



Alcaldía Municipal del Distrito Central

Unidad Ejecutora de Programas y Proyectos (UEPP)

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

INFORMES DE INVESTIGACIÓN

**Control Integrado de escorrentías mediante canalizaciones en Col.
San Buenaventura, Comayagüela, M.D.C.**

Código: KfW-089

Tiempo de ejecución: Tres Meses

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

Proyecto:
Altos de San Francisco y San Buena Ventura

Responsable:
M.Sc. Ing. Alex Galindo

Fecha: Agosto 2021



1. Área de actuación



Ilustración 1 Área de actuación Col. Altos de San Francisco y San Buena Ventura

La geología para las áreas de intervención en lo que respecta a la conformación de taludes dentro del cauce de la quebrada para las colonias Altos de San Francisco y San Buena Ventura corresponde a la formación "Mpmn" de acuerdo al mapa geológico "Lotti 1996". El cual se conforma de piroclastos y tobas volcánicas.

Se realizó la visita de campo con el fin de hacer un mapeo de los tipos de suelos presente en las proximidades al cauce. Se inició el recorrido por un callejón dentro de la colonia San Buenaventura sobre el cual está construido una cuneta que descarga directamente en el cauce de la quebrada. Se hizo el recorrido en todo este tramo el cual tiene una longitud de 100m aproximadamente. Se identifico otro tramo dentro de la colonia el cual se ubica paralelamente a unas gradas esto ya en la colonia Altos de San Francisco. Este tramo también tiene aproximadamente 100m desde la descarga de una cuneta en la parte superior hasta un puente peatonal en la parte mas baja de este tramo.



2. Características Geotécnicas

Se identificaron de acuerdo al estudio hidráulico 2 tramos principales dentro la quebrada que transcurre por las colonias Altos de San Francisco y San Buena Ventura. Los sitios son los siguientes:



Ilustración 2 Zonas mapeadas

En el tramo identificado como "Tramo 1" en visita de campo se identificaron con una inspección superficial la presencia de 2 estratos bien marcados dentro de los taludes colindantes al cauce de la quebrada. Lo que se observa en campo es un espesor de depósitos de ladera vegetados bastante contaminadas con basura y demás desperdicios y la presencia de rocas de tamaño pequeño y gravas. Este espesor de material se encuentra apoyado sobre una toba volcánica (roca blanda) con espesores máximos de 2m aproximadamente a lo largo de todo el perfil longitudinal. Adicionalmente en la corona del talud se observa afloramientos superficiales de una masa rocosa. Ver proyección esquemática de este contacto:

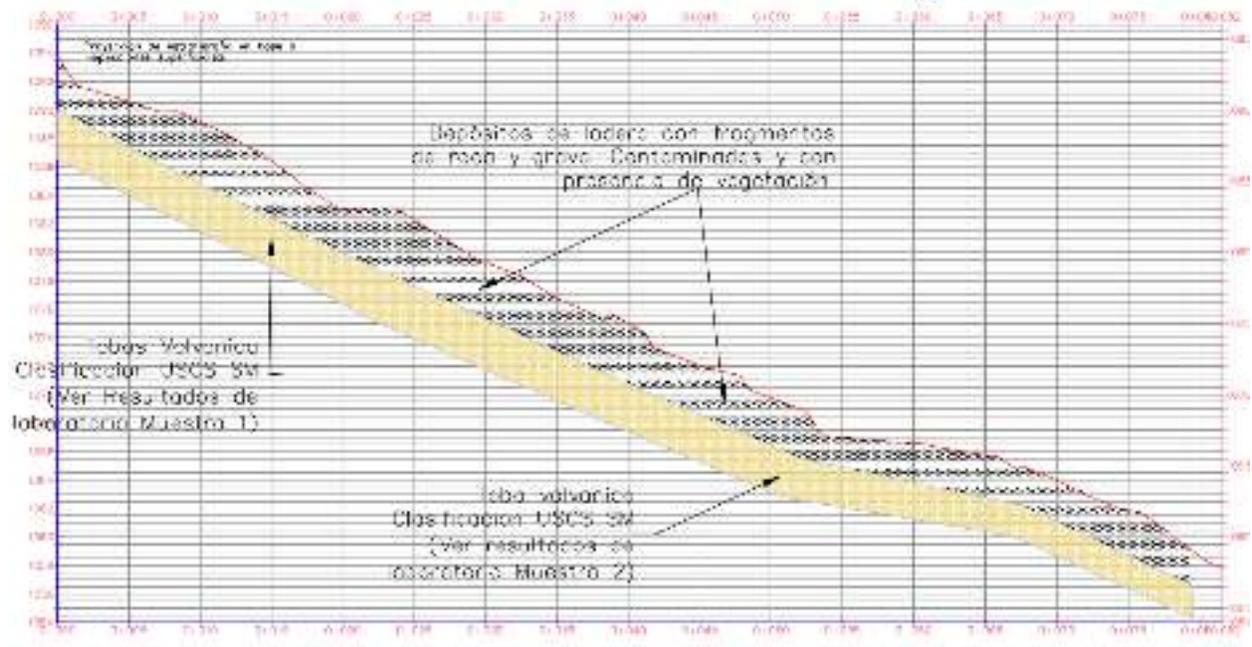


Ilustración 3 Perfil longitudinal con proyección de estratos en base a inspección superficial.

Tal y como se observa en la ilustración anterior se tomaron 2 muestras de la roca encontrada en la base en distintos sitios para verificar sus propiedades en laboratorio.



Ilustración 4 Sitio mapeado en colonia san Buena Ventura.



En sitio identificado como Tramo 2 (Ver ilustración 2) se identifico un tramo de aproximadamente 100m paralelo a unas gradas peatonales dentro de la colonia Altos de San Francisco. Se observan taludes de altura variable (2 a 4m en su parte más crítica) en su mayoría con pendientes suaves. Lo que se observa en el sitio son depósitos de ladera (usualmente compuestos de matriz limosa) con presencia de rocas y gravas. Estos taludes se encuentran cubiertos de maleza y basura ya que la gente utiliza estos sitios contiguos al cauce de la quebrada para botar desperdicios.



Ilustración 5 Sitio identificado en tramo 2

1556331.37 m N, 474870.55 m E



Ilustración 6 Fotografía tramo 2 (Taludes con pendientes del 30%-40%)



Ilustración 7 Mapeo de suelos en Tramo 2. Nótese los depósitos de ladera en todo el recorrido del cauce. Usualmente estos depósitos suelen estar compuestos de una matriz limosa que encierra gravas y rocas. Siendo este el caso según lo observado in situ.

3. Mapas Multiamenazas

Utilizando la herramienta en línea (amdc.giscloud.com) en sus mapas de amenazas y deslizamientos se identificó la zona del cauce de la quebrada que atraviesa las colonias Altos de San Francisco y San buena ventura se encuentra ubicada en zonas con susceptibilidades altas a deslizamientos.



Ilustración 8 Mapa "Susceptibilidad por amenazas en DC"

Tal y como se observa en la ilustración anterior el área donde se ubican las obras propuestas de reconfiguración de taludes para el mejoramiento del cauce se encuentran mapeadas como zonas de alta susceptibilidad a deslizamientos. Esto por la geomorfología de la zona de estudio la cual se encuentra en laderas de alta pendiente.

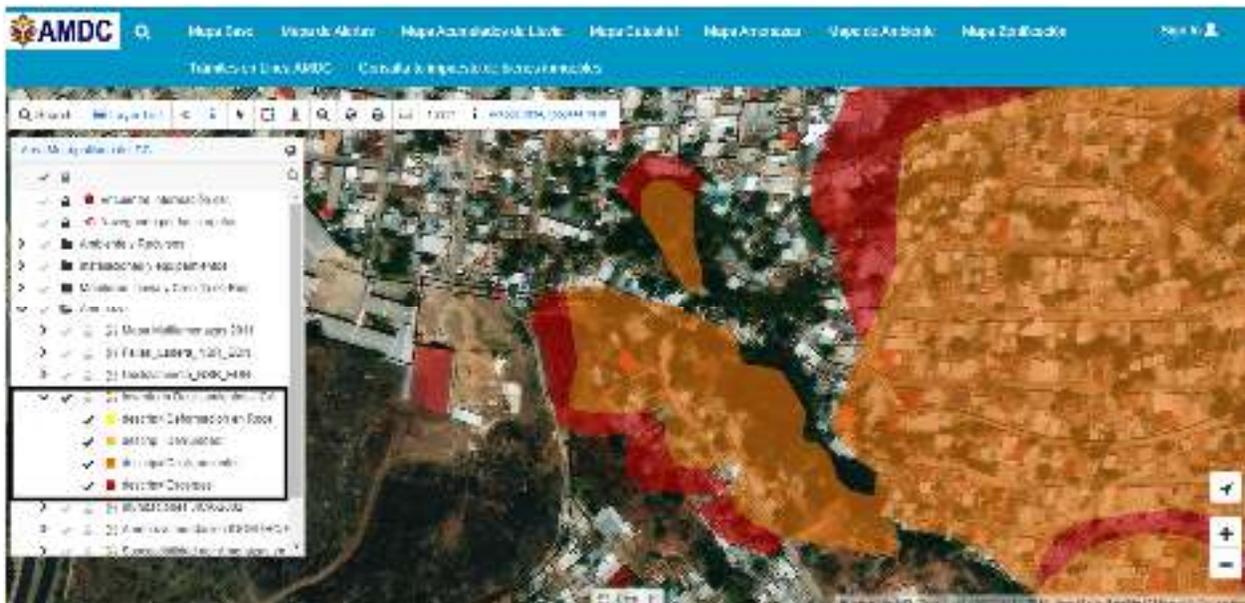


Ilustración 9 Inventario deslizamientos JICA



Adicionalmente existe el mapeo de deslizamientos antiguos ocurridos en las colonias Altos del San Francisco y San Buena Ventura. Aumentando la criticidad de estos sitios. Se observa que la ubicación desfavorable de dichas colonias en zonas de fuerte pendiente, propensas para las deposiciones de derrumbes en tiempo geológico y posibles movimientos de ladera ante ocurrencia de precipitaciones.

4. Conclusiones y recomendaciones

Una vez identificados los sitios y el contexto geológico sobre el que se encuentran podemos concluir lo siguiente:

1. En zona identificada como "Tramo 1" se recomienda buscar otras alternativas para el mejoramiento del cauce. De acuerdo topografía e inspecciones de campo se observa algunos tramos con taludes con alturas de 4m y con pendientes elevadas. Además, algunas construcciones cercanas como viviendas y un muro perimetral de una escuela cercana. Por lo cual realizar cualquier acción de corte en estos taludes especialmente al pie y dado el contexto sobre el cual se encuentran estos sitios como ser susceptibilidades altas a deslizamientos podría reactivar problemáticas de deslizamientos que aparentemente se encontrarían inactivos.

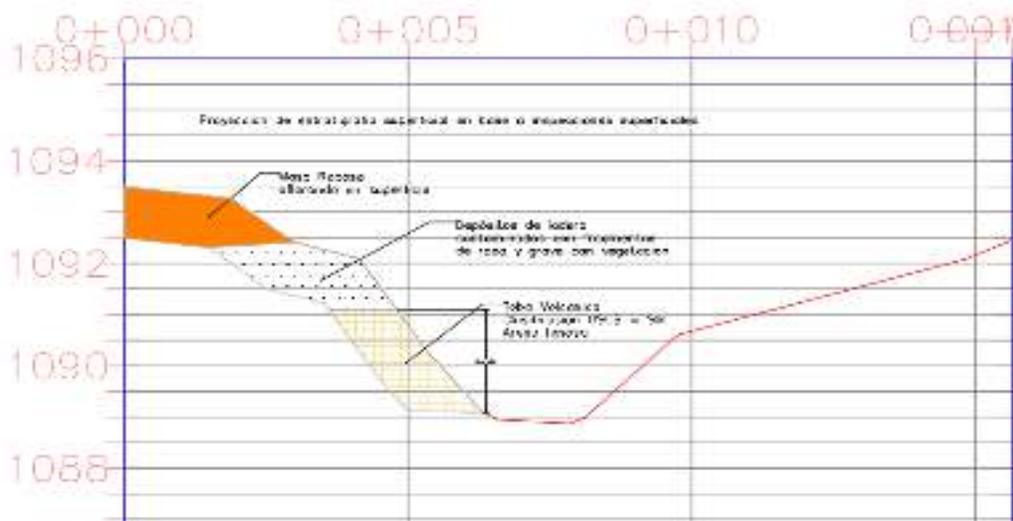


Ilustración 10 Esquema talud notese la altura del talud y la pendiente por lo cual cualquier tipo de corte representa un peligro a la estabilidad de dicho talud.



2. En zona identificada como "Tramo 2" los taludes son de menor altura y menor pendiente sin embargo se encuentran dentro del mismo contexto geológico que la zona identificada como "Tramo 1". Cualquier modificación en la geometría de estos taludes podría tener repercusiones en la estabilidad de los mismos.
3. En caso de no encontrar otra medida de mitigación viable y se procede a la reconformación de los taludes en "Tramo 2" se sugiere de manera esquemática la siguiente medida de mitigación con la construcción de bermas y la siembra de vegetación para la protección de los taludes o realizar enrocados:

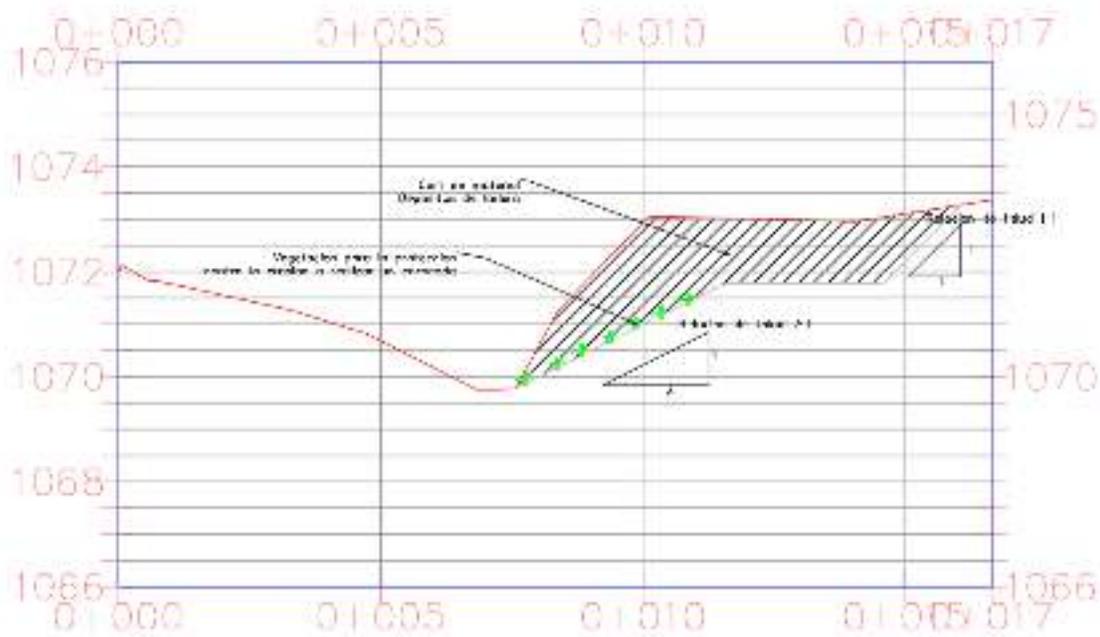


Ilustración 11 Esquema

Dado que no se realizaron ensayos para determinar la capacidad de carga del suelo, se ha estimado esta con un valor conservador de 1.5 Kg/cm², de encontrarse durante las labores de excavación materiales inestables o susceptibles a cambios volumétricos, para el caso de las cunetas (canales), se sustituirán 30 cm del material de subrasante con material selecto estabilizado con cemento al 2% y en el caso de las cajas colectoras de 2 y 3.8 m., se sustituirá 1.0 m. de profundidad de la subrasante a nivel de desplante con material selecto estabilizado con cemento al 2%.



SERVICIOS GEOTÉCNICOS DE HONDURAS (SGH)

LABORATORIO DE GEOTECNIA

LÍMITES DE ATTERBERG (ASTM D 4318-05)

www.sgh-honduras.com
Tel: (504) 8881-6002
msl@sggh.com.hn

PROYECTO:
INSTRUMENTACIÓN
DE LA CARRETERA
HONDURAS-MOCTEZUMA

ALTO DE LA SAN FRANCISCO

EMPALME

INDICADOR: 100001

INDICADOR: 100001

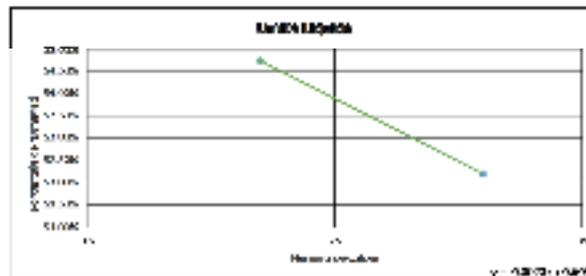
UBICACIÓN: MOCTEZUMA

PROYECTO: HONDURAS-MOCTEZUMA

FECHA:
04/08/2011

Límite Líquido				
Número de golpes	30	30	31	31
Tamaño del tamal	75 µ	75 µ	75 µ	75 µ
Tara + agua + arena	26.61g	21.47g	29.02g	28.30g
Tara + suelo	20.04g	19.31g	23.00g	21.75g
Tara	0.82g	0.82g	0.78g	0.80g
Suelo	6.57g	2.06g	5.97g	5.18g
Agua	0.82g	0.18g	0.99g	0.82g
Moisture	12.33%	8.74%	16.58%	15.84%

Límite Plástico	
Tamaño del tamal	75 µ
Tara + agua + arena	20.01g
Tara + PLP	17.14g
Tara	0.81g
Suelo	2.05g
Agua	0.81g
Moisture	40.00%



Límite Líquido: 55.7%

Límite Plástico: 40.00%

Índice de plasticidad: 15.8%

Observaciones:

Denis Pineda
Muestreo

Guillermo Paz
Análisis



Firma y sello



5.2 Resultados de laboratorio Muestra 2



SERVICIOS GEOTÉCNICOS DE HONDURAS (SGH)
LABORATORIO DE GEOTECNIA
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)

www.geotecnia.com
Tel: +504 2222 1111
www.geotecnia.com

PROYECTO: ALTO DE LA SAN FRANCISCO
FECHA DE OBTENCIÓN DE MUESTRA: 02/06/2016
IDENTIFICACIÓN: 001

PROYECTO: 2
FECHA DE OBTENCIÓN DE MUESTRA: 02/06/2016
IDENTIFICACIÓN: 001

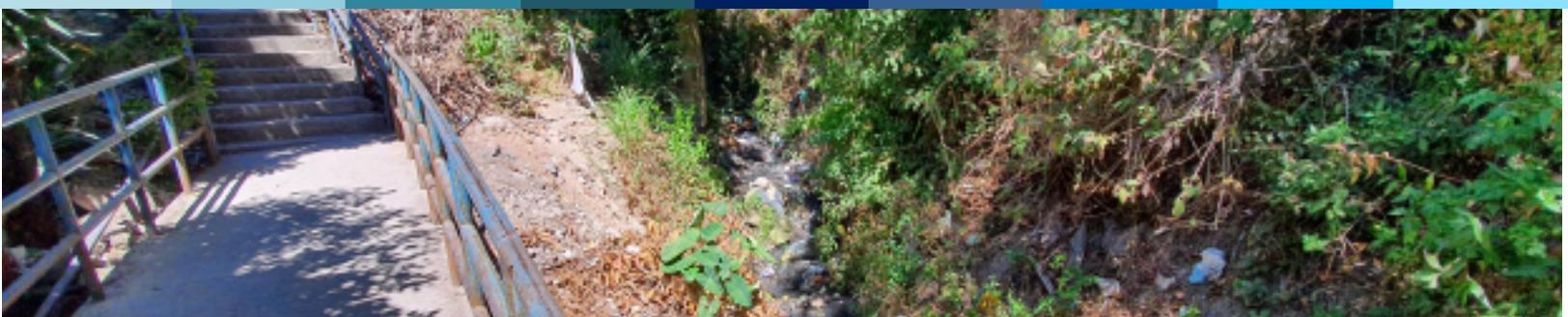
Tamiz (mm)	Muestra (g)	Muestra (g)	Porcentaje		Retenido (g)	Retenido (%)
			Porcentaje	Porcentaje		
75	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
150	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
300	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
600	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
1250	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
2500	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
5000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
7500	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
15000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
30000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
60000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
125000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
250000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
500000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
1000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
2000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
4000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
8000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
16000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
32000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
64000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
128000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
256000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
512000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
1024000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
2048000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
4096000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
8192000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
16384000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
32768000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
65536000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
131072000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
262144000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
524288000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
1048576000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
2097152000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
4194304000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
8388608000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
16777216000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
33554432000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
67108864000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
134217728000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
268435456000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
536870912000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
1073741824000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
2147483648000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
4294967296000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
8589934592000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
17179869184000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
34359738368000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
68719476736000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
137438953472000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
274877906944000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
549755813888000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
1099511627776000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
2199023255552000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
4398046511104000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
8796093022208000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
17592186044416000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
35184372088832000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
70368744177664000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
140737488355328000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
281474976710656000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
562949953421312000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
1125899906842624000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
2251799813685248000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
4503599627370496000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
9007199254740992000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
18014398509481984000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
36028797018963968000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
72057594037927936000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
144115188075855872000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
288230376151711744000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
576460752303423488000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
1152921504606846976000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
2305843009213693952000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
4611686018427387904000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
9223372036854775808000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
18446744073709551616000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
36893488147419103232000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
73786976294838206464000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
147573952589676412928000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
295147905179352825856000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
5902958103587056517056000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
11805916207174113034112000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
23611832414348226068224000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
47223664828696452136448000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
94447329657392904272896000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
188894659314785808545792000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
377789318629571617091584000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
755578637259143234183168000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
1511157274518286468366336000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
3022314549036572936732672000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
6044629098073145873465344000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
12089258196146291746930688000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
24178516392292583493861376000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
48357032784585166987722752000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
96714065569170333975445504000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
193428131138340667950891008000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
386856262276681335901782016000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
773712524553362671803564032000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
1547425049106725343607128064000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
3094850098213450687214256128000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
6189700196426901374428512256000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
12379400392853802748857024512000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
24758800785707605497714049024000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
49517601571415210995428098048000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
99035203142830421990856196096000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
198070406285660843981712392192000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
396140812571321687963424784384000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
792281625142643375926849568768000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
1584563250285286751853699137536000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
3169126500570573503707398275072000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
6338253001141147007414796550144000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
12676506002282294014829593100288000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
25353012004564588029659186200576000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
50706024009129176059318372401152000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
101412048018258352118636744802304000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
202824096036516704237273489604608000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
405648192073033408474546979209216000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
811296384146066816949093958418432000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
1622592768322133633898187916836864000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
3245185536644267267796375833673728000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
6490371073288534535592751667347456000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
12980742146577069071185503334694912000000	1000	1000	100.0	100.0	0	0.0
25961484293154138142371006669389824000000	1000	1000				



**INFORME HIDROLÓGICO-HIDRÁULICO ORIENTADO AL DISEÑO DE
CONTROL INTEGRADO DE INUNDACIONES MEDIANTE OBRAS
HIDRÁULICAS EN LA COL. SAN BUENAVENTURA, COMAYAGÜELA,
M.D.C.**

Proyecto KfW-CP-025 / Col. San Buenaventura, Comayagüela, M.D.C., Francisco
Morazán

Responsable:
M. Sc. Carlos Ábrego Suárez



Julio, 2021

CONTENIDO

GLOSARIO	5
1. INTRODUCCIÓN	8
2. GENERALIDADES.....	8
2.1 Ubicación del proyecto.....	8
2.2 Realidad problemática	9
3. OBJETIVOS	10
3.1 Objetivo general	10
3.2 Objetivos específicos	10
4. METODOLOGÍA.....	10
4.1 Análisis hidrológico.....	10
4.2 Análisis hidráulico.....	11
4.3 Criterios para la definición de la amenaza por inundación fluvial	12
5. ANÁLISIS HIDROLÓGICO	14
5.1 Información climatológica.....	14
5.2 Registros pluviales de corta duración	16
5.3 Modelo digital de elevaciones.....	16
5.4 Determinación de las superficies de aportación	17
5.5 Red de drenaje superficial.....	18
5.6 Características morfométricas	19
5.7 Determinación de los tiempos de concentración	19
5.8 Usos y cobertura de los suelos	20
5.9 Caudales de avenida mediante el Método Racional.....	21
6. EVALUACIÓN HIDRÁULICA	23
6.1 Flujo sobre canales abiertos.....	24
6.2 Levantamiento topográfico del terreno	24
6.3 Estimación de los coeficientes de rugosidad de Manning	25
6.4 Modelo hidráulico conceptual en HEC-RAS.....	26
6.5 Resultados de la simulación hidráulica	26
6.6 Evaluación del drenaje menor.....	27
6.6.1 Colector pluvial de sección rectangular de 0.50x0.60m – DA-01.....	28
6.6.2 Colector pluvial de sección rectangular de 0.50x0.60m – DA-02.....	28
6.6.3 Colector pluvial de sección rectangular de 0.60x0.60m – DA-03.....	28

6.6.4	Resultados de la evaluación hidráulica	29
7.	AMENAZA DE LA INUNDACIÓN FLUVIAL	30
8.	MEDIDAS PARA LA MITIGACIÓN DE LA AMENAZA POR INUNDACIÓN FLUVIAL	31
8.1	Intervención de la superficie de aportación.....	31
8.2	Mejoramiento de las condiciones del cauce	31
8.3	Sistema de control de escorrentía superficial.....	32
9.	CONCLUSIONES	33
10.	RECOMENDACIONES	33
11.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	34

LISTADO DE TABLAS

Tabla 1.	Ubicación de la colonia San Buenaventura.	8
Tabla 2.	Determinación de los coeficientes de rugosidad mediante el Método de Cowan.	11
Tabla 3.	Determinación de la intensidad de la inundación fluvial.	12
Tabla 4.	Determinación del nivel de frecuencia según el período de retorno.....	13
Tabla 5.	Registros climáticos medios de la Estación Climatológica de Tegucigalpa.	15
Tabla 6.	Factores de forma de la subcuenca de la Quebrada Grande.	19
Tabla 7.	Resumen de los tiempos de concentración de la Quebrada Grande.....	20
Tabla 8.	Coeficientes de escorrentía sugeridos por el Manual de Hidráulica de Oregon (2014), Capítulo 7, Apéndice F.....	21
Tabla 9.	Estimación de los caudales de diseño mediante el Método Racional para el drenaje local.....	23
Tabla 10.	Estimación de los caudales de diseño mediante el Método Racional para las corrientes fluviales.	23
Tabla 11.	Estimación del coeficiente de rugosidad de Manning mediante el Método de Cowan.....	25
Tabla 12.	Localización de las obras de drenaje transversal en la Col. San Buenaventura.	28
Tabla 13.	Resultados de las variables hidráulicas de interés para los colectores pluviales actuales.....	29

LISTADO DE GRÁFICOS

Gráfico 1.	Representación gráfica de la intensidad de la inundación fluvial.	13
Gráfico 2.	Representación gráfica de la amenaza de la inundación fluvial.....	13
Gráfico 3.	Distribución media mensual de los registros pluviales en la Estación Climatológica de Tegucigalpa, serie histórica comprendida entre 1951-2012.....	15
Gráfico 4.	Distribución media mensual de los registros de temperatura en la Estación Climatológica de Tegucigalpa, serie histórica comprendida entre 1951-2012.....	15
Gráfico 5.	Curvas de intensidad-duración-frecuencia de la Estación Climatológica de Tegucigalpa.....	16

LISTADO DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Ubicación de la colonia San Buenaventura, Distrito Central, Departamento de Francisco Morazán.	9
Ilustración 2. Localización de la Estación Climatológica de Tegucigalpa, ubicada en el Aeropuerto Internacional de Toncontín, en la ciudad capital.	14
Ilustración 3. Representación espacial de la superficie de aportación de interés.	18
Ilustración 4. Representación espacial de la red de drenaje superficial de las subcuencas de interés.	18
Ilustración 5. Representación espacial del uso y la cobertura forestal del suelo sobre la subcuenca de interés.	21
Ilustración 6. Actual sistema de colectores de aguas lluvias en la Col. San Buenaventura.	22
Ilustración 7. Levantamiento topográfico realizado en la Colonia San Buenaventura.	24
Ilustración 8. Esquema hidráulico conceptual en HEC-RAS de las corrientes fluviales que afectan la zona.	26
Ilustración 9. Distribución espacial de la crecida en condición actual para un período de retorno de 50 años, en el sector de interés de la Col. San Buenaventura.	27
Ilustración 10. Localización de las obras de drenaje transversal existente que son sujetas de interés.	27
Ilustración 11. Amenaza de la inundación fluvial para una probabilidad de ocurrencia de 0.02 en Col. San Buenaventura.	30
Ilustración 12. Variación de la planicie inundable como respuesta del mejoramiento de las condiciones hidráulicas de los cauces de las corrientes de interés.	31

GLOSARIO

A

ALUVIAL – proceso donde el material se transporta principalmente por agua. Material granular transportado por el agua, depositado posteriormente en zonas donde la energía de la corriente es incapaz de desplazarle.

AÑO HIDROLÓGICO – Período de doce meses que comprende un ciclo hidrológico completo, partiendo del mes en que se observa el inicio de la temporada lluviosa. En Honduras el año hidrológico comprende de mayo a abril.

ÁREA INUNDABLE – una llanura relativamente plana que bordea una corriente y está cubierta por sus aguas en la fase de la inundación de dos veces la profundidad máxima de Bankfull.

AVENIDA – incremento de los niveles de la corriente de forma significativamente mayor a los caudales medios que por ella transitan.

B

BANKFULL – etapa delineada por el punto de elevación de la inundación incipiente, indicada por los depósitos de arena o limo en la marca de fregado activo, la rotura en la pendiente de la Ribera de la Ribera, el límite de vegetación perenne, la decoloración de la roca y la exposición al pelo de raíz.

C

CAUCE – también conocido como lecho, representa la depresión natural del terreno, en forma de valle, por donde se concentra y discurre la escorrentía superficial.

