$

Diámetro de barra de refuerzo por cortante.

$$f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

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

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

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



3. Proceso (cálculos)

$$d := h - \left(rec + \emptyset_{s,v} + \frac{\emptyset_{s,l}}{2} \right) = 14.255 \text{ cm}$$

Peralte efectivo de la sección transversal. Ver Figura A

$$A_{s,min1} := \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{kgf}{cm^2}}}{f_y} \cdot b \cdot d = 68.1519 \text{ mm}^2$$

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

$$A_{s,min2} := \frac{14 \frac{kgf}{cm^2} \cdot b \cdot d}{f_y} = 71.275 \text{ mm}^2$$

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

$$A_{s,min} := \max(A_{s,min1}, A_{s,min2}) = 71.275 \text{ mm}^2$$

Área de acero mínimo.

Por lo tanto, el área de acero requerido por flexión del elemento es $A_s = 320 \text{ mm}^2$.

6.6.2. Acero requerido por cortante

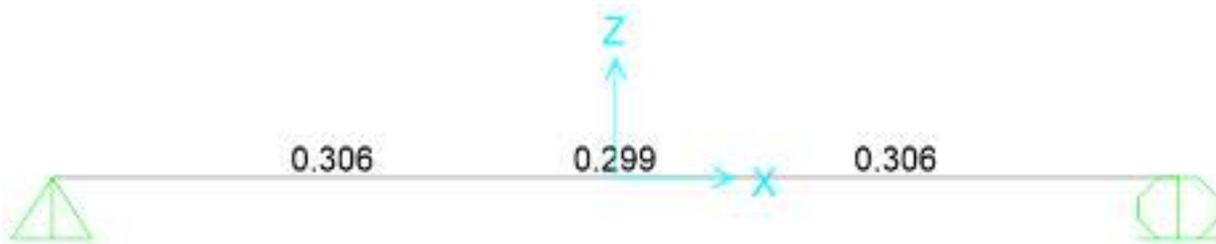


Figura 25: Relación de área de refuerzo por cortante y separación requerido (en mm^2/mm)

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

De la figura anterior, se tiene que:

$$\frac{A_v}{s} = 0.306 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

Considerando refuerzo de acero por cortante con barras #3 se tiene lo siguiente:

$$s = \frac{2(71\text{mm}^2)}{0.306 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}} = 464 \text{ mm} \approx 46 \text{ cm}$$



Donde,

A_v : refuerzo requerido por cortante.

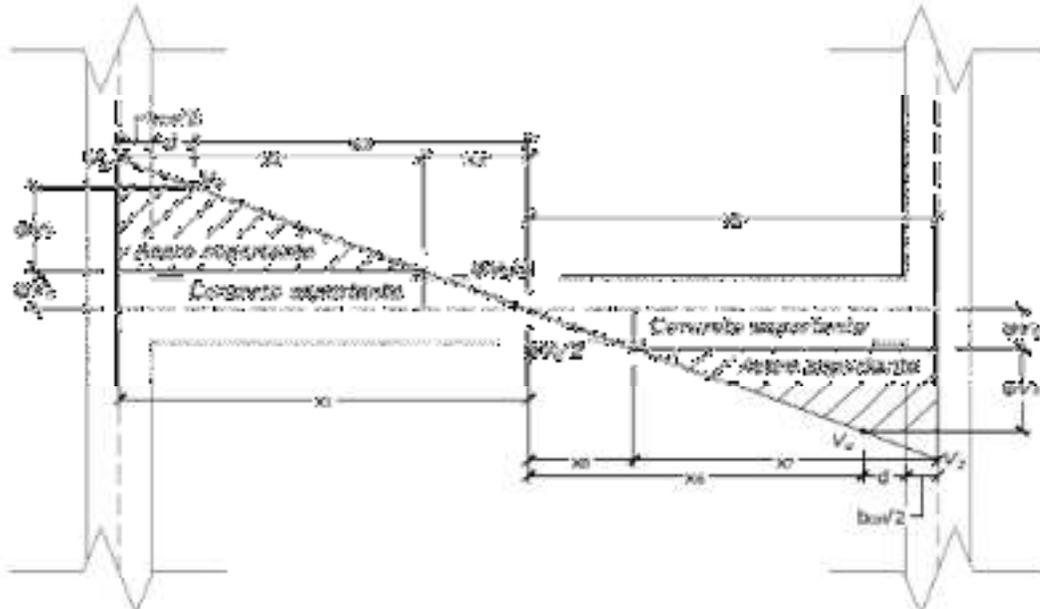
s : separación requerida por cortante.

