

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

INFORMES DE INVESTIGACIÓN

Nombre del Proyecto: “Control Integrado de escorrentías mediante canalizaciones en Col. Villanueva Sector 8, Tegucigalpa M.D.C.”

Código: KfW-004

Ubicación: Col. Villanueva, Sector 8, M.D.C.

Formulador: ETF - AMDC

Fuente de Financiamiento: KfW



ciudad de
**buen
corazón**



KfW

INFORME ESTUDIO HIDROLÓGICO Y DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO

Col. Villanueva, sector 8

Responsables:
Ing. Dago Brizuela
MARZO / 2024

Contenido

Contenido.....	2
Memoria técnica de estudio hidrológico y dimensionamiento hidráulico	3
1. Introducción.....	3
2. Ubicación del Proyecto	3
3. Caracterización Climática de la Zona	4
4. Metodología.....	6
4.1. Análisis hidrológico	6
4.2. Análisis y dimensionamiento hidráulico	12
5. Resultados del Estudio Hidrológico – Hidráulico	13
5.1. Cálculos hidrológicos.....	13
5.2. Cálculos hidráulicos.....	14
6. Análisis de riesgo de desastre por inundación.....	14
7. Conclusiones	20
8. Recomendaciones	20
9. Referencias.....	21

Memoria técnica de estudio hidrológico y dimensionamiento hidráulico

1. Introducción

El presente informe de avance describe, de manera resumida, la metodología empleada en este estudio y presenta los resultados obtenidos a partir del análisis hidrológico-hidráulico de las obras de mitigación a ser construidas en la Col. Villa Nueva Sector 8, ubicado en el departamento de Francisco Morazán. El estudio hidrológico y posterior dimensionamiento hidráulico de estas estructuras de drenaje forma parte de las obras adicionales a desarrollarse en el marco del proyecto de “Adaptación al cambio climático en áreas urbanas de Centroamérica” componente Honduras.

El estudio completo incluye una visita inicial de reconocimiento, levantamientos topográficos tanto del cauce de quebradas, como de georreferenciación de estructuras existentes, así como también la inspección visual de las mismas con el objetivo de evaluar, de manera preliminar, su estado y funcionamiento. De manera adicional, el estudio incorpora un análisis detallado de las características morfológicas y comportamiento hidrológico de las cuencas de aporte, además de la valoración de las condiciones climáticas del sitio a fin de determinar los caudales de diseño. Finalmente, haciendo uso de dichos valores de caudal, se procedió a revisar la capacidad hidráulica de las obras de drenaje existente, se dimensionaron las alcantarillas, cunetas nuevas y obras de paso tipo puente peatonal, para ello se realizó la modelación hidráulica.

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

2. Ubicación del Proyecto

El proyecto de mejoramiento de conducción de cursos de agua y disipadores de energía del que se ocupa este documento, y para el cual se dimensionan las obras de drenaje en el presente estudio, se encuentra ubicado en el Departamento de Francisco Morazán, dentro del Municipio del Distrito Central y comprende el acceso a los pobladores de las colonias Villa Nueva Sector 8 y alrededores.

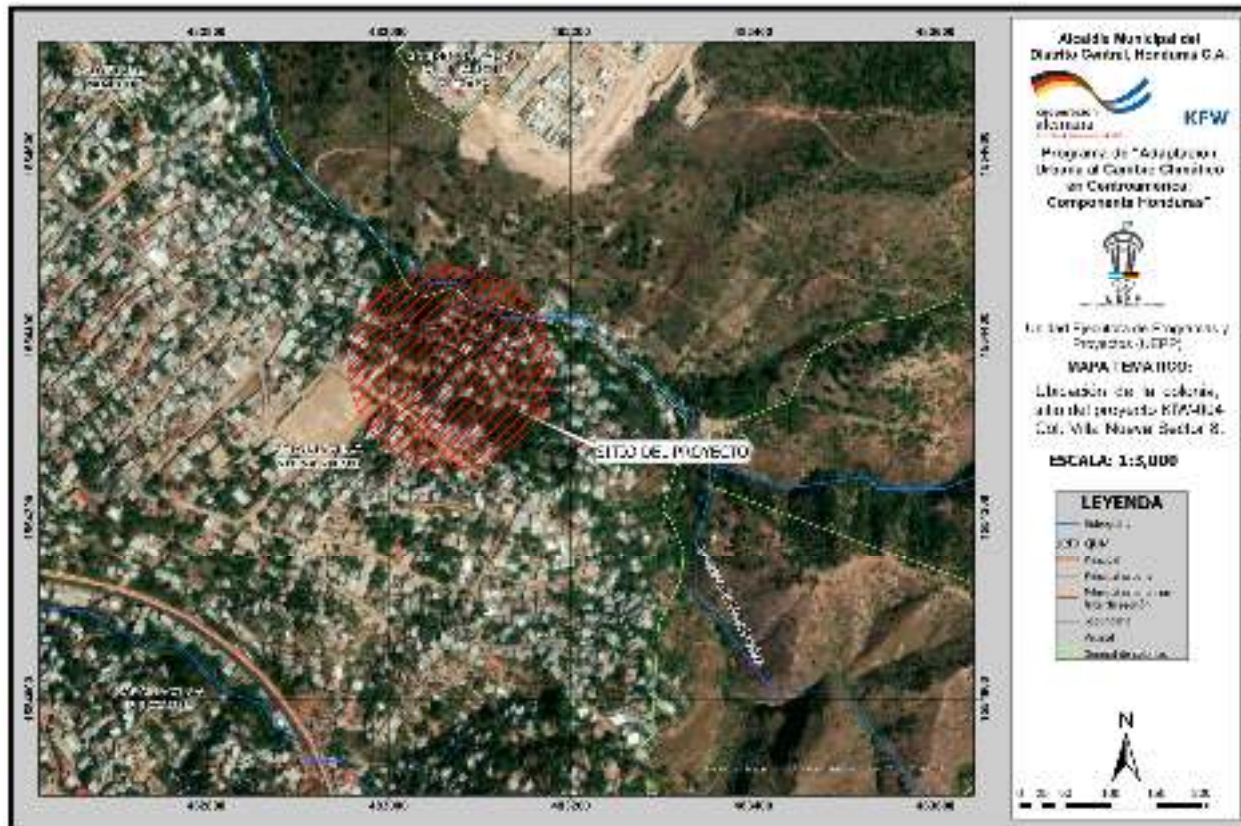


Ilustración 1: Ubicación de la colonia y el sitio del proyecto en estudio

3. Caracterización Climática de la Zona

Para la descripción del clima en la región donde se ubica nuestro proyecto, especialmente de la variable de precipitación, se ha hecho uso de la información disponible en la estación de la Universidad Nacional Autónoma de Honduras (UNAH). Esta estación es pluviográfica de la cual mediante análisis de intensidades máximas por Granados (2016) se obtuvieron las curvas Intensidad Duración y Frecuencia (IDF). La precipitación media anual en esta estación es de 899 mm, con los meses más lluviosos entre junio, septiembre y octubre y una intensidad máxima de precipitación de 18.8 mm/h en 5 minutos.

La estación UNAH está ubicada en las coordenadas UTM 482439.65 m. E y 1557436.87 m. N a una altitud de 1063 msnm. Se ha seleccionado dicha estación ya que, además de ser la más cercana, a unos 3,100 m (dada la baja densidad de estaciones en el país), proporciona series de datos históricos extensas, confiables y representativas del clima de la zona.

En la ilustración 2 se muestra la ubicación de la estación empleada para el análisis climático de precipitación. En cuanto a la caracterización de otras variables climáticas no se cuenta, lastimosamente, con dicha información.

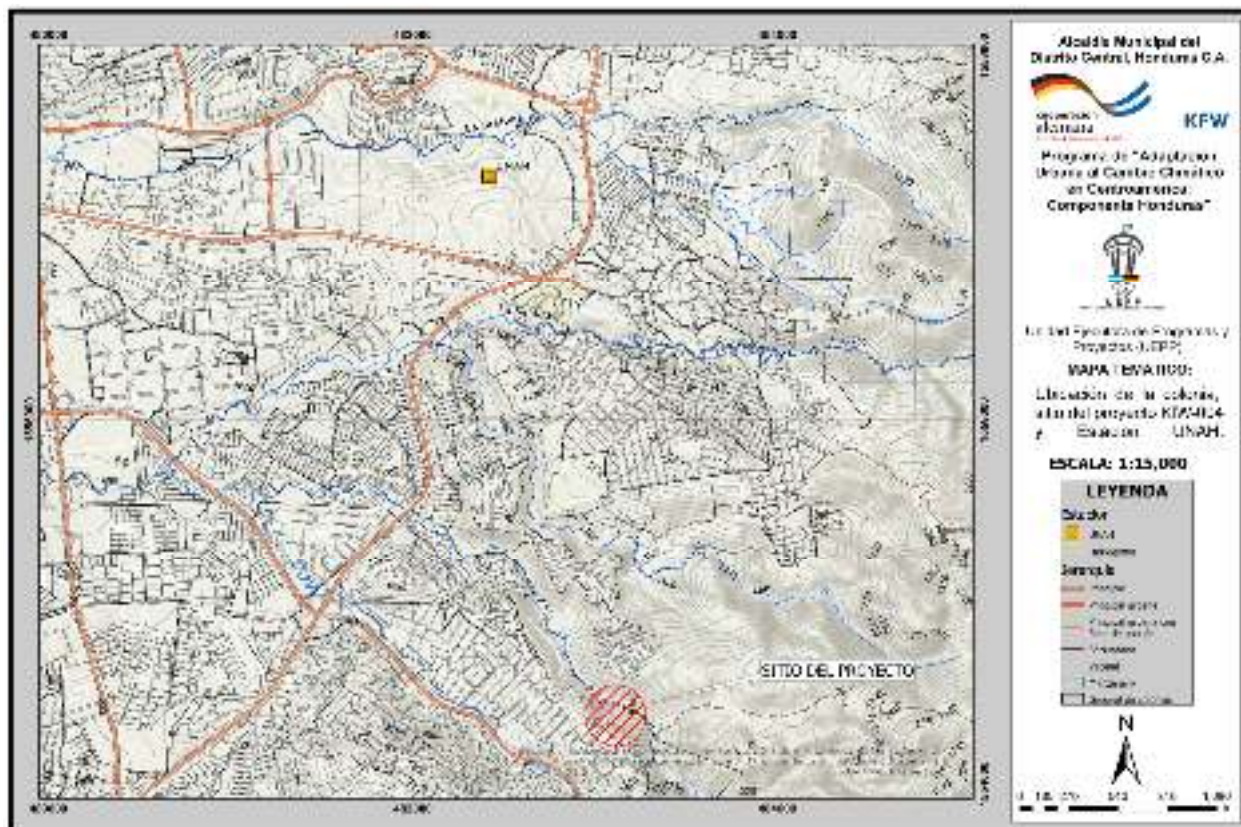


Ilustración 2. Ubicación de la estación meteorológica de la UNAH, cercana al sitio de estudio

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

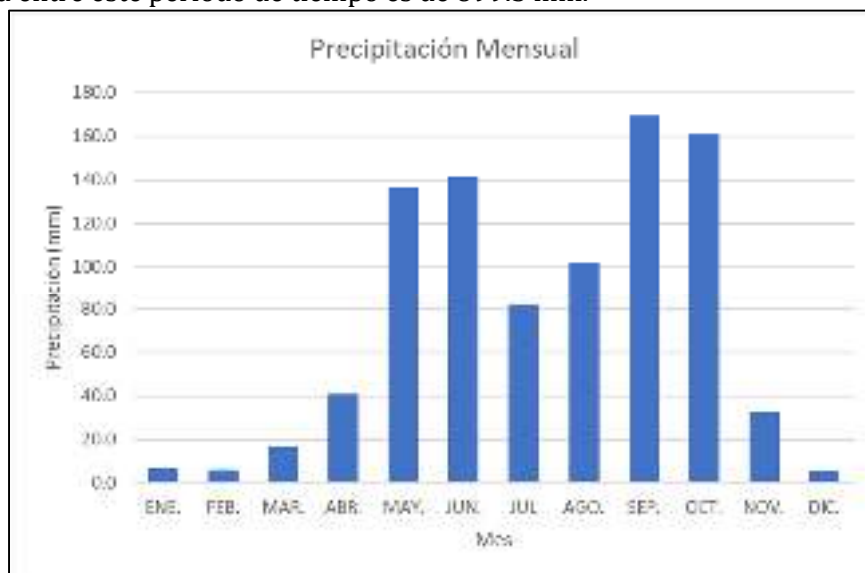


Ilustración 3. Precipitación promedio mensual, estación de UNAH

4. Metodología

4.1. Análisis hidrológico

El primer paso para la estimación del aporte de escorrentía superficial es la determinación de las características morfométricas de las cuencas hidrográficas. Para ello es necesario delimitar el área de drenaje de las cuencas y calcular diferentes parámetros físicos de la misma: área, perímetro, longitud y pendiente media del cauce principal. Esto se ha realizado haciendo uso de las hojas cartográficas WGS1984_1628 (en su formato digital en escala 1:50000 y 1:12500), proporcionada por el Instituto Geográfico Nacional, un MDE con una resolución de 12.5 m y con el apoyo del software ArcGIS Pro.

4.1.1. Delimitación de las cuencas

A continuación, se proporciona un ejemplo de delimitación de cuenca con el uso de ArcGIS, el MDE y las hojas cartográficas 1:12500, en este se muestra las cuencas de aporte para el drenaje menor.

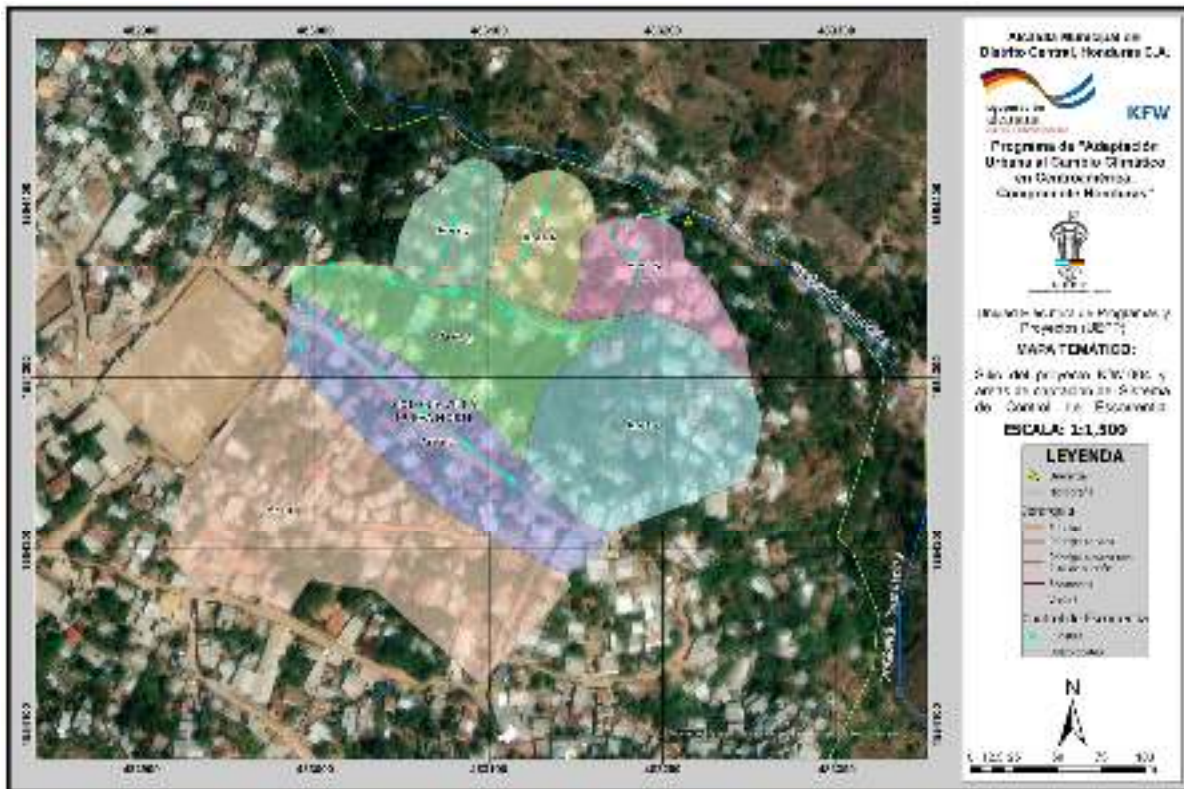


Ilustración 4: Esquema de áreas de captación para el control de escorrentía en el sector 8 de la Col. Villa Nueva.

4.1.2. Parámetros morfométricos de las cuencas

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

Tabla 1: Parámetros morfométricos de la cuenca en estudio

Cuenca	Área (km ²)	Perímetro (km)	Pendiente (m/m)	Cauce más largo (km)
Área 1	0.02	0.65	0.053	0.04
Área 2	0.01	0.52	0.130	0.19
Área 3	0.01	0.49	0.124	0.22
Área 4	0.01	0.40	0.146	0.11
Área 5	0.0045	0.338	0.292	0.08
Área 6	0.0037	0.241	0.461	0.08
Área 7	0.0035	0.231	0.053	0.04

Se observa que la cuenca en estudio posee una pendiente media de 46.1 hasta 5.3 % para el drenaje menor, como se muestra en la ilustración 5 y como se resume en la tabla anterior. Estas pendientes son catalogadas en la literatura como media a alta.