CAUCE MAYOR – está representado por las vegas y bancos de desbordamiento. Corresponde a la llanura a la que recorren los volúmenes de la crecida cuando es superada la capacidad hidráulica del cauce menor o preferencial.

CAUCE MENOR – está representado por sección hidráulica por la que discurren los flujos de forma recurrente. Comúnmente se encuentra libre de vegetación y presenta coluviones como respuesta del flujo confinado.

CAUDAL – volumen de agua que pasa por una sección en particular durante un período de tiempo definido.

CAUDAL UNITARIO – representa el rendimiento o caudal por unidad de área de una superficie de aportación.

CONFLUENCIA – lugar donde se unen los flujos de dos o más corrientes.

CORRIENTE – un cuerpo de agua encontrado en la superficie de la Tierra y confinado a una estrecha depresión topográfica, por la que fluye y transporta partículas de roca, sedimentos y partículas disueltas. Esta definición contiene los ríos, arroyos y tributarios.

CUENCA – área que comprende la totalidad de la superficie de drenaje hasta un punto de interés conocido como control.

CUMULONIMBUS – nube amazacotada y densa, con un desarrollo vertical considerable en forma de montaña o una enorme torre, con la cima normalmente aplastada.

D

DATUM – se construye sobre un elipsoide de referencia, y puede incorporar variaciones locales de elevación.

DEGRADACIÓN – proceso por el cual el gradiente de un arroyo se hace menos empinado, debido a la erosión del sedimento del lecho del arroyo. Tal erosión generalmente sigue a una fuerte reducción en la cantidad de sedimento que entra en la corriente.

DEPOSICIÓN – en términos de erosión, es el asentamiento de partículas.

E

ELEVACIÓN – medida de longitud vertical relativa a un Datum.

ELIPSOIDE – forma tridimensional generada a partir de una elipse bidimensional.

EROSIÓN – el proceso por el cual las partículas de la roca y el suelo se aflojan, como por la intemperie, y después se transportan en otra parte, como por el viento, el agua, el hielo, o la gravedad.

ESCORRENTÍA – volumen de agua que pasa por una sección en particular durante un período de tiempo. Volumen de agua como fracción de la lámina de lluvia que no se infiltra.

ESTACIÓN HIDROMÉTRICA – estructura de observación y registro de los niveles de la corriente constituida primordialmente por escalas limnimétricas, y en algunos casos, sensores digitales de nivel de la corriente.

ESTACIÓN PLUVIOGRÁFICA – facilidad construida con el propósito de realizar observaciones de la precipitación de forma continua. Convencionalmente, los registros pluviográficos son registrados mediante papel destinado para tal fin, de forma que se obtiene la evolución de la lluvia sin necesidad de recurrir a intervalos de tiempo para su representación, permitiendo realizar análisis de la lluvia de corta duración con fines de diseño. En la actualidad, es frecuente el uso de sensores digitales para la captura de esta información por la facilidad en el manejo de los datos.

ESTACIÓN PLUVIOMÉTRICA – facilidad construida con el propósito de realizar observaciones de la precipitación de forma discreta. Convencionalmente, los registros pluviométricos son anotados por un observador en una libreta, de forma que se obtienen acumulados diarios de lluvia.

F

FLUJO BASE – Etapa en el flujo alimentado con agua subterránea.

H

HEC-HMS – software de libre distribución para la modelización hidrológica de caudales desarrollado por el U.S. Army Corp of Engineers.

HEC-RAS – software de libre distribución para el análisis hidráulico de caudales sobre corrientes naturales.

HIDROGRAMA – respuesta de una cuenca en particular en forma de volúmenes por unidad de tiempo, producto de un evento pluvial con capacidad de generar escurrimiento, hasta un punto conocido como control. Gráfica que muestra la variación del caudal de una corriente a través del tiempo, para un punto en particular.

HIDROGRAMA UNITARIO – respuesta unitaria de la cuenca ante un evento pluvial de 1 milímetro de precipitación efectiva, hasta un punto en particular conocido como control.

HIETOGRAMA – histograma de precipitación a paso de tiempo definido. Representación de la tormenta de diseño en forma discreta.

I

INUNDACIÓN – ocupación temporal de las aguas de una corriente a consecuencia del incremento de los volúmenes que esta transporta.

ICF – Instituto de Conservación Forestal.

L

LLANURA INUNDABLE – tierra que está activamente (inundada más allá de Bankfull una vez cada 1-2 años), generalmente amplia, suavemente inclinada del suelo del Valle, a menudo limitada por una terraza (llanura de inundación abandonada temporalmente) o ladera lateral que invade.

LLUVIA EFECTIVA – componente de la precipitación que es considerada como la lámina de lluvia con potencial de convertirse en escorrentía directa.

N

NRCS – National Resources Conservation Service.

O

OMM – Organización Meteorológica Mundial.

P_____

PENDIENTE DE CANAL – cambio de elevación dividido por la longitud del canal a lo largo de una distancia de canal de 20-30 secuencias de rápidos / remansos o 2 longitudes de meandros. Pendiente del valle / sinuosidad.

R_____

RÁSTER – formato de presentación de información espacial representada por píxeles.

RUGOSIDAD – en términos hidráulicos, es la característica propia de la superficie que ocasiona la resistencia al flujo de una corriente. Ésta es variable, depende de diversos factores dependientes entre sí.

S_____

SINUOSIDAD – relación entre la longitud del canal y la longitud del valle. Relación entre la pendiente del valle y la pendiente del canal.

SEDIMENTO – material fragmentado que es transportado por el agua desde el lugar de origen hasta su zona de deposición.

SIG – Sistemas de Información Geográfica.

SMN – Servicio Meteorológico Nacional.

T_____

TERRAZA FLUVIAL – una llanura de inundación abandonada temporalmente, debido a la incisión o descenso del río, etc.

THALWEG – esquema longitudinal / traza / prospección de una parte más profunda del lecho del río de la fuente a la boca (aguas arriba / aguas abajo). Línea de pendiente más empinada a lo largo del arroyo. (Vaguada).

TIEMPO DE CONCENTRACIÓN – estimación del periodo de tiempo en el que la totalidad de la unidad hidrológica de interés concentra la escorrentía desde su punto más remoto, hidrológicamente hablando.

TRAMO – unidad de longitud de tipo de canal con el mismo tipo de canal existente para una longitud superior a veinte anchos de canal Bankfull (Rosgen). La longitud del canal es uniforme con respecto a la descarga, profundidad, área y pendiente. La longitud de un canal para el cual una sola galga proporciona una medida satisfactoria de la etapa y descarga. La longitud de un río entre dos estaciones de medición. Más generalmente, cualquier longitud de un río.

TRIBUTARIO – corriente que vierte sus flujos a otro considerado principal o de primer orden.

U_____

UNIDAD HIDROLÓGICA – idealización de las superficies de aportación que conforman la cuenca de interés, atendiendo criterios de morfología, pendiente de la corriente principal, tipo de suelo, cobertura forestal, por mencionar algunas.

V_____

VAGUADA – depresión en un valle que normalmente constituye el recorrido de las corrientes. (Thalweg).

VALLE – depresión en la superficie terrestre drenada por, y cuya forma es cambiada por, el agua bajo la fuerza atractiva de la gravedad, entre dos tierras altas adyacentes.

Todos los ríos van a dar al mar, pero el mar nunca se llena. A su origen vuelven los ríos, para de allí volver a fluir...
- Eclesiastés 1:7



1. INTRODUCCIÓN

Las corrientes de agua han representado un valioso recurso para los pueblos que se han emplazado en sus inmediaciones, condición que ha favorecido su desarrollo, y a su vez, ocasionan eventos que provocan grandes pérdidas a sus pobladores, si se desconocen los dominios de los desbordamientos de las crecidas de corrientes contiguas.

Sin embargo, la presión por el desarrollo de nuevos emplazamientos obliga a conocer los dominios, el comportamiento y la frecuencia de los flujos que estas corrientes llegan a desarrollar, y de particular interés, los que corresponden a las crecidas atípicas.

Frente a ello, es necesaria la búsqueda de soluciones que permitan retener los volúmenes que se originan en los excesos de lluvia, entendiendo que, en cuencas intervenidas, esta fracción de la lluvia puede llegar a ser mayor que la retenida.

Conocer el máximo desarrollo de los aportes fluviales máximos de las corrientes fluviales, asociado a las probabilidades de ocurrencia de los registros pluviales de corta duración disponibles, así como proponer soluciones orientadas a la mitigación de estas amenazas, representan los principales alcances de este documento, desde el punto de vista hidrológico.

2. GENERALIDADES

2.1 Ubicación del proyecto

La zona del proyecto se localiza en las inmediaciones del Anillo Periférico de la Ciudad Capital, frente a la Residencial Arturo Quezada, y contiguo a las colonias San Francisco, Altos de San Francisco, Vista Hermosa, Nueva Jerusalén, Ramón Amaya Amador, por mencionar algunas. La ubicación exacta de la colonia es detallada a través de las siguientes coordenadas UTM WGS84:

Tabla 1. Ubicación de la colonia San Buenaventura.

Colonia	Longitud, m	Latitud, m	Elevación, m s.n.m.
San Buenaventura	474898	1556394	1110

A través de este sector, discurren dos corrientes de invierno que tributan a Río Guacerique a unos 500 m aguas abajo, aproximadamente. El resto del drenaje superficial discurre a lo largo de un extenso sistema de canales de aguas lluvias y alcantarillas que no siempre es capaz de conducir los aportes superficiales de la zona, afectando algunos vecinos cuando los aguaceros son intensos.

La siguiente ilustración detalla la localización de la zona del proyecto:



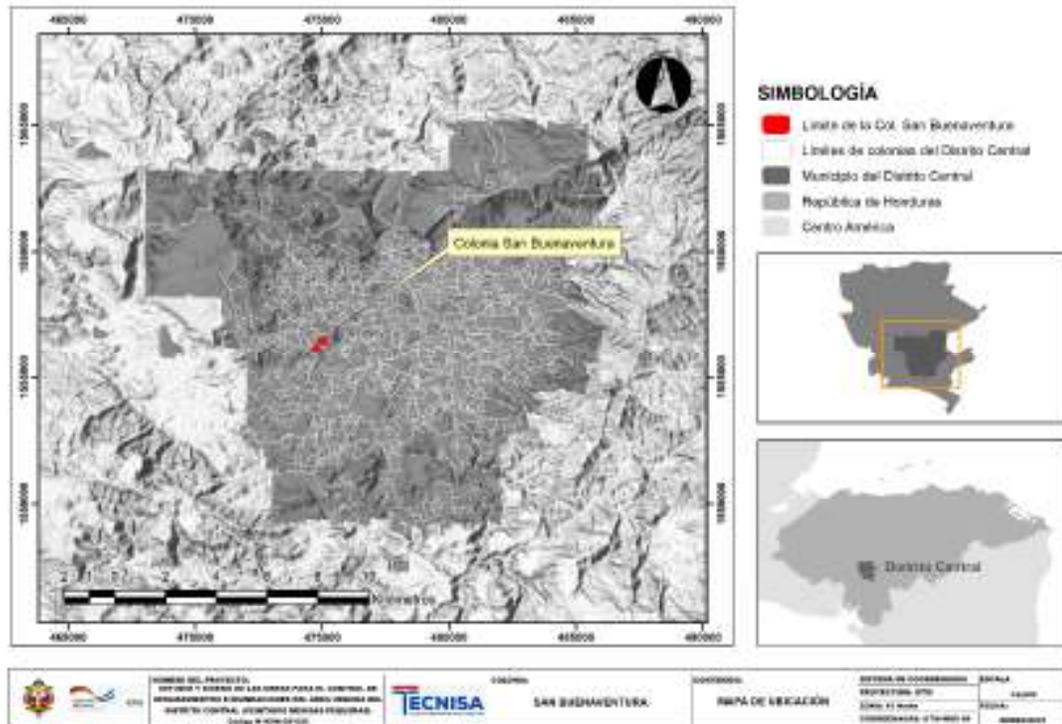


Ilustración 1. Ubicación de la colonia San Buenaventura, Distrito Central, Departamento de Francisco Morazán.

2.2 Realidad problemática

La Col. San Buenaventura presenta diversos problemas que pueden resumirse en dos: capacidad del sistema de control de escorrentías actual y las afectaciones varias causadas por el desbordamiento de las quebradas de invierno, siendo la quebrada que discurre por el sector norte, la que mayores afectaciones causa según la versión de los pobladores, quienes le identifican como la Quebrada El Hoyo¹.

Adicional a ello, las dos principales corrientes de invierno que discurren por la zona, por sus características montañosas, representan una amenaza por inundaciones que se activan con el arribo de la temporada lluviosa, comprendida entre mayo y noviembre en el ciclo hidrológico, no obstante, no es inusual que esta zona reciba aguaceros con orígenes asociados a procesos convectivos asociados a bruscos cambios de temperatura, algunos observados con relativa frecuencia durante la temporada seca.

Finalmente, se ha considerado que las crecidas del principal corredero natural también limitan el acceso de los lugareños, causando daños a la propiedad de quienes se han emplazado en sus dominios, logrando en ocasiones superar la estructura de drenaje de paso constituida por un angosto

¹ Este nombre no es oficial ya que no aparece en la cartografía.



puente peatonal² de una luz, con indicios de haber sido construidas de forma empírica por los lugareños.

3. OBJETIVOS

3.1 Objetivo general

- Realizar una estimación de los aportes fluviales máximos, asociados a la escorrentía superficial de las superficies de aportación, incluso de carácter local, permitiendo la conceptualización de medidas de mitigación de estas amenazas para los lugareños.

3.2 Objetivos específicos

- Estimar la magnitud de los aportes pluviales y fluviales de la corriente fluvial más relevante, asociados a diversas probabilidades de ocurrencia.
- Diseñar propuestas para mitigar el impacto de las crecidas fluviales y la escorrentía local.
- Evaluar la implementación de soluciones no estructurales para limitar la generación de escorrentía directa en las superficies de aportación.

4. METODOLOGÍA

El desarrollo de la investigación puede enmarcarse en dos componentes generales: estimación hidrológica de los caudales de avenida, así como la escorrentía local, para diversos períodos de retorno, y la evaluación hidráulica del comportamiento de estas crecidas en su paso sobre el cauce y las vegas de la corriente.

A continuación, de forma resumida detallaremos la metodología empleada para realizar las evaluaciones de la escorrentía superficial, las crecidas en la corriente fluvial y el comportamiento de estos excesos de lluvia.

4.1 Análisis hidrológico

Para la estimación de los caudales de avenida se contempló el atender el procedimiento propuesto por el Método Racional, que permite asociar, mediante una relación directa, la magnitud de los caudales de diseño en proporción con la intensidad de los registros pluviales de corta duración para los períodos de retorno de interés.

Esta expresión, requiere de la estimación de un coeficiente de escorrentía C , una intensidad de lluvia I para determinado período de retorno y el área de cuenca A , todas en unidades apropiadas con el propósito que el caudal Q , normalmente expresado en m^3/s , para determinado período de retorno:

² Esta estructura se localiza en las coordenadas UTM WGS84 474951 m E y 1556248 m N, con dimensiones de 3.0 m y 1.30 m, correspondientes a su longitud y ancho, respectivamente.



$$Q_{TR} = C \cdot I_{TR} \cdot A$$

Finalmente, la conceptualización del desarrollo del caudal máximo de crecida será asociado con un hidrograma sintético de tipo triangular, permitiendo considerar la dinámica de almacenamiento sobre las pequeñas vegas existentes.

4.2 Análisis hidráulico

El análisis del comportamiento hidráulico de la crecida sobre el cauce de la corriente y sus bancos de desbordamiento será atendido mediante el software de modelización hidráulica HEC-RAS³ y, mediante el HY-8⁴, se ha considerado el análisis del desempeño hidráulico de diversas estructuras de drenaje conformadas por un par de alcantarillas circulares, una estructura tipo puente y dos vados.

La conceptualización del modelo hidráulico requerirá de la estimación de los coeficientes de rugosidad de Manning, mismos que serán atendidos mediante inspección local, evidencias fotográficas y la formulación empírica de Cowan (Chow, Open Channel Hydraulics, 1994, pág. 106).

$$n = m_5(n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)$$

La siguiente tabla permite realizar esta estimación de forma objetiva:

Tabla 2. Determinación de los coeficientes de rugosidad mediante el Método de Cowan.

ESTIMACIÓN DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING - [NOMBRE DE LA CORRIENTE]					
n_i	Concepto	Condición del cauce	n	Estimación	Observaciones
n_0	Material del cauce	Tierra	0.020		
		Roca	0.025		
		Gravas finas	0.024		
		Gravas gruesas	0.028		
n_1	Grado de irregularidad	Suave	0.000		
		Menor	0.005		
		Moderada	0.010		
		Severa	0.020		
n_2	Variación de las secciones transversales	Gradual	0.000		
		Alternadas ocasionalmente	0.005		
		Alternadas frecuentemente	0.010-0.015		
n_3	Efecto relativo de las obstrucciones	Despreciable	0.000		
		Menor	0.010-0.015		
		Significativo	0.020-0.030		
n_4	Vegetación	Severo	0.040-0.050		
		Baja	0.005-0.010		
		Media	0.010-0.025		
		Alta	0.025-0.050		
m	Grado de meandricidad	Muy alta	0.050-0.100		
		Menor	1.000		
		Apreciable	1.150		
n	COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING	Severo	1.300		

Asimismo, de forma complementaria, la literatura ya ofrece suficiente material para poder evaluar un coeficiente de rugosidad según las características encontradas en campo (United States Geological Survey, 1989).

³ River Analysis System del Hydrologic Engineering Center. Software desarrollado por el United State Army Corp of Engineers (USACE) para la modelización hidráulica de corrientes fluviales y obras de drenaje.

⁴ HY-8 Culvert Hydraulic Analysis Program de la Federal Highway Administration del U.S. Department of Transportation.



En el caso de la conceptualización de un sistema de control de escorrentía superficial, este será evaluado a través de las relaciones propuestas por Robert Manning para la descripción del movimiento del agua en condición de lámina libre, tal cómo se detalla a través de la siguiente expresión:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A_h \cdot R_h^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

, donde Q representa el caudal en m^3/s , n el coeficiente de rugosidad de Manning, R_h el radio hidráulico en m y, finalmente, la pendiente S que carece de unidades⁵.

4.3 Criterios para la definición de la amenaza por inundación fluvial

Finalmente, el análisis de amenaza por inundación fluvial fue desarrollado según los criterios brindados en el documento *Recomendaciones técnicas para la elaboración de Mapas de Amenazas por Inundaciones* (PNUD & Cooperación Suiza en América Central, 2008), elaborado por la Cooperación Suiza para América Central, Programa de Naciones Unidas para el Desarrollo (PNUD) y la Comisión Permanente de Contingencias (COPECO), mediante el análisis de los resultados de la modelización hidráulica con herramientas de Sistemas de Información Geográfica.

La estimación de la amenaza por inundación fluvial será determinada a través de la siguiente expresión:

$$\text{Amenaza} = f(\text{intensidad, probabilidad de ocurrencia})$$

Seguido, la intensidad y probabilidad de la inundación fluvial se determina de la siguiente forma:

$$\text{Intensidad} = f(\text{profundidad, duración, velocidad})$$

$$\text{Probabilidad} = f(\text{precipitaciones, eventos desencadenantes, cambio climático})$$

La herramienta de categorización de la intensidad de la inundación fluvial se detalla a través de la siguiente tabla:

Tabla 3. Determinación de la intensidad de la inundación fluvial.

Nivel de intensidad	Profundidad de flujo (H), m (inundaciones estáticas)	Profundidad x velocidad de flujo, m^2/s (inundaciones estáticas)
Alta	$H \geq 1.00$	$H \cdot v \geq 1.50$
Media	$0.50 \leq H < 1.00$	$0.50 \leq H \cdot v < 1.50$
Baja	$0.25 \leq H < 0.50$	$H \cdot v < 0.50$ y $H \geq 0.25$

La expresión gráfica de estas desigualdades se muestra a continuación:

⁵ Este consultor se permite suponer como adimensional la pendiente, bajo el entendido que representa una razón de cambio que viene expresada en las mismas unidades, por lo que se omite su incorporación.



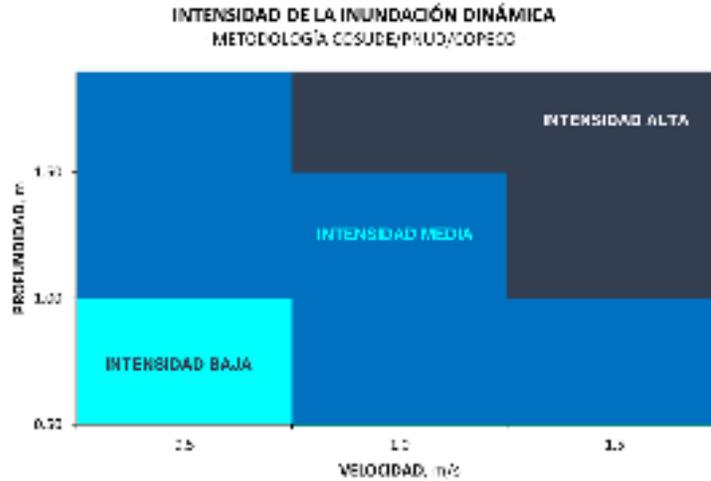


Gráfico 1. Representación gráfica de la intensidad de la inundación fluvial.

En el caso de la probabilidad de ocurrencia, esta se encuentra asociada a la frecuencia según la siguiente tabla:

Tabla 4. Determinación del nivel de frecuencia según el período de retorno.

Frecuencia	Período de retorno T_R , años
Alta	$T_R \leq 10$
Media	$10 < T_R \leq 50$
Baja	$50 < T_R \leq 200$

Finalmente, los niveles de amenaza se determinan mediante la siguiente expresión:

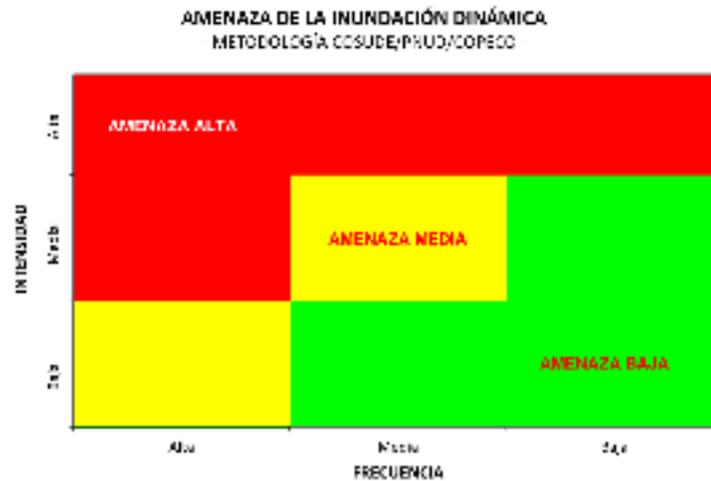


Gráfico 2. Representación gráfica de la amenaza de la inundación fluvial.



5. ANÁLISIS HIDROLÓGICO

5.1 Información climatológica

Con el propósito de complementar la información climatológica para obtener un mejor panorama de los aportes pluviales de las superficies de aportación, se ha recurrido a los registros pluviales de la Estación Climatológica Tegucigalpa⁶, localizada en Aeropuerto Internacional de Toncontín, con el propósito de realizar una estimación indirecta de la crecida de la corriente, asociada a períodos de retorno que se detallarán posteriormente.

A continuación, a través de la siguiente ilustración, se detalla la ubicación de la Estación Climatológica Tegucigalpa, localizada en el Aeropuerto Internacional de Toncontín y a una distancia aproximada de 5.2 kilómetros del área de análisis del proyecto:

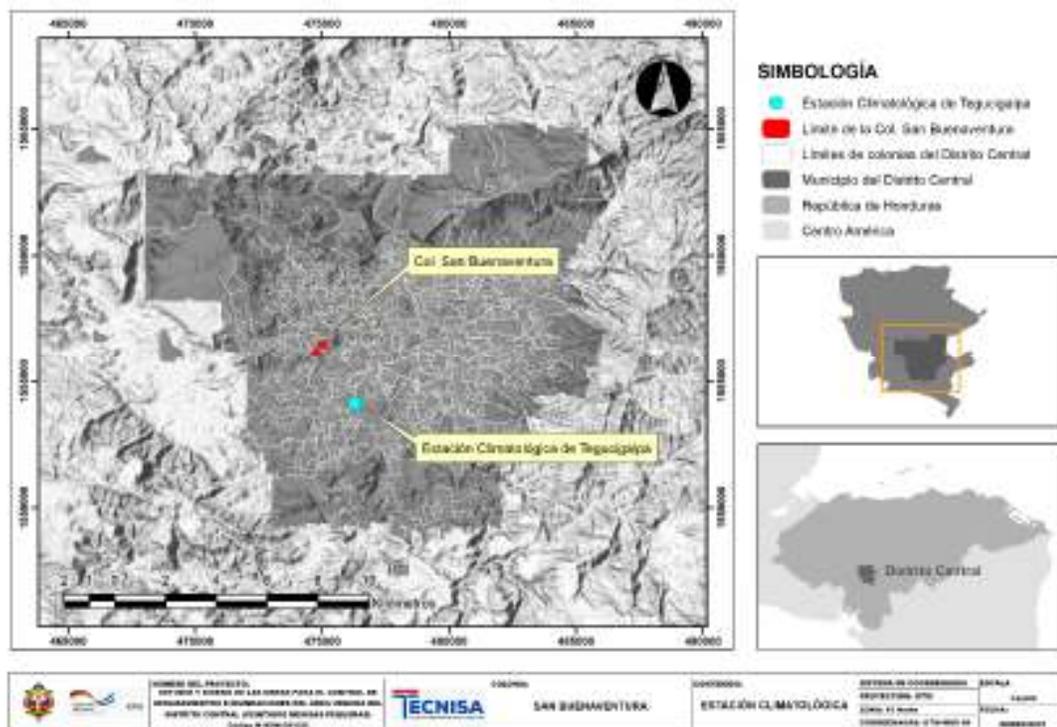


Ilustración 2. Localización de la Estación Climatológica de Tegucigalpa, ubicada en el Aeropuerto Internacional de Toncontín, en la ciudad capital.

Algunos de las variables climáticas más relevantes se resumen a través de la siguiente tabla:

⁶ La Estación Climatológica Tegucigalpa se localiza en las coordenadas UTM WGS84 476308m E y 1554124m N.



Tabla 5. Registros climáticos medios de la Estación Climatológica de Tegucigalpa.

Variable	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	ANUAL
P , mm	148.3	160.5	87.3	99.0	170.4	121.3	32.6	9.6	5.6	4.2	9.4	43.2	891.5
T_{MED} , °C	24.1	23.4	22.9	23.2	23.2	22.4	21.1	20.3	20.1	21.1	22.5	23.9	22.4
HR , %	65.6	73.5	71.9	70.5	75.3	76.3	73.5	72.7	67.1	62.9	58.3	57.8	68.8

Fuente: Evaluación del recurso hídrico en Honduras en su régimen natural, SERNA & UNAH, 2014.

La representación gráfica de los registros pluviales medios se detalla a través del siguiente gráfico:

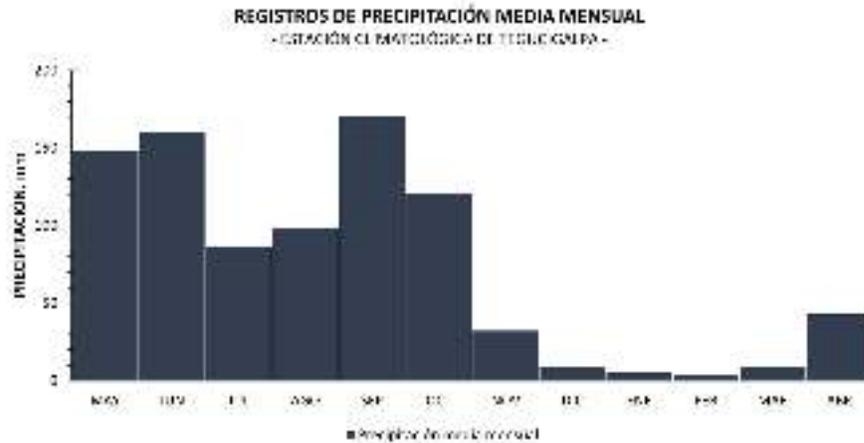


Gráfico 3. Distribución media mensual de los registros pluviales en la Estación Climatológica de Tegucigalpa, serie histórica comprendida entre 1951-2012.

La distribución de los aportes pluviales corresponde al observado en la Zona Sur de nuestro país, donde se manifiestan seis a siete meses con un acumulado de aproximadamente el 85% de la precipitación media anual, situación que sustenta la versión de los lugareños sobre la frecuencia y época del año donde las inundaciones son más recurrentes.

Los registros de temperatura media mensual, por su parte, se detallan a través del siguiente gráfico:

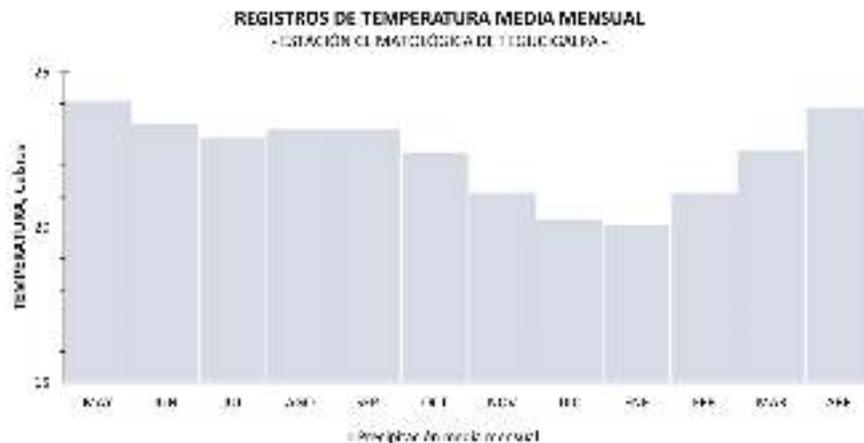


Gráfico 4. Distribución media mensual de los registros de temperatura en la Estación Climatológica de Tegucigalpa, serie histórica comprendida entre 1951-2012.