Revisando esta separación conforme a las disposiciones del CHOC (CICH, 2008) se tiene los siguientes cálculos:



DISEÑO POR CORTANTE DE VIGA RECTANGULAR
Cortante V_1 y V_2

Acero de refuerzo de viga I "quiebrapatas"

A. Datos de entrada	
Geometría (ver Figura 1) $b = 15.00 \text{ cm}$ $b_{\text{ad}} = 0.00 \text{ cm}$ $L = 70.00 \text{ cm}$ $rec = 3.50 \text{ cm}$	Propiedades de materiales $f_c = 280.00 \text{ kg/cm}^2$ 2.10.0 (CHOC, 2008) $f_y = 4,200.00 \text{ kg/cm}^2$ 2.10.0 (CHOC, 2008) $E_s = 2.03E+06 \text{ kg/cm}^2$ 2.8.5.2 (CHOC, 2008) $\varphi = 0.85$ 2.9.3.2.1 (CHOC, 2008)
Barras de refuerzo Tam. barras principal (#) = 4.00 Tam. estribos (#) = 3.00 $\phi_s = 1.27 \text{ cm}$ $\phi_{ad} = 0.95 \text{ cm}$ $A_{\text{barr}} = 0.71 \text{ cm}^2$	Solicitaciones (ver Figura 1) $V_1 = 3,148.45 \text{ kg}$ Cortantes últimos factorizados $V_2 = 3,148.45 \text{ kg}$
Esquemas 	
<p>Figura 1: Diagrama de fuerzas cortantes</p>	



DISEÑO POR CORTANTE DE VIGA RECTANGULAR
Cortante V_1 y V_2

B. Proceso tramo x_5 y x_7			
Paso 1: Cálculo de V_u (ver Figura 1)			
$x_1 = \frac{L}{V_1 + V_2} V_1$		$x_5 = \frac{L}{V_1 + V_2} V_2$	
$x_1 = 35.00 \text{ cm}$		$x_5 = 35.00 \text{ cm}$	
$d = 14.76 \text{ cm}$	2.11.1.3 (CHOC, 2008)	$d = 14.76 \text{ cm}$	2.11.1.3 (CHOC, 2008)
$x_2 = x_1 - (b_{col}/2 + d)$		$x_6 = x_5 - (b_{col}/2 + d)$	
$x_2 = 20.25 \text{ cm}$		$x_6 = 20.25 \text{ cm}$	
$V_{u1} = \frac{V_1}{x_1} x_2$		$V_{u2} = \frac{V_2}{x_5} x_6$	
$V_{u1} = 1,821.15 \text{ kg}$		$V_{u2} = 1,821.15 \text{ kg}$	
Paso 2: Cálculo de distancia x_3 y x_7			
$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}bd$	2.11.3.1.1 (CHOC, 2008)	$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}bd$	2.11.3.1.1 (CHOC, 2008)
$V_c = 1,962.84 \text{ kg}$		$V_c = 1,962.84 \text{ kg}$	
$\phi V_c = 1,668.42 \text{ kg}$	2.11.1.1 (CHOC, 2008)	$\phi V_c = 1,668.42 \text{ kg}$	2.11.1.1 (CHOC, 2008)
$x_3 = \frac{x_1}{V_1} (V_1 - \phi V_c)$		$x_7 = \frac{x_5}{V_2} (V_2 - \phi V_c)$	
$x_3 = 16.45 \text{ cm}$	Tramo de diseño	$x_7 = 16.45 \text{ cm}$	Tramo de diseño
Paso 3: Cálculo de espaciamientos de estribos			
$\phi V_c/2 = 834.21 \text{ kg}$	2.11.5.5.1 (CHOC, 2008)	$\phi V_c/2 = 834.21 \text{ kg}$	2.11.5.5.1 (CHOC, 2008)
	∴ Requiere refuerzo por cortante.		∴ Requiere refuerzo por cortante.
$2\phi V_c = 3,336.83 \text{ kg}$		$2\phi V_c = 3,336.83 \text{ kg}$	
$4\phi V_c = 6,673.66 \text{ kg}$		$4\phi V_c = 6,673.66 \text{ kg}$	
$V_u = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi}$	2.11.1.1 (CHOC, 2008)	$V_u = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi}$	2.11.1.1 (CHOC, 2008)
$V_u = 1,161.11 \text{ kg}$		$V_u = 1,161.11 \text{ kg}$	
$\phi V_u = 986.95 \text{ kg}$		$\phi V_u = 986.95 \text{ kg}$	
Caso = $V_u > \phi V_c$		Caso = $V_u > \phi V_c$	
$A_v = 2A_{b,est}$		$A_v = 2A_{b,est}$	
$A_v = 1.42 \text{ cm}^2$		$A_v = 1.42 \text{ cm}^2$	



DISEÑO POR CORTANTE DE VIGA RECTANGULAR
Cortante V_1 y V_2

$s_{\text{cut}} = 75.79 \text{ cm}$ 2.11.5.5.3 y 2.11.5.6.2 (CHOC, 2008)	$s_{\text{cut}} = 75.79 \text{ cm}$ 2.11.5.5.3 y 2.11.5.6.2 (CHOC, 2008)
$s_{\text{max}} = 7.38 \text{ cm}$ 2.11.5.4.1 y 2.11.5.4.3 (CHOC, 2008)	$s_{\text{max}} = 7.38 \text{ cm}$ 2.11.5.4.1 y 2.11.5.4.3 (CHOC, 2008)
$s = 7.00 \text{ cm}$ \therefore Usar #3@7cm	$s = 7.00 \text{ cm}$ \therefore Usar #3@7cm

Por lo tanto, la separación del refuerzo por cortante es 7 cm.