4.1.3. Tiempo de concentración

Es el tiempo que toma la lluvia que cae en el punto más distante de la corriente de agua de una cuenca para llegar a una sección determinada de dicha corriente. El tiempo de concentración mide el tiempo que se necesita para que toda la cuenca en estudio contribuya con escorrentía superficial en una sección considerada y para este estudio se usará un mínimo de 5 minutos.

Tabla 2: Resultados de tiempo de concentración.

Nombre	Tc (min)
Área 1	5
Área 2	5
Área 3	5
Área 4	5
Área 5	5
Área 6	5
Área 7	5

4.1.4. Coeficiente de Escorrentía de los suelos

Para el drenaje menor se ha decidido emplear un coeficiente de escorrentía exclusivo para cada una de las cuencas considerando su pendiente y las características de la superficie de esta, observadas mediante imágenes satelitales. Para la selección de este coeficiente se apoya en la tabla obtenida del manual de consideraciones técnicas hidrológicas e hidráulicas para la infraestructura vial de Centroamérica (Edición 2016).

MANUAL DE CONSIDERACIONES TÉCNICAS HIDROLÓGICAS E HIDRÁULICAS PARA LA INFRAESTRUCTURA VIAL EN CENTROAMÉRICA							
Tabla 4-7 Coeficientes de escorrentía recomendados para ser usados en el método racional (Chow, Maidment, & Mays, 1994)							
CARACTERÍSTICAS DE LA SUPERFICIE	PERÍODO DE RETORNO (AÑOS)						
	2	5	10	25	50	100	500
Áreas desarrolladas							
Asfáltico	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto/techo	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Zonas verdes (jardines, parques, etc.)							
Condición pobre (cubierta de pasto menor del 50% del área)							
Plano, 0 – 2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio, 2 – 7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente superior a 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
Condición promedio (cubierta de pasto del 50 al 75% del área)							
Plano, 0 – 2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2 – 7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Condición buena (cubierta de pasto mayor del 75% del área)							
Plano, 0 – 2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio, 2 – 7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente superior a 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Áreas no desarrolladas							
Área de Cultivo							
Plano, 0 – 2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio, 2 – 7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales							
Plano, 0 – 2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2 – 7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Bosques							
Plano, 0 – 2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio, 2 – 7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

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

Ilustración 5. Coeficientes de escorrentía recomendados.

Los resultados de los cálculos de los diferentes coeficientes de escorrentías para las cuencas en estudio se resumen como sigue.

Tabla 3: Coeficientes de escorrentía por cada cuenca de aporte.

Nombre	Coeficiente de Escorrentía
Área 1	0.70
Área 2	0.70

Área 3	0.70
Área 4	0.70
Área 5	0.70
Área 6	0.70
Área 7	0.70

4.1.5. Aspectos hidrológicos

Las cuencas de aporte, para este proyecto, no cuentan con mediciones ni registros continuos de caudal, por lo que no se cuenta con información directa para estimar los caudales de diseño. Por tanto, a fin de determinar los caudales máximos esperados, se han empleado dos metodologías de diseño, dependiendo del tamaño de las cuencas. En el caso de las cuencas con un área de drenaje menor de 150 Has o menores a un tiempo de concentración de 30 minutos, el caudal de diseño se estima mediante el método racional. Caso contrario, cuando el área de drenaje supera las 150 Has, los caudales son estimados mediante el empleo del modelo HEC-HMS y el método del número de curva (NC) del SCS. En este caso se ha hecho la excepción, como el tiempo de concentración es menor a 30 minutos (15) y el área es mayor de 150 ha (3.86 km²), se ha seleccionado utilizar el método del SCS para el drenaje mayor y el método racional para el drenaje menor.

4.1.5.1. Tormenta de Diseño

Periodo de Retorno

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

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

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

Tabla 2.1 VALORES TÍPICOS DE LA RECURRENCIA DE DISEÑO PARA OBRAS DE DISTINTO TIPO

Tipo de Estructura	Tr (años)
Puentes en caminos principales donde el remanso puede ocasionar daños a la propiedad privada o resultar en la pérdida del puente	50 - 100 años
Puentes en caminos secundarios o alcantarillas en caminos principales	25 años
Alcantarillas en caminos secundarios, colectores pluviales o cunetas laterales	5 - 10 años
Tragantes, bordillos, conductos	1 - 2 años ¹

Ilustración 6. Valores típicos para decisión de períodos de retorno

En el presente estudio, se ha tenido a bien realizar el análisis hidrológico para varios periodos de retorno (5, 10, 25, 50 y 100 años) pero al final y considerando la tabla anterior, se ha utilizado un periodo de diseño para las obras de 25 años para las obras de drenaje mayor y de 10 años para las obras de drenaje menor.

Duración de la tormenta

Debido a que el área de estudio es pequeña (extensión < 50 Km²) su dinámica de producción de escorrentía responde más a las intensidades de lluvia de corta duración (por ejemplo, tiempo de concentración) que a las intensidades medias de lluvias de larga duración (24 o 48 horas).

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

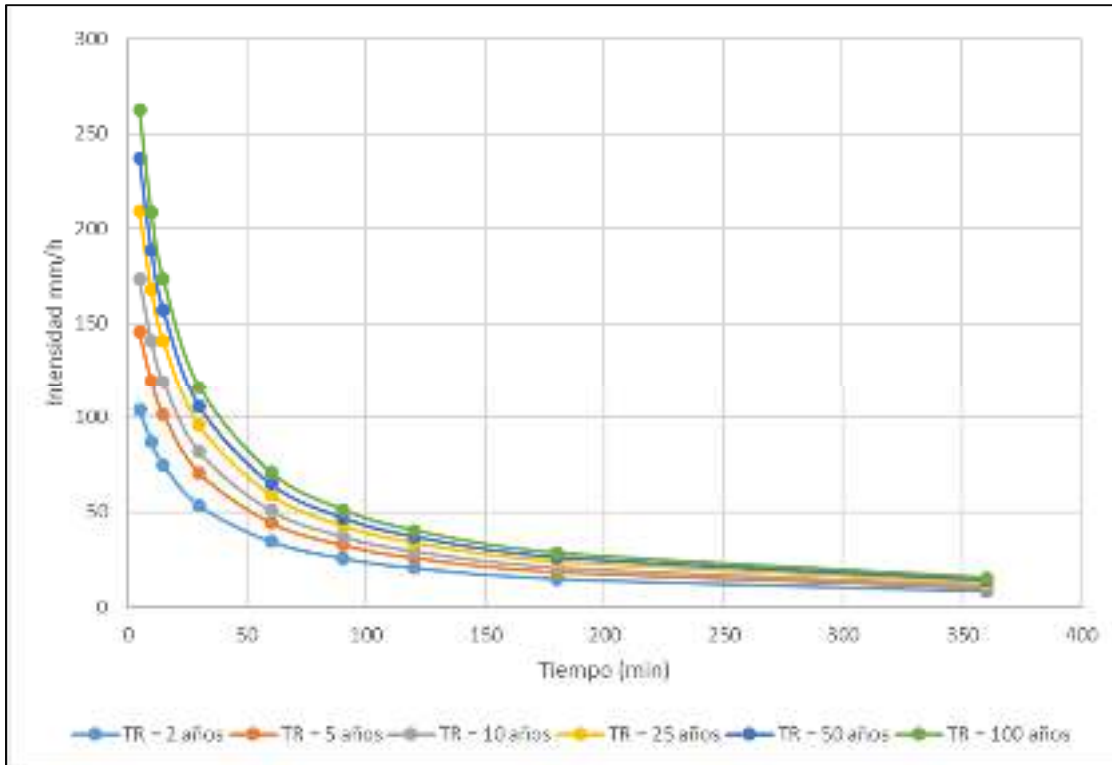
Distribución temporal de la tormenta

En este caso, para las cuencas con tamaño superior a 150 Has, y donde el método de análisis hidrológico es el del Número de Curva del SCS, sí ha sido necesario distribuir de manera temporal la tormenta y así generar un hietograma de diseño. Para ello, se empleó el método del bloque alterno. Para la generación de los hietogramas de diseño se emplearon las curvas de intensidad - duración - frecuencia (Curvas IDF) para la estación UNAH, desarrolladas por Granados (2016).

Las Curvas IDF se expresan en un juego de curvas o ecuaciones empíricas a las que se ajustan los valores de lluvia (intensidades) para las diferentes duraciones. Un modelo general es:

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

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



Estudio realizado por el ingeniero Roberto Granados

Las intensidades a utilizar para el diseño hidrológico hidráulico de los drenajes se resumen en la tabla que sigue.

Tabla 3: Intensidades de lluvia para cada cuenca de aporte.

Nombre	Intensidad mm/h, Tr-010 años
Área 1	185.4
Área 2	185.4
Área 3	185.4
Área 4	185.4
Área 5	185.4
Área 6	185.4
Área 7	185.4

4.1.5.2. Estimación Caudales de Diseño

Método Racional

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

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

Dónde:

Q: Caudal en m³/s

C: coeficiente de escorrentía (adimensional).

I: Intensidad de lluvia en (mm/hr)

A: Área de drenaje en Has.

4.2. Análisis y dimensionamiento hidráulico

4.2.1. Fundamentos Generales

4.2.1.1. Flujo en canales abiertos

Antes y después (y bajo ciertos valores de caudal, durante) de su paso por las estructuras de drenaje, las condiciones del flujo pueden ser idealizadas como aquellas de un canal abierto. El flujo en canales abiertos se representa comúnmente mediante la ecuación de Manning. Dicha ecuación permite calcular la velocidad del flujo en un canal abierto en función de sus dimensiones, el tipo de material y la pendiente del mismo.

Para la propuesta hidráulica de este proyecto se decidió utilizar drenajes de sección rectangular como lo muestra la siguiente imagen:

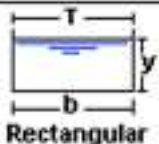
Tipo de sección	Área A (m ²)	Perímetro mojado P (m)	Radio hidráulico Rh (m)	Espejo de agua T (m)
 Rectangular	by	$b+2y$	$\frac{by}{b+2y}$	b

Ilustración 7: Propiedades geométricas de la sección propuesta.

4.2.1.2. Ecuación de continuidad

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

$$Q = VA$$

4.2.1.3. Crecientes e inundaciones

Se describe en el libro de Monsalve (1999) que una creciente es un fenómeno de ocurrencia de caudales relativamente grandes, mientras que una inundación se caracteriza por la ocurrencia de caudales grandes que ocasionan desbordamiento del canal principal. No necesariamente una creciente puede causar inundación, especialmente si se construyen obras de control para tal fin.

4.2.1.4. Crecientes de diseño

El diseño hidrológico para el control de aguas está relacionado con la mitigación de los efectos adversos causados por los caudales altos o crecientes de acuerdo con Chow, Maidment y Mays (1994). Las magnitudes de las crecientes están descritas por sus caudales, sus elevaciones y volúmenes y cada uno de estos factores es importante en el diseño hidrológico de diferentes tipos de estructuras para el control de flujo.

4.2.2. Dimensionamiento de obras de drenaje menor y mayor

4.2.2.1. Drenaje Menor

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

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

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

5. Resultados del Estudio Hidrológico – Hidráulico

5.1. Cálculos hidrológicos

Como parte del análisis hidrológico-hidráulico ha sido necesario el análisis hidráulico para la determinación de las inundaciones y el diseño de las obras posibles para mitigación en la quebrada Don Pedro. Cabe mencionar que el área de drenaje de la cuenca de aporte es de aproximadamente 3.86 km² con un tiempo de concentración 65 minutos, por lo que fue necesario realizar el análisis hidrológico mediante el método del número de curva e hidrograma unitario de la SCS. Se estimaron los caudales de diseño para los periodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años y se generaron los hidrogramas unitarios.

Tabla 4: Caudales de diseño para las cuencas de aporte.

Nombre	Caudal (m ³ /s), Tr-010 años
Área 1	0.7
Área 2	0.4
Área 3	0.4

Área 4	0.4
Área 5	0.2
Área 6	0.1
Área 7	0.1

5.2. Cálculos hidráulicos

Los caudales de diseño estimados fueron posteriormente empleados para el análisis hidráulico. Para llevar a cabo el análisis hidráulico fue necesario crear un esquema geométrico (perfiles) para obtener las elevaciones, cambios de direcciones y pendientes de cada uno de los tramos de estudio. A continuación, se presentan los resultados obtenidos a partir del dimensionamiento hidráulico del drenaje. Para la determinación de las áreas de aporte de escorrentía, para la estimación de los caudales de diseño y para el dimensionamiento hidráulico del drenaje menor se tomaron las siguientes consideraciones:

- Las direcciones del flujo han sido determinadas en base al perfil longitudinal que se ha proporcionado en los planos, mediante la nube de puntos.
- La ubicación se ha tomado en base a los requerimientos del sitio.

6. Análisis de riesgo de desastre por inundación

6.1. Cálculos de llanuras y velocidades de inundación

Luego de la simulación hidráulica es posible determinar los niveles de lámina de agua, velocidades de la crecida y el tamaño de la estructura requerida para evacuar de manera apropiada los caudales y la protección de las vidas y los bienes.

Los mapas de áreas inundables elaborados son los correspondientes a las máximas elevaciones de superficie de agua alcanzadas en el análisis hidráulico. Estos tipos de mapas se trabajaron mediante el software ArcGIS, los cuales se presentan para los diferentes tiempos de retorno considerados. La capa en la que se superpuso la capa de áreas inundables corresponde a la brindada por el proyecto de Inventario de Deslizamientos realizado por JICA la UNAH y UPI en el año 2011.

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

En base a la caracterización de la amenaza y la selección de las zonas de intervención de la medida, descrita en la sección anterior, se procedió a formular conceptualmente y a evaluar medidas de mitigación del riesgo de inundaciones que se adecuan al presupuesto y las demás limitantes del proyecto. Este análisis se realizó ajustando algunos parámetros dentro del modelo hidráulico, para representar empíricamente las medidas de mitigación propuestas. En base a los principios y metodologías de reducción del riesgo de inundaciones en cuencas urbanas. Para este proyecto únicamente se intervendrá sobre el área seleccionada y mostrada en la ilustración 23 (arriba) para el caso de inundaciones fluviales y para el caso de drenaje menor, se muestra en la ilustración 24. Las

demás áreas que tiene problema de inundación no son alcance de este proyecto, sin embargo, deben formar parte de otra cartera de proyectos futuro.

Para el área de intervención de la medida seleccionada, se detallan a continuación, el tipo de obras propuestas y sitios de los mismos.

6.2.1. Muros de contención para la protección de talud.

La construcción de muros de contención forma parte de un abanico de soluciones ingenieriles tradicionalmente utilizadas. La función principal de un muro de contención es restringir el movimiento lateral de la masa de suelo, además de proteger al mismo tiempo al curso de agua proveniente del sistema de control integrado de escorrentía superficial ante posibles colapsos de los taludes adyacentes al muro, aunado a esto, dicha obra servirá de paso peatonal a las personas para que puedan evacuar de manera segura cuando se presente una crecida de la quebrada.

Cabe destacar que este tipo de medidas representan una solución preventiva a corto plazo. Sin embargo, se estima que, debido al fenómeno del Cambio Climático y las condiciones cambiantes dentro de la cuenca hidrográfica, existe una alta probabilidad de un incremento en los caudales máximos esperados dentro de los correderos de la quebrada. Es por esto que se considera que las obras deben ser acompañadas por la implementación de otras medidas que brinden una solución integral a largo plazo ante la creciente amenaza impuesta por fenómenos de origen hidrometeorológico, como ser: el reordenamiento territorial, recuperación del derecho del cauce, campañas de concientización, regulación y manejo del uso del suelo y zonificación dentro de la cuenca hidrográfica, limpiezas periódicas preventivas dentro del cauce, gestión de los residuos sólidos, entre otras.

Se logró identificar los puntos más vulnerables en donde existe probabilidad de desbordamientos o donde existe el riesgo de un posible colapso de los taludes aledaños. En estos sitios específicos se plantea la construcción de muros de contención para brindar protección al talud con una longitud de 21.0 m y una altura de 3.50 m. Las siguientes imágenes muestran algunos de estos sitios en los cuales la construcción de muros se considera prioritaria.



Fotografía 1 - Sitio de intervención en dirección aguas abajo (Coordenadas UTM: 483124 m E 1554405 m N)

En esta fotografía se evidencia la construcción de edificaciones cerca del talud, a manera de protección del talud en la margen izquierda, se considera pertinente la construcción de un muro de contención del terreno natural para evitar algún accidente, ya que, las personas usan este paso peatonal para llegar a la calle principal, misma que sirve de ruta de evacuación, de transporte y abastecimiento de insumos básicos.

6.2.2. Control Integrado de Escorrentía Superficial

Sistema existente.

En el sector 8 de la Col. Villa Nueva existe un sistema de control de escorrentía construido con los fondos de la comunidad, este sistema presenta daños en el fondo de la losa, algunas paredes en mal estado y el sistema no hace su descarga a un lugar seguro, sino que descarga directamente sobre la calle, misma que se ve dañada por el arrastre de suelo fino, provocando surcos en la calle de acceso, a continuación, se muestran las fotografías de dicho sistema.



Fotografía 2: Cunetas existentes.



Fotografía 3: Cunetas existentes.



Fotografía 4: Descarga directamente sobre la calle de acceso.

Sistema de control integrado de escorrentía propuesto.