5.2 Registros pluviales de corta duración

Si bien el conocimiento de la lámina de lluvia diaria resulta un invaluable recurso, es necesario definir un distribuidor que permita relacionar las intensidades con las duraciones de las tormentas y asociarlas a diferentes probabilidades de ocurrencia.

Ante esta necesidad, se consideró oportuno el obtener las Curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) de la Estación Climatológica Tegucigalpa, y con ellas derivar la evolución de los espesores de precipitación de interés. Estas relaciones se detallan a través del siguiente gráfico:

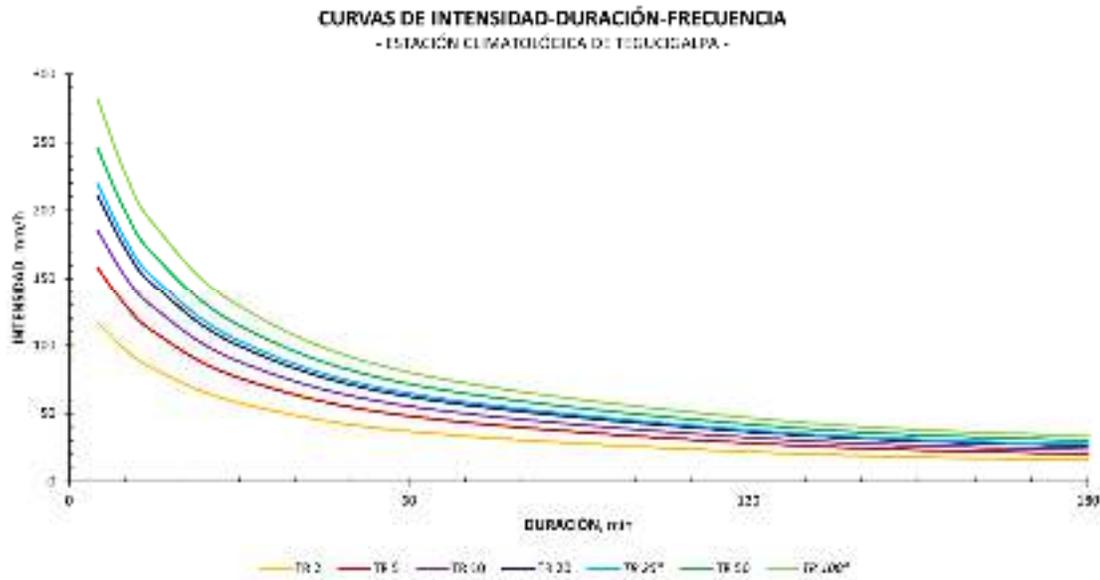


Gráfico 5. Curvas de intensidad-duración-frecuencia de la Estación Climatológica de Tegucigalpa.

5.3 Modelo digital de elevaciones

En sus inicios, las aproximaciones para estimar el área de drenaje de una corriente en particular eran obtenidas de la cartografía oficial, contenidas en las Hojas Cartográficas⁷ del Instituto Geográfico Nacional de Honduras (IGN). Sin embargo, los avances en la obtención de información espacial mediante sensores remotos han permitido la obtención de modelos numéricos de terreno que admiten mayor detalle que los procedimientos convencionales, facilitando las actividades para el desarrollo del análisis morfométrico.

Como plataforma para la estimación de la divisoria de aguas, y las características físicas del área de aportación, a través de herramientas de GIS⁸, se recurrió a un modelo digital de terreno generado con información recolectada por el SRTM GDEM⁹, desarrollado por la NASA y en colaboración con el

⁷ Las Hojas Cartográficas utilizadas en este documento corresponden a los códigos 1628 y 1636c.

⁸ Geographical Information System o Sistemas de Información Geográfica.

⁹ Shuttle Radar Topography Mission, Global Digital Elevation Model.



NGA¹⁰, con una resolución de píxel de 38.2 m, en la proyección Universal Transversal Mercator (UTM) y Datum WGS84.

Asimismo, ha sido posible obtener un modelo digital de elevaciones adquirido por la Universidad Nacional Autónoma de Honduras, con una resolución de píxel de 1.5 m, siempre en proyección UTM WGS84.

Finalmente, en junio de 2017, se estableció contacto con el director a cargo de una colaboración técnica brindada a través de la *United States Army Corp of Engineers* (USACE), Mark Mastin, quien lideró esta asistencia técnica que el *United States Geological Survey* (USGS) realizó en 2001 a través del *Flood-Hazard Mapping in Honduras in response to Hurricane Mitch* (Mastin, 2002). Esta relación permitió lograr el acceso a un modelo digital de terreno obtenido mediante tecnología LiDAR¹¹, con una resolución de píxel de 1.5 m.

Los siguientes apartados de este capítulo se concentran en detallar las características de la superficie de aportación, apoyados en los modelos digitales de terreno expuestos anteriormente.

5.4 Determinación de las superficies de aportación

Desde el punto de vista hidrológico la cuenca puede definirse como el área que concentra las aguas en un punto de interés conocido como control. En vista de que la información del subsuelo en nuestro país no está con el nivel de precisión de los modelos numéricos de terreno, la determinación de la cuenca se realizó considerando únicamente el aspecto morfométrico, por lo que las aproximaciones realizadas corresponden a delimitaciones hidrográficas.

En términos generales, podemos detallar que las corrientes principales poseen un recorrido de 500 m a 600 m, con pendientes promedio de 0.135 m/m y 0.123 m/m, respectivamente, considerándose como corrientes de montaña con características de torrente¹² en el comportamiento de sus avenidas, según la literatura (Chow, Applied Hydrology, 1988).

La siguiente ilustración detalla la delimitación de las superficies de aportación de estas corrientes de interés, estimadas en aproximadamente 8.6 ha y 3.2 ha, con un control localizado en la cota 1048 m s.n.m. con coordenadas UTM WGS84 474894 m E y 1556288 m N. El disponer de estos modelos digitales de terreno ha permitido definir con mejor representación las corrientes de la cuenca, como puede apreciarse a continuación:

¹⁰ U.S. National Geospatial-Intelligence Agency.

¹¹ *Ligh Detection and Ranging*, es un sistema de generación de nubes de puntos de relieve mediante tecnología láser midiendo el tiempo de retraso entre la emisión de pulsos y la detección de la señal reflejada. Los resultados generalmente andan en el orden de decenas de miles de puntos.

¹² Los torrentes son corrientes fluviales naturales localizadas en zonas montañosas, donde los escarpes son pronunciados lo que facilita los procesos erosivos de pérdida de suelo.



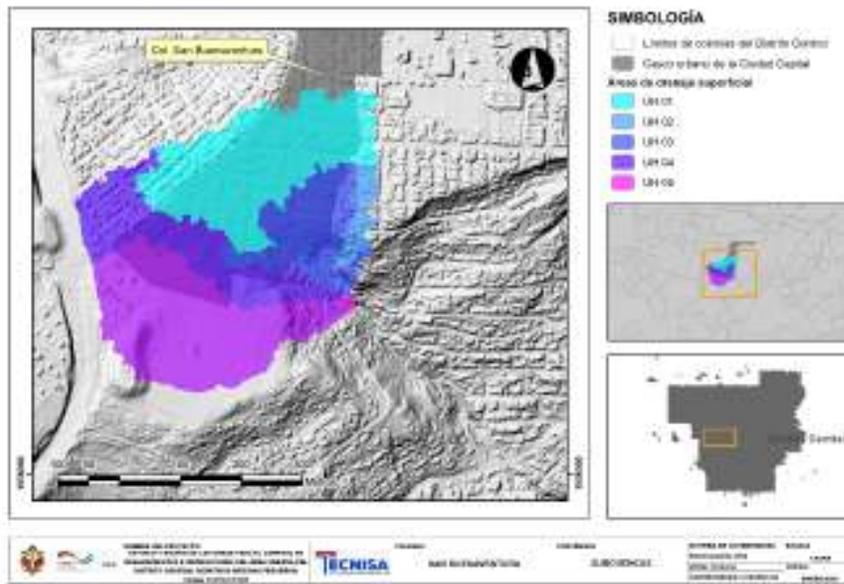


Ilustración 3. Representación espacial de la superficie de aportación de interés.

5.5 Red de drenaje superficial

La estimación del drenaje de las superficies de aportación se realizó mediante la definición de los patrones de drenaje con un mínimo de 0.5 ha de referencia para caracterizar el drenaje, detallado en la siguiente ilustración:

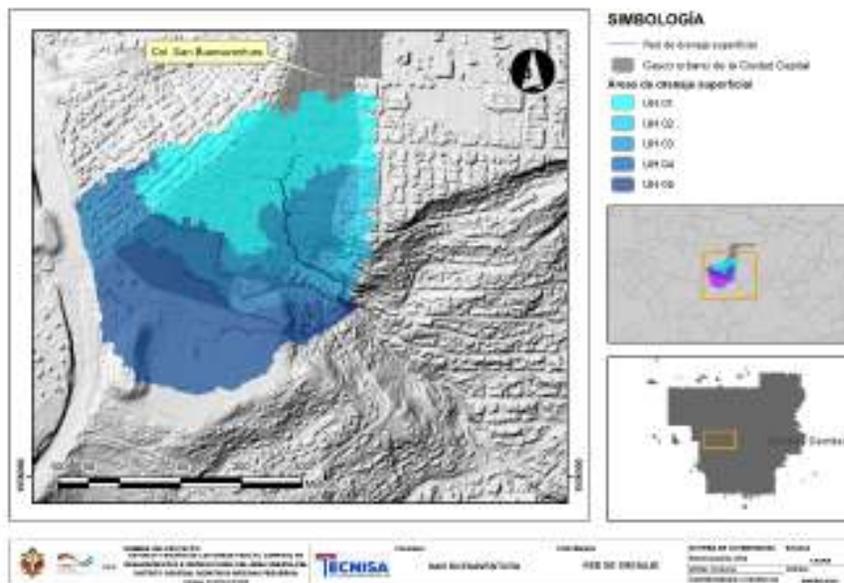


Ilustración 4. Representación espacial de la red de drenaje superficial de las subcuencas de interés.



5.6 Características morfométricas

Los aguaceros con potencial de producir escorrentía directa eventualmente culminan en avenidas, siendo éstas la huella dactilar de las subcuencas, como respuesta ante estos eventos atmosféricos, y vinculada directamente a las características morfométricas de la superficie de aportación, el proceso de transformación de la lámina de lluvia en lluvia efectiva y el tiempo de concentración, por mencionar algunos factores.

Las corrientes de montaña se caracterizan por su dificultad por sostener caudales del flujo base, sin embargo, estos se incrementan súbitamente ante tormentas de corta duración y gran intensidad, como consecuencia de las fuertes pendientes y cortos tiempos de concentración que caracterizan las estribaciones montañosas de nuestro país, en donde la capacidad erosiva de los flujos es alta.

En general, los parámetros físicos de una cuenca apoyan la deducción de una aproximación al comportamiento del hidrograma de avenida para un evento en particular. Asimismo, conocer las pendientes y perfiles de las corrientes analizadas permiten la valoración del potencial de desarrollo de las crecidas (Chow, Handbook of Applied Hydrology, 1964).

En nuestra zona de interés, se considerado necesario el realizar una valoración del desarrollo del hidrograma de diseño de forma detallada, por lo que se ha orientado el análisis morfométrico hacia la determinación de los tiempos de concentración y las características de los suelos para estimar un valor de número de curva, necesario para la aplicación del método del NRCS.

Los aportes de estas corrientes inician desde la meseta sobre la que se emplaza la Col. San Buenaventura, a una elevación aproximada de 1118 m s.n.m. Las subcuencas de interés se muestran de alargadas a ligeramente alargadas, confirmado a través de los tres criterios de forma analizados: índice de compacidad¹³ (I_c), factor de circularidad¹⁴ (R_c) y razón de elongación¹⁵ (R_e), detallados a través de la siguiente tabla:

Tabla 6. Factores de forma de la subcuenca de la Quebrada Grande.

Corriente	Longitud, m	Área, ha	Perímetro, m	Pendiente, m/m	I_c	R_c	R_e
UH A	525	8.6	2238	0.123	2.15	0.22	0.55
UH B	600	3.2	2022	0.135	3.19	0.10	0.38

*El análisis morfométrico se elaboró recurriendo a herramientas GIS apoyadas en el modelo digital de terreno antes mencionado.

5.7 Determinación de los tiempos de concentración

Para la estimación de los tiempos de concentración, la literatura sugiere diversas metodologías que en la actualidad continúan siendo tema de debate sobre la expresión idónea. Sin embargo, para este estudio, hemos considerado apropiadas las relaciones desarrolladas por Z. P. Kirpich (Kirpich, 1940),

¹³ Índice de compacidad de Gravelius (Gravelius, 1914) – relaciona el área de la cuenca con un círculo de igual área; valores cercanos a la unidad representan una cuenca circular o redonda.

¹⁴ Factor de circularidad de Miller (Miller, 1953) – relaciona el área de la cuenca y el área de un círculo de igual perímetro; valores cercanos a la unidad corresponderían a una cuenca de tipo circular o redonda.

¹⁵ Razón de elongación de Schumm (Schumm, 1956) – relaciona el diámetro de un círculo con igual área a la cuenca y la longitud mayor de esta; valores menores a la unidad representan cuencas alargadas. Cuanto menor sea este valor, más alargada es la forma de la cuenca.

por tratarse de pequeñas áreas de drenaje, asociando pendientes ponderadas y la longitud de recorrido de cada corriente por unidad hidrológica.

La totalidad del recorrido de la corriente contempló la separación de los tiempos de concentración en diversos tramos, con gradientes energéticos homogéneos y finalmente adicionando los resultados. A su vez, esta separación facilitó el calcular la pendiente media de la corriente principal a través de una ponderación de sus segmentos.

Los resultados de la estimación del tiempo de concentración hasta el control de cada corriente son proporcionados a través de la siguiente tabla:

Tabla 7. Resumen de los tiempos de concentración de la Quebrada Grande.

Código	Área, ha	Longitud, m	Pendiente, m/m	T _C , min	T _{LAG} , min	Velocidad, m/s
UHA	8.6	525	0.123	12	7	0.8
UHB	3.2	600	0.135	10	6	0.9

* El tiempo de concentración fue estimado hasta el control de la unidad hidrológica detallada anteriormente.

5.8 Usos y cobertura de los suelos

La estimación de caudales de avenida, apoyados en registros climatológicos, requieren del conocimiento de las características de abstracción de la lámina de lluvia a través de la infiltración según la textura del suelo, así como la oposición que la vegetación ofrece al retrasar el viaje de la gota de lluvia para proveer al suelo del tiempo necesario para retenerla de forma temporal, y posteriormente cederla en forma de flujo base.

Las actividades antrópicas orientadas al uso de los suelos para obtener un beneficio, o prestar un servicio, se encuentran presentes en la superficie de aportación. La subcuenca, hasta su punto de desagüe, se encuentra moderadamente intervenida por emplazamientos humanos, por lo que la capacidad de absorción del suelo se encuentra influenciada por estas condiciones, donde el manto vegetativo es el primer obstáculo tangible que la gota de lluvia enfrenta, previo al contacto con la capa superficial del suelo.

Una iniciativa del *Instituto de Conservación Forestal, Áreas Protegidas y Vida Silvestre (ICF)* a través del *Anuario Estadístico Forestal*, en su edición de 2018, dio origen a una actualización de la capa de uso actual y cobertura forestal de los suelos en Honduras, detallada a través de la siguiente ilustración:



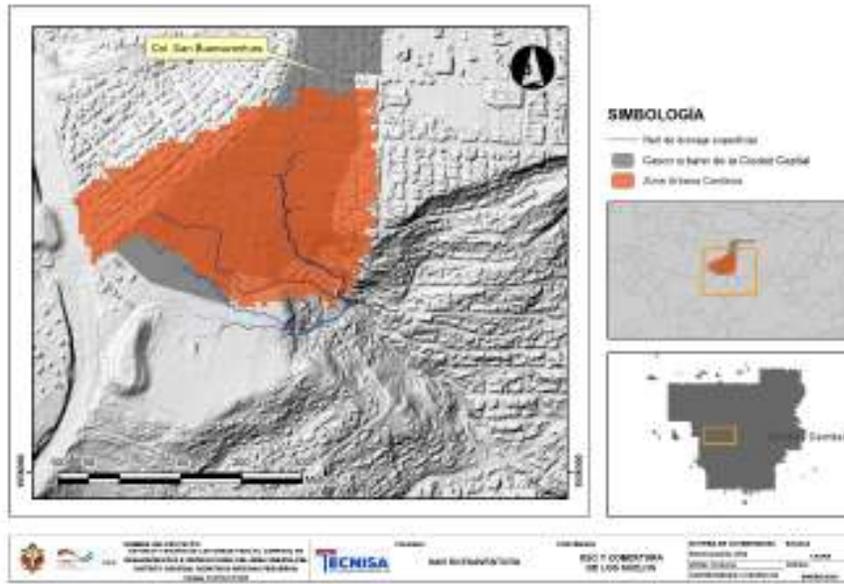


Ilustración 5. Representación espacial del uso y la cobertura forestal del suelo sobre la subcuenca de interés.

5.9 Caudales de avenida mediante el Método Racional

Finalmente, con las características morfométricas que permiten llegar a concebir la tormenta que ocasionaría la máxima ordenada en la respuesta de las corrientes, podemos llegar a estimar el potencial de escurrimiento en forma de caudales de avenida a través del Método Racional.

Este método será aplicado a las áreas de drenaje urbanas, donde se genera la escorrentía local que drena a través de la intrincada red colectores pluviales que son sujeto de evaluación en este documento y, posteriormente, proponer la estructura de drenaje pluvial que permita evacuar los excesos de lluvia generados por la tormenta de diseño para una probabilidad de ocurrencia de 0.1, equivalente al período de retorno de 10 años.

Frente a ello, el paso lógico por seguir es la adopción de los coeficientes de escorrentía en las superficies de contribución, valores que serán atribuidos en atención de la siguiente tabla:

Tabla 8. Coeficientes de escorrentía sugeridos por el Manual de Hidráulica de Oregon (2014), Capítulo 7, Apéndice F.

CONCEPTO	INCLINACIÓN DEL TERRENO		
	Llano	Inclinado	Escarpado
Pavimento y techos	0.90	0.90	0.90
Hombros de tierra	0.50	0.50	0.50
Calles y aceras	0.75	0.80	0.85
Pavimento de grava	0.85	0.85	0.85
Áreas comerciales de la ciudad	0.80	0.85	0.85
Áreas de vivienda de apartamentos	0.50	0.60	0.70
Residencial ligera: 1 a 3 unidades/4000 m2	0.35	0.40	0.45
Residencial normal: 3 a 6 unidades/4000 m2	0.50	0.55	0.60
Residencial densa: 6 a 15 unidades/4000 m2	0.70	0.75	0.80
Césped	0.17	0.22	0.35
Hombros de grama	0.25	0.25	0.25



CONCEPTO	INCLINACIÓN DEL TERRENO		
	Llano	Inclinado	Escarpado
Pendientes laterales, tierra	0.60	0.60	0.60
Pendientes laterales, césped	0.30	0.30	0.30
Áreas medianas, césped	0.25	0.30	0.30
Tierra cultivada, suelos franco-arcillosos	0.50	0.55	0.60
Tierra cultivada, arena y grava	0.25	0.30	0.35
Áreas industriales, ligera	0.50	0.70	0.80
Áreas industriales, denso	0.60	0.80	0.90
Parques y cementerios	0.10	0.15	0.25
Parques infantiles	0.20	0.25	0.30
Bosques	0.10	0.15	0.20
Praderas y pastizales	0.25	0.30	0.35
Áreas no mejoradas	0.10	0.20	0.30

Nota: superficies impermeables en negrita.

Inclinado: superficies con pendientes entre 2 y 10 por ciento.

Escarpado: superficies con pendientes por sobre un 10 por ciento.

Las estructuras de drenaje orientadas al control de las aguas lluvias se detallan a través de la siguiente ilustración:

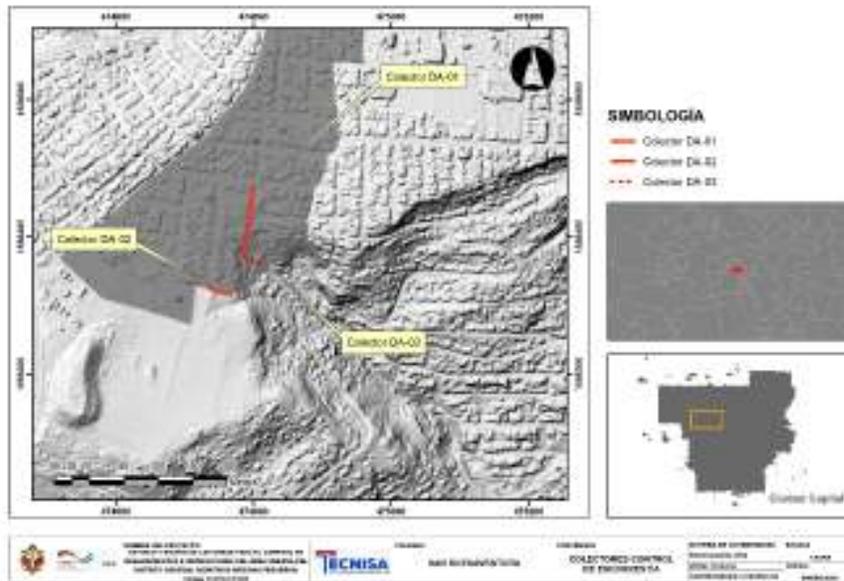


Ilustración 6. Actual sistema de colectores de aguas lluvias en la Col. San Buenaventura.

Asimismo, se ha considerado el drenaje de las superficies de aportación de concentran los aportes de escorrentía superficial para su evaluación hidráulica mediante el software HEC-RAS, los resultados de los caudales de diseño, de los colectores y las áreas de drenaje de las corrientes de invierno, son detallados a través de la siguiente tabla:



Tabla 9. Estimación de los caudales de diseño mediante el Método Racional para el drenaje local.

Código	C	Área, ha	T _C , min	I ₁₀ , mm/h	Q ₁₀ , m ³ /s
DA-01	0.90	5.5	9	157	2.15
DA-02	0.90	2.2	8	163	0.90
DA-03	0.90	5.5	9	157	2.15

* Los tiempos de concentración fueron estimados hasta el control del inicio de los colectores de interés, mostrados anteriormente.

Adicional a ello, se proporcionan los caudales de las corrientes intermitentes para poder evaluar hidráulicamente los alcances de sus crecidas, detallado a través de la siguiente tabla:

Tabla 10. Estimación de los caudales de diseño mediante el Método Racional para las corrientes fluviales.

Código	C	Área, ha	T _C , min	I ₂₅ , mm/h	I ₅₀ , mm/h	I ₁₀₀ , mm/h	Q ₂₅ , m ³ /s	Q ₅₀ , m ³ /s	Q ₁₀₀ , m ³ /s
UHA	0.85	8.6	12	165.8	184.7	210.0	3.6	4.0	4.5
UHB	0.85	3.2	10	178.2	198.7	226.3	3.8	4.3	4.9

* Los tiempos de concentración fueron estimados hasta el control del inicio de los colectores de interés, mostrados anteriormente.

En el caso de las superficies de aportación local, se determinó que las áreas de contribución de calles y accesos, en la Col. San Buenaventura, no deberían de exceder las 5.5 hectáreas, por lo que se considera que este sería el umbral de la superficie de aportación con un tiempo de concentración mínimo de 8 minutos, resultando en un caudal de diseño máximo de 2.15 m³/s para un período de retorno de 10 años, en el caso de los colectores DA-01 y DA-03, por detallar los principales.

Las corrientes fluviales intermitentes representan un sensible peligro para quienes reciben sus aportes en las zonas bajas, especialmente el conjunto de casas localizadas en los últimos 50 metros antes de la confluencia entre las dos quebradas de invierno.

6. EVALUACIÓN HIDRÁULICA

En su condición natural, las corrientes en su recorrido experimentan frecuentes variaciones en la geometría y la pendiente de su lecho, modificando así el estado energético y el ímpetu del flujo. Estos cambios se aprecian a través de los diferentes perfiles hidráulicos que el flujo desarrolla para cambiar de un estado energético a otro, dejando a su paso vestigios en forma de huellas y material de arrastre del flujo (Martín Vide, 2001, p. 26).

En las siguientes secciones se detalla el proceso para obtener los espesores de la planicie de inundación ante el paso de las crecidas de diseño, iniciando con la recopilación de la información que sirvió de soporte para construir la representación geométrica de las corrientes y las características de rugosidad en el tramo analizado. Asimismo, se detallarán las aproximaciones logradas para conceptualizar la propuesta de obras de drenaje para el control de escorrentía.



6.1 Flujo sobre canales abiertos

La descripción del movimiento del agua, así como el desarrollo de perfiles de la superficie de esta (WSE¹⁶) se apoyará en las soluciones planteadas por Manning y la ecuación de continuidad de masa, bajo el entendido que las obras de drenaje estarían trabajando en condición de lámina libre para la simplificación de los cálculos hidráulicos.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A_h \cdot R_h^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad / \text{Ecuación de Manning para la estimación del caudal sobre un canal.}$$

$$Q = v \cdot A \quad / \text{Ecuación de continuidad de masa.}$$

6.2 Levantamiento topográfico del terreno

La representación geométrica del terreno ha sido obtenida mediante un levantamiento topográfico, permitiendo complementar el modelo digital de terreno ya disponible previamente.

La generación del modelo numérico de terreno fue llevada a cabo a través del procesamiento digital de los puntos de observación en campo, obtenido finalmente a través de técnicas de interpolación mediante Sistemas de Información Geográfica, detallado en la siguiente ilustración:

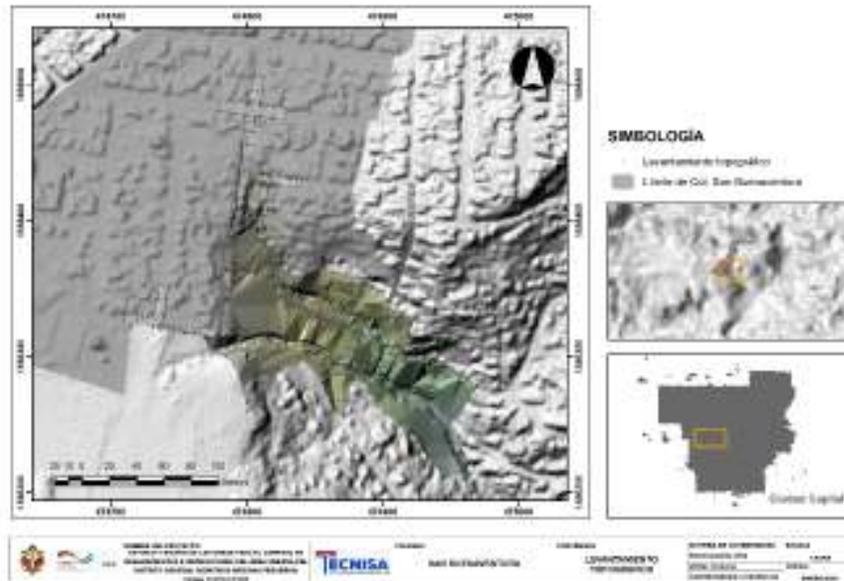


Ilustración 7. Levantamiento topográfico realizado en la Colonia San Buenaventura.

¹⁶ WSE: Water surface elevation.



6.3 Estimación de los coeficientes de rugosidad de Manning

Las pérdidas energéticas que una corriente experimenta a través de un tramo en particular comúnmente se resumen a través del *coeficiente de rugosidad de Manning*. Si bien se entiende que este valor varía considerablemente con la magnitud de la descarga¹⁷, los cambios reflejados en el nivel de la superficie del agua pueden ser representados mediante una aproximación por interpretación fotográfica y cualitativa de los elementos observados en campo.

Las estimaciones de los diversos coeficientes se apoyaron en los valores del manual *Roughness Characteristics of New Zealand Rivers* (Hicks & Mason, 1998), documento que permite realizar las aproximaciones mediante interpretación fotográfica, atendiendo a las características hidráulicas propias de cada corriente. Adicionalmente, para validar estas adopciones en el cauce natural, se realizó una disgregación del coeficiente de rugosidad a través del método de Cowan (Chow, Open Channel Hydraulics, 1994, p. 106).

La siguiente tabla detalla el procedimiento para obtener el coeficiente de rugosidad de Manning, revisado previamente mediante una interpretación fotogramétrica:

Tabla 11. Estimación del coeficiente de rugosidad de Manning mediante el Método de Cowan.

ESTIMACIÓN DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING – CAUCE DE LA QUEBRADA EL HOYO					
n_i	Condición de cauce	n	Estimación	Observaciones	
n_0	Material del cauce	Tierra	0.020	0.025	Bolones con diámetros mayores a 0.20 m en el cauce de la corriente.
		Rocas	0.025		
		Gravas Finas	0.024		
		Gravas Gruesas	0.028		
n_1	Grado de irregularidad	Suave	0.000	0.005	La corriente presenta variación en sus características geométricas y dinámicas.
		Menor	0.005		
		Moderada	0.010		
		Severa	0.020		
n_2	Variación de las secciones transversales	Gradual	0.000	0.010	Alternadas frecuentemente: secciones transversales con variación entre ellas.
		Alternadas ocasionalmente	0.005		
n_3	Efecto relativo de las obstrucciones	Alternadas frecuentemente	0.010-0.015	0.010	Menor: no existen estructuras o estorbos importantes que reduzcan el normal discurrir de la corriente.
		Despreciable	0.000		
		Menor	0.010-0.015		
		Significativo	0.020-0.030		
n_4	Vegetación	Severo	0.040-0.050	0.005	Poca o nula vegetación en lo que representa el cauce menor de la corriente
		Baja	0.005-0.010		
		Media	0.010-0.025		
		Alta	0.025-0.050		
m	Grado de meandricidad	Muy alta	0.050-0.100	1.000	La corriente se encuentra aún en tramo montañoso, por lo que su sinuosidad es despreciable.
		Menor	1.000		
		Apreciable	1.150		
n	Coeficiente de rugosidad de Manning*			0.055	

*Estimación realizada mediante el método desarrollado por W.L. Cowan (1956).

¹⁷ La magnitud de la descarga puede afectar la incidencia del valor de rugosidad y su correspondiente pérdida energética por fricción. Lo anterior puede llegar a explicarse con el concepto de capa límite (Chow, Open Channel Hydraulics, 1994, pág. 192).