6.6.3. Acero proporcionado

En las siguientes figuras se muestra la distribución de acero proporcionado a la viga "quiebrapatas"

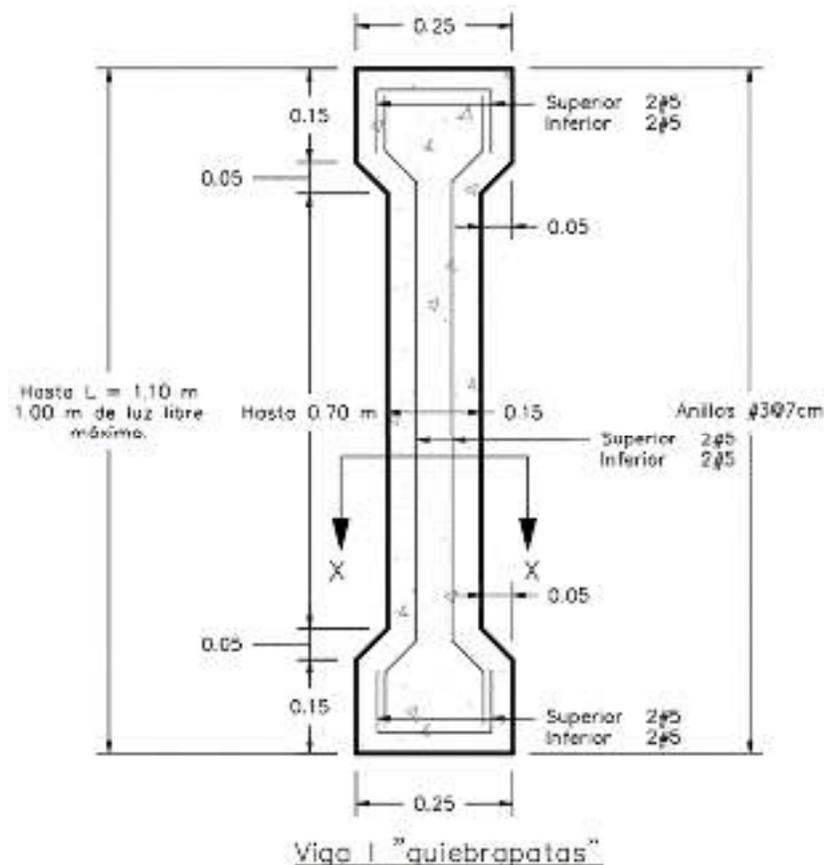


Figura 26: Vista en planta de viga.

Fuente: propia.

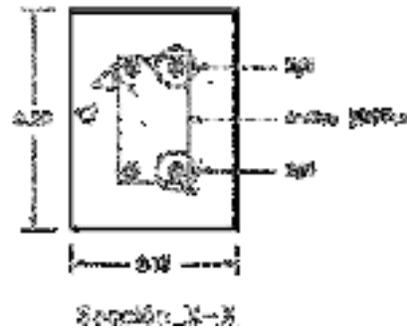


Figura 27: Sección transversal X-X de viga.

Fuente: propia.

7. Análisis y resultados de losa de acceso de vehículos a residencias

En este capítulo se describe el procedimiento de análisis y diseño estructural para losas de accesos vehiculares a residencias de concreto reforzado. Este elemento surge de la necesidad de habilitar el paso de vehículos al interior de viviendas.

Para los cálculos que a continuación se presentan, el ancho de la losa mínimo de acceso se considera de 2.00 m, con una longitud entre apoyos máxima de 0.60 m.

7.1. Idealización de la losa

La distribución de cargas que actúa sobre la losa se estima que es en una dirección, ya que la relación del lado corto al lado largo del elemento en una proyección en planta supera el valor 2.00.

En este tipo de losa, para el análisis de sus estados límites de servicio y últimos, se implementa el modelo matemático similar al de un elemento horizontal (viga) simplemente apoyado.

En la siguiente figura se muestra la idealización matemática de esta losa.