Un inadecuado manejo de las aguas lluvias también es causante de diversos problemas asociados a inundaciones pluviales, en algunos sectores de la Col. Villa Nueva. Frente a ello, hemos considerado dar prioridad a algunos tramos que los representantes de la comunidad han propuesto. La ubicación de este sistema de manejo de escorrentía local, adicional a las soluciones existentes, se propone a través de la siguiente ilustración:



Ilustración 8: Esquema de la propuesta para el control de escorrentía en el sector 8 de la Col. Villa Nueva.

Las áreas de drenaje correspondientes a los colectores propuestos para el manejo de los excesos de lluvia en este sector 8 de la Col. Villa Nueva, son detalladas a través de la siguiente ilustración:

La siguiente tabla proporciona como resumen algunas características del sistema de control de escorrentía de forma sectorizada:

Tabla 5: Cálculo hidráulico del sistema de control integrado de escorrentía.

Código	Ac, ha	Q _{D5} , m ³ /s	L, m	S, m/m	B, m	H, m	y/D	Q _{ODT} , m ³ /s	V, m/s	Desempeño, %
C1	1.92	0.69	37.39	0.053	0.40	0.40	0.80	0.97	4.83	72%
C2	0.99	0.36	192.57	0.130	0.40	0.40	0.80	1.10	6.90	32%
C3	3.77	1.36	217.21	0.124	0.50	0.50	0.80	1.96	7.83	69%
C4	5.41	1.95	109.33	0.146	0.60	0.50	0.80	2.74	9.13	71%
C5	0.38	0.14	82.28	0.292	0.30	0.30	0.80	0.77	8.53	18%
C6	0.36	0.13	78.02	0.461	0.30	0.30	0.80	0.97	10.73	13%

*La geometría del sistema de drenaje se ha conceptualizado con una geometría rectangular, priorizando la limitación de espacio.

6.2.3. Disipador Escalonado

El sistema de control integrado de escorrentía superficial, recolecta y posteriormente se descargan las aguas lluvias en la quebrada Don Pedro, el sistema descarga de 1.95 m³/s para un periodo de retorno de 25 años; en el talud paralelo a la quebrada, en este trayecto; las pendiente son variadas y algunas (mayores de 15 %) presentan velocidades muy altas y que pueden generar algún problema de desgaste prematuro en los materiales que conforman las cunetas, para lo cual se ha propuesto un disipador de energía el cual consiste en un canal de flujo rápido escalonado, de 0.50 metros de ancho, con huellas de 2.60 m y contrahuella de 0.30 m, con una longitud de transición de entrada y salida de 0.75 m, a continuación se muestra el cálculo hidráulico de dicha estructura:

Tabla 6: Calculo hidráulico de disipador escalonado.

N° Gradas	Altura de grada (m)	K= a/Yc	Yo (m)	Xo	Y1/Yo	Y1 (m)	d/Yc	d (m)
1	0.30	0.28	1.07	1.00	0.70	0.75	1.80	1.93
2	0.30	0.28	0.75	0.70	0.90	0.67	2.40	2.57
3	0.30	0.28	0.67	0.63	0.95	0.64	2.40	2.57
4	0.30	0.28	0.64	0.60	0.96	0.61	2.40	2.57
5	0.30	0.28	0.61	0.57	0.96	0.59	2.40	2.57
6	0.30	0.28	0.59	0.55	0.96	0.57	2.40	2.57
7	0.30	0.28	0.57	0.53	0.96	0.54	2.40	2.57
8	0.30	0.28	0.54	0.51	0.96	0.52	2.40	2.57
9	0.30	0.28	0.52	0.49	0.96	0.50	2.40	2.57

Las paredes del canal disipador deberán tener una altura de 0.60 metros según resulta del cálculo hidráulico, considerando el flujo semejante al de un vertedor rectangular.

6.3. Obras complementarias

Con el motivo de aumentar el impacto positivo de las intervenciones a realizar en la comunidad, se sugiere también la implementación de las siguientes medidas complementarias:

- Construcción de área de recreación al costado del campo de futbol
- Limpiezas periódicas del cauce y remoción de obstáculos.
- Plan de gestión de residuos sólidos.
- Construcción de huellas para tráfico liviano en la calle principal, paralelo al sistema de control integrado de escorrentías cuando las pendientes sean mayores al 15%.
- Construcción de cabezales de descarga para la cuneta C4, C5 y C6.

7. Conclusiones

1. El sistema de control integrado de escorrentía es capaz de evacuar las solicitaciones de caudal, mismo que debe ser acompañado de quiebrapatras en los cruces vehiculares
2. Muro para protección de talud y ruta de evacuación de 21.0 m y altura de 3.50 m.
3. El dissipador de energía tipo escalonado propuesto para un caudal de 1.73 m³/s y para pendientes mayores al 15% tiene dimensiones de: B=0.50 m, Contrahuella de 0.30 m y huellas de 2.60 m.
4. Se considera necesario limitar las velocidades de las cunetas C2, C3, C4, C5 y C6 con bajantes escalonados para evitar la acción de cavitación por las altas velocidades que llevaría este sistema de manejo de aguas lluvias que se resume en la tabla 6 del apartado 6.2.3.
5. Se ha considerado una velocidad de autolimpieza del sistema de 0.6 m/s, por lo que se prevé que la tierra, lodos y rocas que puedan ingresar al sistema logren evacuarse sin dificultad. Esto no evita que se deje de lado cualquier iniciativa que permita mantener las calles libres de basura y en condición transitable.
6. Se considera necesario el realizar acciones orientadas a la limpieza de los cauces fluviales y pluviales para favorecer el desempeño de las obras de drenaje existentes.

8. Recomendaciones

7. Es pertinente que los 40 metros agua debajo de la estructura se realice una limpieza de cauce que siga el terreno natural de la quebrada.
8. El alineamiento del puente deberá ser perpendicular al alineamiento natural de la quebrada, considerando que no existan cambios bruscos de dirección de flujo, es decir, el flujo debe entrar lo más perpendicular posible al puente.
9. Con respecto al drenaje menor longitudinal, específicamente para las cunetas, se recomienda que tengan una velocidad mínima de 0.60 m/s, para garantizar una auto limpieza.

9. Referencias

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

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

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

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

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

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

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

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

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

INFORME ESTUDIO HIDROLÓGICO Y DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO

Col. Villanueva, sector 8

Responsables:
Ing. Gustavo Suazo
SEPTIEMBRE / 2018

1. Contenido

1. Contenido.....	2
2. Introducción.....	3
3. Ubicación del Proyecto	4
4. Metodología.....	5
4.1. Análisis hidrológico	5
4.1.1. Estudio de las cuencas hidrográficas	5
4.2. Análisis hidráulico	12
4.2.1. Fundamentos Generales.....	12
5. Resultados del dimensionamiento hidráulico.....	12
5.1. Tramo – Aramecina.....	¡Error! Marcador no definido.
5.1.1. Drenaje Menor Longitudinal.....	12
6. Recomendaciones	15
7. Referencias.....	16

2. Introducción

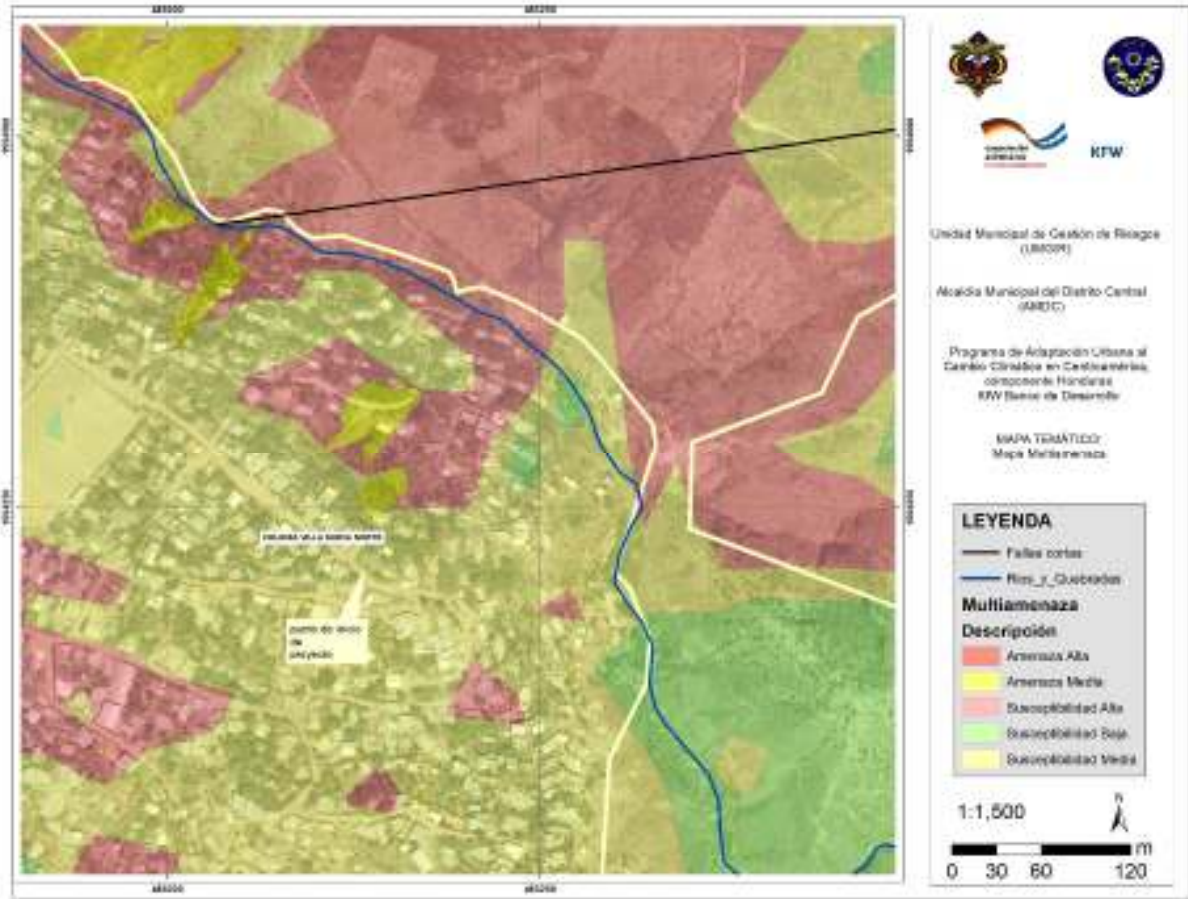
El presente informe de avance describe, de manera resumida, la metodología empleada en este estudio y presenta los resultados obtenidos a partir del análisis hidrológico-hidráulico de las obras de mitigación a ser construidas en aldea Suyapa, sector 4, ubicado en el departamento de Francisco Morazán. El estudio hidrológico y posterior dimensionamiento hidráulico de estas estructuras de drenaje forma parte de las obras adicionales a desarrollarse en el marco del proyecto de “Adaptación al cambio climático en áreas urbanas de Centroamérica” componente Honduras.

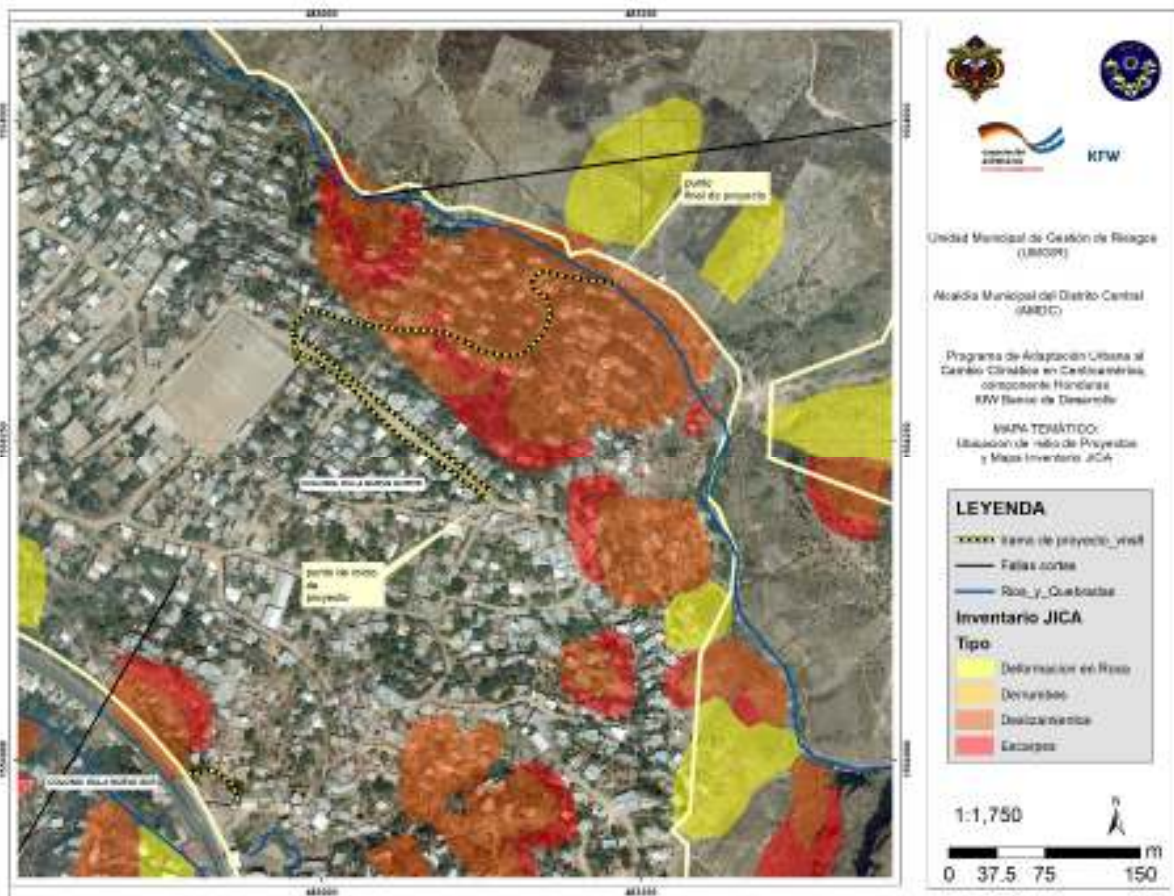
El estudio completo incluye una visita inicial de reconocimiento, levantamientos topográficos tanto del cauce de quebradas, como de georreferenciación de estructuras existentes, así como también la inspección visual de las mismas con el objetivo de evaluar, de manera preliminar, su estado y funcionamiento.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

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

3. Ubicación del Proyecto

El proyecto está ubicado en la colonia Villanueva, sector 8, Tegucigalpa, Francisco Morazán, M.D.C.





Ubicación de área a intervenir

Coordenadas UTM

483046.25 m E 1554357.06 m N

4. Metodología

4.1. Análisis hidrológico

4.1.1. Estudio de las cuencas hidrográficas

El primer paso para la estimación del aporte de escorrentía superficial es la determinación de las características morfométricas de las cuencas hidrográficas. Para ello es necesario delimitar el área de drenaje de las cuencas y calcular diferentes parámetros físicos de la misma: área, perímetro, longitud y pendiente media del cauce principal. Esto se ha realizado haciendo uso de la topografía presentada en el programa de Google Earth, con el apoyo del software ArcMap, y una hoja de cálculo en Excel.

Parámetros morfométricos de las cuencas

La estimación de los parámetros morfométricos más importantes se ha llevado mediante el software ArcGIS y una hoja de cálculo en Excel. Los parámetros determinados para cada cuenca son: área de la cuenca, perímetro de la cuenca, longitud del cauce más largo, pendiente del cauce principal y tiempo de concentración, entre otros.

Tiempo de concentración

Es el tiempo que toma la lluvia que cae en el punto más distante de la corriente de agua de una cuenca para llegar a una sección determinada de dicha corriente. El tiempo de concentración mide el tiempo que se necesita para que toda la cuenca en estudio contribuya con escorrentía superficial en una sección considerada y para este estudio se usará un mínimo de 5 minutos.

Nombre	Tc (min)
Cuenca 1	5.000
Cuenca 2	5.000

Coefficiente de Escorrentía

Se ha decidido emplear un coeficiente de escorrentía de **0.46**, debido a que la zona donde se realizara el proyecto tiene una pendiente superior al 7% y el terreno esta cubierto de pasto entre el 50%-75% del área.