La estimación de los valores de rugosidad mediante el Método de Cowan permitió definir los valores de rugosidad del cauce natural entre 0.039 y 0.055; en los demás casos, la estimación del coeficiente de rugosidad fue atendida mediante las sugerencias que la literatura detalla para diversos tipos de superficies y materiales.

6.4 Modelo hidráulico conceptual en HEC-RAS

Para la estimación del comportamiento de los flujos de la crecida de diseño sobre las quebradas se ha recurrido a la utilización del software de modelización hidráulica HEC-RAS en su versión 5.0.7. La simulación de los hidrogramas de avenida se ha realizado en condiciones de flujo no permanente¹⁸, incorporando la totalidad de la evolución de la respuesta sintética estimada para ambas unidades hidrológicas, recurriendo al módulo de simulación de flujo en condición inestable de forma bidimensional a través de la solución de *full momentum* para el comportamiento del flujo.

Se consideró la simulación bidimensional bajo el entendido que los volúmenes de la crecida, así como su desplazamiento en las vegas, posee un vector de velocidad lateral de importancia en los segmentos más llanos.

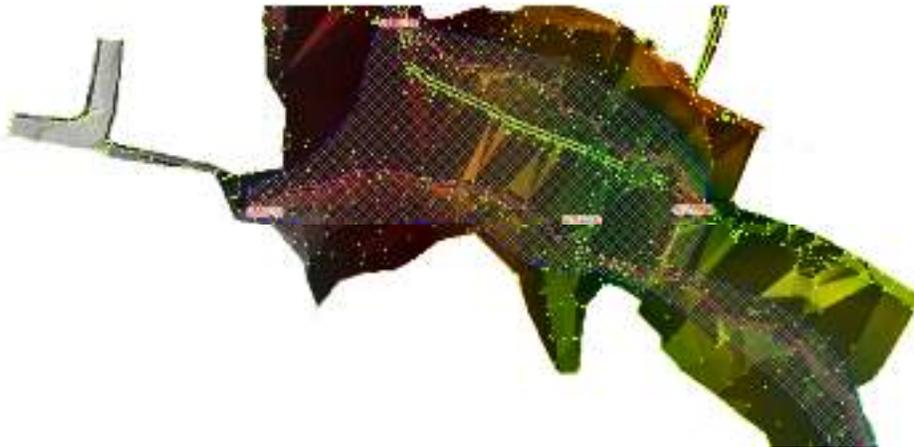


Ilustración 8. Esquema hidráulico conceptual en HEC-RAS de las corrientes fluviales que afectan la zona.

6.5 Resultados de la simulación hidráulica

El resultado de la modelización hidráulica de los hidrogramas de avenida para ambos correderos permitió estimar el comportamiento de los flujos en su confluencia, obteniéndose espesores de inundación para los períodos de retorno antes detallados. La planicie de inundación para el período de retorno de 50 años se detalla a través de las siguientes ilustraciones:

¹⁸ Utilizando un hidrograma de tipo triangular para tal propósito.





Ilustración 9. Distribución espacial de la crecida en condición actual para un período de retorno de 50 años, en el sector de interés de la Col. San Buenaventura.

6.6 Evaluación del drenaje menor

Actualmente, existen algunas obras de drenaje que sirven de paso a los excesos de lluvia y de desagüe de los correderos antes detallados en este documento. De particular interés, diversas alcantarillas transversales a la calzada, un dissipador de energía, dos vados y un puente.

La localización de estas estructuras por evaluar se detalla a través de la ilustración siguiente:

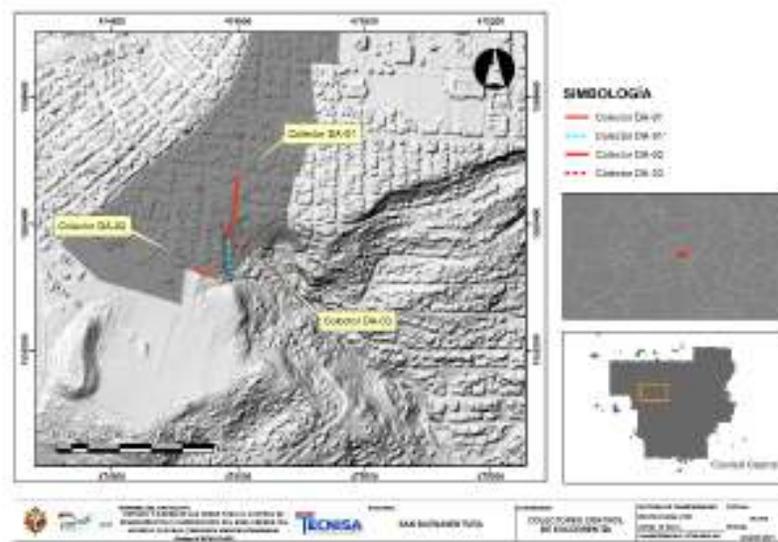


Ilustración 10. Localización de las obras de drenaje transversal existente que son sujetas de interés.



En forma de resumen, también se ha considerado oportuno detallar las características generales de estas estructuras, indicadas a continuación:

Tabla 12. Localización de las obras de drenaje transversal en la Col. San Buenaventura.

Código	Estructura	Longitud, m	Pendiente, m/m
DA-01	Canal de 0.50x0.60m	110	0.079
DA-02	Canal de 0.50x0.60m	50	0.120
DA-03	Canal de 0.60x0.60m	40	0.139

Seguido, se determinaron las áreas, los tiempos de concentración, así como los aportes pluviales que estas estructuras de drenaje permiten el paso, resumiéndose los hallazgos en las siguientes secciones.

6.6.1 Colector pluvial de sección rectangular de 0.50x0.60m – DA-01

Esta estructura de drenaje transversal posee una superficie de aportación de 5.5 ha, con una pendiente promedio de 0.010 m/m, en el corredero principal, y con una forma de cuenca de tipo alargada que no favorece la concentración de aguas como una cuenca circular. El tiempo de concentración para esta superficie ha sido estimado en 9 minutos, aproximadamente.

La estimación de los caudales de avenida, para un período de retorno de 10 años, tal como lo sugiere el Manual de Carreteras de Honduras (SOPTRAVI, 1996), nos indica que la subcuenca es capaz de desarrollar 2.15 m³/s, en la máxima ordenada de su crecida.

Adicional a ello, una opción para evitar los inconvenientes ocasionados por el colector pluvial DA-03, que conduce las aguas de la descarga del colector DA-01, sería la prolongación de esta estructura¹⁹ en el sentido de la calle hasta alcanzar el otro corredero de invierno, mitigando el impacto de las descargas sobre el actual colector DA-03.

6.6.2 Colector pluvial de sección rectangular de 0.50x0.60m – DA-02

Estructura de drenaje transversal con una superficie de aportación de 2.2 ha, con una pendiente promedio de 0.023 m/m, en el corredero principal, y con una forma de cuenca de tipo alargada que no favorece la concentración de aguas como una cuenca circular. El tiempo de concentración para esta superficie ha sido estimado en 8 minutos, aproximadamente.

La estimación de los caudales de avenida, también han sido valorados para un período de retorno de 10 años, que nos indica que la subcuenca es capaz de desarrollar 0.90 m³/s, en la máxima ordenada de su crecida, con velocidades por encima del máximo admisible

6.6.3 Colector pluvial de sección rectangular de 0.60x0.60m – DA-03

Adicionalmente, podemos observar que las velocidades de salida de la crecida se encuentran muy cercanas al máximo admitido para drenajes con recubrimientos de concreto, estimado en 6.0 m/s.

¹⁹ Este segmento ha sido etiquetado bajo el nombre DA-01', detallado en la ilustración previa.



Lo anterior revela la necesidad de construcción del disipador de energía que permita limitar las velocidades, evitando el deterioro de la estructura de drenaje y la turbulencia que ocasione un cambio no deseado en el perfil de la estructura.

6.6.4 Resultados de la evaluación hidráulica

Estos canales sirven de colectores de la escorrentía local generada, donde su comportamiento hidráulico es detallado a través de la siguiente tabla:

Tabla 13. Resultados de las variables hidráulicas de interés para los colectores pluviales actuales.

No	Código	Ac, km ²	Q _{DSG} , m ³ /s	L, m	S, m/m	B, m	H, m	y/D	Pm, m	A _H , m ²	R _H , m	n	Q _{OPT} , m ³ /s	V, m/s	Desempeño, %
1	DA-01	0.055	2.15	110	0.079	0.50	0.60	0.75	1.40	0.30	0.21	0.018	1.677	5.6	128%
2	DA-02	0.022	0.90	50	0.120	0.50	0.60	0.75	1.40	0.30	0.21	0.018	2.067	6.9	43%
4	DA-03	0.075	2.94	40	0.139	0.60	0.60	0.75	1.50	0.36	0.24	0.018	2.880	8.0	102%

*Resultados de algunas variables hidráulicas de interés.

Los resultados de la modelización hidráulica nos detallan que, por capacidad, únicamente los colectores DA-01 y DA-03 se encuentran limitados para evacuar la escorrentía local de ese sector; la restante de control de aguas lluvias posee la capacidad de conducir adecuadamente los excesos de lluvia.

En términos de velocidades, estas se muestran muy altas, particularmente para los colectores DA-02 y DA-03, una revisión de la geometría y gradas disipadoras de energía serán necesarias y como consecuencia, una revisión de la geometría para poder evacuar los caudales de diseño.

Frente a ello, únicamente podemos recomendar nuevas estructuras que permitan el paso sin inconvenientes del caudal de diseño para las tres estructuras, ya que algunas no cumplen por geometría y otras por su alta velocidad de conducción, por sobre la admisible.



7. AMENAZA DE LA INUNDACIÓN FLUVIAL

En atención a las consideraciones de la COSUDE y el PNUD, la categorización de la amenaza por inundación fluvial, para un período de retorno de 50 años, en las tres diferentes colonias, se detalla a continuación:

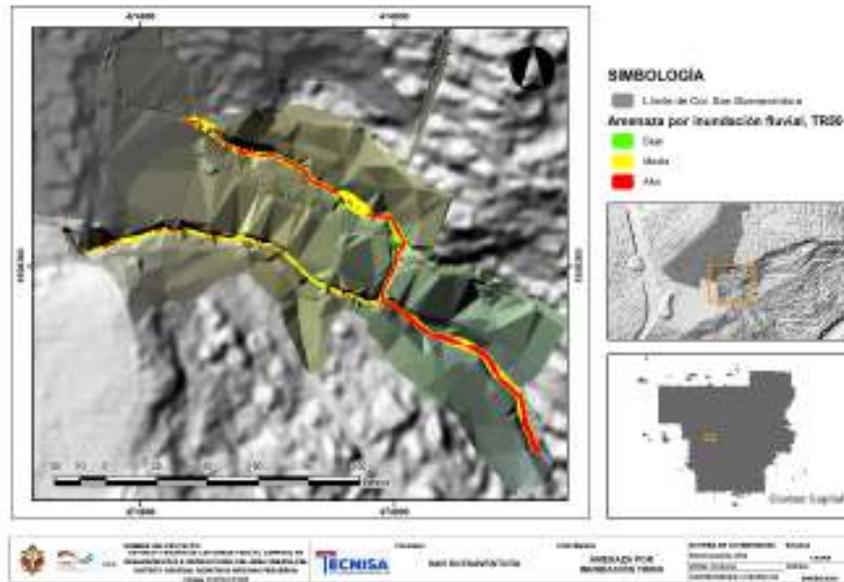


Ilustración 11. Amenaza de la inundación fluvial para una probabilidad de ocurrencia de 0.02 en Col. San Buenaventura.

La revisión de esta información nos detalla de la posibilidad que, ante un evento atípico, la crecida de la Quebrada El Hoyo es la que provoca más inconvenientes en su aproximación a la confluencia con el otro corredero de invierno analizado.

La visita de campo también confirmó la intromisión de pobladores en los dominios de la quebrada, lo que les ocasiona daños cuando la corriente fluvial ingresa a sus bancos de desbordamiento. Esta situación se considera que no podrá ser atendida, en específico para la vivienda localizada a la derecha, en el sentido del flujo, del puente peatonal.

Asimismo, se considera necesaria una ampliación de esta estructura para que las crecidas logren evacuarse sin inconvenientes.



8. MEDIDAS PARA LA MITIGACIÓN DE LA AMENAZA POR INUNDACIÓN FLUVIAL

Obtenidos los resultados de la modelización hidráulica, tres criterios han sido considerados para proponer medidas de mitigación de la amenaza por inundación fluvial: las evidencias de las visitas de campo, la extensión de las planicies inundables y las velocidades desarrolladas por la crecida.

8.1 Intervención de la superficie de aportación

Debido a que la subcuenca de interés se localiza dentro del casco urbano de la Ciudad Capital, donde la totalidad de las calles y accesos de gran parte del área de drenaje se encuentra intervenida, se considera que una mejora de los procesos de abstracción de la lámina de lluvia no se muestra favorable, en vista que las áreas naturales representan un porcentaje despreciable, según se constató en campo.

8.2 Mejoramiento de las condiciones del cauce

La visita de campo, en conjunto con los resultados de la modelización hidráulica, facilitó la valoración de los sectores con mayor problemática, priorizando los segmentos donde las crecidas entran en contacto con los bienes e inmuebles de los pobladores.

Frente a ello, fue necesaria la evaluación de una potencial mejora a la geometría de a través de una sección trapezoidal típica, con un talud lateral de 1:1, donde la roca lo permita; en el resto de las secciones, se deberá proteger con gaviones, procurando la maximización del área hidráulica de la sección transversal. El ancho de la sección se ha considerado ajustado a la sección disponible del cauce, con taludes conformados por gaviones inclinados, incrustados en el lecho a una profundidad de al menos 1.5 metros para limitar la socavación de su apoyo.

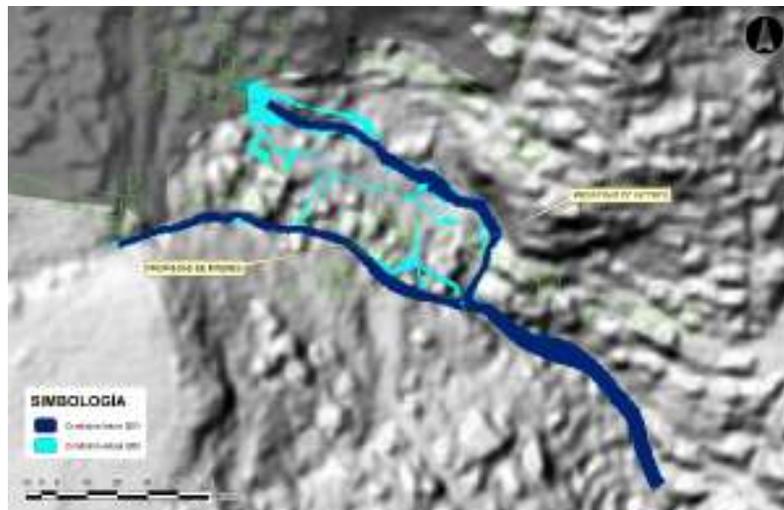


Ilustración 12. Variación de la planicie inundable como respuesta del mejoramiento de las condiciones hidráulicas de los cauces de las corrientes de interés.



Mediante el procedimiento de Cowan, descrito en un anterior apartado, así como la interpretación fotogramétrica, se puede inferir que un mejoramiento de la geometría de la corriente a través de una sección típica, de tipo trapezoidal, podría reducir las pérdidas energéticas que se reflejan en un incremento de los niveles de la superficie del agua desarrollados durante las crecidas.

No obstante, este cambio en las pérdidas energéticas de las corrientes sería trasladado en un cambio en los perfiles de la crecida, así como las velocidades de esta. Estos incrementos de las velocidades del flujo de las crecidas requieren de la protección de las márgenes de los cauces a través de los muros de gaviones antes mencionados.

Finalmente, la modificación de la geometría de las corrientes para reducir los perfiles de la superficie del agua no debería trasladar incrementos sustanciales a los niveles de la crecida aguas abajo, donde no se encontró en los siguientes 300 metros una vivienda contiguo al cauce.

8.3 Sistema de control de escorrentía superficial

La revisión del actual estado del drenaje para control de aguas lluvias de las colonias deja de manifiesto que es posible conceptualizar una solución a nivel superficial para el manejo de los excesos de lluvia, a pesar de las importantes pendientes que se reflejan en las colonias, en especial, el sector norte de la Col. San Buenaventura.

Los desagües del sistema de control de escorrentía superficial pueden evacuarse sin inconvenientes en la misma Qda. El Hoyo, sin necesidad de medidas adicionales más que una obra destinada a la descarga de estos excesos de forma segura sobre esta, siempre y cuando estas descargas sobre la corriente se encuentren protegidas por un enrocado en el potencial cono de erosión.



9. CONCLUSIONES

En atención a los resultados de la simulación hidráulica sobre las corrientes:

- Los valores de rugosidad en la corriente se consideran ligeramente altos, impactando en los niveles desarrollados por las crecidas de diseño, pese a ello, las pendientes son altas y favorecen las altas velocidades.
- El puente peatonal analizado no es capaz de evacuar las crecidas de diseño; su baja altura libre es el principal obstáculo para una adecuada evacuación de las crecidas a través de esta.
- La crecida de diseño no se muestra favorable para la casa contigua al acceso peatonal, si bien es posible revestir la corriente para limitar la erosión a causa de altas velocidades, el desarrollo de los perfiles aún resulta desfavorable para la vivienda, que se encuentra en su banco derecho.

Con respecto al sistema de control de escorrentía superficial local:

- Se sugiere la concepción de nuevas estructuras de drenaje ya que no cumplen con las necesidades de áreas y en ocasiones de velocidades máximas admisibles, obligando a una nueva concepción de la geometría.
- Las velocidades que la escorrentía puede desarrollar a través de estas estructuras es alta, limitando la deposición de arena o finos dentro de la estructura.

10. RECOMENDACIONES

La evidencia encontrada en campo, en conjunto con los resultados de la simulación hidráulica nos permiten sugerir lo siguiente:

- Es necesaria una mejora en la geometría de la corriente en conjunto con obras de protección contra erosión.
- Se sugiere una revisión de una nueva estructura de paso peatonal que permita la comunicación sin interrupciones en el sector, permitiendo el paso sin inconvenientes de las crecidas.
- Se considera necesaria una nueva geometría a consecuencia de la incorporación de las obras de mitigación.



11. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AECID, A., & CEDEX, C. (2003). *Balance Hídrico de Honduras*. Tegucigalpa.
- Angot, M. A. (1906). *Etude Sur Le Regime Pluviometrique De La Mediterranee*. Paris: Imprimerie Nationale.
- Applied Systems Analyses, I. I. (2002). *Food and Agricultural Organization of the United Nations*. Obtenido de <http://ref.data.fao.org/map?entryId=c6f35470-88fd-11da-a88f-000d939bc5d8>
- Australia, E. (2010). *Appropriate Safety Criteria for People*. Sidney: Federal Government.
- Ávalos Lingan, R. F. (2011). Comportamiento de los sedimentos fluviales en Honduras. Rendimiento y pérdida de suelo en la Zona Central y Oriental. 16.
- Benson, M. (1968). *Uniform Flood-Frequency Estimating Methods for Federal Agencies*. Washington: USGS.
- Bureau of Reclamation. (1943). *Density of sediments deposited in reservoirs*. Iowa: University of Iowa.
- Chow, V. T. (1964). *Handbook of Applied Hydrology*. New York: McGraw-Hill.
- Chow, V. T. (1988). *Applied Hydrology*. Washington: McGraw-Hill.
- Chow, V. T. (1994). *Hidráulica de canales abiertos*. Illinois: McGraw-Hill.
- Chow, V. T. (1994). *Open Channel Hydraulics*. Illinois: McGraw-Hill.
- Conservation Service, N. R. (1997). *National Engineering Handbook, Part 630 Hydrology*. Washington: United States Department of Agriculture.
- Electricité de France. (2003). *Inventario, analisis y diagnóstico de la red hidrometeorológica de Honduras*. Toulouse.
- Emanuel, K. A. (1994). *Atmospheric convection*. New York: Oxford University Press.
- Escuela Agrícola Panamericana El Zamorano. (2013). *Plan de Manejo de la Reserva Biológica de Uyuca 2013-2025*. Tegucigalpa: EAPZ.
- FAO, F. (1990). *Evapotranspiración del cultivo: Guías para la determinación de los requerimientos de agua de los cultivos*. United Nations.
- Federal Highway Administration, U. D. (2012). *Hydraulic Design of Highway Culverts, Third Edition*. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. Washington: FHWA.
- FEMA. (2018). *Guidance for Flood Risk Analysis and Mapping*.
- FHIS; INTEMA. (2002). *Manual de Referencias Hidrológicas*. Tegucigalpa.
- Global Water Partnership. (2016). *Situación de los Recursos Hídricos en Centroamérica*. GWP.
- Gravelius, H. (1914). *Morphometry of Drainage Bassins*. Amsterdam.



- Gregory, K., & Walling, D. (1973). *Drainage basin form and processes. A geomorphological approach*. London.
- HEC. (2011). *HEC-HMS User's Manual*.
- Hicks, D. M., & Mason, P. D. (1998). *Roughness Characteristics of New Zealand Rivers*. Christchurch, New Zealand: National Institute of Water and Atmospheric Research Ltd.
- Holdridge, L. R. (1967). *Life Zone Ecology*. San José, Costa Rica.
- Hydrologic Engineer Center. (2011). *HEC-HMS Technical Reference Manual*. Washington: USACE.
- IIASA. (2002). *International Institute for Applied Systems Analysis*. Obtenido de <https://iiasa.ac.at/>
- Instituto Hondureño de Ciencias de La Tierra. (2012). *Atlas Climático y de Gestión de Riesgo de Honduras*. Tegucigalpa: Universidad Nacional Autónoma de Honduras.
- Instituto Nacional de Conservación Forestal, Á. P. (2018). *Anuario Estadístico Forestal*. Tegucigalpa, M.D.C.: Centro de Información y Patrimonio Forestal.
- Kirpich, Z. P. (1940). *Time of concentration for small agricultural watersheds*. Civil Engineering Editorial.
- Martín Vide, J. P. (2001). *Ingeniería de ríos*. Barcelona: Universidad Politécnica de Catalunya.
- Martínez Capel, F. (s.f.). *Régimen ambiental de caudales: estimación de las condiciones de habitabilidad para la Ictiofauna*.
- Mastin, M. (2002). *Flood-Hazard Mapping in Honduras in response to Hurricane Mitch*. Tacoma, Washington: U.S. Geological Survey.
- Miller, V. (1953). *A quantitative geomorphic study of drainage basin characteristics in the Clinch Mountain area, Virginia and Tennessee*. Columbia University: Office of Naval Research.
- Musy, A. (2005). *Watershed Characteristic*. Switzerland: Institute of Soil and Water Management.
- Naciones Unidas, O. M. (1972). *Proyecto de Ampliación y Mejoramiento de los Servicios Hidrometeorológicos e Hidrológicos en el Istmo Centroamericano*. San José, Costa Rica.
- National Engineering Handbook. (2007). *Part 654 Stream Restoration Design: Stream Hydrology*. Washington: National Resources Conservation Service.
- National Resources Conservation Service. (2007). *Stream Hydrology*. Washington: National Engineering Handbook.
- NRCS. (1999). *Urban Hydrology for Small Watersheds*. Washington: U.S. Department of Agriculture.
- Peel, M. C., & Finlayson, T. A. (2007). *Le Centre pour la Communication Scientifique Directe*. Obtenido de <https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-00305098>



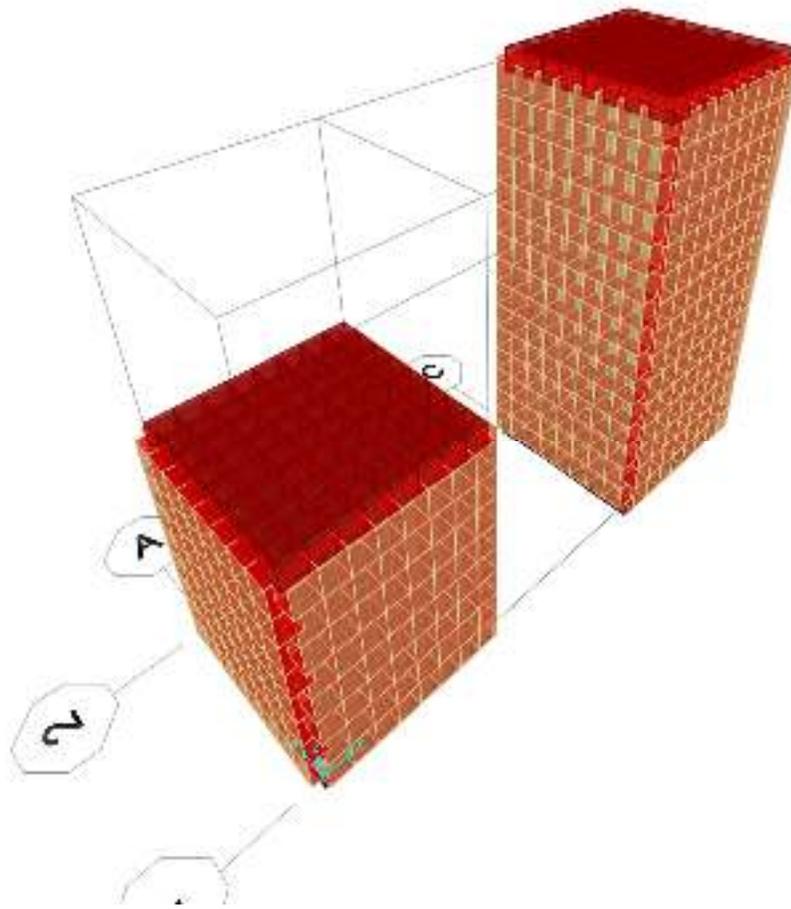
- Petterssen, S. (1941). *Introduction to Meteorology*. New York & London: McGraw Hill.
- PNUD, & Cooperación Suiza en América Central. (2008). *Recomendaciones técnicas para la elaboración de Mapas de Amenazas por Inundaciones Fluviales*. PNUD.
- Ramírez, C., & Cervera, G. (1998). *Análisis de producción de sedimentos en una cuenca con un sistema de información geográfica*. Córdoba: Universidad de Almería.
- Sala, M., & Gay, R. (1981). *Algunos datos morfométricos de la cuenca del Isábena*.
- Salinas Núñez, A., Sánchez, M., Zúniga Andrade, E., & Funez, J. (2002). *Manual de Referencias Hidrológicas*. Tegucigalpa: Fondo Hondureño de Inversion Social.
- Schimper, A. (1903). *Plant-geography upon a physiological basis*. Oxford: Clarendon Press.
- Schumm, S. (1956). *The evolution of drainage systems and slopes in badlands at Pearth Amboy, New Jersey*. Bulletin of the Geological Society of America.
- SCS, S. (1997). *Urban hydrology for small watersheds - Technical Release 55*. Washington: SCS.
- Servicio Autónomo Nacional de Acueductos y Alcantarillados. (2012). *Reglamento para regular el uso de los sistemas de agua potable, alcantarillado sanitario y pluvial, para urbanizaciones, fraccionamientos y edificios para el área del Distrito Central*. Tegucigalpa.
- SOPTRAVI. (1996). *Manual de Carreteras de Honduras: Tomo VI: Drenaje*. Tegucigalpa.
- UNAH, SERNA, & DGRH. (2014). *Evaluación del recurso hídrico en su régimen natural, Honduras, C.A.* Tegucigalpa.
- United States Geological Survey. (1989). *Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients for Natural Channels and Flood Plains*. U.S. Department of Transportation.
- Villón Bejar, M. (2006). *Hidrología Estadística*. Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Wischmeir, W. H., & Smith, D. D. (1978). *Predicting rainfall erosion losses: a guide to conservation planning*. Beltsville: United States Department of Agriculture.





MEMORIA DE CALCULO ESTRUCTURAL

PROYECTO KFW-089 SAN BUENAVENTURA





1. INTRODUCCIÓN

CAJAS COLECTORAS DE CONCRETO REFORZADO

El presente trabajo contiene de forma resumida los criterios, consideraciones y procedimiento del análisis y diseño estructural de Cajas Colectoras de Concreto Reforzado, que servirá como obras de mejora para el buen funcionamiento del drenaje de las aguas lluvias en la Colonia San Buenaventura - Comayagüela.

Los componentes estructurales acá detallados son principalmente paredes, losa de fondo y losa superior que forman la estructura.

Se ha desarrollado el presente trabajo basado en las recomendaciones de las normativas de diseño y construcción vigente: ACI 318S-14, Código Hondureño de la Construcción CHOC-08, y el AASHTO LRFD.

Para realizar el análisis estructural se hace uso de hojas de cálculo programadas y softwares especializados para tal fin, los que permiten modelar y pre-dimensionar las secciones de los elementos, configurar la normativa correspondiente, definir los patrones y combinaciones de carga, modelar las cargas móviles, colocar la interacción suelo - estructura teniendo en consideración las propiedades geotécnicas del suelo de soporte.

Se implementa para este proyecto hormigón con un $f'c$ 280 kg/cm² esfuerzo a compresión a los 28 días de edad y acero de refuerzo con un esfuerzo de fluencia de f_y 4,200 kg/cm²



2. MARCO TEORICO

2.3 Glosario Técnico

Embaulado:

Estructura con sección hueca por la cual circula de manera total o parcial el caudal proveniente de un afluente.

Carga:

Efecto de una aceleración, incluyendo la aceleración de la gravedad, una deformación impuesta o un cambio de volumen.

Modelo Estructural:

Idealización de una estructura a los fines del análisis.

Hormigón Estructural:

Cualquier hormigón que se utiliza para propósitos estructurales.

Estado Límite:

Condición más allá de la cual los elementos estructurales dejan de satisfacer los requisitos para los cuales fue diseñado.

Estados Límites de Resistencia:

Estados límites relacionados con la resistencia y la estabilidad.

Estados Límites de Servicio:

Estados límites relacionados con las tensiones, deformaciones y fisuración.

Factor de Carga:

Factor que considera fundamentalmente la variabilidad de las cargas, la falta de exactitud de los análisis y la probabilidad de la ocurrencia simultánea de diferentes cargas, pero que también se relaciona con aspectos estadísticos de la resistencia a través del proceso de calibración.