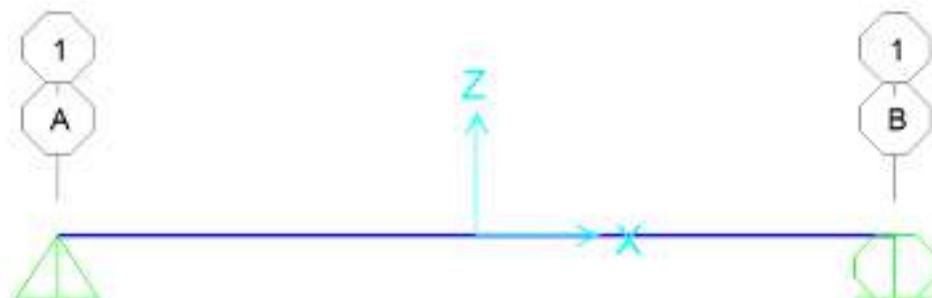


Figura 28: Idealización de losa ($L=0.60m$).

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



7.2. Características de los materiales

Tabla 14: Características de los materiales considerados para el análisis de la losa

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	40 ($f_y = 2,800 \text{ kgf/cm}^2$)

Las características mostradas en el cuadro anterior describen los materiales considerados para la losa 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.

7.3. Determinación de las cargas

7.3.1. Carga muerta

7.3.1.1. Peso propio

Tal y como se describió en el apartado anterior, el peso propio del elemento lo determina de forma automática el programa computacional SAP2000 (Computers and Structures, Inc., 2018).

7.3.2. Carga viva

Debido a las cortas dimensiones (2.00x0.60m) de la losa, se asume que este elemento tiene la capacidad de soportar el peso de una llanta de un eje trasero (el eje más solicitante) del vehículo estándar, esto último basado en lo que prescribe el Manual de Carreteras (SOPTRAVI, 1996) de la siguiente forma: “el área de contacto de la rueda del vehículo standard de diseño será un rectángulo de 50 cm en la dirección transversal al tráfico y 20 en la dirección del tráfico” (p. Capítulo II – 51). Además, se considera que no existe la posibilidad de que el vehículo estándar acceda de forma completa a una vivienda. Se asume que sólo una llanta del camión estándar esté en contacto directo con la losa. Ver Figura 29.

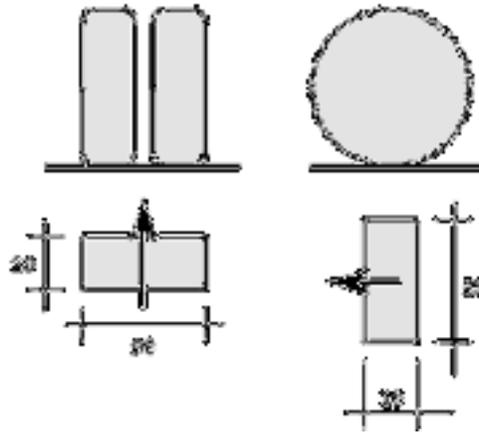


Figura 29: Área de contacto de la rueda del camión estándar de diseño

Fuente: Manual de Carreteras (SOPTRAVI, 1996, p. Capítulo II-51)

De esta manera, se asume como carga viva el peso móvil de una llanta que pertenece al eje trasero del camión estándar prescrito por el Manual de Carreteras (SOPTRAVI, 1996) calculado de la siguiente manera:

$$P_{viva} = \frac{14.50 \text{ ton}}{2} = 7.25 \text{ ton} \approx 7,250 \text{ kgf}$$

Donde,

P_{viva} : Carga puntual viva.

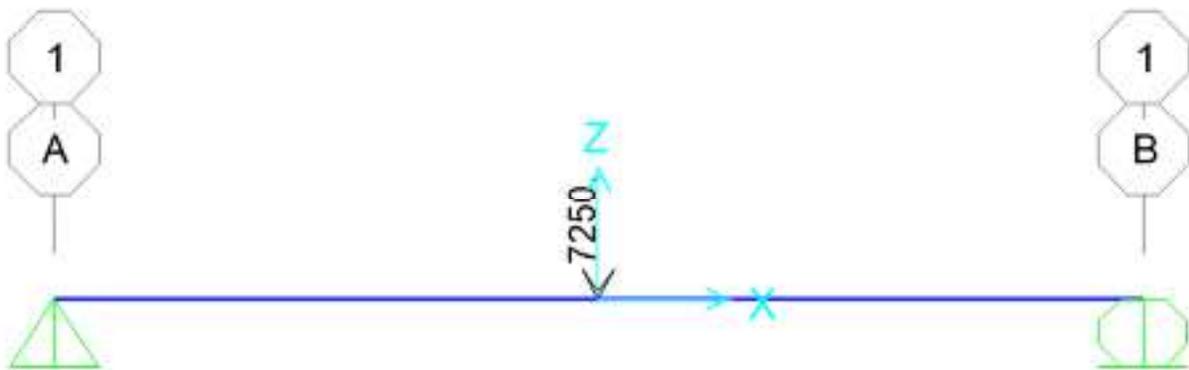


Figura 30: Carga viva puntual sobre la losa.

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

La figura anterior representa la carga de una llanta del camión estándar en el punto donde se producen los mayores esfuerzos.