Periodo de Retorno

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

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

Tipo de Estructura	Tr (años)
Puentes en caminos principales donde el remanso puede ocasionar daños a la propiedad privada o resultar en la pérdida del puente	50 - 100 años
Puentes en caminos secundarios o alcantarillas en caminos principales	25 años
Alcantarillas en caminos secundarios, colectores pluviales o cunetas laterales	5 - 10 años
Tragantes, bordillos, conductos	1 - 2 años ¹

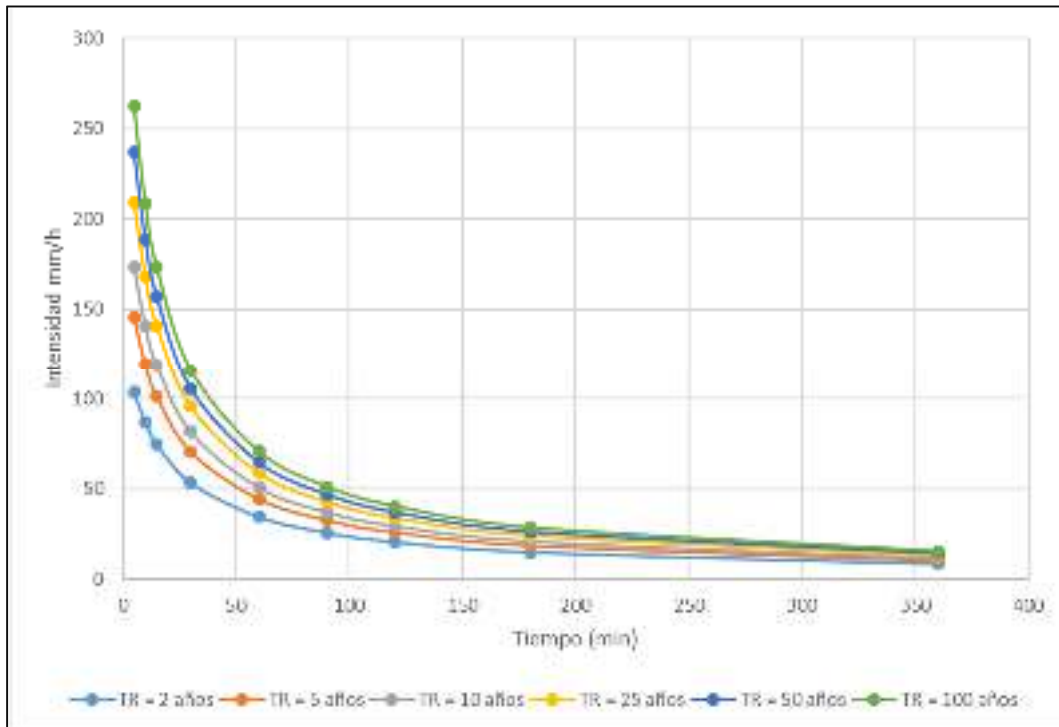
En el presente estudio, se ha realizado para un tiempo de retorno de **25 años**.

Curvas IDF

Las Curvas IDF se expresan en un juego de curvas o ecuaciones empíricas a las que se ajustan los valores de lluvia (intensidades) para las diferentes duraciones. Un modelo general es:

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

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



Estudio realizado por el ingeniero Roberto Granados

Para el estudio se utilizaron las curvas IDF-UNAH, ya que es la estación más cercana a la zona del proyecto y al mismo tiempo esta tiene los datos más verídicos, se tomaron los siguientes datos como resultado del estudio:

a= 3250.05513

b= 14

n= 0.93180701

Estimación Caudales de Diseño

a) Método Racional

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

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

Dónde:

Q: Caudal en m³/s

C: coeficiente de escorrentía (adimensional).

I: Intensidad de lluvia en (mm/hr)

A: Área de drenaje en Has.

Cuencas



Nombre	Perimetro (m)	Area (m²)	Area (km²)	Area (ha)
Cuenca 1	791.00	38053.00	0.04	3.81
Cuenca 2	730.00	26846.00	0.03	2.68

Cuenca 1



Cálculos Hidrológicos

Método análisis hidrológico	Racional	
Coef. Escorrentía	0.46	
Área de aporte	3.81	ha
Periodo de retorno	25	años
Intensidad diseño	254.3	mm/h
Q diseño	1.017	m ³ /s

Cuenca 2



Cálculos Hidrológicos		
Método análisis hidrológico	Racional	
Coef. Escorrentía	0.46	
Área de aporte	2.68	ha
Periodo de retorno	25	años
Intensidad diseño	254.3	mm/h
Q diseño	1.734	m ³ /s

4.2. Análisis hidráulico

4.2.1. Fundamentos Generales

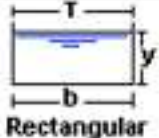
Flujo en canales abiertos

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

Ecuación de continuidad

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

$$Q = VA$$

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

5. Resultados del dimensionamiento hidráulico

5.1.1. Drenaje Menor Longitudinal

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

- Las direcciones del flujo han sido determinadas en base al perfil longitudinal que se nos ha proporcionado en los planos, mediante la nube de puntos.
- La ubicación se ha tomado en base a los requerimientos del sitio.

Cuenca 1

Cálculos Hidráulicos		
Tipo de sección (sugerida)	Rectangular	
Material	Revestimiento con concreto	
Q diseño	1.017	m ³ /s
h cuneta	0.5	m
n Manning	0.012	
Pendiente diseño	14.18	%
h lámina de agua	0.5	m
Velocidad	2.19	m/s
Recomendación	Usar misma sección a ambos lados de calzada.	

Cuenca 2

Cálculos Hidráulicos		
Tipo de sección (sugerida)	Rectangular	
Material	Revestimiento con concreto	
Q diseño	1.734	m ³ /s
h cuneta	0.6	m
n Manning	0.012	
Pendiente diseño	17.85	%
h lámina de agua	0.5	m
Velocidad	9.62	m/s
Recomendación	Usar misma sección	

6. Recomendaciones

Con respecto al drenaje menor longitudinal, específicamente para las cunetas, se recomienda que tengan una profundidad útil de 50 cm y un ancho útil de 40 cm en la cuenca No.1 y una profundidad útil de 60 cm y un ancho útil de 40 cm en la cuenca No.2 En aquellos sitios donde las pendientes son muy pronunciadas se recomienda disipar un poco la velocidad del flujo en las mismas. Lo anterior puede lograrse reduciendo un poco la pendiente de la cuneta (con respecto al terreno natural), por ciertos tramos, quedando en forma de gradas alargadas. Otra opción es incrementar la rugosidad en las cunetas mediante la introducción de piedras en la superficie, durante la fundición.

7. Referencias

IDF-UNAH; Ing. Roberto Granados

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

GEOCONSULT



KFW 004 VILLANUEVA SECTOR 8

ESTUDIO GEOTÉCNICO KFW 004 VILLANUEVA SECTOR 8

FICHTNER WATER AND TRANSPORTATION

JUNIO DE 2023



Estimados señores:

"Por medio de la presente les hacemos llegar el Informe relacionado a los trabajos geotécnicos realizados en el proyecto denominado "Estudio Geotécnico KFW 004 Villanueva Sector 8", localizado en la ciudad de Tegucigalpa, departamento de Francisco Morazán, República de Honduras.

César Martínez
División de Geotecnia

Datos Generales

Proyecto: KFW 004 Villanueva Sector 8
 Cliente: Fichtner Water and Transportation
 Nombre del Informe: Estudio Geotécnico KFW 004 Villanueva Sector 8
 Fecha de Publicación: 28 de junio de 2023
 Presentado por: GeoConsult S.A.
 Edif. Rivera Girón, No. 801
 Ave. Tiburcio Carías, Col. Alameda
 Tegucigalpa, M.D.C., Honduras, C.A.
 Tel/Fax. +504-2232-5125, +504-9998-0866
 Web: www.geoconsult.hn

Control de Cambios:		
Versión	Fecha	Cambios
1	28 de junio de 2023	Publicación inicial

ÍNDICE

ÍNDICE DE CONTENIDO

I	RESUMEN DEL PROYECTO	4
I.1	ANTECEDENTES.....	4
I.2	OBJETIVO Y ALCANCE DE LOS TRABAJOS.....	5
I.3	INFORMACIÓN GENERAL DEL SITIO	6
I.4	RESUMEN DE ACTIVIDADES REALIZADAS	6
I.5	UBICACIÓN DE LOS SONDEOS.....	7
II	RESULTADOS.....	8
II.1	LOGS ESTRATIGRÁFICOS	8
II.2	POZOS A CIELO ABIERTO (PCA)	10
II.3	CONO DE PENETRACIÓN DINÁMICO (DCP).....	12
III	ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN.....	14
III.1	ENSAYOS DE LABORATORIO - CAMPO.....	14
III.2	CAPACIDAD ADMISIBLE.....	15
IV	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	16
	ANEXOS	19
A.I	RESULTADOS DE LABORATORIO.....	20

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

	<i>Ilustración I-1. Localización de la zona de estudio.....</i>	4
--	---	---

<i>Ilustración I-2. Ubicación de los trabajos SPT-1, PCA-1 y CDP-1.</i>	7
<i>Ilustración II-1. Ubicación aproximada de la PCA-1.</i>	10
<i>Ilustración II-2. Vista de la zona al momento de realizar los trabajos de la PCA-1.</i>	10
<i>Ilustración II-3. Vista de la zona al momento de realizar los trabajos del DCP-1.</i>	12
<i>Ilustración III-1. Vista general del laboratorio especializado en geotecnia de GeoConsult.</i>	14

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla I-1. Resumen de información general del sitio.</i>	6
<i>Tabla I-2. Resumen de principales actividades realizadas.</i>	6
<i>Tabla II-1. Resumen de la PCA-1.</i>	11
<i>Tabla II.2. Resultados del ensayo DCP-1.</i>	13
<i>Tabla III-1. Resumen de los ensayos de laboratorio sitio.</i>	15
<i>Tabla III-2. Cálculo de q_a para los materiales interceptados dentro del S-1.</i>	15
<i>Tabla IV-1 Resumen de los niveles freáticos encontrados en el sitio.</i>	17

RESUMEN DEL PROYECTO

I.1 ANTECEDENTES

Fichtner Water and Transportation solicitó a la empresa GeoConsult la realización de un estudio geotécnico en la ciudad de Tegucigalpa, departamento de Francisco Morazán, esto con el propósito de investigar el subsuelo y el basamento rocoso existente en el sitio donde se pretende realizar diferentes obras de protección en zonas vulnerables de la colonia. El proyecto se ha denominado como “Estudio Geotécnico KFW 004 Villanueva Sector 8”. La ilustración I-1 muestra la zona del proyecto al momento de realizar los trabajos.



Ilustración I-1. Localización de la zona de estudio.

I.2 OBJETIVO Y ALCANCE DE LOS TRABAJOS

Esta investigación conlleva conocer las características geotécnicas de los materiales encontrados en el sitio, de acuerdo con los resultados según los ensayos y análisis de campo, laboratorio y gabinete ejecutados. Esta información será la base para que el ingeniero especialista realice un adecuado y seguro diseño de las cimentaciones y/o cualquier solución geotécnica requerida.

Es importante mencionar que la ingeniería geotécnica en este tipo de proyectos se divide principalmente en dos etapas:

- Caracterización geotécnica
- Diseño de cimentaciones y/o soluciones geotécnicas

La etapa de caracterización geotécnica se refiere, en resumen, a la etapa de investigación, caracterización y obtención de parámetros geológicos – geotécnicos de los materiales existentes en el sitio de cualquier proyecto. Las metodologías de investigación, análisis e interpretación dependen, entre otros factores, del tipo de proyecto a ejecutar.

La etapa de diseño se refiere al uso de la información obtenida durante la etapa de investigación y caracterización geotécnica para el diseño seguro, eficiente y adecuado de las cimentaciones y/o cualquier obra de solución geotécnica que sea necesario. Para esto es imprescindible conocer las solicitaciones que impondrán las estructuras.

En este caso que nos interesa, GeoConsult no cuenta con ninguna información acerca de las cargas que impondrán las estructuras, por lo que este informe se limita a proporcionar parámetros y características de los materiales existentes en el sitio del proyecto que son necesarios para el diseño, así como también algunas conclusiones y recomendaciones generales según la experiencia de la firma en proyectos similares.

La compañía o ingeniero diseñador del proyecto serán los responsables del diseño, y todo lo que esto conlleva. Es recomendable que el diseño y/o construcción de cualquier obra de solución geotécnica sea ejecutado por un ingeniero o empresa especialista en geotecnia, de comprobada experiencia en este tipo de trabajos especializados.

I.3 INFORMACIÓN GENERAL DEL SITIO

El sitio del proyecto se localiza en Tegucigalpa, departamento de Francisco Morazán, en la República de Honduras. Según el mapa geológico de Honduras, generado por el Instituto Geográfico Nacional (IGN), la zona del proyecto se localiza sobre la formación “Formación Villa Nueva (K_{vn})”, que incluye estratos siliclasticos de grano grueso conglomerados de cuarzo y clastos de rocas (metamórficas, volcánicas, y calizas) areniscas de color rojo claro hasta café claro y algunas tobas volcánicas. A continuación, la tabla I-1 resume la información general del sitio.

Tabla I-1. Resumen de información general del sitio.

INFORMACIÓN GENERAL DEL SITIO		
Geología superficial (IGN)	K_{vn} : Formación Villa Nueva	
Aceleración pico del suelo (PGA) PR=500 años (CHOC)	0.25 g	
Tipo de suelo (CHOC)	Tipo	S1
	S	1
	Ta	0.155
	Tb	0.364
	e	2
*Coordenadas	S-1:	483220.44 E, 1554400.73 N
	PCA-1:	483083.33 E, 1554406.35 N
	DCP-1:	483083.33 E, 1554406.35 N

Notas: IGN: Instituto Geográfico Nacional.

CHOC: Código Hondureño de la Construcción.

*Coordenadas tomadas a partir de Google Earth.

I.4 RESUMEN DE ACTIVIDADES REALIZADAS

Se realizaron 1 ensayo SPT, 1 calicata (PCA) y 1 DCP dentro de la calicata. A las muestras recuperadas dentro de los sondeos se le realizaron los ensayos de identificación y caracterización para obtener los parámetros mínimos necesarios para el diseño. Todos los ensayos de campo y laboratorio ejecutados están basados en las más recientes versiones de las normas ASTM y/o AASHTO correspondientes. A continuación, Tabla I-2 resume las principales actividades realizadas para estos trabajos:

Tabla I-2. Resumen de principales actividades realizadas.

ACTIVIDAD	NORMA ASTM	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD
Trabajos de campo	D 1586-18	SPT	1
	-	PCA	1
	D 6951 - 03	DCP	1
Trabajos de laboratorio	D 2487-11	Clasificación de suelos	1
	D 422	Granulometría	1
	D 854 / C 127	Gravedad específica	1
	ASTM D2216	Humedad	1
	D 3080-11	Corte Directo	1
	-	Peso Unitario	1
Trabajos de gabinete	-	Análisis e interpretación	1

I.5 UBICACIÓN DE LOS SONDEOS

Los puntos de los trabajos fueron definidos por el cliente. Durante la ejecución de los trabajos se experimentó un clima nublado. Se trabajó con interrupción por las condiciones climáticas y por la dificultad de acceso al punto de investigación. La ilustración I-2 muestra de forma aproximada la localización de los trabajos dentro de una imagen de Google Earth.

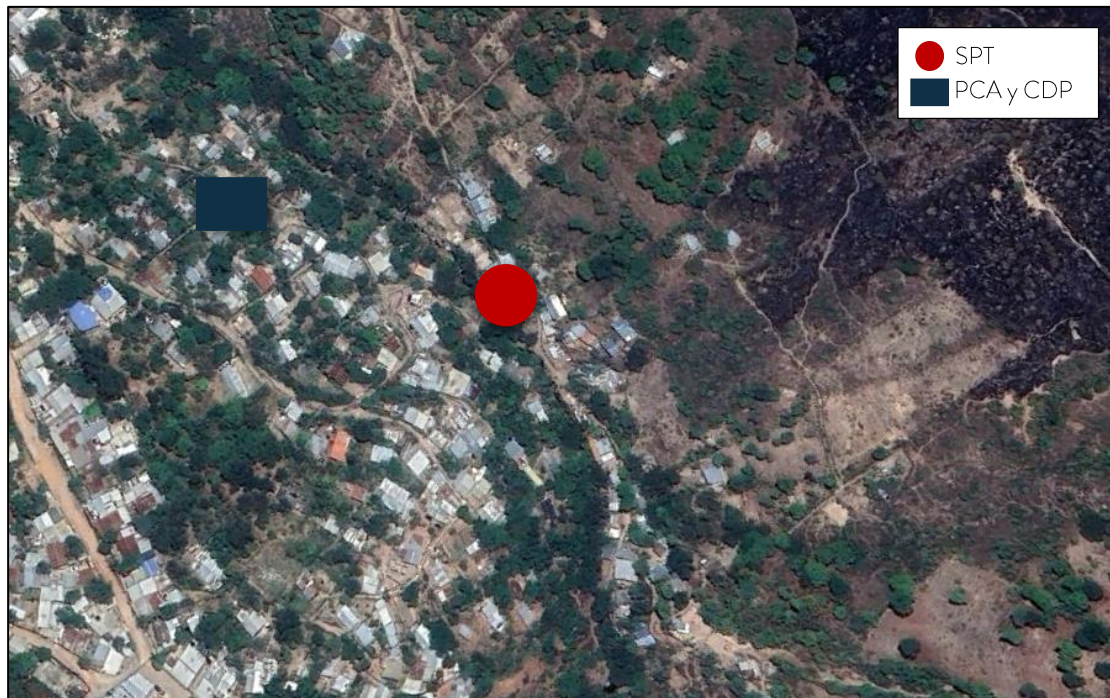


Ilustración I-2. Ubicación de los trabajos SPT-1, PCA-1 y CDP-1.



RESULTADOS

II.1 LOGS ESTRATIGRÁFICOS

La perforación con muestreo continuo se ejecutó por medio de equipos a percusión ejecutando ensayos SPT a cada @45 cms de profundidad. A continuación, se incluyen el log estratigráfico de forma gráfica y analítica. De las muestras recuperadas se elaboran las columnas estratigráficas del sondeo y se extraen las muestras necesarias para la ejecución de los ensayos de laboratorio respectivos, para su posterior análisis e interpretación. En este log se resumen los principales parámetros geológicos y geotécnicos obtenidos, así como también se incluye el nivel freático máximo medido durante el periodo de ejecución de los trabajos, aunque cabe señalar que estos niveles seguramente variarán dependiendo de la época climática del año.