Estructura para Corrección de un Cauce:

Cualquier obra construida en una corriente o colocada sobre, adyacente o en la proximidad de un curso de agua para desviar la corriente, inducir deposición de sedimentos, inducir socavación o alterar de alguna otra manera el flujo y los regímenes de los sedimentos del curso de agua.

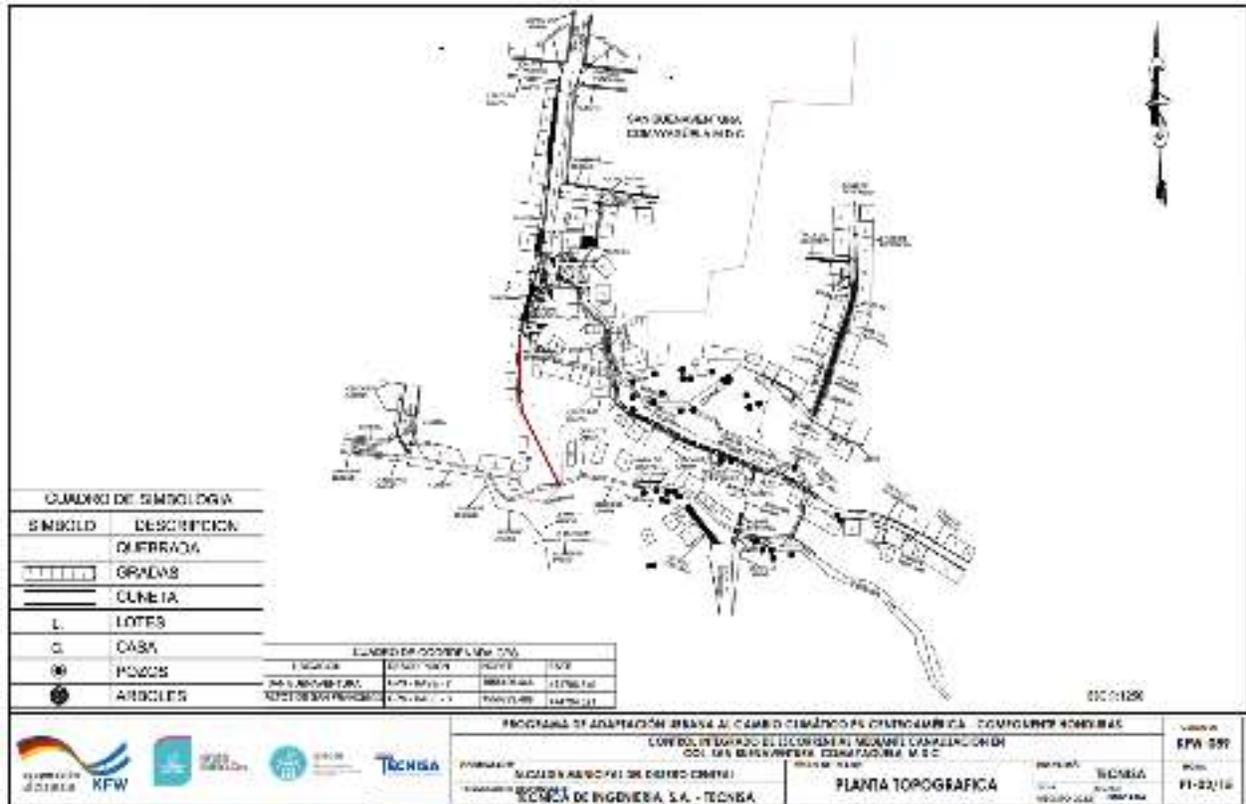
Sobrecarga de Suelo:

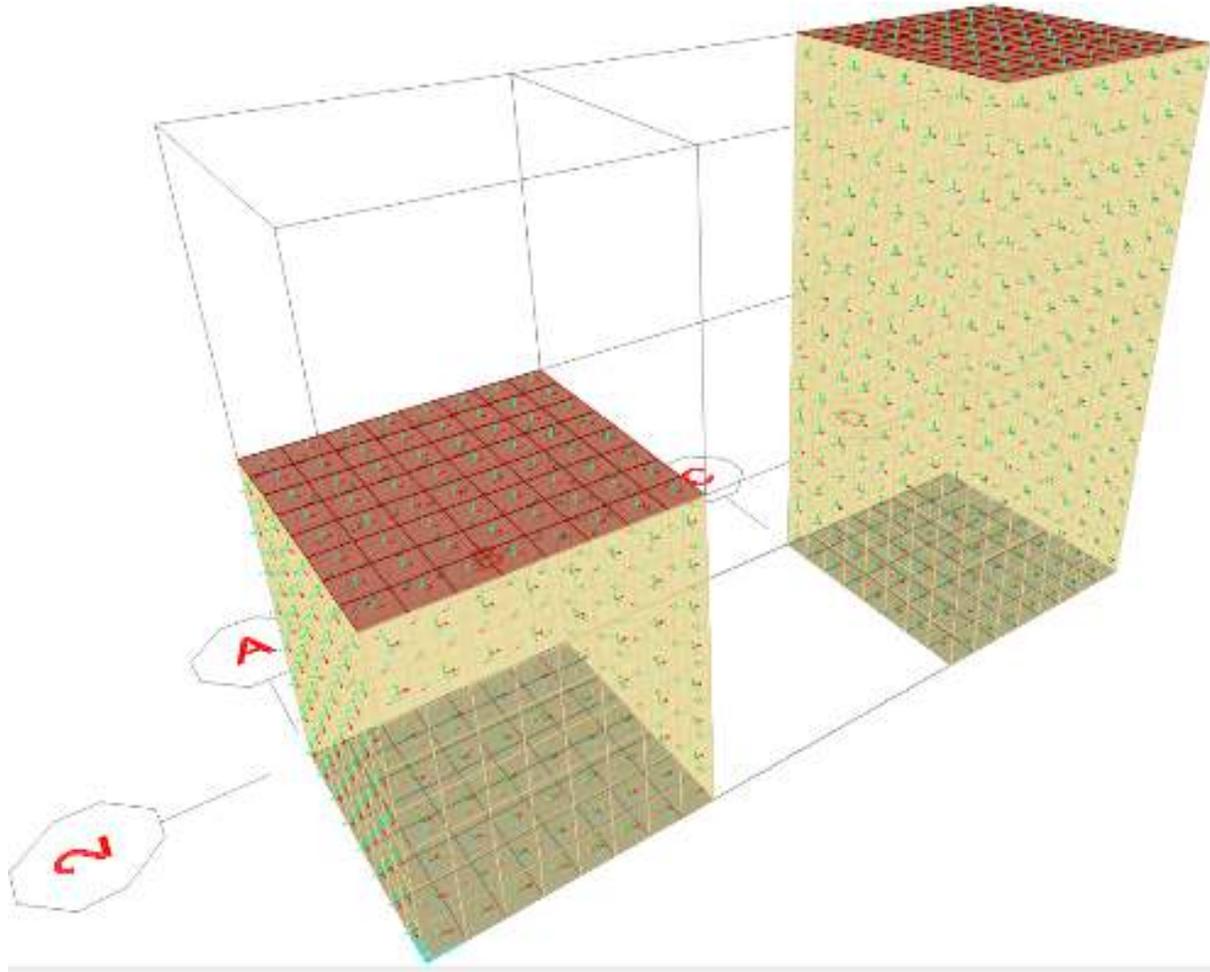


Carga usada para modelar el peso del relleno u otras cargas aplicadas a la parte superior del material retenido.

2.4 Antecedentes de la estructura

Se trata del diseño de estructuras de hormigón armado para cumplir la función de cajas colectoras en el sistema de aguas lluvias que se proyecta construir en la colonia San Buenaventura - Comayagüela.





2.5 Notación de las cargas consideradas

- **DC:** Peso propio de los componentes estructurales y no estructurales
- **EV:** Presión vertical del suelo de relleno
- **EH:** Presión horizontal del suelo
- **WA:** Presión por presencia del nivel freático
- **CV:** Carga Viva



Tabla 3.5.1-1 – Densidades

Material		Densidad (kg/m ³)
Aleaciones de aluminio		2800
Superficies de rodamiento bituminosas		2250
Hierro fundido		7200
Escoria		960
Arena, limo o arcilla compactados		1925
Hormigón	Agregados de baja densidad	1775
	Agregados de baja densidad y arena	1925
	Densidad normal con $f'_c \leq 35$ MPa	2320
	Densidad normal con $35 < f'_c \leq 105$ MPa	$2240 + 2,29 f'_c$
Arena, limo o grava sueltos		1600
Arcilla blanda		1600
Grava, macadán o balasto compactado a rodillo		2250
Acero		7850
Sillería		2725
Madera	Dura	960
	Blanda	800
Agua	Dulce	1000
	Salada	1025
Elemento		Masa por unidad de longitud (Kg/mm)
Rieles para tránsito, durmientes y fijadores por vía		0,30

- **Deformaciones superpuestas: TU, TG, SH, CR, SE, PS (Art. 3.12 AASHTO)**

Temperatura uniforme: (TU)

Se deben considerar las solicitaciones internas que la fluencia lenta (creep) y la contracción provocan en los componentes. Si es conveniente se debe incluir el efecto de gradiente de temperatura.

Para calcular los efectos provocados por la deformación de origen térmico se deberá usar la diferencia entre el límite inferior o superior extendido y la temperatura básica supuesta de la construcción en el diseño.

Contracción diferencial (SH)

Cuando corresponda deberán determinarse las deformaciones por contracción diferencial entre hormigones de diferentes edades o composiciones entre el hormigón y el acero.



Fluencia lenta (CR)

Las deformaciones por fluencia lenta del hormigón (creep) y la madera deben estar de acuerdo con las disposiciones de las Secciones 5 y 8. Al determinar las solicitaciones y deformaciones provocadas por la fluencia lenta se deberá considerar la dependencia del tiempo y el cambio de las tensiones de compresión.

Asentamiento (SE)

Se deberán considerar las solicitaciones provocadas por los valores extremos de los asentamientos diferenciales que ocurren en la subestructura.

- **Empuje del suelo: EH, ES, LS, y DD (Art. 3.11 AASHTO)**

EH: Empuje horizontal del suelo

ES: Sobrecarga de suelo

LS: Sobrecarga viva

3. ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Se presenta una breve descripción de los parámetros usados de acuerdo a la normativa vigente para el análisis y posterior diseño de la estructura. Se analiza la sección transversal de la estructura para un (1.00) metro lineal de la misma.

3.1 Consideraciones de Combinaciones de Carga

Para los estados límites de Resistencia y Servicio, los casos que se muestran son considerados. El caso de fatiga no necesita ser investigado en alcantarillas tipo cajón de concreto reforzado (5.5.3). Las combinaciones de carga para el estado límite de Resistencia I que se han tomado en cuenta, son (con $n=1$):



Table: Load Pattern Definitions

LoadPat	DesignType	SelfWtMul t
PP	Dead	1.
EH	Other	0.
CV	Live	0.
WA	Other	0.

Table: Combination Definitions

ComboName	ComboType	CaseName	ScaleFactor
COMB-1 CHOC 2.9.2.4	Linear Add	CV	1.7
COMB-1 CHOC 2.9.2.4		EH	1.7
COMB-1 CHOC 2.9.2.4		PP	1.4
COMB-1 CHOC 2.9.2.4		WA	1.4
COMB-2 CHOC 2.9.2.5	Linear Add	CV	1.7
COMB-2 CHOC 2.9.2.5		PP	1.4
COMB-2 CHOC 2.9.2.5		WA	1.4
COMB-4 SERVICIO	Linear Add	CV	1.
COMB-4 SERVICIO		EH	1.
COMB-4 SERVICIO		PP	1.
COMB-4 SERVICIO		WA	1.
COMB-3 CHOC 2.9.2.4	Linear Add	CV	1.7
COMB-3 CHOC 2.9.2.4		PP	1.4
COMB-3 CHOC 2.9.2.4		EH	1.7

3.2 Datos generales, materiales y geometría

I. Caja Colectora 1.60x1.60x2.00m

Altura libre $h_{L1} = 2.00m$

Espesor losa $e_{losa} = 0.30m$

Ancho libre $ancho_1 = 1.60m$

Espesor pared $e_{pared} = 0.20m$

Altura análisis $h_1 = h_{L1} + \frac{e_{losa}}{2} = 2.15m$



Ancho análisis $a_1 = ancho_1 + e_{pared} = 1.8m$

II. Caja Colectora 1.60x1.60x3.80m

Altura libre $h_{L2} = 3.80m$

Espesor losa $e_{losa2} = 0.30m$

Ancho libre $ancho_2 = 1.60m$

Espesor pared $e_{pared2} = 0.20m$

Altura análisis $h_2 = h_{L1} + \frac{e_{losa2}}{2} = 3.95m$

Ancho análisis $a_1 = ancho_2 + e_{pared} = 1.8m$

Table: Material Properties 02 - Basic Mechanical Properties

Material	UnitWeight Kgf/m3	UnitMass Kgf-s2/m4	E1 Kgf/m2	G12 Kgf/m2	U12	A1 1/C
fc210kgf/cm2	2.4000E+03	2.4473E+02	2217180642.	923825268.	0.2	9.9000E-06
fc280kgf/cm2	2.4000E+03	2.4473E+02	2560179681.	1066741534.	0.2	9.9000E-06
Refuerzo	7.8500E+03	8.0048E+02	2.100E+10			1.1700E-05

Table 10: Area Section Properties

Section	Material	AreaType	Type	DrillDOF	Thickness m	BendThick m
losa inf	fc280kgf/cm2	Shell	Shell-Thin	Yes	0.3	0.3
losa sup	fc280kgf/cm2	Shell	Shell-Thin	Yes	0.2	0.2
pared	fc280kgf/cm2	Shell	Shell-Thin	Yes	0.2	0.2

Resistencia a compresión del hormigón a los 28 días:

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

Peso volumétrico del hormigón

$$\gamma_H = 2400 \frac{kgf}{m^3}$$

Fluencia del acero de refuerzo

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

Módulo de Elasticidad:

$$E = 2100000 \frac{kg}{cm^2}$$



Peso suelo de relleno, que debe ser una mezcla de arena y grava con una cantidad relativamente moderada de partículas finas

$$\gamma'_s = 1800 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

Peso volumétrico agua

$$\gamma_w = 1000 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

k_a = coeficiente de empuje activo del suelo

$$k_a = \text{if } \beta \neq 0, \frac{\sin(\theta + \phi'_j)^2}{\sin(\theta)^2 \cdot \sin(\theta - \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_j + \delta) \cdot \sin(\phi'_j - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \cdot \sin(\theta + \beta)}}\right)^2, \tan\left(45^\circ - \frac{\phi'_j}{2}\right)^2$$

ϕ'_j = ángulo de fricción entre relleno y muro (°)

δ = ángulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal (°)

β = ángulo que forma el respaldo del muro respecto de la horizontal (°)

ϕ'_j = ángulo efectivo de fricción interna (°)

Ángulo efectivo de fricción interna del suelo de relleno.
(Siempre y cuando se proporcione un drenaje adecuado.)

$$\phi'_j = 28^\circ$$

Ángulo de fricción entre el suelo - muro (T3.11.5.3-1)

$$\delta = \frac{2}{3} \cdot \phi'_j = 18.667^\circ$$

Ángulo del suelo con la horizontal

$$\beta = 0^\circ$$

Ángulo inclinación del muro del lado del terreno

$$\theta = 90^\circ$$

El suelo de la cimentación se ha considerado como un medio elástico, el cual se modela mediante resortes elásticos cuya rigidez es determinada a partir del coeficiente de balasto. El suelo se supone equivalente a un número infinito de resortes elásticos. La constante elástica de estos resortes hipotéticos se denomina como el módulo K de reacción del suelo, o coeficiente de balasto.

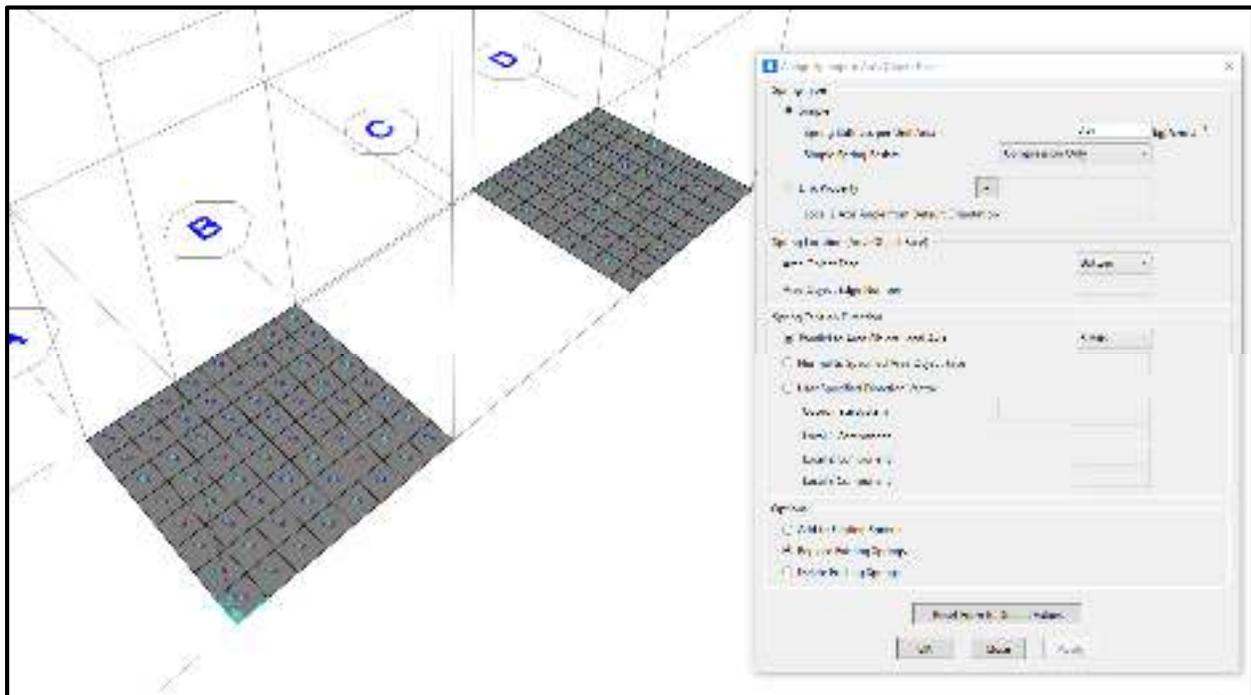


Tabla 6.2 Valores comunes de la reacción de la subrasante, $k_{0,3}(k_1)$.

Tipo de suelo	$k_{0,3}(k_1)$ MN/m ³
Arena seca o húmeda:	
Suelta	8-25
Media	25-125
Densa	125-375
Arena saturada:	
Suelta	10-15
Media	35-40
Densa	130-150
Arcilla:	
Rígida	10-25
Muy rígida	25-50
Dura	>50

$$k = 35 \frac{MN}{m^3}$$

$$k = 3.569 \frac{kgf}{cm^3}$$



Se configura la constante elástica k que modela la interacción suelo - estructura. Losa de fondo



3.3 Análisis de Cargas

I. Caja Colectora 1.60x1.60x2.00m

i. Presión Horizontal del Terreno (EH)

Presión lateral del terreno en la parte superior de la estructura (profundidad de relleno): $y_1 := 0.00 \text{ m}$

$$EH_1 := k_s \cdot \gamma'_s \cdot y_1 = 0 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Presión lateral del terreno en la parte inferior de la estructura: $y_2 := h_1 = 2.15 \text{ m}$

$$EH_2 := k_s \cdot \gamma'_s \cdot y_2 = 1397.07 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$C_1 := \frac{EH_2 - EH_1}{-y_2} = -649.8 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Valor de Joint Pattern EH

ii. Empuje de Agua(WA)

Presión lateral de agua en la parte superior de la estructura : $y_1 := 0.00 \text{ m}$

$$WA_1 := \gamma_W \cdot y_1 = 0 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Presión lateral de agua en la parte inferior de la estructura: $y_2 := h_1 = 2.15 \text{ m}$

$$WA_2 := \gamma_W \cdot y_2 = 2150 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$C_1 := \frac{WA_2 - WA_1}{-y_2} = -1000 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Valor de Joint Pattern EH

II. Caja Colectora 1.60x1.60x3.80m



i. Presión Horizontal del Terreno (EH)

Presión lateral del terreno en la parte superior de la estructura (profundidad de relleno): $y_1 = 0.00 \text{ m}$

$$EH_1 = k_a \cdot \gamma' \cdot y_1 = 0 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Presión lateral del terreno en la parte inferior de la estructura: $y_2 = h_2 = 3.95 \text{ m}$

$$EH_2 = k_a \cdot \gamma' \cdot y_2 = 2566.71 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$C_1 = \frac{EH_2 - EH_1}{-y_2} = -649.8 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Valor de Joint Pattern EH

ii. Empuje de Agua (WA)

Presión lateral de agua en la parte superior de la estructura: $y_1 = 0.00 \text{ m}$

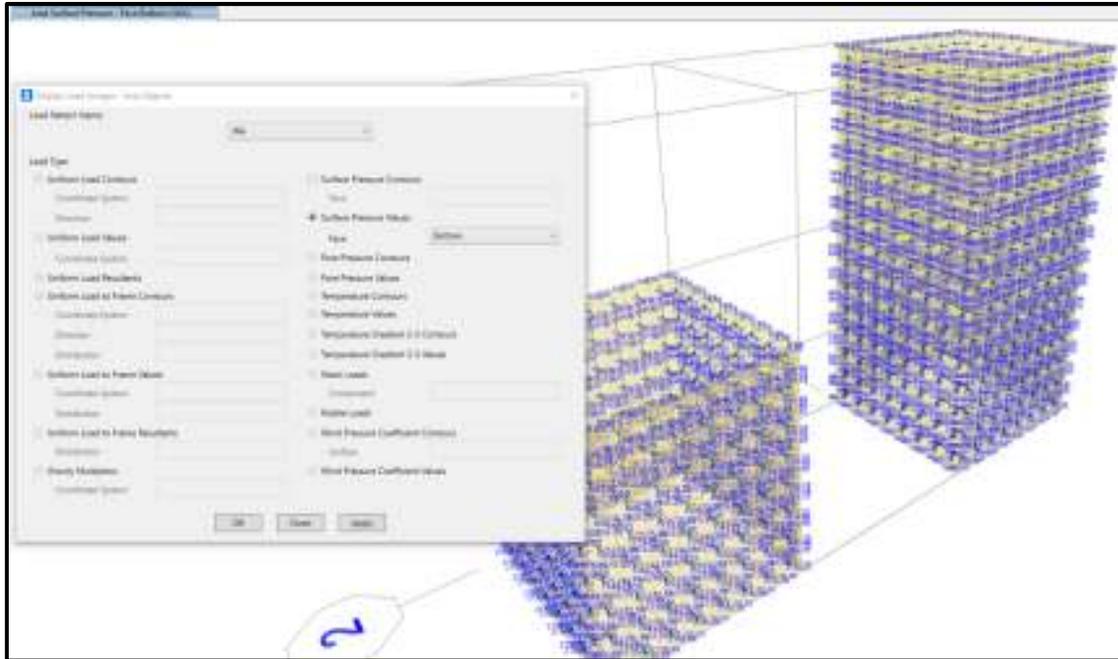
$$WA_1 = \gamma_w \cdot y_1 = 0 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Presión lateral de agua en la parte inferior de la estructura: $y_2 = h_2 = 3.95 \text{ m}$

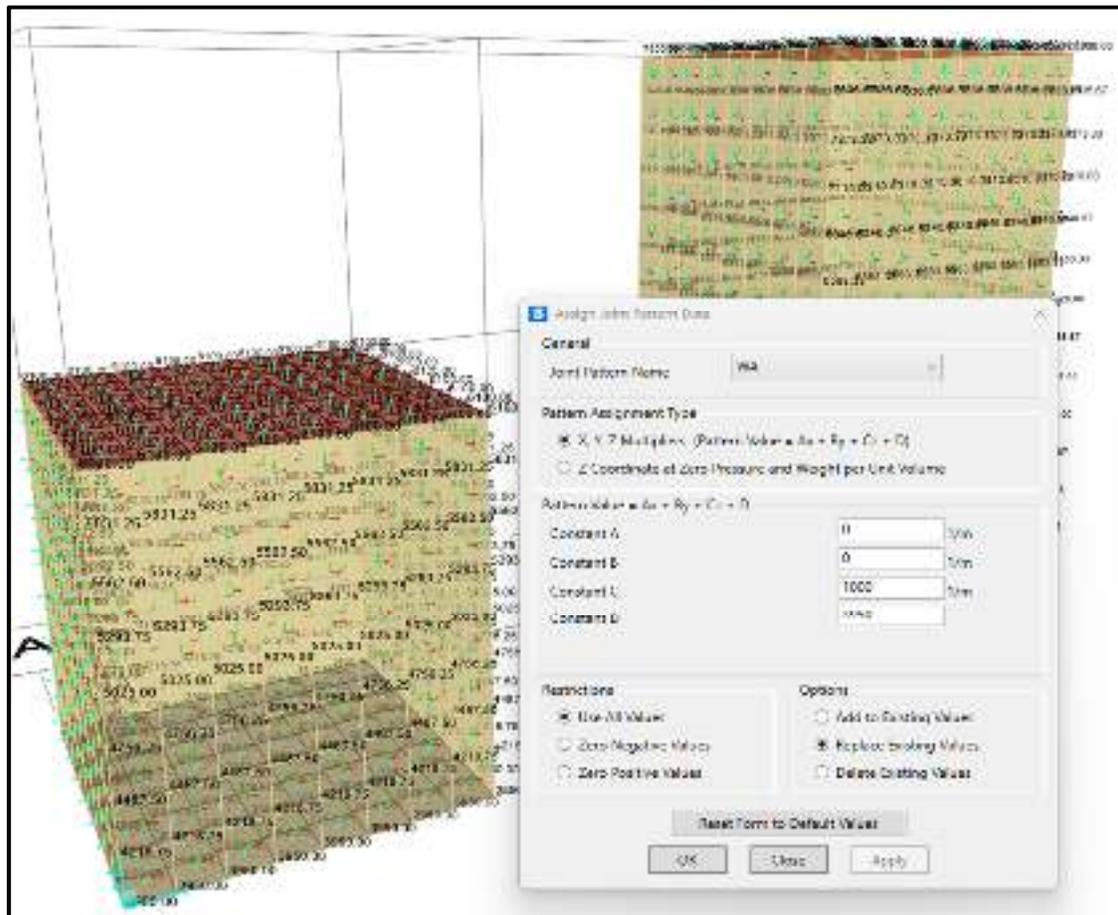
$$WA_2 = \gamma_w \cdot y_2 = 3950 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$C_1 = \frac{WA_2 - WA_1}{-y_2} = -1000 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

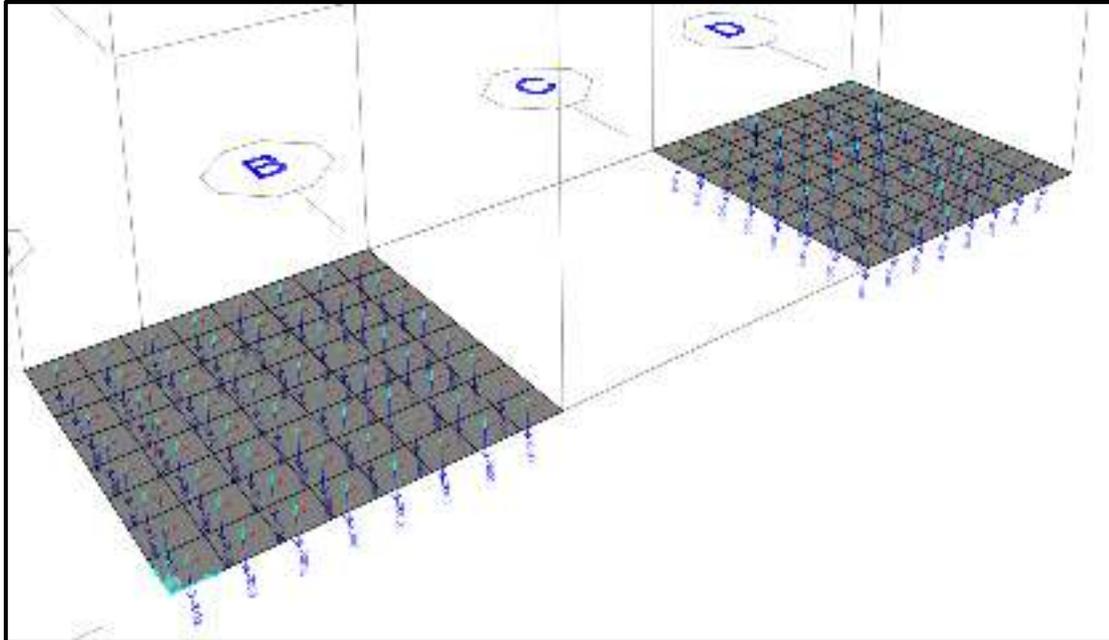
Valor de Joint Pattern EH



Aplicación de cargas laterales



Aplicación Cargas Laterales



Aplicación carga vertical del agua en Losa de Fondo

Una vez determinadas las cargas, se aplican a la estructura modelada en el programa SAP2000, de acuerdo a los patrones de carga previamente definidos. Se configura la normativa y combinaciones de carga, y se analiza la estructura para obtener los resultados expresados en envoltentes, como se muestra en adelante.

Datos geométricos barras de refuerzo

Varilla de $\frac{3}{8}$: $A_{s\phi 3} = 0.71 \text{ cm}^2$, $\phi_{\phi 3} = 0.952 \text{ cm}$

Varilla de $\frac{1}{2}$: $A_{s\phi 4} = 1.29 \text{ cm}^2$, $\phi_{\phi 4} = 1.27 \text{ cm}$

Varilla de $\frac{5}{8}$: $A_{s\phi 5} = 2.00 \text{ cm}^2$, $\phi_{\phi 5} = 1.588 \text{ cm}$

Varilla de $\frac{3}{4}$: $A_{s\phi 6} = 2.84 \text{ cm}^2$, $\phi_{\phi 6} = 1.905 \text{ cm}$

Varilla de $\frac{7}{8}$: $A_{s\phi 7} = 3.87 \text{ cm}^2$, $\phi_{\phi 7} = 2.222 \text{ cm}$

Varilla de 1 : $A_{s\phi 8} = 5.10 \text{ cm}^2$, $\phi_{\phi 8} = 2.54 \text{ cm}$

Varilla de $1 \frac{1}{8}$: $A_{s\phi 9} = 6.45 \text{ cm}^2$, $\phi_{\phi 9} = 2.865 \text{ cm}$

Varilla de $1 \frac{1}{4}$: $A_{s\phi 10} = 8.19 \text{ cm}^2$, $\phi_{\phi 10} = 3.226 \text{ cm}$



Varilla de $\frac{d}{s}$: $A_{s,req} = 10.06 \text{ cm}^2$, $\phi_{s,req} = 3.581 \text{ cm}$

3.4 Proceso de Análisis y Diseño-Revisión de Secciones

Se presenta una serie de esquemas/diagramas del proceso de modelado, análisis y diseño de la estructura.