7.4. Análisis de las deflexiones

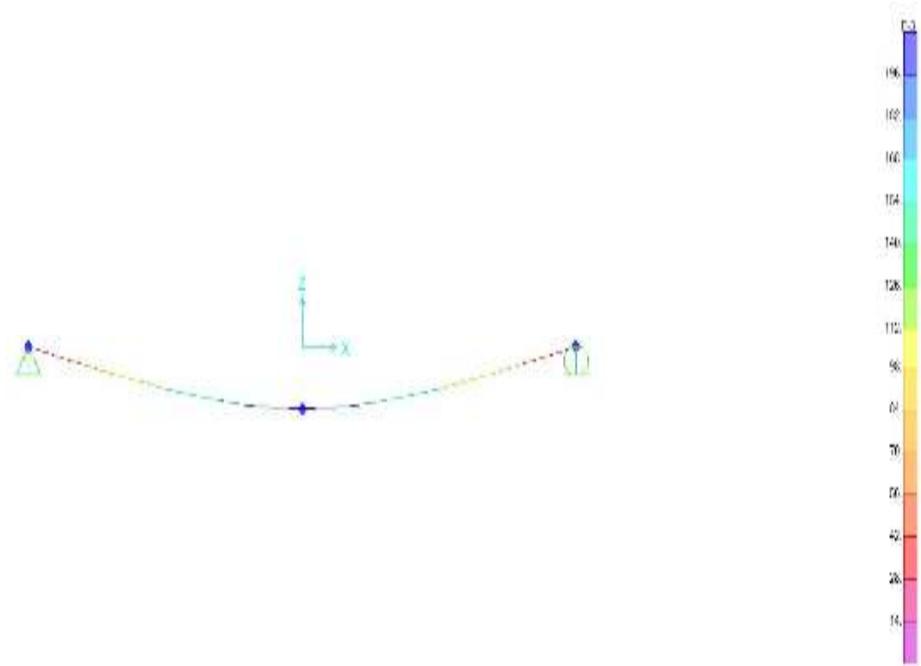


Figura 31: Contornos de deformada (en mm) de la superestructura debido a la carga viva

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



La

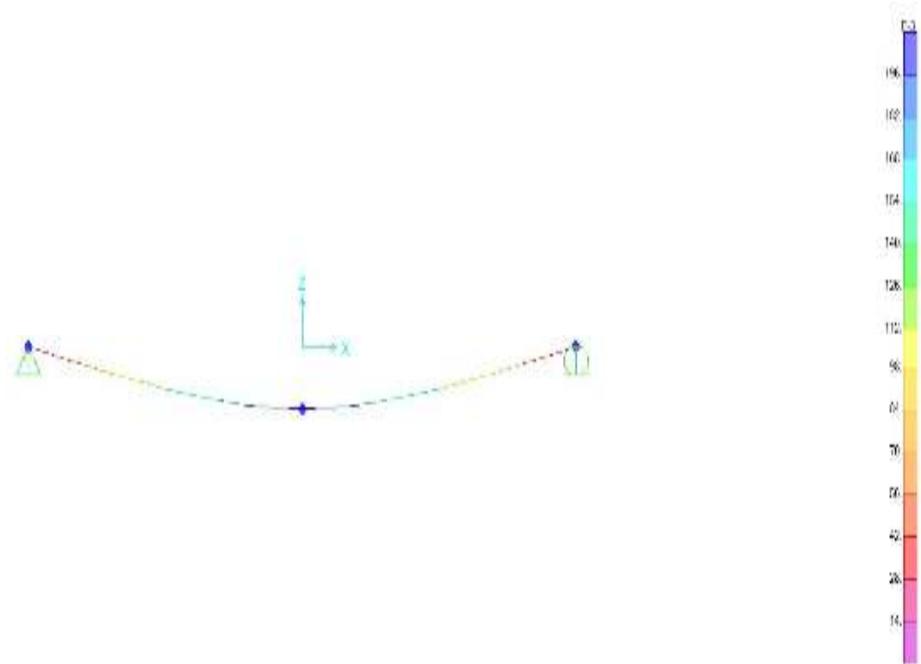


Figura 31 muestra que la deflexión máxima causada por los efectos de la carga viva más los efectos dinámicos del impacto es de $\delta_{m\acute{a}x} = -0.1981 \text{ mm}$.

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

Ecuación 9: Deflexión máxima permisible para losa

$$\delta_{perm} = -\frac{L}{800} = -\frac{1,100 \text{ mm}}{800} = -1.375 \text{ mm}$$

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



7.5. Combinaciones de carga

Al ser este elemento de escala muy pequeña, se considera la combinación de carga crítica para el estado último de esfuerzo de $1.4D + 1.7L$ (CHOC-CICH, 2008).

7.6. Solicitaciones

En la Figura 32 y Figura 33 se muestran las magnitudes de las solicitaciones en el elemento de la losa.