CLIENTE: Fichtner Water and Transportation
PROYECTO: Trabajos Geotécnicos Villanueva Sector 8
UBICACIÓN: Tegucigalpa, Honduras
FECHA: miércoles 21 de junio de 2023
NORMA: ASTM D 1586-18, D 2487-17, D 2488 - 17
SONDEO: S-01
GEOLOGÍA: K₁₀₁: Formación Villa Nueva
UTM: Este: 483220.44 m Norte: 1554400.73 m
ELEVACIÓN: 1,135.00 metros



VISTA DEL SONDEO

UBICACIÓN DE LOS SONDEOS

LOG ESTRATIGRÁFICO

DIÁMETRO PERFORACIÓN	RECUPERACIÓN (%)	ELEVACIÓN (m)	PROFUND. SONDEO (m)	N ₆₀		σ _{vo} (KPa)		q _s (Kg/cm ²) ¹		RESUMEN DE ENSAYOS	DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA	NIVEL FREÁTICO	LOG GRÁFICO								
				10	20	30	40	50	60					70	80	90	100	20	40	60	80
A Red. (φ=41.3 mm)	100%	1,134.55	0.45	7	6	7.88	0.7			SUCS=SW-SM w = 12.82 % G _s = 2.609 φ = 28° c = 8.38 kN/m ² γ = 17.51 kN/m ³ E = 8,328.24 kN/m ²	Arena bien graduada con limo y grava color café	0.90									
	100%	1,134.10	0.90	10	8	11.34	0.9														
	100%	1,133.65	1.35	48	40	14.81	1.9														
	100%	1,133.20	1.80	NP	NP	18.27	1.9														

OBSERVACIONES:
¹ Los valores de N₆₀, (N₆₀)₆₀, q_s, Dr, Es, K_s, etc., se aplicaron factores de corrección y correlaciones aproximadas (Liao & Whitman (1986), Skempton (1986), Briaud & Gibbens (1999), Kulhawy & Mayne (1990), Hatanaka & ...
² El valor q_s denota una aproximación de capacidad soportante admisible de referencia considerando un FS = 3.
³ Elevaciones tomadas a partir de Google Earth.
 NP: No penetración de la cuchara partida. En este caso se debe a la presencia de bolón.

REALIZO: Franklin Rodríguez **REVISO:** César Martínez **LIBERO:** Raúl Flores Guillén

II.2 POZOS A CIELO ABIERTO (PCA)

Se realizó 1 pozos a cielo abierto (calicata). Esta calicata se excavó mecánicamente hasta una profundidad de aproximadamente 2 metros, con el propósito de obtener datos acerca de los materiales superficiales existentes en el sitio. A continuación, en la ilustración II-1 se presenta una vista de la ubicación aproximada de la calicata, en la ilustración II-2 se muestra una vista de la ejecución de esta, mientras que en la tabla II-1 se describen los materiales interceptados.



Ilustración II-1. Ubicación aproximada de la PCA-1.



Ilustración II-2. Vista de la zona al momento de realizar los trabajos de la PCA-1.

Tabla II-1. Resumen de la PCA-1.

PCA	PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN VISUAL
1	0.00 – 1.80	Limo arcilloso color café claro con gravas y bolones de hasta 15 cms
	1.80– 2.00	Arcilla ligera con gravas color café claro y bolones de hasta 20 cms

II.3 CONO DE PENETRACIÓN DINÁMICO (DCP)

Se realizó 1 ensayo de penetración dinámica DCP, dentro de la calicata (PCA-01). Es importante conocer las características actuales del material superficial in situ, esto con el propósito de evaluar el posible requerimiento de mejorar la zona de estudio. Para estos casos, el cono de penetración dinámico proporciona una rápida, eficiente y económica caracterización de las capas de suelo in situ. El principio del DCP es la correlación directa entre la resistencia del suelo con la resistencia a la penetración de un objeto sólido, en este caso de un cono (Newcombe and Birgisson, 1999). Estos ensayos brindan datos importantes al diseñador para evaluar la necesidad o no de compactar, sustituir o mejorar el material, dependiendo también de si se prevén trabajos de corte y relleno. Igualmente cabe señalar, que este ensayo no es apropiado para investigar suelos gravosos, por lo que en algunas capas investigadas estos resultados se deben de interpretar adecuadamente, o incluso descartar.

A continuación, en la ilustración II-3 se muestra una vista de la ejecución del ensayo, mientras que en las tablas II-2 se resumen los resultados del ensayo DCP.



Ilustración II-3. Vista de la zona al momento de realizar los trabajos del DCP-1.

Tabla II.2. Resultados del ensayo DCP-1.

Ensayo DCP, ASTM D 6951 - 18									
Prueba	Capa	Estación	Número de golpes	Penetración Acumulada (mm)	Penetración entre lecturas(mm)	Penetración por golpe (DPI)	Factor de martillo	Indice de DCP	CBR Por bajada Promedio
1			0	405.00	-	-	-	-	
2			1	440.00	35.00	35.00	1	35.00	5
3			5	500.00	60.00	12.00	1	12.00	18
4			5	602.00	102.00	20.40	1	20.40	10
5			5	690.00	88.00	17.60	1	17.60	12
6			5	712.00	22.00	4.40	1	4.40	56
7			5	746.00	34.00	6.80	1	6.80	34
8			5	793.00	47.00	9.40	1	9.40	24
9			5	855.00	62.00	12.40	1	12.40	17
10			5	894.00	39.00	7.80	1	7.80	29
11			5	905.00	11.00	2.20	1	2.20	100
12			5	915.00	10.00	2.00	1	2.00	100
13		PCA-1	5	925.00	10.00	2.00	1	2.00	100
14			5	939.00	14.00	2.80	1	2.80	100
15			5	960.00	21.00	4.20	1	4.20	59
16			5	990.00	30.00	6.00	1	6.00	39
17			5	1010.00	20.00	4.00	1	4.00	62
18			5	1026.00	16.00	3.20	1	3.20	79
19			5	1045.00	19.00	3.80	1	3.80	65
20			5	1068.00	23.00	4.60	1	4.60	53
21			5	1090.00	22.00	4.40	1	4.40	56
22			5	1120.00	30.00	6.00	1	6.00	39
23		5	1145.00	25.00	5.00	1	5.00	48	
24		5	1175.00	30.00	6.00	1	6.00	39	
25		5	1199.00	24.00	4.80	1	4.80	50	
26		5	1220.00	21.00	4.20	1	4.20	59	

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN

III.1 ENSAYOS DE LABORATORIO - CAMPO

Normalmente las muestras alteradas o inalteradas de los sondeos y/o de las calicatas se utilizan para ser analizadas en el laboratorio. Las muestras recuperadas se almacenan en cajas o bolsas plásticas para ser trasladadas al laboratorio. Una vez en el laboratorio, se realizan los ensayos respectivos y/o los solicitados por el cliente. La ilustración III-1 muestra una vista general del laboratorio especializado en geotecnia de GeoConsult. En la tabla III-1 se resumen los resultados obtenidos del sitio.

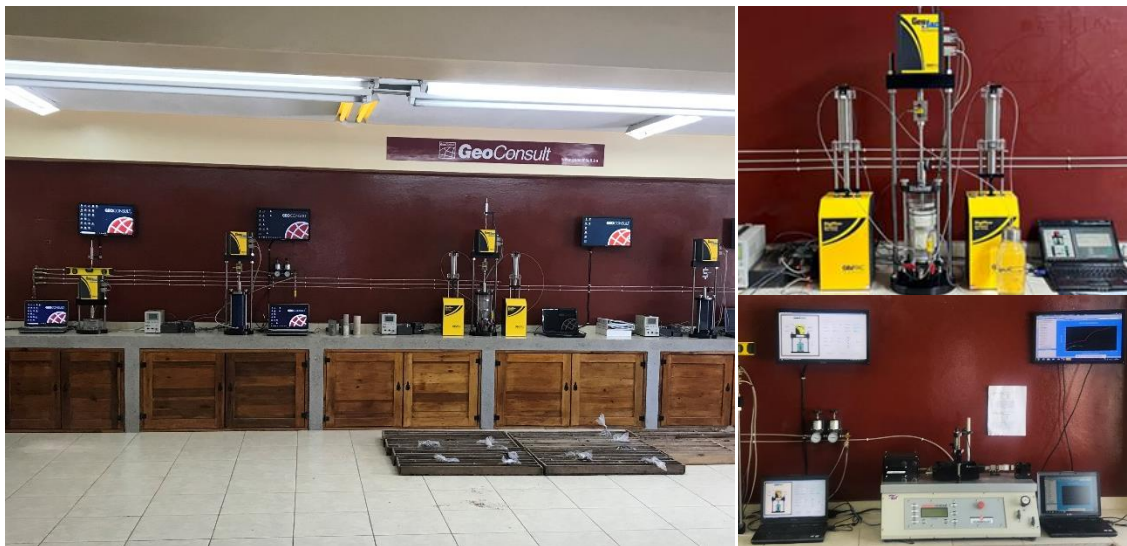


Ilustración III-1. Vista general del laboratorio especializado en geotecnia de GeoConsult.

Tabla III-1. Resumen de los ensayos de laboratorio sitio.

Sondeo	Profundidad (m)	SUCS	W (%)	LL	LP	IP	G _s	Corte Directo			
								c (Kg/cm ²)	φ (°)	γ _{suelo} (kN/m ³)	γ _{suelo sat} (kN/m ³)
S - 1	0.00-1.80	SW-SM	12.82	NL	NP	NP	2.609	8.38	28	17.51	20.60

III.2 CAPACIDAD ADMISIBLE

La capacidad soportante de referencia de los suelos superiores existentes se obtuvo por medio del ensayo de penetración estándar (SPT) y considerando un FS = 3. Es importante mencionar que para el cálculo de los valores de N_{60} , $(N_1)_{60}$, q_u , D_r , E_s , K_s , etc., se aplicaron factores de corrección y correlaciones aproximadas (Liao & Whitman (1986), Skempton (1986), Briaud & Gibbens (1999), Kulhawy & Mayne (1990), Hatanaka & Feng (2006), Hatanaka & Uchida (1996), Wolff (1989), Bowles, etc.).

Se recomienda que estos parámetros sean verificados en campo al momento de realizadas las excavaciones, ya que las condiciones podrían variar en otros puntos del predio. Los resultados obtenidos se resumen a continuación en la tabla III-2

Tabla III-2. Cálculo de q_a para los materiales interceptados dentro del S-1.

Profundidad (m)	N_{sitio}	$(N_1)_{60}$	E (kN/m ²)	K_s^* (kN/m ³)	q_a (kg/cm ²)	
0.00	0.45	7	6	3,992.63	8,328.24	0.7
0.45	0.90	10	8	5,703.75	10,766.70	0.9
0.90	1.35	48	40	9,126.00	15,102.51	1.9
1.35	1.80	NP	NP	12,548.25	18,994.46	1.9

IV CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Investigación geotécnica

1. Según el mapa geológico de Honduras, generado por el Instituto Geográfico Nacional (IGN), la zona del proyecto se localiza sobre la formación “Formación Villa Nueva (Kvn)”, que incluye estratos siliclasticos de grano grueso conglomerados de cuarzo y clastos de rocas (metamórficas, volcánicas, y calizas) areniscas de color rojo claro hasta café claro y algunas tobas volcánicas.
2. Según el código hondureño de la construcción (CHOC) la aceleración pico del suelo PGA de la zona corresponde a 0.25 g, para un período de retorno de 500 años.
3. Como parte de la investigación, se realizó 1 SPT de 1.80 metros de profundidad, 1 PCA de 2.00 metros de profundidad y 1 DCP dentro de la misma, además se realizaron ensayos de laboratorio en suelos (corte directo, granulometrías, gravedad específica, contenido de humedad, etc.).
4. En la exploración se interceptó un estrato arena bien graduada con limo y grava con profundidad de hasta 1.80 metros.
5. En la tabla IV-1 se muestran los niveles freáticos encontrados en los sondeos. Estos niveles seguramente variarán dependiendo de la época climática del año. En caso de cualquier tipo de estructuras enterradas por debajo de un potencial nivel freático, se deberán de analizar cuidadosamente las fuerzas de flotación a las que estarán sometidas.

Tabla IV-1 Resumen de los niveles freáticos encontrados en el sitio.

SONDEO	NF
S-1	0.90 m

Cimentaciones

6. Considerando el tipo de estructura prevista (puente peatonal y muro), de igual forma, considerando las condiciones geotécnicas del sitio, es factible cimentar superficialmente (zapatas aisladas o corridas en el caso del muro), considerando los parámetros geotécnicos proporcionados en este informe.
7. Para ambas estructuras (puente y muro) Se recomienda desplantar como mínimo a 1.50 metros de profundidad, ningún tipo de estructura deberá estar cimentada en el material superficial (<1.50 metros), ya que este material posee bajos valores de resistencia al corte y capacidad admisible.
8. El ingeniero diseñador será el encargado de definir el tipo de cimentación a utilizar, así como los niveles de desplante, esto según las solicitudes que impondrán las estructuras en conjunto con la información proporcionada en este informe.

Recomendaciones generales

1. Se requerirán de métodos mecánicos o manuales para avanzar con las excavaciones necesarias para construir cimentaciones, muros, cisternas, etc. Sin embargo, estos materiales superficiales no permanecerán estables por sí solos para cortes verticales mayores a los 2 metros de altura.
2. Es importante prever sistemas de drenaje perimetral que eviten la acumulación e infiltración de agua alrededor de las cimentaciones, rellenos, sótanos, muros, etc. En esta zona es posible que se generen flujos superficiales de agua importantes, especialmente durante épocas de altas precipitaciones, los cuales deberán de controlarse.
3. En caso de importar cualquier material de relleno al sitio se debe obtener los parámetros geotécnicos del banco de préstamo, en base a estos valores se puede diseñar cualquier relleno.

Igualmente, todo relleno debe de realizarse de forma controlada, compactando cada capa a humedad óptima y densidad máxima.

4. Para la construcción de un relleno se requiere de un control de calidad riguroso (QA/QC) que permita verificar que el procedimiento de ejecución en campo vaya conforme a lo calculado en laboratorio (Proctor, CBR, DCP, densidades in situ, etc.)

ANEXOS

A.I. RESULTADOS DE LABORATORIO



CLIENTE:	Fichtner Water and Transportation	SONDEO:	S-01
PROYECTO	Trabajos geotécnicos Villanueva sector 8	MUESTRA:	0.90-1.80
UBICACIÓN:	Tegucigalpa, Honduras	NORMAS:	ASTM D422-63(2007), D 4318-10, D 2487-11
FECHA:	lunes, 26 de junio de 2023		

SISTEMA DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS UNIFICADO

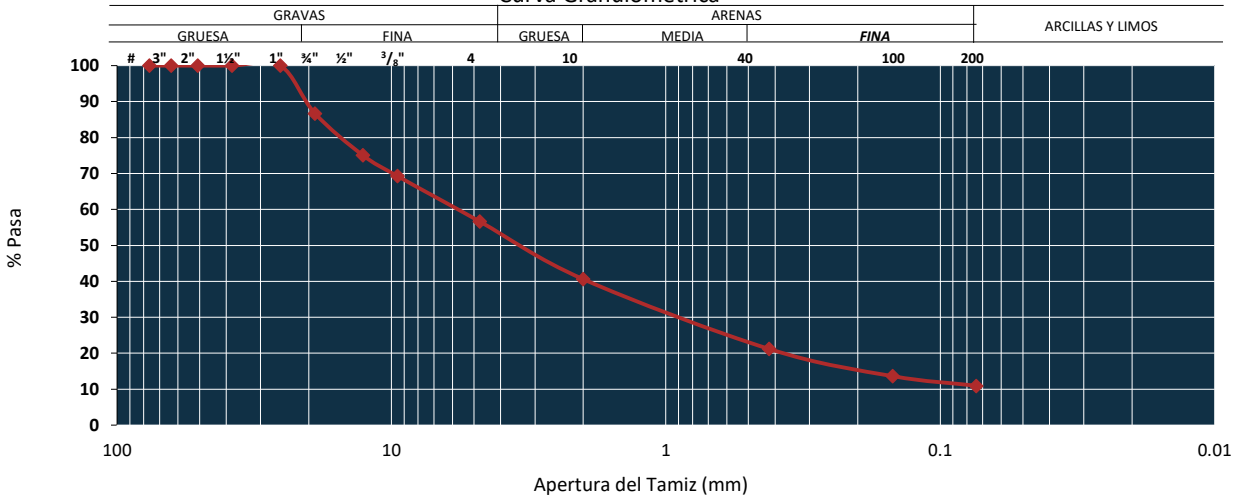
LÍMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LÍQUIDO	
Método	Un Punto
No Golpes	
Vaso #	
P _{tara + suelo} (gr)	
P _{seco} (gr)	
P _{tara} (gr)	
% Humedad	

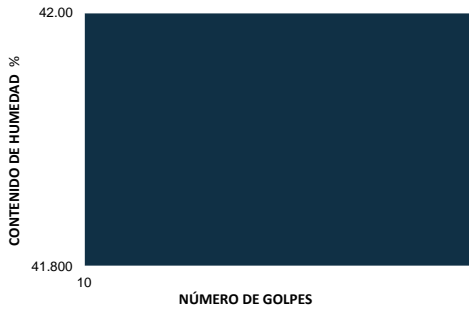
LÍMITE PLÁSTICO	
Vaso #	
P _{tara + suelo} (g)	
P _{seco} (g)	
P _{tara} (g)	
% Humedad	