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

Item Description

Explanation of Color Coding for Values

- Blue: Default Value
- Black: Not a Default Value
- Red: Value that has changed during the current session

Set To Default Values: All Items, Selected Items

Reset To Previous Values: All Items, Selected Items

OK, Cancel

Factores de resistencia y preferencias en consideración

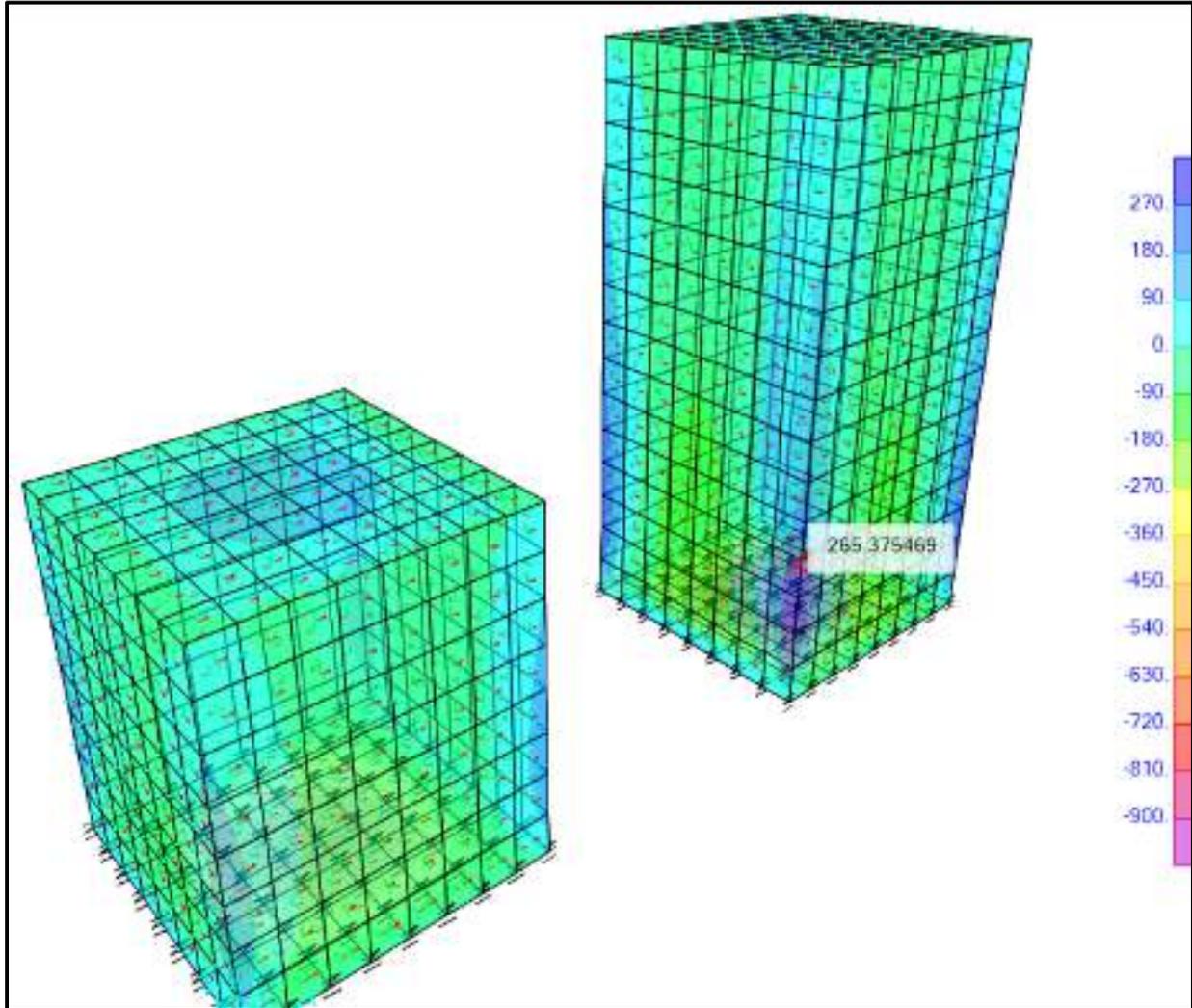


Diagrama de momentos - Combinación Crítica



I. Caja Colectora 1.60x1.60x2.00m

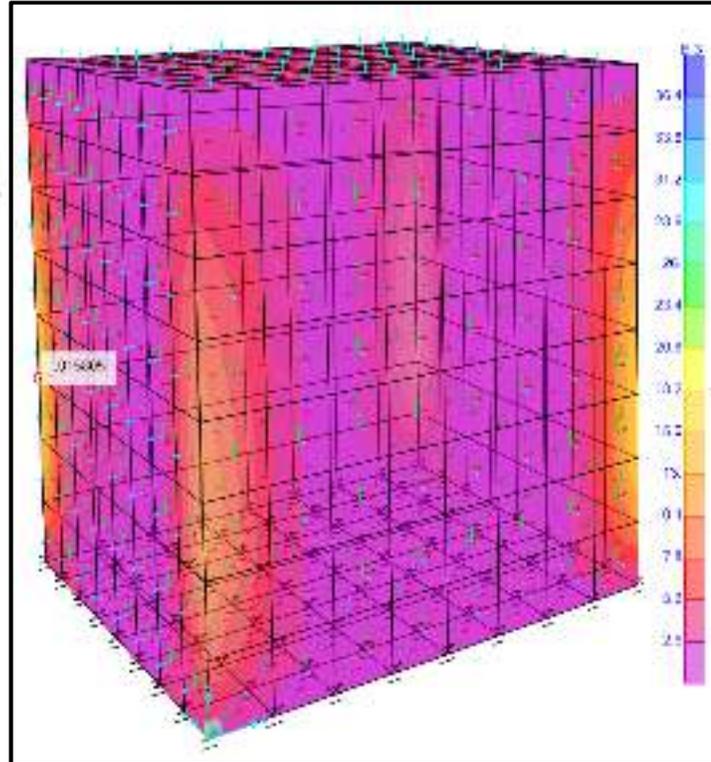
$$A_{Sx} = 0.0158 \frac{cm^2}{cm} \quad A_{Sy} = 1.58 \frac{cm^2}{m}$$

El acero mínimo para este tipo de estructuras está dado por: $A_{S_{min}} = 0.0018 \cdot A_g$

$$A_{S_{min}} = 0.0018 \cdot e_{pared} \cdot \frac{100 \cdot cm}{m} = 3.6 \frac{cm^2}{m}$$

USAR 1#3 a: $s = \frac{A_{S_{xy}}}{A_{S_{min}}} = 19.722 \text{ cm}$

Se usará #3@18cm



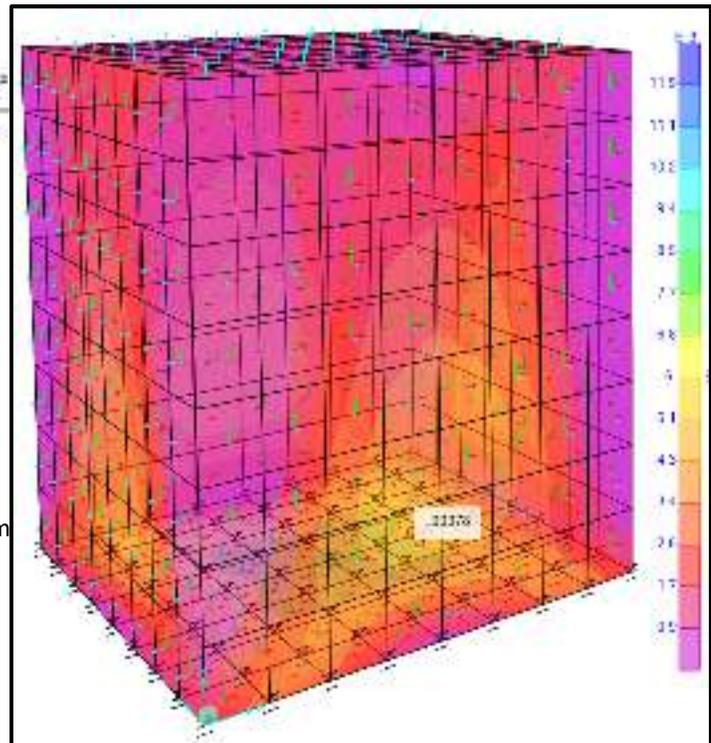
$$A_{Sx} = 0.00378 \frac{cm^2}{cm} \quad A_{Sy} = 0.378 \frac{cm^2}{m}$$

El acero mínimo para este tipo de estructuras está dado por: $A_{S_{min}} = 0.0018 \cdot A_g$

$$A_{S_{min}} = 0.0018 \cdot e_{pared} \cdot \frac{100 \cdot cm}{m} = 3.6 \frac{cm^2}{m}$$

USAR 1#3 a: $s = \frac{A_{S_{xy}}}{A_{S_{min}}} = 19.722 \text{ cm}$

Separación adoptada $s = 18.00 \text{ cm}$, 1#3@18cm





II. Caja Colectora 1.60x1.60x3.80m

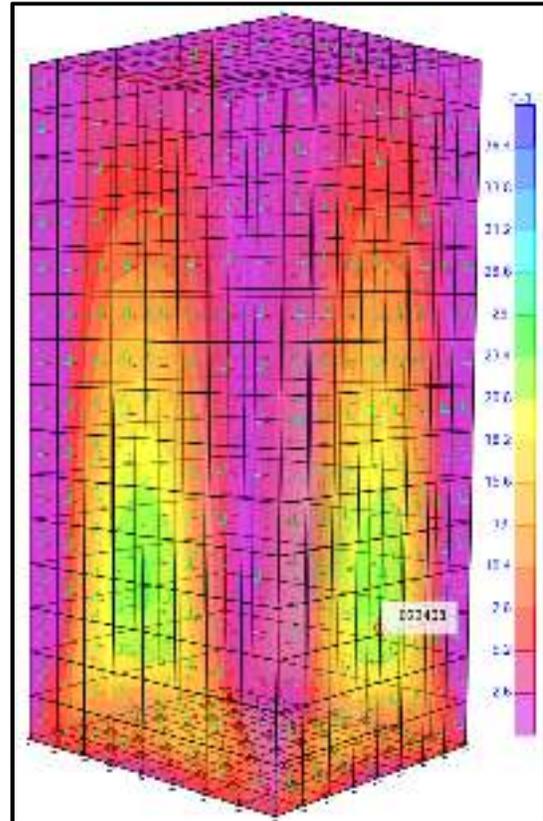
$$A_{S_1} = 0.023408 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \quad A_{S_2} = 2.341 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

El acero mínimo para este tipo de estructuras está
dado por: $A_{S_{\min}} = e_{\text{pared}} \cdot s$

$$A_{S_{\min}} := 0.0018 \cdot e_{\text{pared}} \cdot \frac{100 \cdot \text{cm}}{\text{m}} = 3.6 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

USAR 1#3 a: $s := \frac{A_{S_{\min}}}{A_{S_1}} = 19.722 \text{ cm}$

Se usará #3@18cm





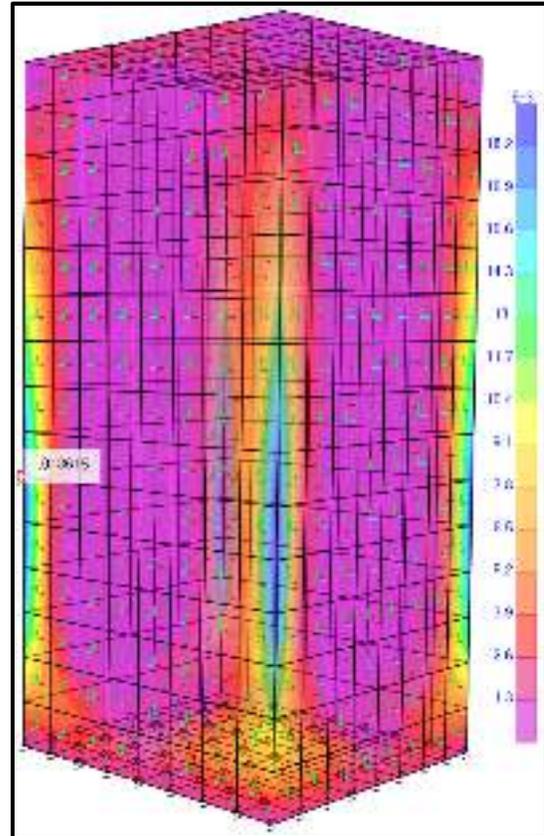
$$A_{S_2} := 0.018615 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \quad A_{S_2} = 1.862 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

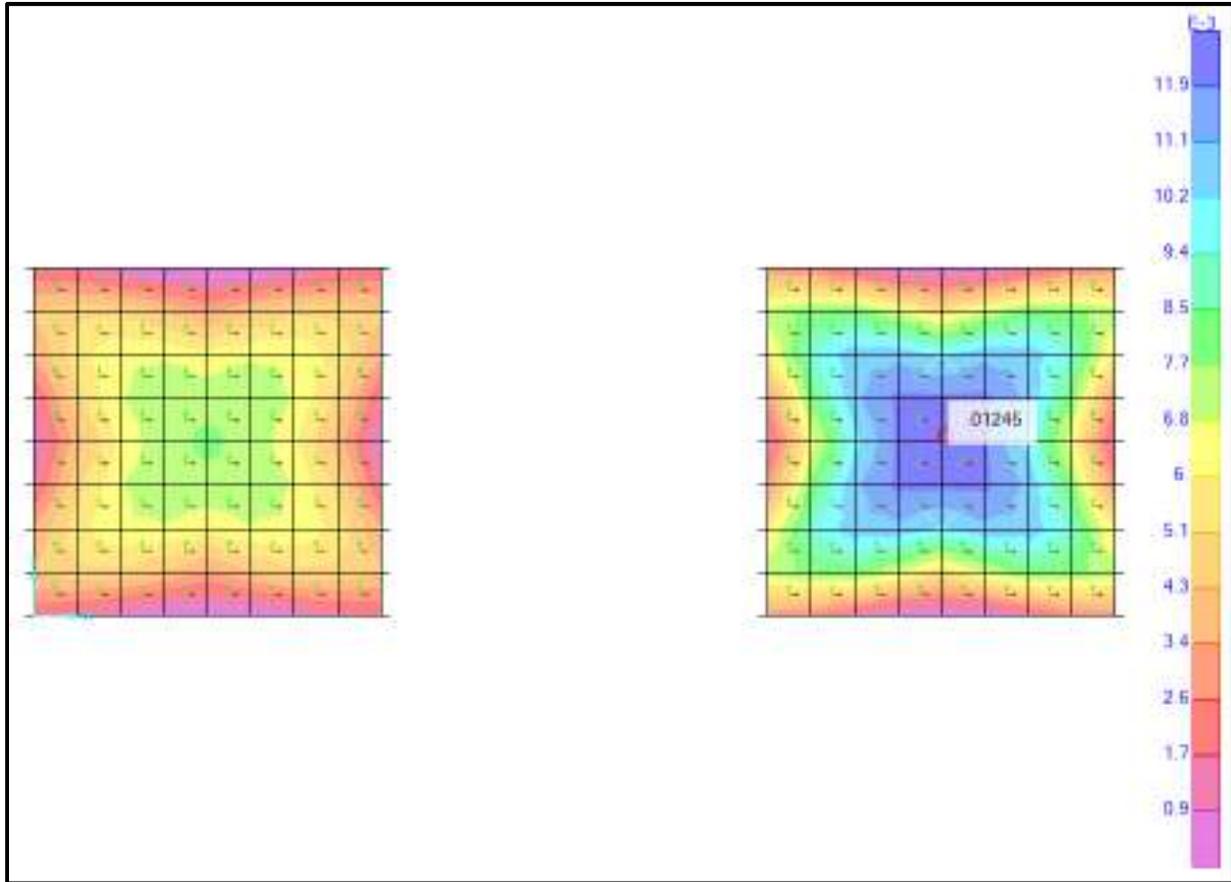
El acero mínimo para este tipo de estructuras está
dado por: $A_{S_{\min}} := 0.0018 \cdot e_{\text{pared}} \cdot h_p$

$$A_{S_{\min}} := 0.0018 \cdot e_{\text{pared}} \cdot \frac{100 \cdot \text{cm}}{\text{m}} = 3.6 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{USAR 1\#3 a: } s := \frac{A_{S_2}}{A_{S_{\min}}} = 19.722 \text{ cm}$$

Separación adoptada $s := 18.00 \text{ cm}$, 1\#3@18cm





Demanda de acero en losas de fondo

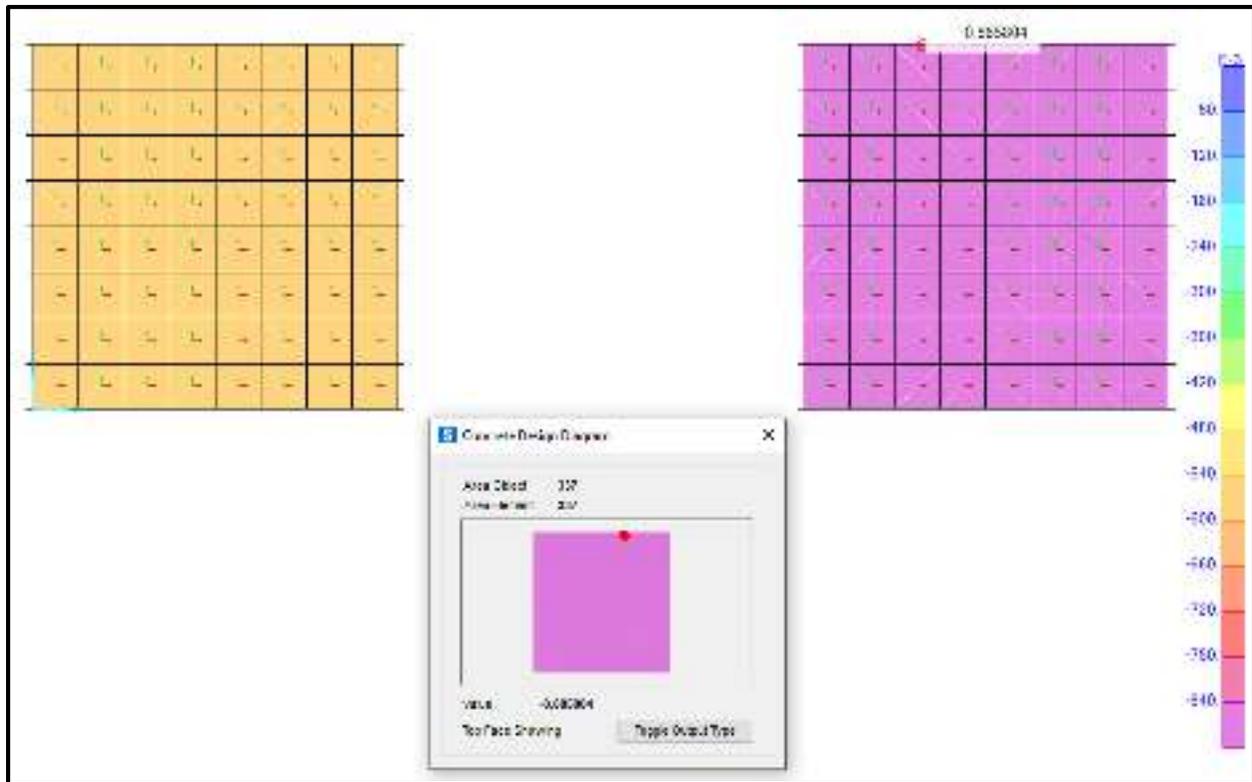
$$A_{s3} := 0.01245 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \quad A_{s3} = 1.245 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

El acero mínimo para este tipo de estructuras está dado por: $A_{s_{\min}} = 0.0018 \cdot A_c$

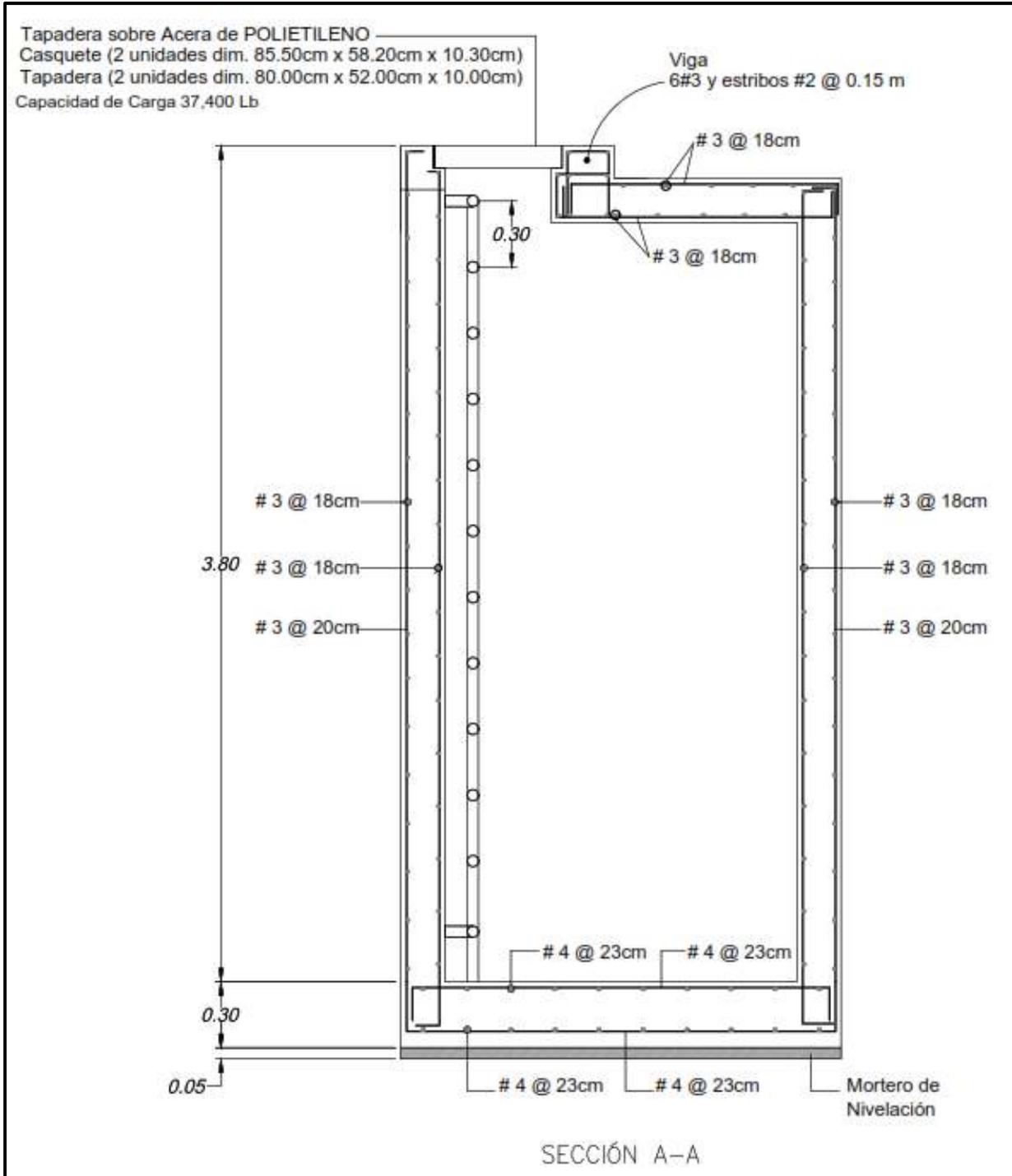
$$A_{s_{\min}} := 0.0018 \cdot e_{\text{loca}} \cdot \frac{100 \cdot \text{cm}}{\text{m}} = 5.4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

USAR 1#4 a: $s := \frac{A_{s_{\text{req}}}}{A_{s_{\min}}} = 23.889 \text{ cm}$

Separación adoptada $s := 23.00 \text{ cm}$, 1#4@23cm



Revisión de presiones transmitidas al terreno por la losa de fondo – Comb-Servicio. La presión calculada de 0.885kgf/cm² es inferior a la presión de diseño de 1.50kgf/cm²





5. Anexos

Tabla 5.12.3-1 – Recubrimiento para las armaduras principales no protegidas (mm)

SITUACIÓN	RECUBRIMIENTO (mm)
Exposición directa al agua salada	100
Hormigonado contra el suelo	75
Ubicaciones costeras	75
Exposición a sales anticongelantes	60
Superficies de tableros con tránsito de neumáticos con clavos o cadenas	60
Otras situaciones exteriores	50
Otras situaciones interiores	
• Hasta barras No. 36	40
• Barras No. 43 y No. 57	50
Fondo de losas hormigonadas in situ	
• Hasta barras No. 36	25
• Barras No. 43 y No. 57	50
Encofrados inferiores para paneles prefabricados	20
Pilotes prefabricados de hormigón armado	
• Ambientes no corrosivos	50
• Ambientes corrosivos	75
Pilotes prefabricados de hormigón pretensado	50
Pilares hormigonados in situ	
• Ambientes no corrosivos	50
• Ambientes corrosivos	
- En general	75
- Armadura protegida	75
• Cáscaras	50
• Hormigón colocado con lodo bentonítico, hormigón colocado por el sistema tremie o construcción con lechada	75



6. Cunetas

Introducción

En el presente documento se exponen los análisis estructurales de las obras para el control integrado de escorrentías superficiales y velocidades de flujo en la colonia Suyapa en la ciudad de Tegucigalpa. Los elementos considerados para este estudio son las cunetas con sus diferentes modificaciones propuestas en base a los estudios hidrológicos de la zona y moldeados por los principios de la mecánica de fluidos.

En este documento se expondrán las asunciones y consideraciones utilizadas, al igual que los cálculos de las sollicitaciones y resistencias que deberán asegurar -razonablemente- el funcionamiento correcto e ininterrumpido de estos elementos durante su vida útil.

Para el diseño de los diferentes elementos, se seguirán los lineamientos establecidos en el Código Hondureño de Construcción y cualquier documento al cual éste haga referencia.

Se asume que el profesional que está analizando este documento cuenta con una copia de los planos finales correspondientes al proyecto KFW-089.

Objetivos

Objetivo general

Generar y presentar una configuración estructural adecuada para las cunetas y “queiebrapatas”, a construirse con concreto y apoyadas sobre el terreno natural a lo largo de su longitud entera. Ésta deberá asegurar el funcionamiento correcto de estos elementos a lo largo de su vida útil.

Objetivos específicos

1. Diseñar una sección representativa de las cunetas, considerando todas las diferentes configuraciones, sometida a todos los efectos de las posibles cargas que deba sobrellevar en su vida útil. De igual manera, se deberán exponer de manera clara los resultados y conclusiones de estos estudios y ensayos.

Metodología

Características de los Materiales

Los materiales empleados deben cumplir con lo estipulado en el Código Hondureño de la Construcción (CHOC) y las normas referenciadas por el mismo. A continuación, se presentarán las características de los materiales considerados en el diseño.



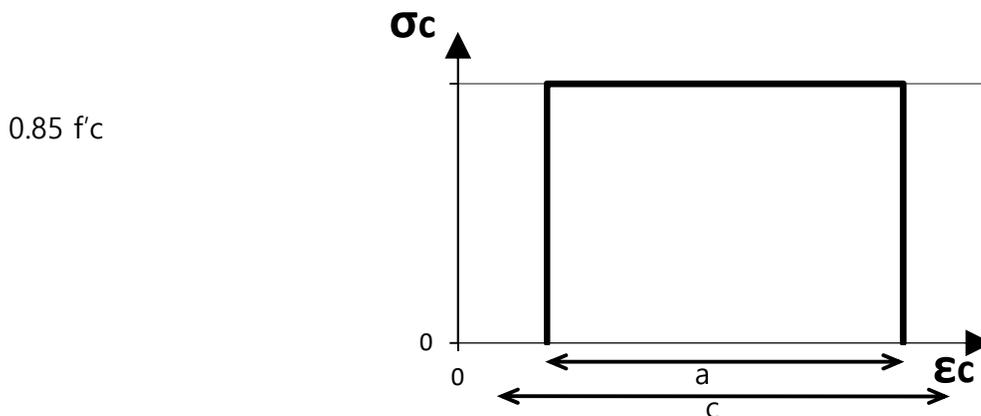
CONCRETO

Todos los elementos que requieran de este material estarán constituidos por concreto con $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (3000 psi). De acuerdo al CHOC y ACI 318-95, este tipo de concreto presenta las siguientes características:

<u>Concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$</u>		
Módulo de Elasticidad	$E_c = 15,100 \cdot \sqrt{f'c}$	218,820 kg/cm^2
Resistencia Promedio a Compresión	$f'cr = f'c + 84$	294 kg/cm^2
Máxima Deformación Unitaria		0.0035
Resistencia a Tensión	$f_{ct} = 10\% f'c$	21 kg/cm^2
Coefficiente de Poisson		$\nu = 0.2$

Tabla 1 – Datos Mecánicos del Concreto

La ley constitutiva adoptada para el estado límite último a compresión será al correspondiente al “stress block” ó distribución rectangular. Se adoptó esta simplificación por los buenos resultados que permite esta propuesta y por la aceptación de la misma dentro de la comunidad ingenieril. En el caso del estado último a tensión, su aporte será despreciado.



Donde:

$$a = \beta_1 \epsilon_c$$

$$\beta_1 = 0.85$$

c : Representa la altura de la sección bajo compresión.