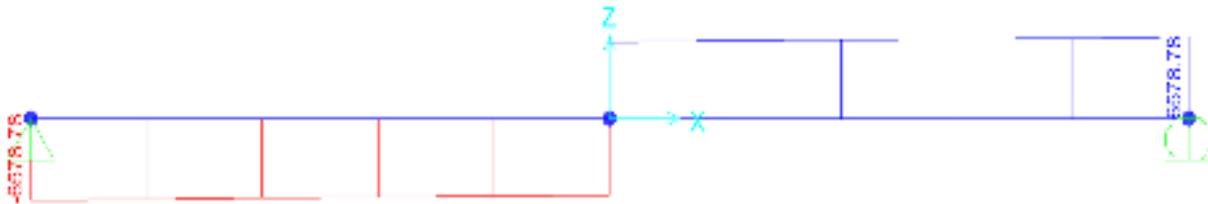


Figura 32: Diagrama de fuerzas cortantes (en kgf) para la combinación crítica considerada

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

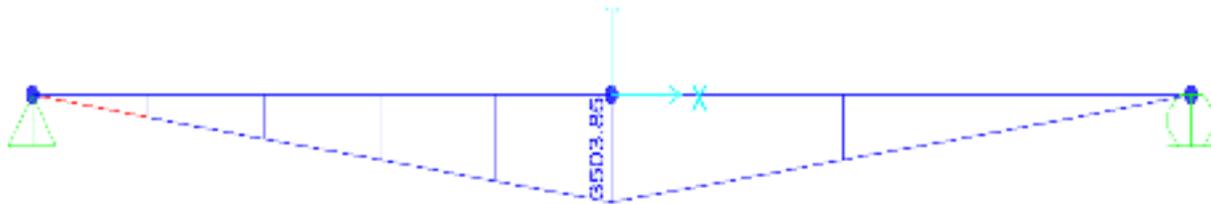


Figura 33: Diagrama de momentos flectores (en kgf·m) para la combinación crítica considerada

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

De esta manera, se infiere que las solicitaciones sobre la losa son:

$$V_u = 6,578.78 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}, \quad M_u = 3,503.85 \frac{\text{kgf} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

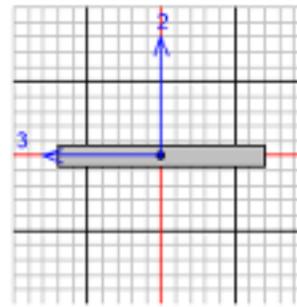
Donde,

V_u : fuerza cortante última.

M_u : momento flector último.



7.7. Capacidad de fuerza cortante



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

Element : 3 D=0.15 B=1.6 bf=1.6
 Section ID : Losa Superior ds=0. dct=0.06 dcb=0.035
 Combo ID : Concreto E=2.535E+09 fe=2812278.5 Lt.Wt. Fac.=1.
 Station Loc : 0.55 L=1.1 Fy=28122785. fy=28122785.

Phi(Bending): 0.9
 Phi(Shear): 0.78
 Phi(Seis Shear): 0.6
 phi(TORSION): 0.78

Design Moments, M3

Positive Moment	Negative Moment	Special +Moment	Special -Moment
3503.852	0.	0.	0.

Flexural Reinforcement for Moment, M3

	Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)	0.	0.	0.	0.
Bottom (-3 Axis)	0.001	0.001	0.	8.661E-04

Shear Reinforcement for Shear, V2

Rebar Av/s	Shear Vu	Shear phi*Vc	Shear phi*Vs	Shear Vp
0.	6162.5	9051.894	0.	0.

Reinforcement for Torsion, T

Rebar At/s	Rebar At	Torsion Tu	Critical Phi*Tth	Area Aa	Perimeter Ph
0.	0.	0.	511.612	0.073	2.944

F.R.

Figura 34: Captura de resultados de verificación de cortante (en kgf)



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

$$V_u = 6,162.5 \text{ kgf}$$
$$\phi V_c = 9,051.894 \text{ kgf}$$
$$\phi V_c > V_u$$

∴ 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.

7.3. 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:

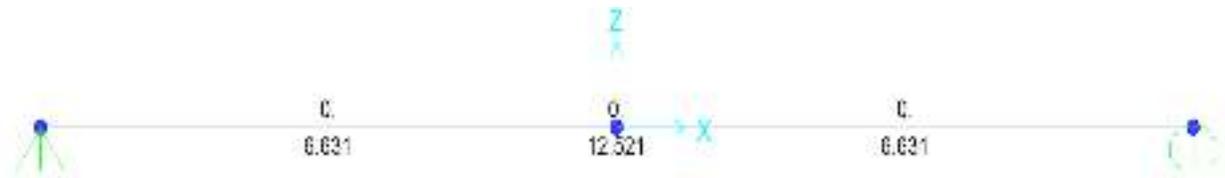


Figura 35: Área de refuerzo longitudinal requerido (en cm²)