GRADACIÓN					
P _{tara} (g)= 188.45		P _{Suelo Húmedo + tara} (g)= 527.50			
P _{Suelo Seco + tara} (g)= 488.97		P _{Suelo Grueso} (g)= 267.80			
P _{suelo seco lavado + tara} (g)= 456.50		% pérdida masa seca inicial= 0.030			
P ₂₀₀ (g)= 0.25		G _s =			
TAMIZ	PESO	PORCENTAJE			
Plg	mm	RETENIDO	RETENIDO	RET. ACUM.	PASA
3"	76.2	0.00	0.00	0.00	100.00
2 1/2"	63.5	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50.8	0.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	38.1	0.00	0.00	0.00	100.00
1"	25.4	0.00	0.00	0.00	100.00
3/4"	19	39.98	13.30	13.30	86.70
1/2"	12.7	35.00	11.65	24.95	75.05
3/8"	9.5	17.37	5.78	30.73	69.27
# 4	4.8	37.91	12.61	43.34	56.66
10	2	48.34	16.09	59.43	40.57
40	0.42	58.32	19.41	78.84	21.16
100	0.149	22.68	7.55	86.38	13.62
200	0.074	8.12	2.70	89.09	10.91
P/200	P/0.074	32.72	10.89	100.0	

Curva Granulométrica



D₉₅ = 22.00 mm C_u = 96.67
 D₅₀ = 3.50 mm C_c = 2.33



RESULTADOS	
Humedad Natural	12.82 %
Límite Líquido	N.L
Límite Plástico	N.P
Índice de Plasticidad	N.P
Gravas	43.34 %
Arenas	45.77 %
Finos	10.89 %
CLASIFICACIÓN	
U.S.C.S.	SW-SM: Arena bien graduada con limo y grava



CLIENTE: Fichtner Water and Transportation

NORMAS: ASTM D854-14, ASTM C127

PROYECTO: Trabajos geotécnicos Villanueva sector 8

SONDEO: S-01

UBICACIÓN: Tegucigalpa, Honduras

PROFUNDIDAD: 0.90-1.80

FECHA: lunes 26 de junio de 2023

CLASIFICACIÓN: Arena bien graduada con limo y grava

GRAVEDAD ESPECÍFICA EN SUELOS

MATERIAL PASE No. 4

Temperatura del agua (°)	26.6000
Densidad del agua (g/mL)	0.9966
K	0.9984
M _{seca} (gf)	60.0000
M _{picnómetro + agua} (gf)	352.97
M _{picnómetro + agua + muestra} (gf)	390.01
Gravedad específica aparente, G ₁	2.613
G _{1@20°C}	2.609

Observaciones:

Realizó:

Elvin García

Revisó:

Alison Cardona

Libero:

Raúl Flores Guillen



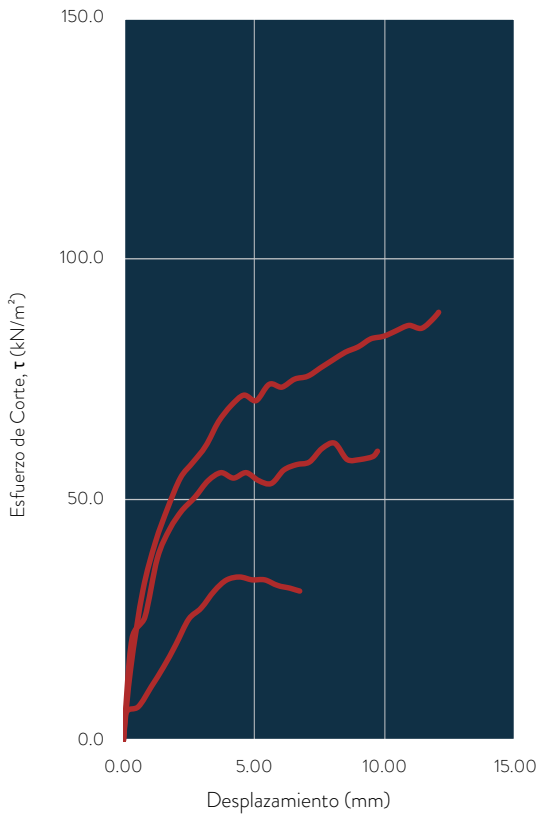
CLIENTE:	Fichtner Water and Transportation	CONDICIÓN:	CD
PROYECTO:	Trabajos Geotécnicos Villanueva Sector 8	ESTADO:	Remoldeado
UBICACIÓN:	Tegucigalpa, Honduras	EQUIPO:	Humboldt HM-2700, Ø=2.0"
FECHA:	jueves 22 de junio de 2023	VELOCIDAD:	0.025 plg/min
SONDEO:	S-01	NORMAS:	ASTM D3080-11
DESCRIPCIÓN:	Arena bien graduada con limo y grava	PROFUNDIDAD:	0.45-0.90 m

CORTE DIRECTO

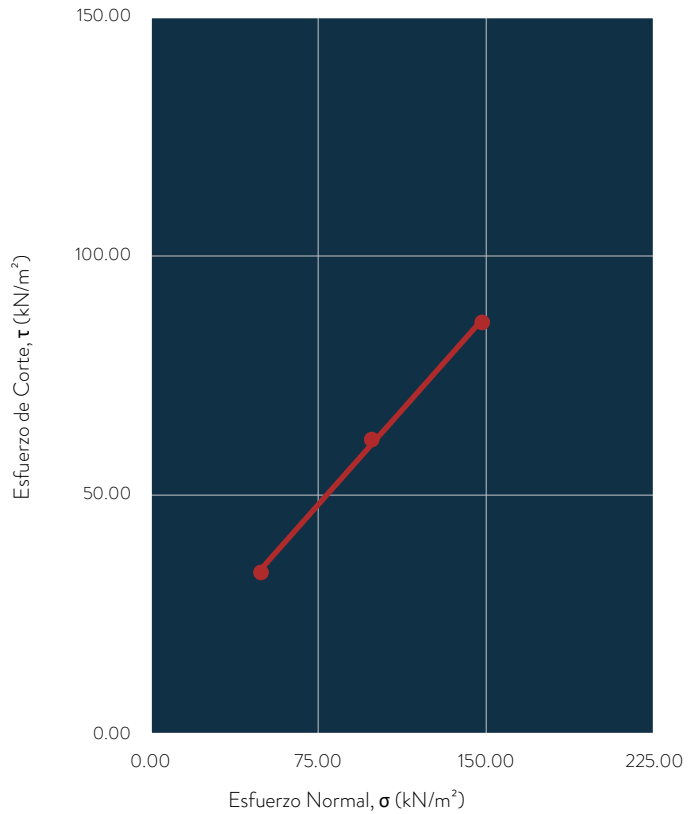
Esfuerzo Normal σ_v' (kN/m ²)	Esfuerzo τ (kN/m ²)	RESULTADOS			
		ϕ (°)	c (kN/m ²)	ϕ' (°)	c' (kN/m ²)
49	33.93	28	8.38	28	8.38
99	61.70				
148	86.15				
		γ_{w-inic} (kN/m ³)	γ_{seco} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)
		17.51	17.49	20.60	10.79
		% W _{inicial}	% W _{final}	M _{seco} (Kg)	% W _{natural}
		12.82%	-	0.00	12.82%
		G _s	e	%S	γ_w (kN/m ³)
		2.61	0.46	72%	9.81



ESFUERZO DE CORTE - DESPLAZAMIENTO



ESFUERZO DE CORTE - ESFUERZO NORMAL



Observaciones:

Realizó: Ruth Guzmán

Revisó: César Martínez

Liberó: Raúl Flores Guillén

+504-2232-5125, +504-9998-0866

www.geoconsult.hn

Col. Alameda, Edificio Rivera Girón

Tegucigalpa, Honduras



INFORME DE ESTUDIO GEOLOGICO / GEOTÉCNICO

KfW-04

Proyecto:
Control de Escorrentía Superficial e Infiltración en La
Colonia Villanueva Sector N°8; Tegucigalpa, M.D.C.

Responsable:
Fernando Miguel Carias

Junio 2023



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



1. Introducción.....	2
2. Trabajo de Gabinete	2
3. Observaciones de campo	3
4. Trabajo de Campo	8
5. Anexos	17
6. Referencias	18
7. Aviso legal	18



INFORME

1. Introducción

La capital de la República presenta una serie de características particulares que la hace especialmente vulnerable a los movimientos de ladera. Su especial orografía, que se puede definir como una cubeta rodeada de montañas y el hecho de que sea un foco de atracción para nueva población en busca de oportunidades para mejorar su calidad de vida; ha dado lugar a que se ocupen espacios con una fuerte pendiente y los cauces de los cursos fluviales que drenan las aguas superficiales, creando unas condiciones en las cuales la convivencia con el riesgo a inundaciones y deslizamientos se ha convertido en algo cotidiano.

Es por esto por lo que se observa la necesidad de tomar todas las medidas de mitigación que están al alcance para minimizar el impacto de los eventos naturales sobre la población, estructuras y bienes expuestos, mejorando la calidad de vida de los habitantes donde se proyectan realizar las diferentes actuaciones.

2. Trabajo de Gabinete

El primer paso realizado para la caracterización de las amenazas presentes en el área a intervenir ha sido la consulta de la información ya existente, la cual está recogida en mapas de susceptibilidad que se encuentran en el Portal de la AMDC, en la dirección amdc.giscloud.com.

Se ha consultado sobre la información existente en materia geológica, tomándola de la hoja de Tegucigalpa del mapa geológico del IGN. Según la información geológica del mapa, se puede observar que toda la zona de intervención se encuentra situada sobre materiales del Grupo Valle de Ángeles, Formación Villa Nueva (Kvn), los cuales están caracterizados por Estratos siliciclasticos de grano grueso conglomerados de cuarzo de rocas metamórficas, areniscas de color rojo claro hasta café claro así mismo podemos identificar materiales del Terciario Grupo Padre Miguel las cuales están caracterizados por ignimbritas, tobas riolíticas.

3. Observaciones de campo

- El riesgo existente es que la escorrentía superficial de la parte superior de la colonia erosione algunos taludes y pueda provocar caídas y arrastre de material orgánico e inorgánico afectando la calidad de vida de los habitantes de la zona baja
- Se estima que la estabilidad de la ladera puede verse afectada por diversos factores naturales o antrópico, en el cual podría ser considerando las altas pendientes presentes en el sitio, debido a esto el comportamiento de los taludes que colindan con el recorrido que realiza la escorrentía superficial, es el factor más influyente es la acción erosiva del agua.
- Las pronunciadas pendientes y la falta de cunetas, la escorrentía superficial a socavándolo severamente el tablero de rodamiento del camino que da el acceso a la colonia, y esta agua superficial escurre a gran velocidad por las gradas, inundando y afectando las viviendas ubicadas en la zona baja.
- La quebrada Don Pedro tiene una longitud de 3.53 km con una pendiente de 7.71 % pendiente media de la cuenca de 32.89 %
- Durante el recorrido en la visita de campo no se han observado indicios de inestabilidad de ladera, cuestión corroborada con las diferentes conversaciones mantenidas con los vecinos.
- Con respecto al mapa de susceptibilidad esta se podría decir que es alta sin embargo con las obras que se estarán realizando, estas podrían disminuir la fragilidad existente y mitigar el riesgo a las ocurrencias de eventos adversos.



Área de Intervención
 del Proyecto Kwf-04
 Colonia Villa Nueva
 Sector N°8

Figura 1: Mapa de susceptibilidad de por amenazas en el D.C. El cual está ubicado en un área de susceptibilidad alta.

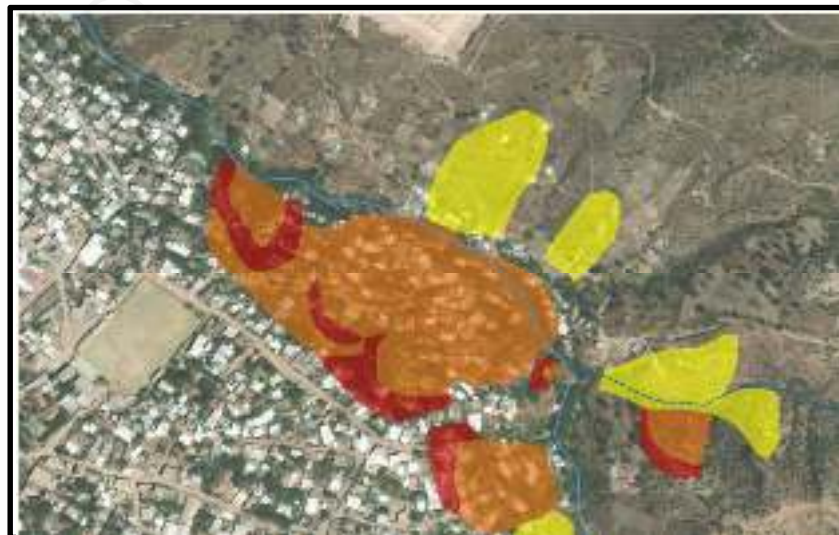
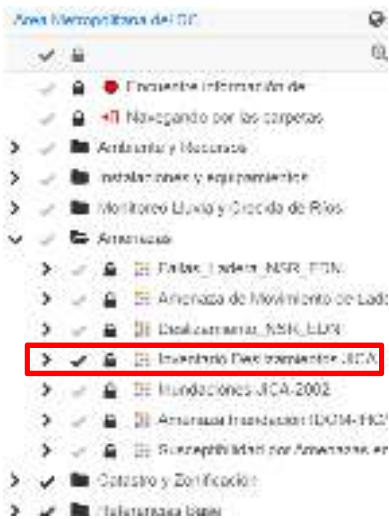


Figura 2: Mapa de susceptibilidad Deslizamiento JICA.

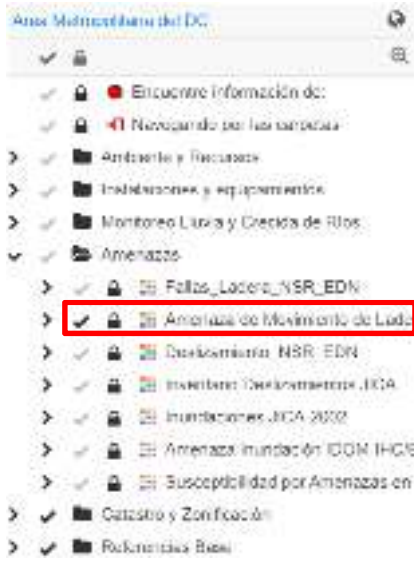


Figura 3: Mapa de susceptibilidad Movimiento de ladera (color amarillo)



Figura 4. Localización de la colonia Villa Nueva Sector N°8

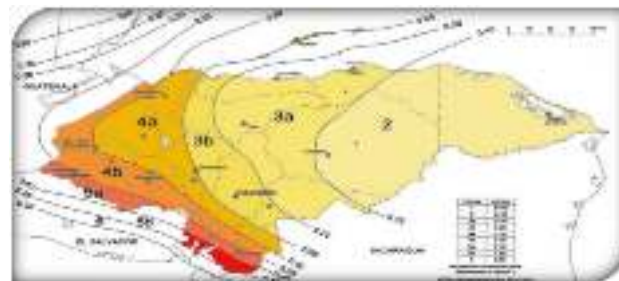
En esta comunidad se localiza sobre un deslizamiento antiguo identificado durante la visita de campo: El escarpe de dicho movimiento está representado en (color rojo) y el deslizamiento representado en (color morado), con respecto a la Amenaza de movimiento de ladera podemos decir que la susceptibilidad es de media a alta.



Figura 5: Mapa Contacto geológico Grupo Padre Miguel (Tpm), Formación Villa Nueva (Kvn) y falla corta Dentro del círculo rojo está ubicada la zona a intervenir.

Simbología del Mapa de Iso-aceleración en el Ordenamiento Territorial del Municipio de Tegucigalpa

Simbología	Movimientos de laderas	Regulaciones del uso del territorio
		Zona de protección: no apta para la explotación, explotación o desarrollo de actividades turísticas.
		Zona de restricción: se debe limitar la altura de edificación existente con los reglamentos municipales vigentes, se debe realizar un estudio de suelos para determinar la zona de protección y se debe realizar un estudio de suelos para determinar la zona de protección.
		Zona de restricción: se debe limitar la altura de edificación existente con los reglamentos municipales vigentes, se debe realizar un estudio de suelos para determinar la zona de protección y se debe realizar un estudio de suelos para determinar la zona de protección.
		Zona de restricción: se debe limitar la altura de edificación existente con los reglamentos municipales vigentes, se debe realizar un estudio de suelos para determinar la zona de protección y se debe realizar un estudio de suelos para determinar la zona de protección.

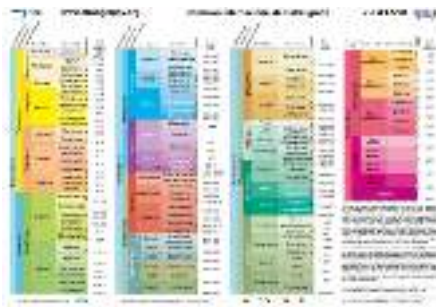


Mapa de Iso-aceleraciones que forma parte del Código de Construcción manejado por el Colegio de Ingenieros Civiles de Honduras CICH; 2014

Geología y Símbolos

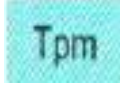

Tiempo Geológico

Tabla Cronoestratigráfica Internacional


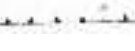



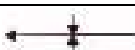


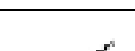
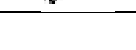




Esta describe los tiempos geológicos en los que se inscribe la historia de la Tierra.

Unidades Estratigráficas

Cenozoico	Terciario	Terciario		Mioceno	Sedimentos Volcanoclasticos arenisca, grava y limonita.
Mezozoico	Cretacico	Cretacico		Cretacico	Conglomerados de cuarzo y clastos de roca metafóricas, areniscas de color rojo claro y café claro.