Ley Constitutiva del Concreto



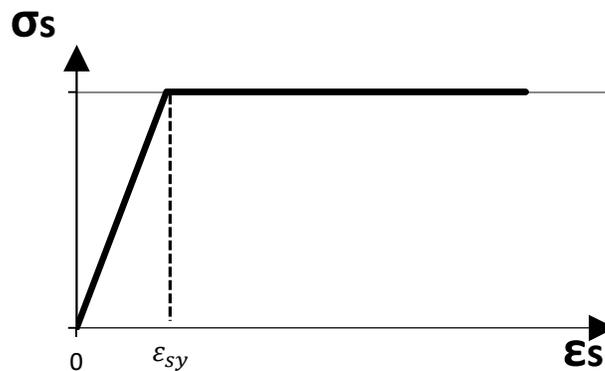
ACERO DE REFUERZO

Todos los elementos de concreto armado estarán reforzados por acero corrugado grado 40, en caso contrario, este será especificado en los planos taller. De acuerdo al CHOC, este tipo de acero presenta los siguientes valores:

Módulo de Elasticidad	$E_s = 2.000.000 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo Máximo Permisible f_y	$f_y = 40 \text{ ksi} = 2800 \text{ kg/cm}^2$
Deformación Unitaria de Fluencia	$\epsilon_{sy} \approx \frac{f_y}{E_s} = 0.0014$

Tabla 2 – Datos Mecánicos del Acero de Refuerzo

La ley constitutiva adoptada para el estado límite último será el correspondiente a un material idealizado perfectamente plástico. Adicionalmente, este diagrama será tomado como simétrico tanto para compresión como para tensión.



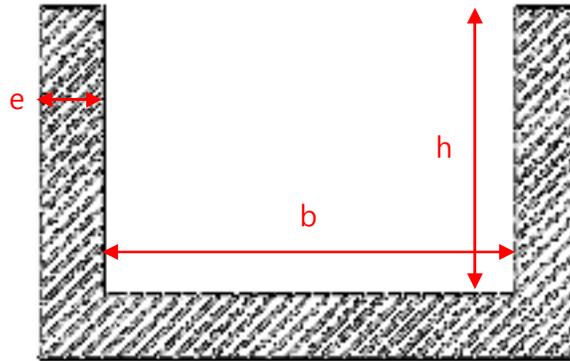
Ley Constitutiva del Acero de Refuerzo

Geometría

CUNETAS

El proyecto cuenta con los siguientes tipos de cunetas de tipo canal abierto rectangular.

Por facilidades constructivas y por reducción de costos se optará por tratar de homogeneizar los diseños de las diferentes cunetas. Es decir, se tratarán de mantener mismos materiales, espesores constantes y disposición de armados.



Detalle Típico de las Cunetas Propuestas

Tipo de Cuneta	b (cm)	h (cm)	e (cm)
Tipo 1	60	75	20
Tipo 2	60	60	20

Tabla 3 – Dimensiones de las Cunetas Propuestas

La sección resultante sería capaz de proporcionar un recubrimiento adecuado y la rigidez necesaria para el caso.



Características Geomecánicas del Sitio

En la próxima tabla se presentarán, correspondientemente, los datos geotécnicos del suelo a usarse para el diseño.

Parámetro	Valor
Peso-volumétrico	16.2 kN/m ³
Ángulo de fricción	20 grados
Cohesión	47 kPa

Tabla 4 – Datos Mecánicos del Suelo

Modelado de Cunetas

La cuneta será idealizada como dos muros de retención en voladizo unidos por una losa que se apoyará directamente sobre el suelo.

Las cargas que se considerarán para las proyecciones verticales de la cuneta serán:

- Empuje del suelo
- Empuje por el tráfico
- Empuje por el peso de la superficie de rodadura
- Presión causada por el agua fluyendo por el canal
- Cargas causadas por un posible terremoto

Cabe notar que el peso propio no entraría en las ecuaciones de equilibrio en caso de hacer la sumatoria de fuerzas en la configuración sin deformación, tal como se hará en este caso.

De igual manera, las cargas esperadas para el fondo de la cuneta serán:

- Peso propio de la losa
- Presión causada por el agua fluyendo por el canal

Se seguirán las metodologías de diseño usuales para concreto reforzado. Para el muro se utilizará un modelo empotrado y para la losa se definirá un modelo de elementos finitos de dos dimensiones. Preliminarmente, se cree que la situación crítica para el sistema será la prevención del agrietamiento del concreto.

Análisis de Solicitaciones

CARGA MUERTA.– CARGAS PERMANENTES (D)

Para la cuneta se considerará el empuje causado por el peso de la superficie de rodadura existente junto a los canales. El espesor de esta capa se tomará como de 12 cm y se calculará de la siguiente manera:



$$q_{D1} = \gamma_c \cdot h_c$$

Donde:

q_{D1} : es la presión causada por la sobrecarga de la superficie de rodadura

γ_c : es el peso volumétrico del concreto, $2400 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

h_c : es el espesor de la losa de concreto

$$q_{D1} = 2400 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.12 \text{ m}$$

$$q_{D1} = 288 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Para la viga “quiebrapatas” se debe calcular el peso propio:

$$q_{D2} = \gamma_c \cdot A_v$$

Donde:

γ_c : es el peso volumétrico del concreto

A_v : es el área transversal de la viga relevante para las revisiones estructurales

$$q_{D2} = 2400 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.1 \text{ m} \cdot 0.2 \text{ m}$$

$$q_{D2} = 480 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

A partir de ahora, cualquier referencia a cualquiera de estas cargas se denominará como D.

CARGA VIVA – CARGAS VARIABLES (L)

ANÁLISIS DE CUNETAS Y DISIPADORES DE ENERGÍA.

Para las cunetas y disipadores de energía, la carga viva hace referencia al posible empuje inducido por el peso del tráfico sobre la superficie de rodadura que linda con los elementos estudiados. Esta sobrecarga se tomará como la carga que el CHOC sugiere para estacionamientos o garajes de vehículos en general, la cual es igual a $500 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$:

$$q_{L1} = 500 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



CARGAS DEBIDAS A EL PESO Y PRESIÓN DEL SUELO (H)

ANÁLISIS DE CUNETAS:

Para el cálculo de la magnitud de esta carga se usará la ya establecida y probada Teoría de Rankine. Según esta filosofía, los coeficientes para las cargas activas y pasivas provenientes del suelo se calcularán de la siguiente manera:

$$K_{a,r} = \cos^2 \beta \frac{\cos^2 \phi - \cos^2 \delta}{\cos^2 \phi + \cos^2 \delta - 2 \cos \phi \cos \delta \cos 2\alpha} \quad K_{p,r} = \cos^2 \beta \frac{\cos^2 \phi + \cos^2 \delta}{\cos^2 \phi + \cos^2 \delta - 2 \cos \phi \cos \delta \cos 2\alpha}$$

Donde:

$K_{a,r}$: es el coeficiente para cargas activas, según la Teoría de Rankine

$K_{p,r}$: es el coeficiente para cargas pasivas, según la Teoría de Rankine

β : es el ángulo de la arista superior del relleno del trasdós con respecto a la horizontal

ϕ : es el ángulo de fricción del suelo

Tomando $\phi = 21^\circ$ (conservadoramente) y $\delta = 12^\circ$, resulta:

$$K_{a,r} = 0.490 \quad \text{y} \quad K_{p,r} = 2.039$$

Con estos coeficientes se puede proceder al cálculo de las presiones debido al suelo retenido, con la siguiente fórmula:

$$P_r = K_r \gamma_s h$$

Donde:

P: es la presión activa o pasiva del suelo

K: es el coeficiente para presión activa o pasiva

γ_s : es el peso volumétrico del suelo retenido, $16.2 \frac{kN}{m^3}$

h: es la altura libre de la pantalla que retiene el suelo

Cabe destacar que la presión del suelo varía linealmente con respecto a la profundidad del mismo, siendo cero en su frontera libre. La fórmula anterior proporciona la presión en la parte inferior del elemento retentivo, en otras palabras, la máxima esperada.

Considerando la correspondencia de las unidades utilizadas y debido a los diferentes casos presentes, la expresión para la presión geológica se presentará de la siguiente manera:

$$P_{a,r} = K_{a,r} \cdot 80 \frac{kN}{m^2} \quad \text{y} \quad P_{p,r} = K_{p,r} \cdot 336 \frac{kN}{m^2}$$

Aclaración: en el informe de caracterización no se encontró ningún indicio de que se tenga un nivel freático alto, que podría tener incidencia en estos cálculos, por lo tanto, solo se considerará la presión de suelo seco.



CARGA DE SISMO (E)

CARGA SÍSMICA EN CUNETAS Y DISIPADORES DE ENERGÍA

La carga de sismo se idealizará como una carga cortante aplicada en el centroide de la geometría de las cunetas y disipadores. Se seguirá la metodología expuesta en el CHOC para cumplir con este objetivo.

La magnitud de la carga cortante de diseño se calcula con la siguiente fórmula:

$$W = \frac{ZIC}{4R_w} W_v$$

Donde:

Z: es el factor de zona sísmica dada por el CHOC, 0.25 para Tegucigalpa

I: es el factor de importancia, 1

C: es un valor numérico que no necesita exceder 2.75, igual a $\frac{1.25C_0}{1.5}$

R_w: es un valor numérico, igual a 4 para estructuras distintas a edificios y no consideradas

W_v: es la carga vertical total para ser considerada para sismos

Por lo tanto, se tiene:

$$W = 0.17ZC W_v$$

W se calculará para cada situación, más adelante, por cada caso:

También se puede considerar la carga adicional causada por el movimiento del suelo retenido durante el sismo. Para el cálculo de esta fuerza, se utilizará la teoría de Mononobe-Okabe.

Según esta teoría, el coeficiente a multiplicar por el peso de la porción de suelo que empuja la estructura se calcula de la siguiente manera:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2 \delta (\varphi + \alpha - 90^\circ)}{\cos \delta \sin^2 \alpha \cos (90^\circ + \delta - \alpha) D}$$

$$D = \left[1 + \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \delta - \beta)}{\cos(90^\circ + \delta + \alpha - \alpha) \cos(\delta + \alpha - 90^\circ)} \right]^2$$

$$\beta = \tan^{-1} \lambda \varphi$$

Donde:

δ : es el ángulo de fricción del suelo retenido, 20°



α : es el ángulo del muro trasdós, 90°

δ : es el ángulo de fricción entre el muro y el suelo, tomado como 18.7° para este caso

β : es el ángulo entre la arista superior del relleno y la horizontal, 0°

k_a : se toma conservadoramente como igual a la aceleración esperada del sitio (FEMA, 450)

Obtenemos así, $k_{act} = 0.428$

Sin embargo, al coeficiente de Mononobe-Okabe se le debe extraer la componente estática para obtener la carga sísmica. La parte estática corresponde a el coeficiente de carga activa según la teoría de Coulomb, la cual es $k_{st} = 0.428$ para este caso.

Por lo tanto, el coeficiente correspondiente a la carga sísmica es $k_{sism} = 0.15$.

Finalmente, la carga sísmica se puede calcular con la siguiente formula:

$$A_{sism} = (1/2) \gamma H^2 k_{sism} \sin \alpha$$

Donde:

γ : es el peso volumétrico del suelo retenido, 16.2 kN/m^3

H: es la altura del muro considerado

La cual resulta $A_{sism} = H^2 \cdot 13.11 \text{ kN/m}^2$

A_{sism} se calculará para cada situación, más adelante, por cada caso.

Aclaración: A pesar que se haga esta revisión, los canales deberán ser inspeccionados (y reparados en caso de ser necesario) después de cualquier movimiento telúrico considerable. La naturaleza de las estructuras aquí consideradas hace virtualmente imposible evitar el daño por sismos. Es imposible seguir las suposiciones comúnmente hechas para la modelación de terremotos, tal como que la totalidad de la estructura está apoyada sobre exactamente el mismo suelo, toda la estructura es excitada al mismo tiempo y en la misma dirección.

Aclaración: El CHOC estipula que no es necesario aplicar las limitaciones para los desplazamientos laterales relativos, a estructuras distintas a edificios. Estas limitaciones solo se deben aplicar a elementos cuya falla sería causa de peligro a vidas humanas.



Combinaciones de Cargas

Anteriormente se han idealizado las diferentes solicitaciones a las cuales estará sometidas las estructuras propuestas. A continuación, se presentará como se considerará la simultaneidad de las acciones y el desconocimiento de las cargas reales.

Estas consideraciones se atenderán mediante las sugerencias propuestas por las filosofías de diseño de ASD y LRFD por sus siglas, en inglés:

Nomenclatura;

D: Carga Muerta

L: Carga viva

H: Presión causada por el suelo del sitio

F: Carga hidrostática y/o hidrodinámica causada por el agua

E: Carga sísmica

Las combinaciones de carga estudiadas para estados límite de servicio serán las siguientes:

$$D + L$$

$$D + F$$

$$D + H + F + L$$

$$D + H + F + 0.7E$$

$$D + H + F + 0.525E + 0.75L$$

$$0.6D + 0.7E + H$$

Las combinaciones de carga estudiadas para estados límite de resistencia serán las siguientes:

$$1.4D + 1.7L$$

$$1.4D + 1.4F + 1.7L$$

$$1.05D + 1.275L + 1.4025E$$

$$1.4D + 1.7L + 1.7H$$

$$0.9D + 1.4F$$

$$0.9D + E + 1.6H$$



Análisis de Resistencia

Estructuras de concreto

Según el CHOC-08 los factores de reducción de resistencia, ϕ , deberán ser como sigue:

Flexión sin carga axial	0.90
Compresión axial con flexión	0.70
Corte y torsión	0.85
Aplastamiento	0.70

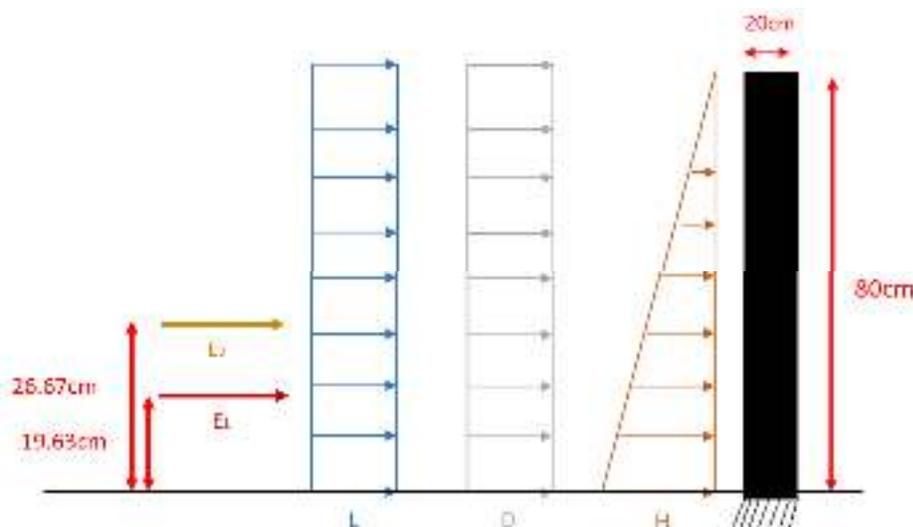
Tabla 5 – Factores de Reducción de Resistencia para Estructuras de Concreto según el CHOC

Análisis y resultados de las Cunetas

Para el diseño de las cunetas se estudiará un metro longitudinal del elemento que represente la condición crítica de diseño. Esta estrategia se ampara en todos los beneficios generados por la homogeneización del elemento, a lo largo del proyecto.

Idealización de las Paredes Laterales de las Cunetas

Caso #1

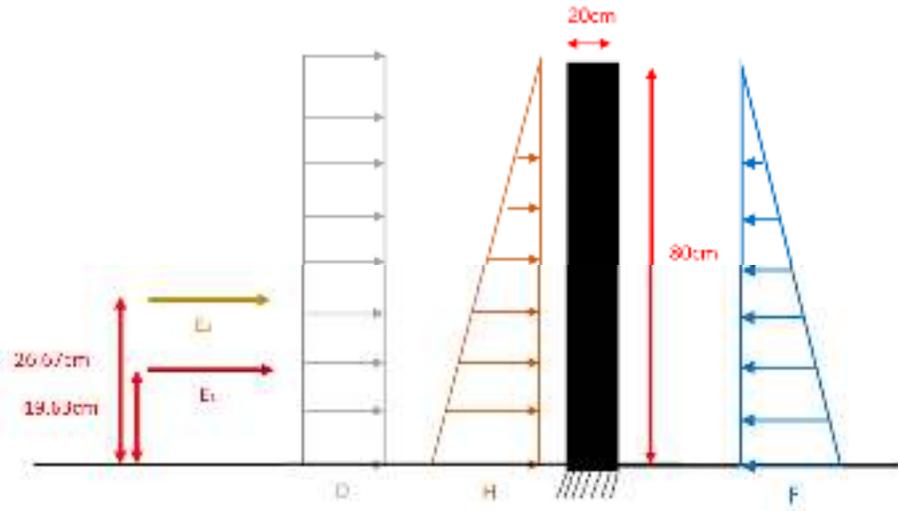


Idealización de Cargas, Geometría y Condiciones de Frontera de las Paredes Laterales de las Cunetas. Caso #1



La carga del posible líquido dentro de los canales produciría una condición ventajosa para las revisiones pertinentes. Por esta razón el evento a considerar será cuando la cuneta se encuentra vacía.

Caso #2



Idealización de Cargas, Geometría y Condiciones de Frontera de las Paredes Laterales de las Cunetas. Caso #2

Diseño de las Paredes Laterales

SOLICITACIONES DE DISEÑO PARA FLEXIÓN Y CORTANTE

Considerando las figuras anteriores y las combinaciones de carga expuestas anteriormente, se procederá a calcular los momentos y cortantes que deberán ser resistidos satisfactoriamente por el elemento.

Carga Muerta – D

Considerando una sobrecarga “muerta” $q_d = 28 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$ y $K_p = 0,490$

$$D = 14,1 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Constante en toda el área,

Carga Viva – L

Considerando una sobrecarga “viva” $q_l = 50 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$ y $K_p = 0,490$

$$L = 24,5 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$



Constante en toda el área.

Empuje Activo del Suelo – H

$$F_a = H \cdot 80\% \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

La carga máxima en la distribución triangular de esta carga corresponde a $64\% \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$. Es decir que varía linealmente desde $0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$, en el extremo libre, hasta $64\% \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$, en el fondo.

Carga Hidrostática – F

$$F_w = H \cdot 100\% \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Sabiendo la altura, podemos calcular la carga hidrostática:

$$F = H_w = 80\% \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Al igual que la presión proveniente del suelo, ésta varía linealmente desde $0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$, en el extremo libre, hasta $80\% \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$, en el fondo.

Carga Sísmica - E

$$V = 0.17\% \cdot W$$

La masa, W , que se asumirá que oscilará con la excitación sísmica es el peso propio de la cuneta, que se calculará de la siguiente manera:

$$W = A_{\text{cuneta}} \cdot \gamma_c = 129\% \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Donde:

A_{cuneta} : es el área transversal de la cuneta; cuneta tipo A, $0.5\% \text{ m}^2$

γ_c : es el peso volumétrico del concreto, $240\% \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Por lo tanto,

$$E = V = 2.73\% \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

A pesar que se ha demostrado que un muro de retención y la masa retenida no oscilan en sincronía al momento de un terremoto, aquí se sumarán conservadoramente. La carga debido a la excitación del relleno es:

$$F_{\text{rell}} = H^2 \cdot 13\% \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



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



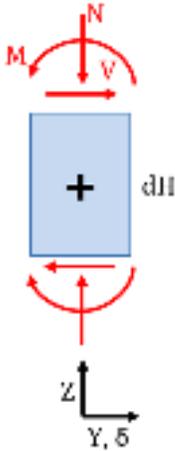
Para este caso, $W_1 = 1.5 \text{ kN/m} = 150 \text{ kg/m}$. Esta carga se puede colocar seguramente a una altura igual a $h_1 = 2.67 \text{ cm}$ (Al Atik y Sitar, 2007).

Finalmente, obtenemos que la carga total debido a sismo es:

$$E = W_1 + W_2 = 307.37 \text{ kg/m}$$



FLEXIÓN Y CORTANTE DE DISEÑO



Convención de Signos para las Fuerzas Internas. Diferencial de Pared Lateral

Combinación de Carga	Momento [kg*m]	Cortante [kg]
1.4D + 1.4F + 1.7L (Caso #1)	-196.45	491.12
1.05D + 1.275L + 1.4025E (Caso #1)	-236.41	799.75
1.4D + 1.7L + 1.7H (Caso #1)	-313.77	931.08
0.9D + 1.4F (Caso #2)	78.86	-346.48
0.9D + E + 1.6H (Caso #1)	-214.54	823.20

Momentos y Cortantes de Diseño para las Paredes Laterales de las Cunetas

RESISTENCIA A FLEXIÓN Y CORTANTE

La resistencia a flexión se estimará con las suposiciones cinemáticas invocadas usualmente para este tipo de elemento. Se asume una deformación lineal de la cara transversal del miembro; siendo nula a la altura del eje neutro.

Para los siguientes cálculos se asume que el acero de refuerzo ha alcanzado el esfuerzo de fluencia en la deformación final de la sección.

La resistencia a flexión se puede estimar con la siguiente fórmula:

$$\phi M_n = \phi [A_s \cdot f_y \cdot (d - \frac{A_s \cdot f_y}{2})]$$

Donde:

Mn: Representa la resistencia nominal a flexión del elemento correspondiente al apartado.



ϕ : Factor de reducción de resistencia para flexión de estructuras de concreto, 0.90

A_s : Área de acero empleada como refuerzo a flexión

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, $2800 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

d : Distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo a flexión

c : Altura del bloque de compresión sobre el concreto. Se calcula tras efectuar equilibrio de fuerzas en la sección transversal de concreto.

Se propone un armado de #3 @ 15 cm en ambos sentidos, que cumpliría con los requisitos descritos por el CHOC para contrarrestar los efectos de contracción y temperatura. De igual manera, este código exige que se provea un recubrimiento de no menos de 7 cm para la cara que esté en contacto permanente con el terreno natural. Por esta última razón, se ha decidido proponer una sección con espesor de 20 cm.

Con la información escrita anteriormente, obtenemos los siguientes valores:

- $A_s = 5.461 \text{ cm}^2$
- $d = 12.524 \text{ cm}$
- $c = 1.008 \text{ cm}$

Finalmente se obtiene:

$$\phi M_n = 1665 \text{ kgm} > 314 \text{ kgm} \quad \text{OK}$$

Para la resistencia a cortante del concreto, el CHOC permite el uso de la siguiente fórmula simplificada:

$$\phi V_c = 0.53 \phi_c \sqrt{f'_c} b_w d$$

Dónde:

ϕ : Factor de reducción de resistencia para cortante de estructuras de concreto, 0.85

f'_c : es la resistencia a compresión simple del concreto, $210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

b_w : es el ancho del alma, 100 cm

d : Distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo a flexión, 12.524 cm

Con los datos y formula presentados anteriormente, se obtiene:

$$\phi V_c = 8175 \text{ kg} > 931 \text{ kg} \quad \text{OK}$$



Revisiones de Cuerpo Rígido

CAPACIDAD PORTANTE

Debido a la geometría del elemento y su confinamiento, solo se estudiará la resistencia a compresión contra la presión generada por la cuneta.

Para encontrar la capacidad portante del suelo, se invocará la fórmula de Terzaghi y se le aplicará un factor de seguridad:

$$r_{adm} = \frac{cN_c + 0.5\gamma B N_q + \gamma' z N_q}{FS}$$

Donde:

N_c, N_q, N_γ : son valores en función de las características del suelo

c: es la cohesión del suelo, 47 kPa o 0.981 ksf

γ : es el peso volumétrico del suelo, 16.2 kN/m^3 o 0.104 kcf

B: es el ancho de la superficie en contacto con el suelo, 110 cm o 3.609 ft

r_f : es la presión efectiva en la superficie de contacto,

$$\gamma = \gamma_{sat} - r_f = 18.8 \text{ kN/m}^3 = 1.10 \text{ ksf}$$

z_{cuneta} es la profundidad a la cual se encuentra la cara inferior de la cuneta, 0.30m

FS: es el factor de seguridad, 5

En base al tipo de suelo en el sitio (AASHTO, 1996):

- $N_c = 14.85$
- $N_q = 6.48$
- $N_\gamma = 5.37$

Con esta información, resulta que la resistencia del suelo del sitio a compresión es:

$$r_{adm} = 2.24 \text{ ksf} \text{ o } 1.52 \text{ kg/cm}^2$$

Conservadoramente y por facilidad de cálculos se estudiará la excentricidad bajo la combinación de carga D + H + L, basándose en las figuras anteriores e ignorando el momento estabilizante de la otra pared lateral.

Con estas simplificaciones se obtiene que el momento volcante es:

$$M_{vol} = 192.57 \text{ kgm}^2$$



La carga vertical, es:

$$S_v = W + \gamma_w V_w$$

Donde:

W: es el peso de la cuenta; 1296 kg/m

γ_w : es el peso volumétrico del agua; $1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

V_w : es el volumen del agua, 90% de la altura efectiva de la cuneta; 0.504 m^3

$$S_v = 1800 \text{ kg}$$

Para el cálculo de la excentricidad se tomará, conservadoramente, solamente el peso de la cuneta, por lo tanto, la excentricidad es:

$$e = 0.15 \text{ m}$$

Finalmente, se obtiene la base efectiva para los cálculos de capacidad portante:

$$B' = B - 2e$$

$$B' = 0.80 \text{ m}$$

Revisión por capacidad portante:

$$q_{adm} > q_w$$

$$q_w = \frac{S_v}{B' \cdot L}$$

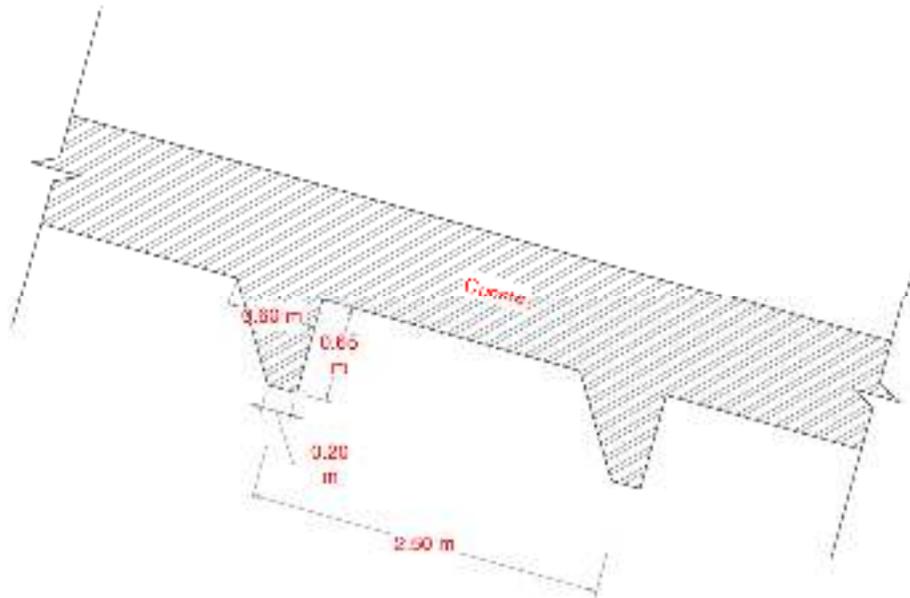
Donde, L = 1 m

$$q_w = 0.23 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$1.58 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > 0.23 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{OK}$$

DESLIZAMIENTO

En los tramos de la cuneta donde la pendiente longitudinal supera el 30%, será necesario colocar anclajes para contrarrestar el deslizamiento del sistema:



Anclajes Propuestos

La fuerza deslizando, por lo tanto, se calcula de la siguiente manera:

$$F_{desl} = W \sin 20^\circ = \frac{1296 \text{ kg}}{1000} \cdot 0.342 = 0.443 \text{ kg}$$

Donde:

W : es el peso de la cuneta, 1296 kg/m

$$F_{desl} = 110 \cdot 1.4 \text{ kg}$$

La resistencia al deslizamiento es provista por la fricción entre el concreto y el suelo y por la presión actuante a lo largo de la altura del anclaje.

$$R_{desl} = W \cos(20^\circ) \tan(24^\circ) = \frac{1296 \text{ kg}}{1000} \cdot 0.9397 \cdot 0.4452 = 0.528 \text{ kg}$$

Donde:

P_p : es la presión pasiva al fondo del anclaje, $P_p = 508 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$, o sea $330 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

h : es la altura del anclaje, 0.65m

b : es el ancho de la cuneta, 1.10m

$$R_{desl} = 253 \text{ kg}$$

Revisión por deslizamiento



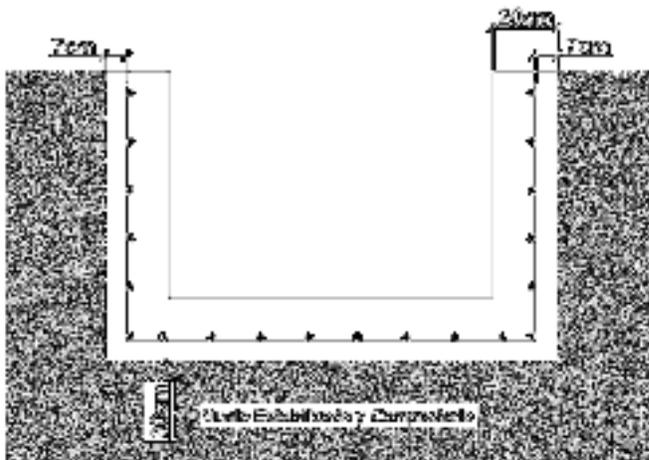
$$FS = \frac{R_{de}}{E_{de}} = \frac{2536 \text{ kg}}{1104.14 \text{ kg}}$$