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 MINIMO POR FLEXION

1. Esquema de parámetros estructurales

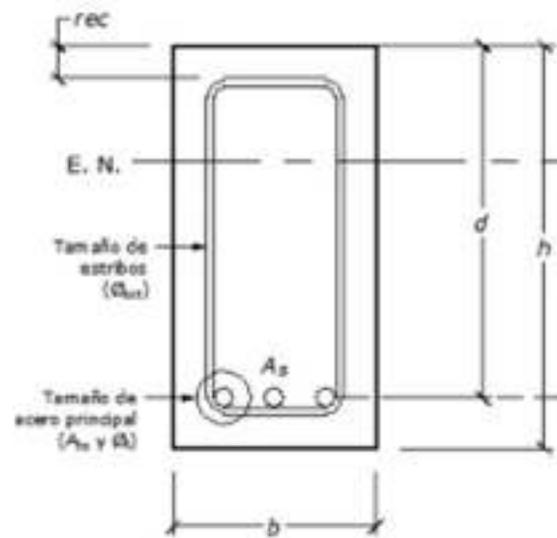


Figura A.

2. Datos de Entrada

$h = 15\text{cm}$

Peralte de sección transversal

$b = 150\text{cm}$

Ancho de sección transversal

$\text{rec} = 7.5\text{cm}$

Recubrimiento de acero de refuerzo

#4

No. de barra de refuerzo longitudinal en octavos de pulgada

$\Phi = 1.27\text{cm}$

Diámetro de barra de refuerzo longitudinal



$$A=1.27\text{cm}^2$$

Area de refuerzo de la varilla #4

$$f'c= 280 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$f_y= 280 \text{ kg/cm}^2$$

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

3. Proceso (calculo)

$$d := h - \left(rec + \frac{\emptyset_{s,i}}{2} \right) = 6.865\text{cm}$$

Peralte efectivo de la sección transversal. Ver Figura A

$$A_{s,min1} := \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}}{f_y} \cdot b \cdot d = 5.378\text{cm}^2$$

$$A_{s,min2} := \frac{14 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d}{f_y} = 5.625\text{cm}^2$$

Por lo tanto, el área de acero requerido máximo por flexión de elemento es $A_s = 12.521 \text{ cm}^2$.



7.10. Acero requerido por contracción y temperatura

REFUERZO POR CONTRACCION Y TEMPERATURA

1. Refuerzo paralelo a la sección transversal

Datos de entrada

h= 15cm	Peralte de sección transversal
b= 150cm	Ancho de sección transversal
rec= 7.5cm	Recubrimiento de acero de refuerzo
#4	No. de barra de refuerzo longitudinal en octavos de pulgada
$\Phi=1.27\text{cm}$	Diámetro de barra de refuerzo longitudinal
$A_s=1.27\text{cm}^2$	Área de refuerzo de la varilla #4
$\rho_{min,y} = 0.0015$	Cuantía de refuerzo paralelo a la sección transversal, según sección 14.3 (ACI, 2008)

Proceso(cálculos)

$$d := h - \left(rec + \frac{\Phi_{s,l}}{2} \right) = 6.865\text{cm}$$

Peralte efectivo



$$A_{s,req} := \rho_{min,s} \cdot b \cdot h = 3.375 \text{ cm}^2$$

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

Salidas

#3 No. de barra de refuerzo perpendicular a la sección transversal en octavos de pulgada

$\Phi=0.95\text{cm}$ Diámetro de barra de refuerzo perpendicular a la sección transversal

$A_s=0.71\text{cm}^2$ Área de refuerzo de la varilla #4

$n := \frac{A_{s,req}}{A_{s,ctv}} = 4.753$ Cantidad de barras verticales requeridas en $b=150\text{cm}$ de longitud

$s_{ps} := \text{floor} \left(\frac{b}{n} \right) = 31.5\text{cm}$ Separación entre barras paralelas a la sección transversal

Usar #3@31.5cm como refuerzo paralelo a la sección transversal

2. Refuerzo perpendicular a la sección transversal

$h= 15\text{cm}$ Peralte de sección transversal

$b= 150\text{cm}$ Ancho de sección transversal



rec= 7.5cm

Recubrimiento de acero de refuerzo

#4

No. de barra de refuerzo longitudinal en octavos de pulgada

$\Phi=1.27\text{cm}$

Diámetro de barra de refuerzo principal

$A_s=1.27\text{cm}^2$

Área de refuerzo de la varilla #4

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

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

Proceso(cálculos)

$$d := h - \left(rec + \frac{\phi_{s,l}}{2} \right) = 6.865\text{cm}$$

Peralte efectivo

$$A_{s,req} := \rho_{min,v} \cdot b \cdot h := 5.625 \text{ cm}^2$$

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

Salidas

#3

No. de barra de refuerzo perpendicular a la sección transversal en octavos de pulgada