Símbolos

Falla Normal		Deformaciones frágiles que se producen, cuando las rocas no pueden absorber los esfuerzos a los que están sometidas.
Falla Inversa		El movimiento es preferentemente horizontal y el plano de falla tiene típicamente un ángulo de 30 grados respecto a la horizontal. El bloque de techo se encuentra sobre el bloque de piso.
Falla exacta, Inferida, cubierta		Pueden verse cubiertas por coladas de lava o bien sedimentos quedando enterradas las fracturas, es entonces cuando se le llaman fallas "ciegas" u "ocultas".
Contacto entre formaciones		Intersección entre la superficie que limita dos volúmenes de roca diferentes y la superficie topográfica.
Rumbo y echado de capas		Es el ángulo, respecto al norte, que forma la línea de intersección del estrato con un plano horizontal. (se mide con una brújula).
Anticlinal		Es un pliegue de la corteza terrestre que presenta los estratos más antiguos en su núcleo. Se forman por los efectos tectónicos de la dinámica
Sinclinal		Es un pliegue de la corteza terrestre que presenta los estratos más recientes en su núcleo. Se forman por los efectos tectónicos de la dinámica terrestre
Deslizamiento/Slide		Es un corrimiento de tierra, también llamado deslave, es el desplazamiento de una masa grande de tierra que se desprende por una vertiente o ladera, precipitándose por ella.
Escarpe		Pendiente o inclinación muy pronunciada de un terreno con una pendiente de entre 35° a 45°.
Deslizamiento		Movimiento por la interacción del agua y la gravedad o por interacción del ser humano.
Diaclasa		Es una rotura de origen natural en una roca que tiene movimiento muy reducido entre ambos lados de la fractura.
Foliación		Se denomina foliación a la disposición planar y paralela de minerales o agregados minerales de manera previsiva o penetrativa en rocas.

4. Trabajo de Campo

Se procedió a la realización de estudios geotécnicos en la ciudad de Tegucigalpa, departamento de Francisco Morazán, con el propósito de investigar el subsuelo y el basamento rocoso existente en el sitio.

En esta investigación conlleva a conocer las características geotécnicas de los materiales encontrados en el sitio, de acuerdo con los resultados según los ensayos y análisis de campo, laboratorio y gabinete ejecutados.

Etapas de caracterización geotécnica: Es la investigación de caracterización y obtención de parámetros geológicos-geotécnicos de materiales existentes en la Colonia Villanueva Sector 8 KfW-004.

Se procedió a la realización de estudios geotécnicos en la ciudad de Tegucigalpa, departamento de Francisco Morazán, con el propósito de investigar el subsuelo y el basamento rocoso existente en el sitio donde se pretende realizar diferentes obras de protección en zonas vulnerables de la Colonia Villanueva Sector 8 KfW-004.



Figura 6. Localización de zona de estudio

En esta investigación conlleva a conocer las características geotécnicas de los materiales encontrados en el sitio, de acuerdo con los resultados según los ensayos y análisis de campo, laboratorio y gabinete ejecutados.

Es importante mencionar que la ingeniería geotécnica en este tipo de proyectos se divide principalmente en dos etapas:

- **Caracterización geotécnica**
- **Diseño de cimentaciones y/o soluciones geotécnicas.**

Etapas de caracterización geotécnica: Es la investigación de caracterización y obtención de parámetros geológicos-geotécnicos de materiales existentes en el sitio.

Etapas de diseño: Al uso de la información obtenida durante la etapa de investigación y caracterización geotécnica para el diseño seguro, eficiente y adecuado de las cimentaciones.

INFORMACIÓN GENERAL DEL SITIO		
Geología superficial (IGN)	K _m : Formación Villa Nueva	
Aceleración pico del suelo (PGA) PR=500 años (CHOC)	0.25 g	
Tipo de suelo (CHOC)	Tipo	SI
	S	1
	T _a	0.155
	T _b	0.364
	ϕ	2
*Coordenadas	S-1:	483220.44 E, 1554400.73 N
	PCA-1:	483083.33 E, 1554406.35 N
	DCP-1:	483083.33 E, 1554406.35 N

Figura 7. Resumen de información general del sitio

Resumen de actividades Realizadas

Se realizaron los siguientes ensayos:

- 1 SPT (Prueba de penetración estándar)
- 1 Calicata PCA (Pozo a cielo Abierto)
- 1 DCP (Penetrómetro Dinámico de Cono)

Trabajo de laboratorio

- 1 Clasificación de suelos
- 1 Granulometría
- Gravedad específica
- Humedad
- Corte Directo
- Peso Unitario

Trabajo gabinete

Análisis e interpretación

Ubicación de los sondeos



Ilustración 1-2. Ubicación de los trabajos SPT-1, PCA-1 y CDP-1.

Figura 8. Ubicación de los trabajos SPT1, PCA1 y CDP1.

Logs Estratigráficos

El perfil estratigráfico indica una sección vertical a través del terreno, que muestra los espesores y el orden de sucesión de los estratos nivel freático máximo, medido durante el proceso de ejecución de los trabajos los cuales pueden llegar a variar dependiendo de la época climática del año.

La perforación con muestreo se ejecuto por medio de equipos a percusión ejecutando ensayos SPT a cada 45 cm de profundidad.



The image shows a screenshot of a software interface for recording stratigraphic logs. It features a grid with multiple columns and rows, likely for recording depth, soil type, and test results. The interface includes a header with a globe icon and some text, and a footer with a URL.

Figura 9. Log Estratigráfico

Pozo a cielo Abierto (PAC)

Calicata se excavo mecánicamente hasta una profundidad de aproximadamente 2 metros con el propósito de obtener datos acerca de los materiales superficiales existentes.



Figura 10 Ubicación de la PCA-1.



Figura 11 Vista de la zona al momento de realizar los trabajos de la PAC-1.

PCA	PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN VISUAL
1	0.00 - 1.80	Limo arcilloso color café claro con gravas y bolones de hasta 15 cms
	1.80 - 2.00	Arcilla ligera con gravas color café claro y bolones de hasta 20 cms

Figura 12 Resumen calicata PAC-1

Cono de penetración Dinámico (DCP)

Es una herramienta simple para evaluar la capacidad estructural de suelos y otros materiales granulares o levemente cementados.

Se realizó 1 ensayo de penetración dinámica DCP, dentro de la calicata (PCA-01). Es importante conocer las características actuales del material superficial in situ.

Estos ensayos brindan datos importantes del diseñador para evaluar la necesidad o no de compactar, sustituir o mejorar el material.



Figura 13 Realizando los trabajos de DCP-1

Ensayo DCP, ASTM D 6951 - 18								CISR		
Prueba	Capa	Estación	Número de golpes	Penetración Acumulada (mm)	Penetración entre lecturas(mm)	Penetración por golpe (DPI)	Factor de martillo		Indice de DCP	Por lojales
			0	405.00	-	-	-	-		
1			1	440.00	35.00	35.00	1	35.00	5	
2			5	500.00	60.00	12.00	1	12.00	18	
3			5	602.00	102.00	20.40	1	20.40	10	
4			5	690.00	88.00	17.60	1	17.60	12	
5			5	712.00	22.00	4.40	1	4.40	56	
6			5	746.00	34.00	6.80	1	6.80	34	
7			5	793.00	47.00	9.40	1	9.40	24	
8			5	855.00	62.00	12.40	1	12.40	17	
9			5	894.00	39.00	7.80	1	7.80	29	
10			5	905.00	11.00	2.20	1	2.20	100	
11			5	915.00	10.00	2.00	1	2.00	100	
12			5	915.00	10.00	2.00	1	2.00	100	
13			5	915.00	10.00	2.00	1	2.00	100	
14			5	915.00	10.00	2.00	1	2.00	100	
15			5	915.00	10.00	2.00	1	2.00	100	
16			5	915.00	10.00	2.00	1	2.00	100	
17			5	915.00	10.00	2.00	1	2.00	100	
18			5	915.00	10.00	2.00	1	2.00	100	
19			5	915.00	10.00	2.00	1	2.00	100	
20			5	915.00	10.00	2.00	1	2.00	100	
21			5	915.00	10.00	2.00	1	2.00	100	
22			5	915.00	10.00	2.00	1	2.00	100	
23			5	915.00	10.00	2.00	1	2.00	100	
24			5	915.00	10.00	2.00	1	2.00	100	
25			5	915.00	10.00	2.00	1	2.00	100	
26			5	915.00	10.00	2.00	1	2.00	100	
27			5	915.00	10.00	2.00	1	2.00	100	
28			5	915.00	10.00	2.00	1	2.00	100	
29			5	915.00	10.00	2.00	1	2.00	100	
30			5	915.00	10.00	2.00	1	2.00	100	
31			5	915.00	10.00	2.00	1	2.00	100	
32			5	915.00	10.00	2.00	1	2.00	100	
33			5	915.00	10.00	2.00	1	2.00	100	
34			5	915.00	10.00	2.00	1	2.00	100	
35			5	915.00	10.00	2.00	1	2.00	100	
36			5	915.00	10.00	2.00	1	2.00	100	
37			5	915.00	10.00	2.00	1	2.00	100	
38			5	915.00	10.00	2.00	1	2.00	100	
39			5	915.00	10.00	2.00	1	2.00	100	
40			5	915.00	10.00	2.00	1	2.00	100	
41			5	915.00	10.00	2.00	1	2.00	100	
42			5	915.00	10.00	2.00	1	2.00	100	
43			5	915.00	10.00	2.00	1	2.00	100	
44			5	915.00	10.00	2.00	1	2.00	100	
45			5	915.00	10.00	2.00	1	2.00	100	
46			5	915.00	10.00	2.00	1	2.00	100	
47			5	915.00	10.00	2.00	1	2.00	100	
48			5	915.00	10.00	2.00	1	2.00	100	
49			5	915.00	10.00	2.00	1	2.00	100	
50			5	915.00	10.00	2.00	1	2.00	100	

Figura 14 Resultado dl ensayo e DCP-1

Promedio: 50 CBR
 Capacidad Soportante Correlacionada: 50 psi
 Capacidad Soporte corregionada: 3.52 Kg/cm²
 Factor de seguridad 2
 Capacidad portante: 1.76 kg/cm²



Figura Base de talud donde se proyecta muro de contención.

Promedio: 0 CBR
 Capacidad Soportante Correlacionada: 0 psi
 Capacidad Soporte corregionada: 0 Kg/cm²
 Factor de seguridad 3
 Capacidad portante: 1.9 kg/cm²



Figura Desplante sobre arena limosa con gravas, se ha considerado la construcción de un puente peatonal.

Analisis e interpretación

De las muestras alteradas o inalteradas de los sondeos y de las calicatas se utilizan para ser analizadas en el laboratorio.

Sondeo	Profundidad (m)	SUCS	W (%)	LL	LP	IP	G _s	Corte Directo			
								c (Kg/cm ²)	φ (°)	γ _{suelo} (kN/m ³)	γ _{suelo sat} (kN/m ³)
S-1	0.00-1.80	SW-SM	12.82	NL	NP	NP	2.609	8.38	28	17.51	20.60

Figura 15 Resultado de los ensayos de laboratorio

Profundidad (m)	N_{60}	$(N_1)_{60}$	E (kN/m ²)	K^* (kN/m ²)	q_u (kg/cm ²)	
0.00	0.45	7	6	3,992.63	8,328.24	0.7
0.45	0.90	10	8	5,703.75	10,766.70	0.9
0.90	1.35	45	40	9,124.00	15,922.50	1.9
1.35	1.80	NP	NP	12,549.25	22,594.45	1.9

Figura 16 Calculo de q_u para materiales interceptados dentro del S-1



KFW-004 Col. Villanueva sector B, Fase II								
Nº.	Proyecto	Nº. de Colocados	ESR promedio	Capacidad soporte correlacionada (psi)	Capacidad soporte correlacionada (kg/cm ²)	Factor de Seguridad	Capacidad de Soporte Admisible (kg/cm ²)	Utilización
1	KFW-004 Col. Villanueva sector B	1	50	50	1.57	2	1.26	<p>Base de talud con de se proyecta muy de contención.</p> 
KFW-004 Col. Villanueva sector B, Fase II								
Nº.	Proyecto	Nº. de Colocados	ESR promedio	Capacidad soporte correlacionada (psi)	Capacidad soporte correlacionada (kg/cm ²)	Factor de Seguridad	Capacidad de Soporte Admisible (kg/cm ²)	Utilización
		SPT						
2	KFW-004 Col. Villanueva sector B	1	20	20	0.62	3	1.9	<p>Desplazamiento sobre sistema de drenaje con los contenidos de la construcción de un sistema post-tensionado.</p> 

Figura 17 Capacidad de Carga Admisible KfW-04

TABLE 11.3 Typical Values of Factors of Safety

Structure	FS	Reference
Shallow foundations		
Spread footings in compression	2.0–3.0	Bowles 1988
Mat foundations	1.7–2.5	Bowles 1988
Uplift	1.7–2.5	Bowles 1988
Pile foundations in compression		
Verified by static load tests	2.0	USACE 1991
Verified by pile driving analyser (PDA)	2.5	USACE 1991
Not verified by static load tests or PDA	3.0	USACE 1991
From pile driving equations	3.0–6.0	
Retaining walls		
Sliding (if passive resistance neglected)	1.5	Goodman and Karol 1968
Sliding (if passive resistance included)	2.0	Goodman and Karol 1968

Figura 18 Valores típicos de los factores de

Figura 4-1
Correlación aproximada entre la clasificación de los suelos y los diferentes ensayos

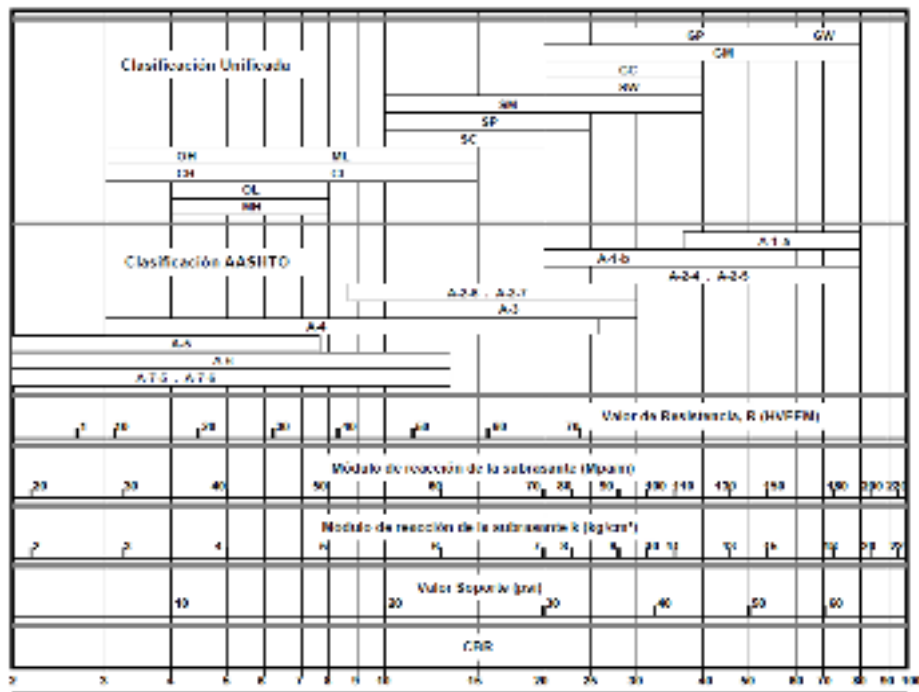


Figura 19 Clasificación de suelos y ensayos

5. Anexos

Entre los ensayos más relevantes en laboratorios están: de identificación y estado (tamizado, sedimentación, humedad, densidad, permeabilidad, etc.) De resistencia (compresión, corte y ensayo triaxial) De deformabilidad (edométrico



Figura 20 Ensayos laboratorio

6. Referencias

- GEOCONSULT (Junio/2023), Estudio Geotécnico KfW 004 Villanueva Sector 8

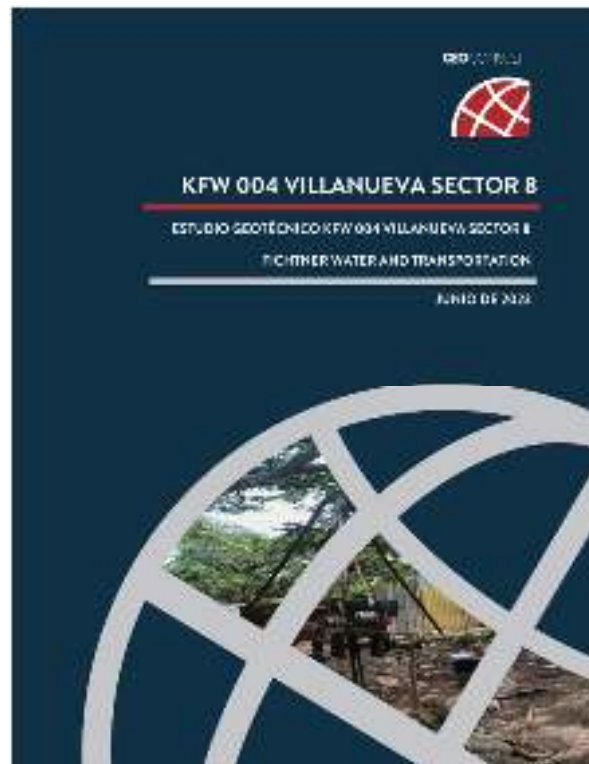
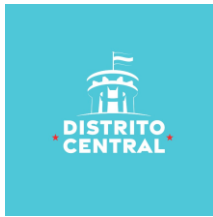


Figura 21 Estudio geotécnico

7. Aviso legal

El contenido de este documento está exclusivamente previsto para el uso de la **Alcaldía Municipal del Distrito Central (AMDC)**, **Cooperación Alemana (KfW)**, elaborado por la **Unidad Ejecutora de Proyectos (UEPP)** y otros destinatarios contractualmente denominados. La disponibilidad para terceros de este contenido, parcial o total, debe ser aprobada por la **AMDC, UEPP/KfW**, no se hace responsable ante terceros respecto a la fiabilidad, integridad o exactitud del contenido.