$FS = 2.29 \text{ Ok}$

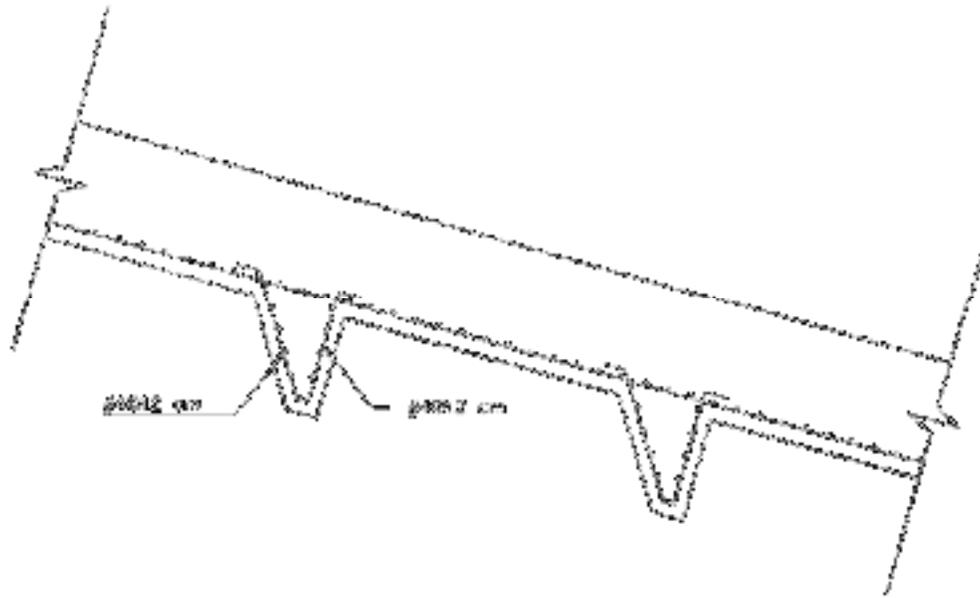
2. Configuración Estructural de los Elementos Considerados

CUNETAS

- #3 @ 15cm en sentido transversal, y #3@15 cm en sentido longitudinal.
- Recubrimiento de 7 cm en la cara en contacto permanente con el suelo del sitio

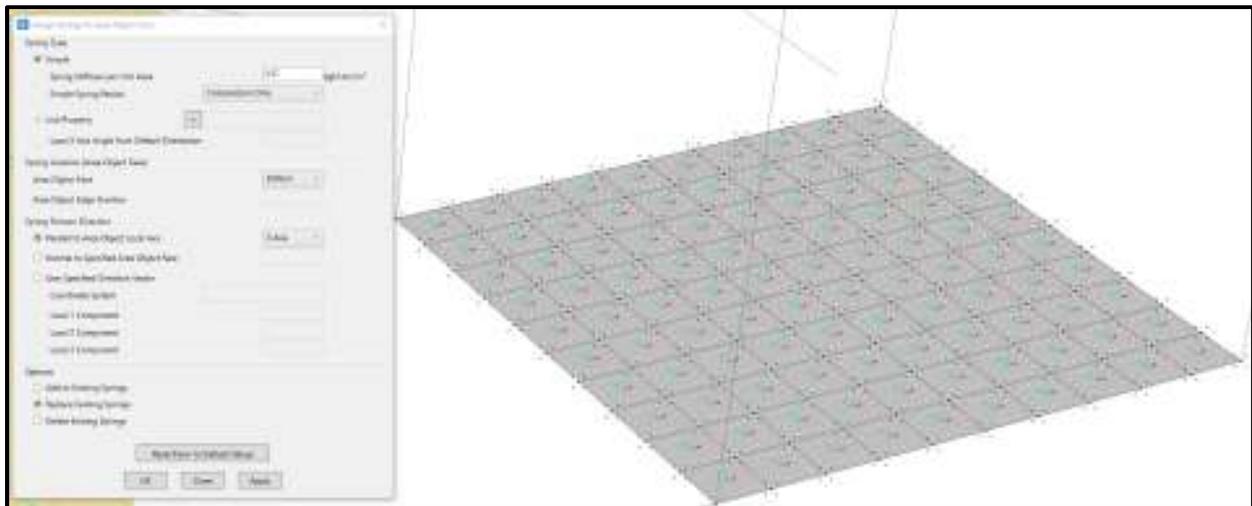


Dibujo esquemático Típico de la Sección Transversal de la Cuneta



Anclaje para los Tramos con Pendiente mayor a 30%

7. LOSA DE ACCESO PEATONAL



Modelo estructural losa – se le coloca resortes que modelan el suelo con una rigidez de $3:57\text{kg/cm/cm}^2$



El acero mínimo para este tipo de estructuras está dado por: $A_{s_{min}} = 0.0018 \cdot e_{fmax} \cdot b \cdot d$

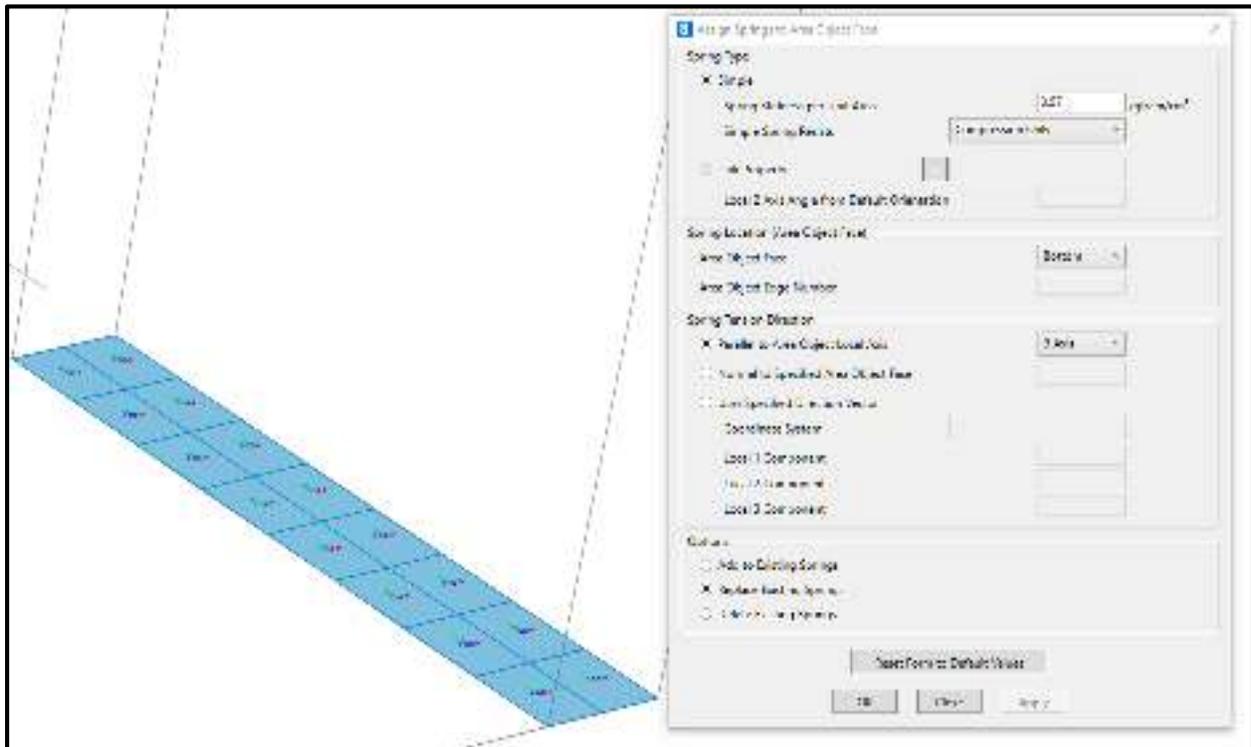
$$e_{fmax} = 7 \text{ cm}$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \cdot e_{fmax} \cdot \frac{100 \cdot \text{cm}}{m} = 1.26 \frac{\text{cm}^2}{m}$$

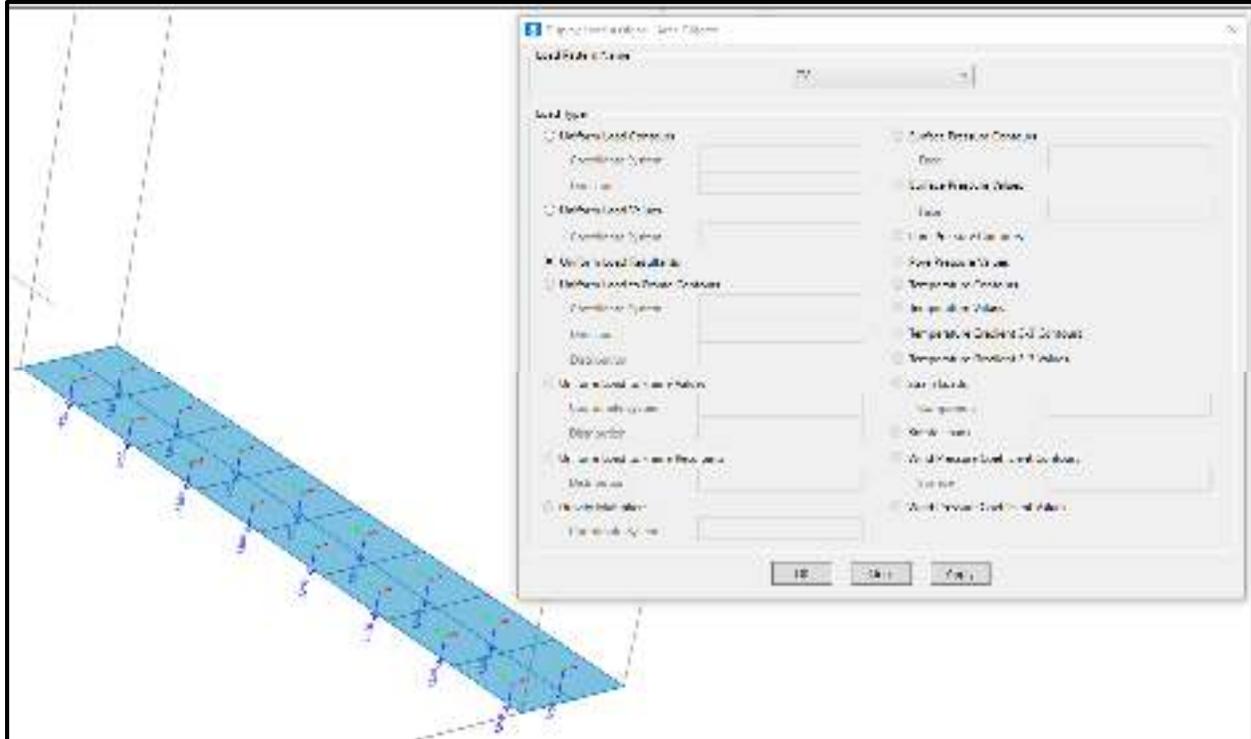
$$\text{USAR 1\#3 a: } s = \frac{A_{s_{req}}}{A_{s_{min}}} = 56.349 \text{ cm}$$

Separación adoptada $s = 45.00 \text{ cm}$, 1#3@45cm

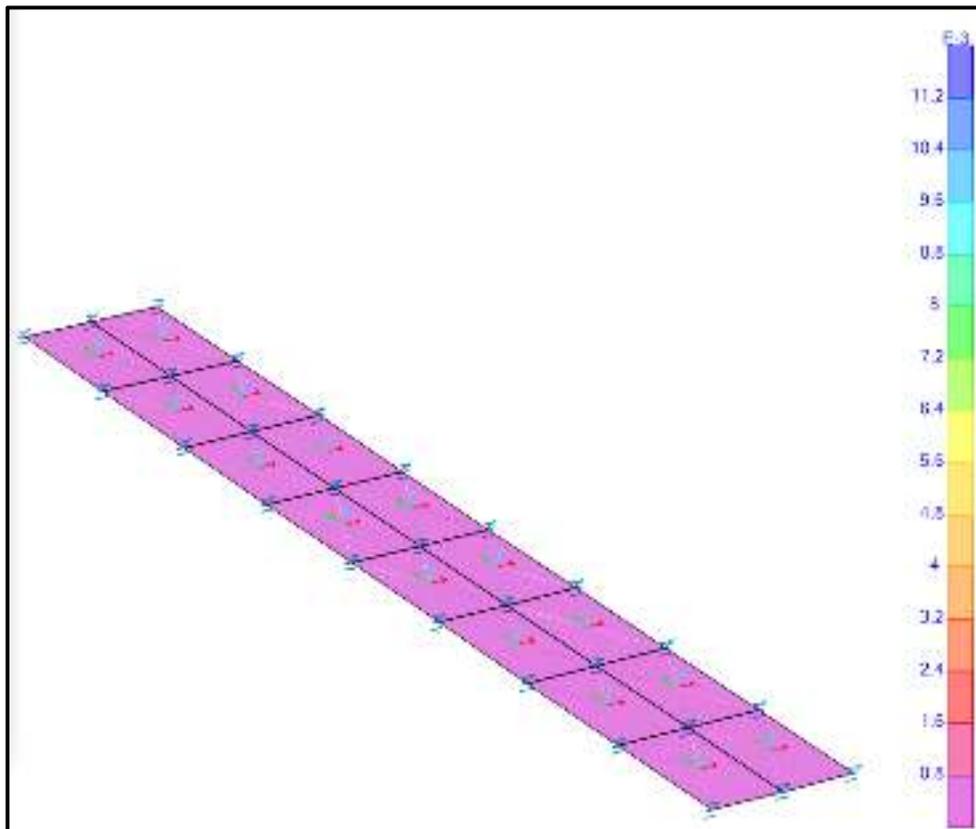
8. GRADAS DE MAMPOSTERIA CON HUELLAS DE CONCRETO



Modelo estructural huella de gradas – se le coloca resortes que modelan el suelo con una rigidez de 3.57 kg/cm/cm^2



Aplicación de cargas verticales



Demanda de acero en huellas – No requiere acero, y al ser elementos cortos no se proveerá acero mínimo.



9. MUROS DE MAMPOSTERIA

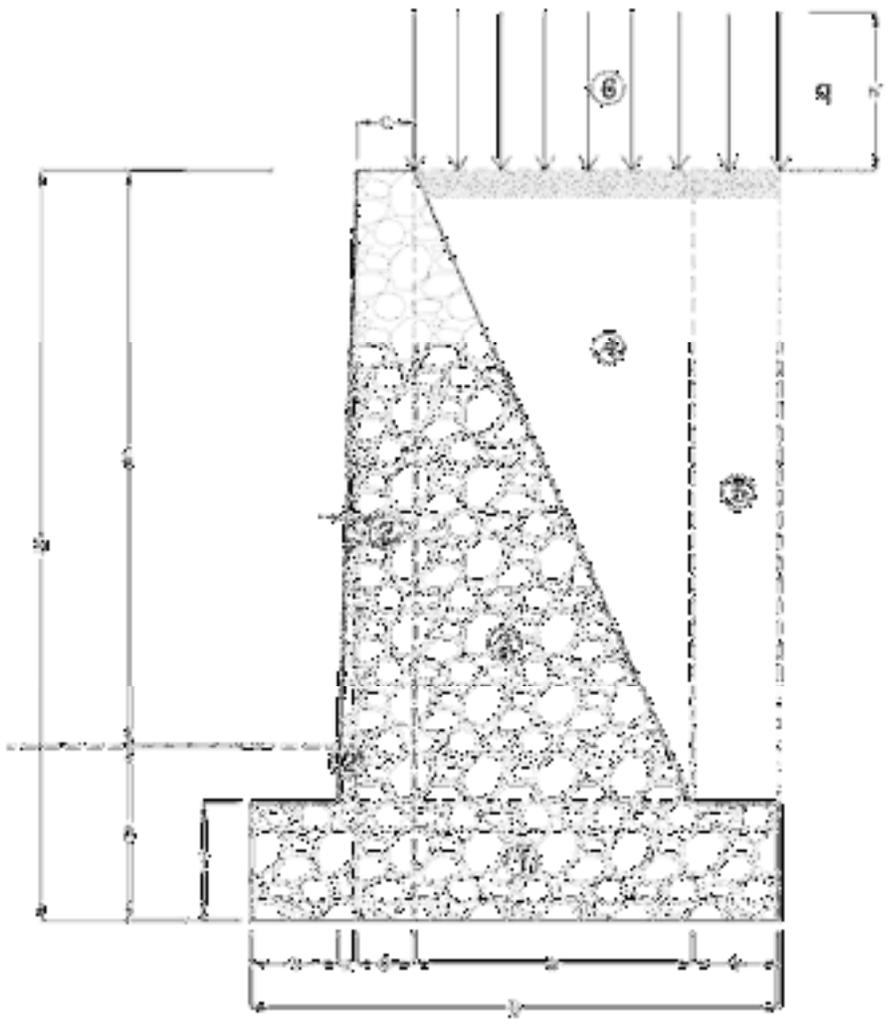
GENERALIDADES

Los muros se definen como elementos de contención destinados a establecer y mantener una diferencia de niveles en el terreno con una pendiente de transición superior a lo que permitiría la resistencia del mismo, transmitiendo a su base y resistiendo con deformaciones admisibles los correspondientes empujes laterales.

Los muros de concreto ciclópeo y/o mampostería, mezcla de concreto hidráulico más piedra, por su concepto estructural están distinguidos entre los muros de gravedad.

Los muros de gravedad son elementos de contención cuyas dimensiones son suficientemente grandes como para equilibrar los empujes únicamente por su peso, sin que se produzcan tracciones en el elemento o siendo éstas despreciables. Estos muros en general no precisan armadura y son los más resistentes a los agentes destructivos. Sus formas son muy variadas, y para el enlace de las partes construidas sucesivamente suelen dejarse retallos o llaves.

El diseño óptimo de cualquier muro de contención es materia de aproximaciones sucesivas.





Estabilidad de los muros de contención

1. Estabilidad al volteo $\phi_{10} > 1.00$
2. Estabilidad al deslizamiento $\phi_{11} > 1.50$
3. Estabilidad a la capacidad de carga $\phi_{12} > 2.00$

A - DATOS GENERALES - ALTURA LIBRE 4.00M

$H = 1.20 \text{ m}$	Altura total
$B = 0.90 \text{ m}$	Base de cimentación
$C = 0.20 \text{ m}$	Corona
$T = 0.25 \text{ m}$	Canto, altura del muro en el trasdós
$t = 0.15 \text{ m}$	Saliente de zapata
$z = 0.00 \text{ m}$	Base triángulo menor
$b = B - 2 \cdot t - C - z = 0.4 \text{ m}$	Base triángulo mayor
$D = 0.70 \text{ m}$	Desplante del muro en el intradós
$w_{rell} = 1800 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$	Suelo de relleno, mezcla de arena y grava con una cantidad relativamente moderada de partículas finas.
$\phi = 30^\circ$	Ángulo efectivo de fricción interna del suelo de relleno. (Siempre y cuando se proporcione un drenaje adecuado.)
$\delta_{con} = 120^\circ \left(\frac{\phi}{90}\right) = 40^\circ$	Coefficiente de fricción con el concreto.
$\delta_{base} = 0.60$	Coefficiente de fricción en la base.
$q_{adm} = 1.15 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Presión de contacto admisible.
$w_{conc} = 150 \frac{\text{lbf}}{\text{ft}^3} = 2402.77 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$	Peso del concreto.
$CV = 256.5 \frac{\text{lbf}}{\text{ft}^2} = 1252.34 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$	Sobrecarga superficial.



a. PROCESO DE CÁLCULO Y COMPROBACIÓN

Cálculo de los coeficientes de presión de suelo: $C_{ah} := \frac{1 - \sin(\phi)}{1 + \sin(\phi)} = 0.333$ $C_{ph} := \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} = 3$

Altura equivalente de sobrecarga: $h' := \frac{CV}{W_{ref}} = 0.7 \text{ m}$

Empuje total de tierras: $P_{terr} := \frac{1}{2} \cdot C_{ah} \cdot W_{ref} \cdot H \cdot (H + 2 \cdot h') = 932.94 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Ubicación de la resultante horizontal: $y := \frac{H^2 + 3 \cdot H \cdot h'}{3 \cdot (H + 2 \cdot h')} = 0.51 \text{ m}$

Momento de Volcamiento: $M_{Volc} := P_{terr} \cdot y = 473.36 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \cdot \text{m}$

Momento Estabilizante:

No.	Área (m ²)	Peso (kgf/m)	Xc (m)	Mc (kgf·m/m)
(1)	$A_{t1} = 0.23 \text{ m}^2$	$W_{t1} = 540.62 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$	$X_{c1} = 0.45 \text{ m}$	$M_{t1} = 243.28 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \cdot \text{m}$
(2)	$A_{t2} = 0.19 \text{ m}^2$	$W_{t2} = 456.53 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$	$X_{c2} = 0.25 \text{ m}$	$M_{t2} = 114.13 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \cdot \text{m}$
(3)	$A_{t3} = 0 \text{ m}^2$	$W_{t3} = 0 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$	$X_{c3} = 0.15 \text{ m}$	$M_{t3} = 0 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \cdot \text{m}$
(4)	$A_{t4} = 0.19 \text{ m}^2$	$W_{t4} = 456.53 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$	$X_{c4} = 0.48 \text{ m}$	$M_{t4} = 220.65 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \cdot \text{m}$
(5)	$A_{t5} = 0.19 \text{ m}^2$	$W_{t5} = 342 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$	$X_{c5} = 0.62 \text{ m}$	$M_{t5} = 210.9 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \cdot \text{m}$
(6)	$A_{t6} = 0.14 \text{ m}^2$	$W_{t6} = 256.5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$	$X_{c6} = 0.83 \text{ m}$	$M_{t6} = 211.61 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \cdot \text{m}$
(7)		$W_{t7} = 688.79 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$	$X_{c7} = 0.63 \text{ m}$	$M_{t7} = 430.49 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \cdot \text{m}$

$\Sigma V_t := W_{t1} + W_{t2} + W_{t3} + W_{t4} + W_{t5} + W_{t6} + W_{t7} = 2052.18 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Sumatoria de fuerzas verticales sin sobrecarga en el muro.



$$\Sigma V_{ti} := W_{t1} + W_{t2} + W_{t22} + W_{t3} + W_{t4} + W_{t5} + W_{t6} = 2740.96 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Sumatoria de fuerzas verticales considerando sobrecarga.

$$\Sigma M_{Ri} := M_{t1} + M_{t2} + M_{t22} + M_{t3} + M_{t4} + M_{t5} = 1000.58 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \cdot \text{m}$$

Sumatoria de momentos resistentes. Sin S/C.

$$\Sigma M_{Ri2} := M_{t1} + M_{t2} + M_{t22} + M_{t3} + M_{t4} + M_{t5} + M_{t6} = 1431.07 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \cdot \text{m}$$

Sumatoria de momentos resistentes. Con S/C.

Distancia de la resultante desde el borde delantero:

$$e_{\min} := \frac{B}{3} = 0.3 \text{ m} \quad e_{\max} := \frac{2 \cdot B}{3} = 0.6 \text{ m}$$

Parámetro de tercio medio de la cimentación.

Excentricidad:

$$e_i := \frac{\Sigma M_{Ri2} - M_{Volc}}{\Sigma V_{ti}} = 0.35 \text{ m}$$

$$Rev(e_i) := \begin{cases} \text{if } e_{\min} < e_i < e_{\max} \\ \quad \text{"OK, Estable!"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"NO Cumple!"} \end{cases}$$

$$Rev(e_i) = \text{"OK, Estable!"}$$

Factor de Seguridad al Volcamiento:

$$FS_{Vol} := \frac{\Sigma M_{Ri}}{M_{Volc}} = 2.22$$

$$\text{if } (FS_{Vol} > 2.00, \text{"OK!"}, \text{"NO Cumple!"}) = \text{"OK!"}$$

$$FS_{Vol2} := \frac{\Sigma M_{Ri2}}{M_{Volc}} = 3.22$$

$$\text{if } (FS_{Vol2} > 2.00, \text{"OK!"}, \text{"NO Cumple!"}) = \text{"OK!"}$$



Presiones en el Suelo:

$$q_{l.m\acute{a}x} = \frac{2 \cdot \Sigma V_t}{3 \cdot e} = 0.53 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$q_{l.m\acute{a}x} = \frac{(4 \cdot B - 6 \cdot e_t) \cdot \Sigma V_t}{B^2} = 0.51 \frac{kgf}{cm^2}$$

Deslizamiento en el plano base:

La situación más desfavorable para el deslizamiento se obtiene cuando la sobrecarga q se extiende fuera del límite vertical del muro. Sobrecargas adicionales sobre el paramento del mismo producirán un aumento del peso total y de la correspondiente resistencia por fricción.

$$F_f = \delta_{base} \cdot \Sigma V_t = 1231.31 \frac{kgf}{m}$$

$$P_{pt} = \frac{1}{2} \cdot W_{ref} \cdot T^2 \cdot C_{ph} = 168.75 \frac{kgf}{m}$$

$$FS_{Dt} = \frac{\Sigma F_f}{\Sigma P_{pt}} = 7.25$$

if ($FS_{Dt} > 1.50$, "OK!"; "NO Cumple!") = "OK!"

b. CONCLUSIÓN

La sección propuesta cumple satisfactoriamente los factores de seguridad, requiriendo una capacidad de soporte

mínima de $q_{min} = \max(q_{l.m\acute{a}x}, q_{l.m\acute{a}x}) = 0.53 \frac{kgf}{cm^2}$.



10. NOTAS ESTRUCTURALES

- Los lineamientos descritos en el Código Hondureño de Construcción, y las normas a las cuáles éste haga referencia, se deberán implementar, aunque no sean mencionadas explícitamente en este documento.
- El concreto hidráulico para las cunetas y disipadores de energía tendrán una resistencia a la compresión de $21 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ (3,000 psi) a los 28 días.
- El concreto hidráulico para las cajas colectoras tendrá una resistencia a la compresión de $28 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ (4,000 psi) a los 28 días.
- La calidad de los agregados para el concreto debe cumplir con las especificaciones A.S.T.M. C 1157
- Los elementos de mampostería deben tener una resistencia a la compresión de $7 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ (1,070 psi) a los 28 días.
- La proporción que se debe utilizar para la mampostería es de 30% concreto simple y 70% de rocas desplazadas.
- La piedra utilizada para la mampostería deberá ser sólida, sana, resistente y su dimensión debe estar entre 15cm y 25cm. Las caras de la piedra deberán de ser planas y un labrado que mejore el entrelazamiento del todo, es preferible. La roca no deberá presentar oquedades u otros defectos estructurales. No se utilizarán pizarras, ni cualquier otra roca de fácil desintegración o de baja resistencia a la compresión.
- Para la mampostería, el concreto simple que se utilizará tendrá proporciones 1:2:2 de volumen de cemento a volumen de arena lavada y a grava de 1/2" con consistencia pastosa, supervisada y aprobada por el Ingeniero.
- Para la mampostería, para unir concreto fresco con concreto fraguado, las rocas de la última fundición deberán sobresalir en un 50% (aproximadamente) del plano de contacto.
- Las piedras de la mampostería no deben de ser lanzadas abruptamente, sino que se deben colocar suavemente para evitar la formación de vacíos.
- El acero de refuerzo consistirá de barras con una resistencia a la fluencia de $2,80 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ (grado 40) de acuerdo a las especificaciones A.S.T.M. A615 Y AASHTO M30.
- El recubrimiento mínimo de concreto colado en el sitio debe ser proporcionado como se especifica a continuación:
 - 7.00 cm para los elementos en contacto con el suelo
 - 4.00 cm para el resto de casos relevantes a este proyecto
- Los traslapes entre barras deben de tener una longitud de 30 veces el diámetro de la barra.
- No deben emplearse traslapes en las juntas constructivas, ni en una distancia de dos veces el peralte del elemento desde la cara de la junta.



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



- Las juntas de construcción en sentido horizontal se deben elaborar limpiando el concreto endurecido proporcionando una superficie rugosa.
- La capacidad soportante admisible del suelo es de $1.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ para todas las obras menores. El contratista deberá verificar la validez de los datos de capacidad soportante.
- La capacidad soportante admisible del suelo es de $1.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ para los muros de retención. El contratista deberá verificar la validez de los datos de capacidad soportante.
- De encontrarse suelo en el sitio susceptible a cambios volumétricos o de baja compactación, deberá ser sustituido por material selecto estabilizado con cemento al 2% hasta que alcance las características mecánicas aceptables para su uso para obras civiles. Para el caso de las cunetas (canales), se sustituirán 30 cm del material de subrasante con material selecto estabilizado con cemento al 2% y en el caso de las cajas colectoras de 2.0 y 3.8 m., se sustituirá 1.0 m. de profundidad de la subrasante a nivel de desplante con material selecto estabilizado con cemento al 2%.
- Las cotas priman sobre la escala.
- El terreno natural debe estar libre de material suelto, vegetal, o residuos de cualquier naturaleza.
- La capa de suelo que soporte cualquier estructura deberá estar compactada a por lo menos 95% la densidad óptima calculada de la prueba Proctor Modificado.



~ Conclusiones

La vida útil de los elementos aquí expuestos, está fuertemente ligado a lo bien que se pueda asegurar la continuidad de los mismos. Es de vital importancia evitar el agrietamiento del concreto en la etapa constructiva y de uso.

Para cumplir con este objetivo, se ha proporcionado refuerzo que puede resistir las solicitaciones adecuadamente, incluyendo los esfuerzos producidos por contracción y temperatura.

En conclusión, un proceso de curado adecuado: un buen compactado del suelo soportante y el seguimiento de buenas prácticas constructivas producirán un producto final con una óptima vida útil.

Recomendaciones

- Se debe garantizar un buen curado del concreto para evitar la aparición temprana de fisuras. Esto incluye, evitar un curado diferencial a lo largo de estos elementos y la proporción de la cantidad suficiente de agente curativo para cada caso.
- Se debe compactar adecuadamente el suelo soportante, para evitar los asentamientos diferenciales y los daños prematuros a la estructura.
- Se debe estabilizar el suelo arcilloso de la zona con cal o se deberá sustituir con una capa superficial de material selecto; para que el hinchamiento del mismo, no cause daños a las obras proyectadas.
- Es importante mantener la integridad estructural entre cada subelemento de las cunetas y disipadores de energías. Todas estas piezas deben trabajar en conjunto. Se recomienda el uso de ganchos estándar para las varillas de refuerzo; tal como lo recomienda el Código Hondureño de Construcción.
- Luego de un evento sísmico considerable, se deberán inspeccionar los elementos aquí expuestos. Convendrá evaluar su capacidad de cumplir su función y deberán ser enmendados en caso que así sea necesario.
- El muro de retención no ha sido diseñado para resistir sobrecargas causadas por la saturación. Por este motivo, se deberá proveer de manera obligatoria alguna manera de evacuar el agua en la parte retenida del muro. En el anexo B, se puede encontrar la propuesta del autor de este documento, pero ésta deberá ser revisada, aprobada o cambiada según el criterio del especialista pertinente.