$\Phi=0.95\text{cm}$

Diámetro de barra de refuerzo perpendicular a la sección transversal

$A_s=0.71\text{cm}^2$

Área de refuerzo de la varilla #4

$$n := \frac{A_{s,req}}{A_{s,th,c}} = 7.922$$

Cantidad de barras perpendiculares a la sección transversal requeridas en $b=150\text{cm}$ de longitud

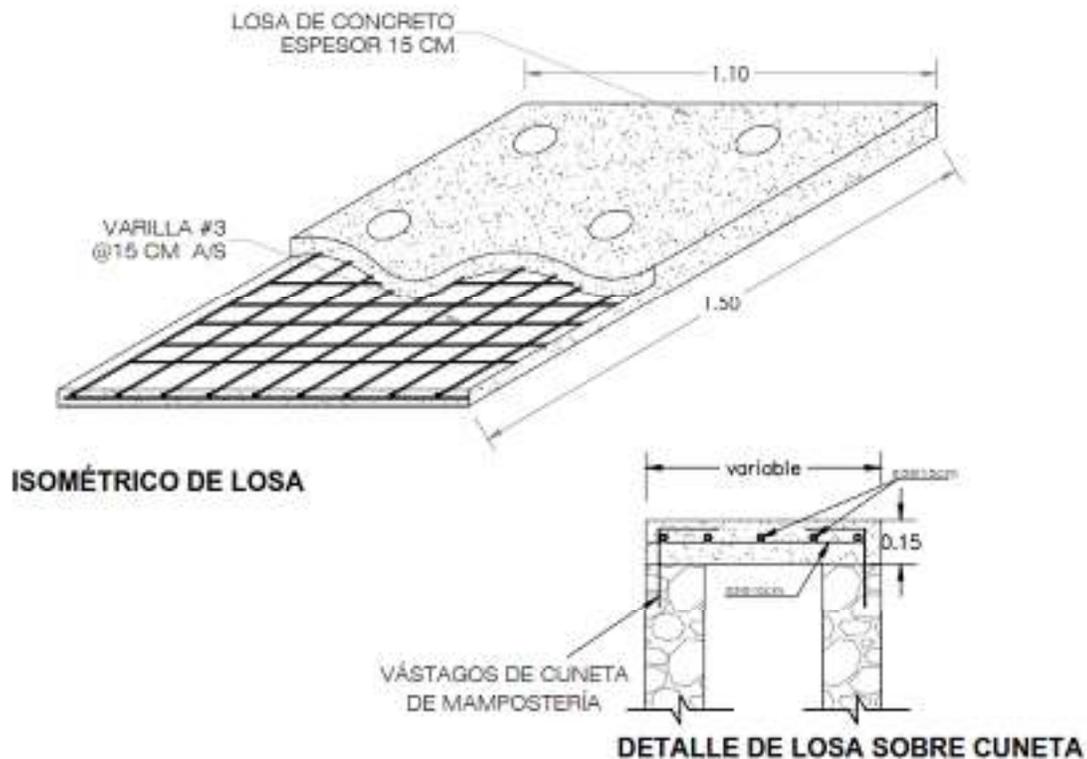
$$s_{pe} := \text{floor} \left(\frac{b}{n} \right) = 18.93\text{cm}$$

Separación entre barras perpendiculares a la sección transversal



7.11. Acero proporcionado

En el siguiente esquema se muestra la distribución de acero de refuerzo proporcionado a la losa apoyada sobre las paredes de la cuneta.



DETALLE DE LOSAS DE CONCRETO

SIN ESCALA

Figura 36: Distribución de refuerzo de acero en la losa de acceso.

Fuente: propia.

8. Conclusiones

De acuerdo a los cálculos mostrados en las secciones 4.7, 4.8, 5.6 y 5.7 se determinaron los diferentes factores de seguridad de la estructura de drenaje (cuneta) y su caja derivadora 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 en coeficientes de seguridad aceptables. En los análisis y resultados de la caja derivadora, se determinó el refuerzo en base a la acción única del empuje del suelo sin mayorar, con el propósito de satisfacer lo requerido para este proyecto, tal y como se muestra en la sección 5.8 y 5.9.

Se analizó y diseñó las vigas I "quiebrapatras", proporcionando el acero de refuerzo tanto para flexión y cortante para el estado límite esfuerzos últimos bajo las condiciones de carga viva y muerta, ya que los efectos extremos o ambientales (sismo) no ejercerían algún efecto considerable en su comportamiento por su reducido tamaño (muy baja masa). El acero de refuerzo proporcionado se muestra en la Figura 26 y Figura 27. Además, se verificó que las deflexiones del elemento son satisfactorias para el estado de servicio conforme las disposiciones locales como se describe en la sección 6.4.

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

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 por la cuneta y la incertidumbre futura de la ejecución de conexiones ilícitas a la cuneta 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).

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.

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 ALTOS DE LOS PINOS* (Geotécnico N.º 1; pp. 7-8). 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].

Fine spol. s r.o. (2019). *GEO5*. Recuperado de <https://www.finesoftware.es/software-geotecnico/>

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.