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



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

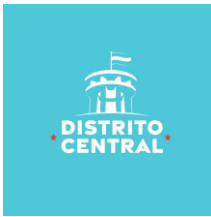
Nombre del Proyecto:

**“Control de Escorrentía Superficial e Infiltración en Colonia Villanueva, Sector 8,
Tegucigalpa, M.D.C.”**

Código: KfW-004

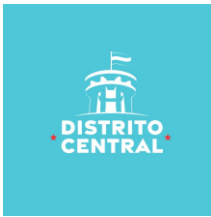
Memoria Cálculo Estructural
Renan E. Rivera

Fecha: octubre 2023



Contenido

1. INTRODUCCIÓN	3
Objetivos:	Error! Bookmark not defined.
2. METODOLOGÍA.....	4
<i>Características de los Materiales</i>	Error! Bookmark not defined.
3. Cuneta con Descanso.	7
4. Caja Colectora 1.00mx1.00mx2.00m.....	22



1. 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 Villanueva en la ciudad de Tegucigalpa. Los elementos considerados para este estudio es una cuneta con descanso y caja colectora propuestos 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 solicitaciones 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 cuál éste haga referencia.

Objetivos

El objetivo general es generar y presentar una configuración estructural adecuada para la cuneta con descanso y caja colectora, 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 la cuneta con descanso y caja colectora, 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.

2. 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.

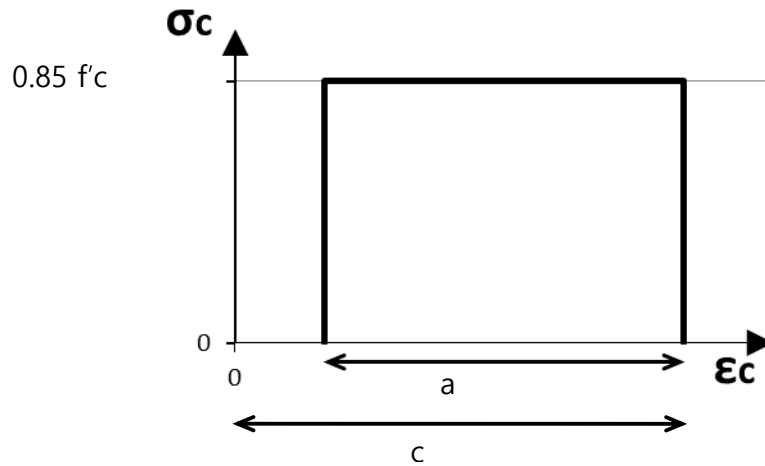
CONCRETO

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 $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$</u>		
Módulo de Elasticidad	$E_c = 15,100 * \sqrt{f'c}$	253,456 kg/cm^2
Resistencia Promedio a Compresión	$f'cr = f'c + 84$	374 kg/cm^2
Máxima Deformación Unitaria		0.0035
Resistencia a Tensión	$f_{ct} = 10\% f'c$	28 kg/cm^2
Coefficiente de Poisson		$\nu = 0.2$

Tabla – 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:

$$a = \beta_1 c$$

$$\beta_1 = 0.85$$

c: Representa la altura de la sección bajo compresión.

Figura - 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	$E_s = 2,038,901.90 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo Máximo Asumido	$f_y = 60 \text{ ksi} = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Deformación Unitaria de Fluencia	$\epsilon_{sy} \approx f_y / E_s = 0.002059$

Tabla – 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.

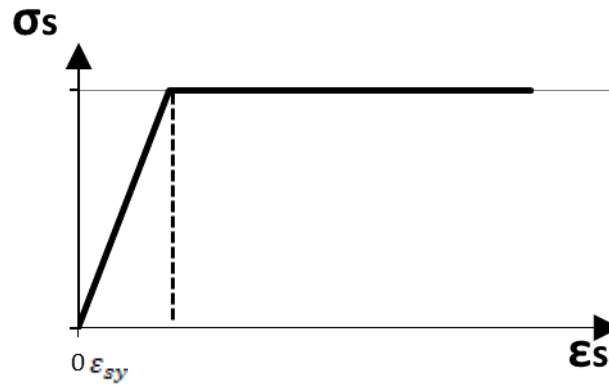


Figura - Ley Constitutiva del Acero de Refuerzo

3. Cuneta con Descanso.

La sección de la cuneta a utilizar es la siguiente.

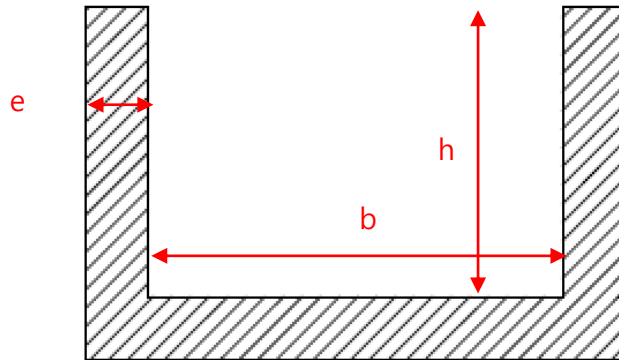
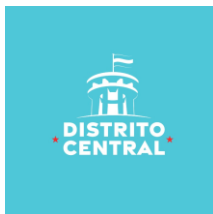


Figura – Detalle Típico de las Cunetas Propuestas

Tipo de Cuneta	b (cm)	h (cm)	e (cm)
Cuneta con Descanso	100	35	28.5

Tabla – Dimensión de la Cuneta Propuesta

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



Características Geomecánicas del Sitio

Según el informe de caracterización correspondiente a este proyecto, se hicieron algunas investigaciones geotécnicas consistentes en un sondeo rotativo combinado con ensayos de penetración estándar y un ensayo de refracción sísmica.

En el estudio geotécnico se establece una capacidad soportante de 196Kpa que equivale a 2.00kg/cm^2 , con lo cual se estableció para diseñar.

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

Parámetro	Valor
Peso volumétrico	15.71 kN/m ³
Ángulo de fricción	30 grados
Cohesión	0 kPa

Tabla – Datos Mecánicos del Suelo del Sitio

Modelado de Cunetas

De acuerdo a estudios hidrológicos e hidráulicos, se determinó la dimensión de cuneta con descanso a diseñar es la de 1.00x0.30m, que se requiere para el control de escorrentía. El propósito de este capítulo es mostrar el análisis estructural de dicha cuneta con sus resultados, en donde este sistema se analizará similar a un muro de gravedad sin espolón o talón con el vástago crítico de análisis adyacente a las calles y senderos peatonales. Se le aplicará una fuerza pasiva que aporta a la estabilidad de la cuneta. El análisis se realizará utilizando la sección crítica antes mencionada, para asegurarnos que la cuantía de acero mínima cumpla a la indicada en este capítulo y requerida en este proyecto.

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
- Carga Viva de Puente Peatonal
- Carga Muerta Puente Peatonal

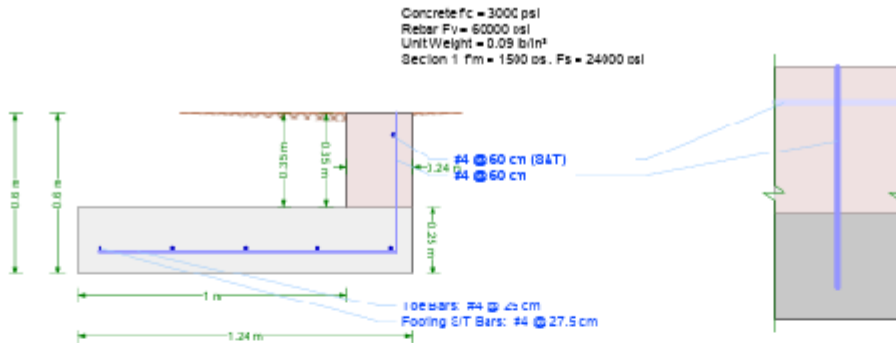
Características de los Materiales

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

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

Geometría y Análisis

Design Detail



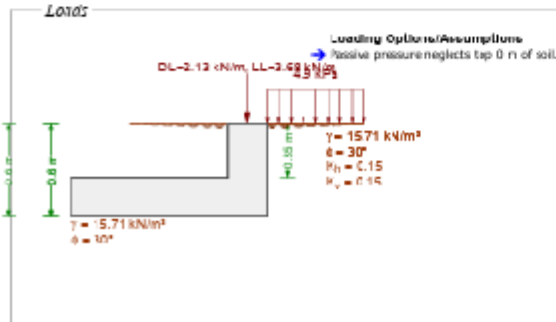
Check Summary

Ratio	Check	Provided	Required	Combination
--- Stability Checks ---				
✓ 0.099	Overturning	15.22	1.50	1.0D + 1.0L + 1.0H + 1.0E
✓ 0.294	Bearing Pressure	60.80 kPa	25.98 kPa	1.0D + 1.0L + 1.0H + 1.0E
✓ 0.114	Bearing Eccentricity	0.111 m	0.62 m	1.0D + 1.0L + 0.6H
--- Tie Checks ---				
✓ 0.038	Shear	95.54 kN/m	2.71 kN/m	1.2D + 1.6L + 1.6H
✓ 0.011	Moment	31.34 kN-m/m	0.33 kN-m/m	1.2D + 1.6L + 1.6H
✓ 0.113	Min Steel	0.0034	0.0040	1.2D + 1.6L + 1.6H
✓ 0.060	Min Steel	13.71 mm ²	0 mm ²	1.2D + 1.6L + 1.6H
✓ 0.986	Development	16.83 cm	15.24 cm	1.2D + 1.6L + 1.6H
✓ 0.601	S&T Max Spacing	27.5 cm	45.72 cm	1.2D + 1.6L + 1.6H
✓ 0.909	S&T Min Rho	0.0019	0.0016	1.2D + 1.6L + 1.6H
--- Flex Checks ---				
✓ 0.060	Shear	55.17 kN/m	0 kN/m	1.2D + 1.6L + 1.6H
✓ -0.000	Moment	6.67 kN-m/m	-0 kN-m/m	1.2D + 1.6L + 1.6H
--- Stem Checks ---				
✓ 0.044	Moment	4.72 kN-m/m	0.21 kN-m/m	1.2D + 1.6L + 1.6H (concrete) ...
✓ 0.037	Shear	49.78 kN/m	1.34 kN/m	1.2D + 1.6L + 1.6H (concrete) ...
✓ 0.011	Base Development	17.2 cm	15.24 cm	1.2D + 1.6L + 1.6H (concrete) ...
✓ 0.060	Horz Bar Rho	0.0030	0.0020	1.2D + 1.6L + 1.6H (concrete) ...
✓ 0.060	Horz Bar Spacing	0 cm	0 cm	1.2D + 1.6L + 1.6H (concrete) ...

Criteria

Building Code	IBC 2003
Concrete Load Combs	IBC 2003/6 (So)
Masonry Load Combs	MSJC 02/6 (ASD)
Stability Load Combs	ASCE 7-10 (ASD)
Restraint Against Rising	Yes
Neglect Bearing at Heel	Yes
Use Vert. Comp. for DT	No
Use Vert. Comp. for Sliding	No
Use Vert. Comp. for Bearing	Yes
Use Surcharge for Sliding & DT	Yes
Use Surcharge for Bearing	Yes
Neglect Riv. Floor Tie	No
Neglect Backfill Wt. for Coulomb	No
Factor Soil Weight As Dead	Yes
Use Passive Force for DT	Yes
Assume Pressure To Top	Yes
Consider Ductile Pressure To Key Outlets	No
Use Top Passive Pressure for Bearing	No
Required F.S. for DT	1.50
Required F.S. for Sliding	1.50
Use Different Safety Factors for Seismic	No
Allowable Bearing Pressure	88.28 kPa
Req'd Bearing Location	Overfooting
Wall Friction Angle	30°
Friction Coefficient	0.35
Soil Reaction Modulus	27146 kN/m ³

Loads

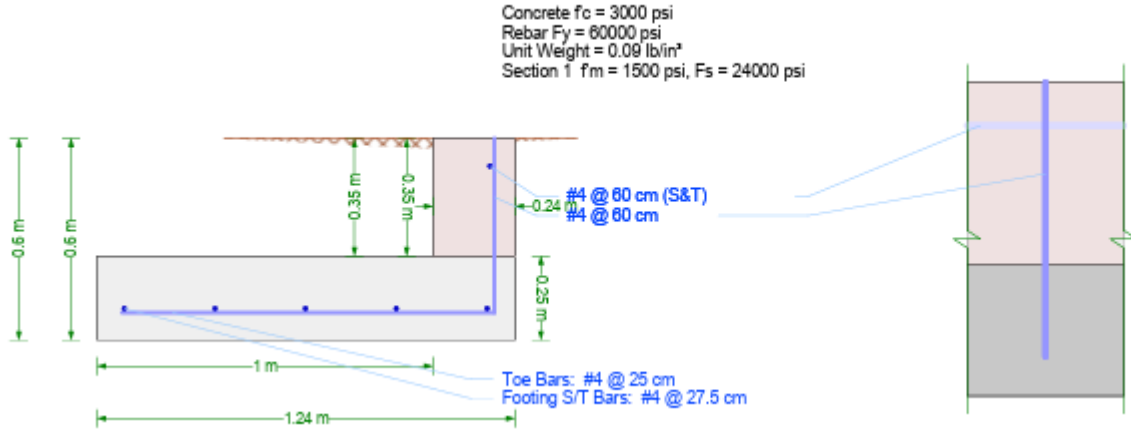


Load Combinations

IBC 2003/6 (ASD)

1.2D + 1.6L + 1.6H
1.2D + 1.0E
1.2D + 0.5L + 1.0E
1.2D + 0.5L
3.0D + 1.6H + 1.0E
3.0D + 1.0E
1.4D
1.3D
1.2D

Design Detail



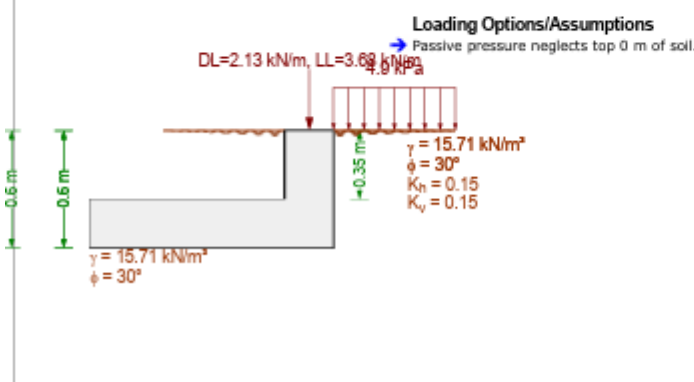
Check Summary

Ratio	Check	Provided	Required	Combination
Stability Checks				
✓ 0.099	Overturning	15.22	1.50	1.0D + 1.0L + 1.0H + 1.0E
✓ 0.294	Bearing Pressure	88.26 kPa	25.92 kPa	1.0D + 1.0L + 1.0H + 1.0E
✓ 0.184	Bearing Eccentricity	0.11 m	0.62 m	1.0D + 1.0L + 0.6H
Toe Checks				
✓ 0.028	Shear	95.54 kN/m	2.71 kN/m	1.2D + 1.6L + 1.6H
✓ 0.011	Moment	31.24 kN-m/m	0.33 kN-m/m	1.2D + 1.6L + 1.6H
✓ 0.123	Min Strain	0.0324	0.0040	1.2D + 1.6L + 1.6H
✓ 0.000	Min Steel	13.11 mm ²	0 mm ²	1.2D + 1.6L + 1.6H
✓ 0.906	Development	16.83 cm	15.24 cm	1.2D + 1.6L + 1.6H
✓ 0.601	S&T Max Spacing	27.5 cm	45.72 cm	1.2D + 1.6L + 1.6H
✓ 0.959	S&T Min Rho	0.0019	0.0018	1.2D + 1.6L + 1.6H
Heel Checks				
✓ 0.000	Shear	55.17 kN/m	0 kN/m	1.2D + 1.6L + 1.6H
✓ -0.000	Moment	6.87 kN-m/m	-0 kN-m/m	1.2D + 1.6L + 1.6H
Stem Checks				
✓ 0.044	Moment	4.72 kN-m/m	0.21 kN-m/m	1.2D + 1.6L + 1.6H (concrete) ...
✓ 0.027	Shear	49.18 kN/m	1.34 kN/m	1.2D + 1.6L + 1.6H (concrete) ...
✓ 0.871	Base Development	17.5 cm	15.24 cm	1.2D + 1.6L + 1.6H (concrete) ...
✓ 0.000	Horz Bar Rho	0.0000	0.0000	1.2D + 1.6L + 1.6H (concrete) ...
✓ 0.000	Horz Bar Spacing	0 cm	0 cm	1.2D + 1.6L + 1.6H (concrete) ...

Criteria

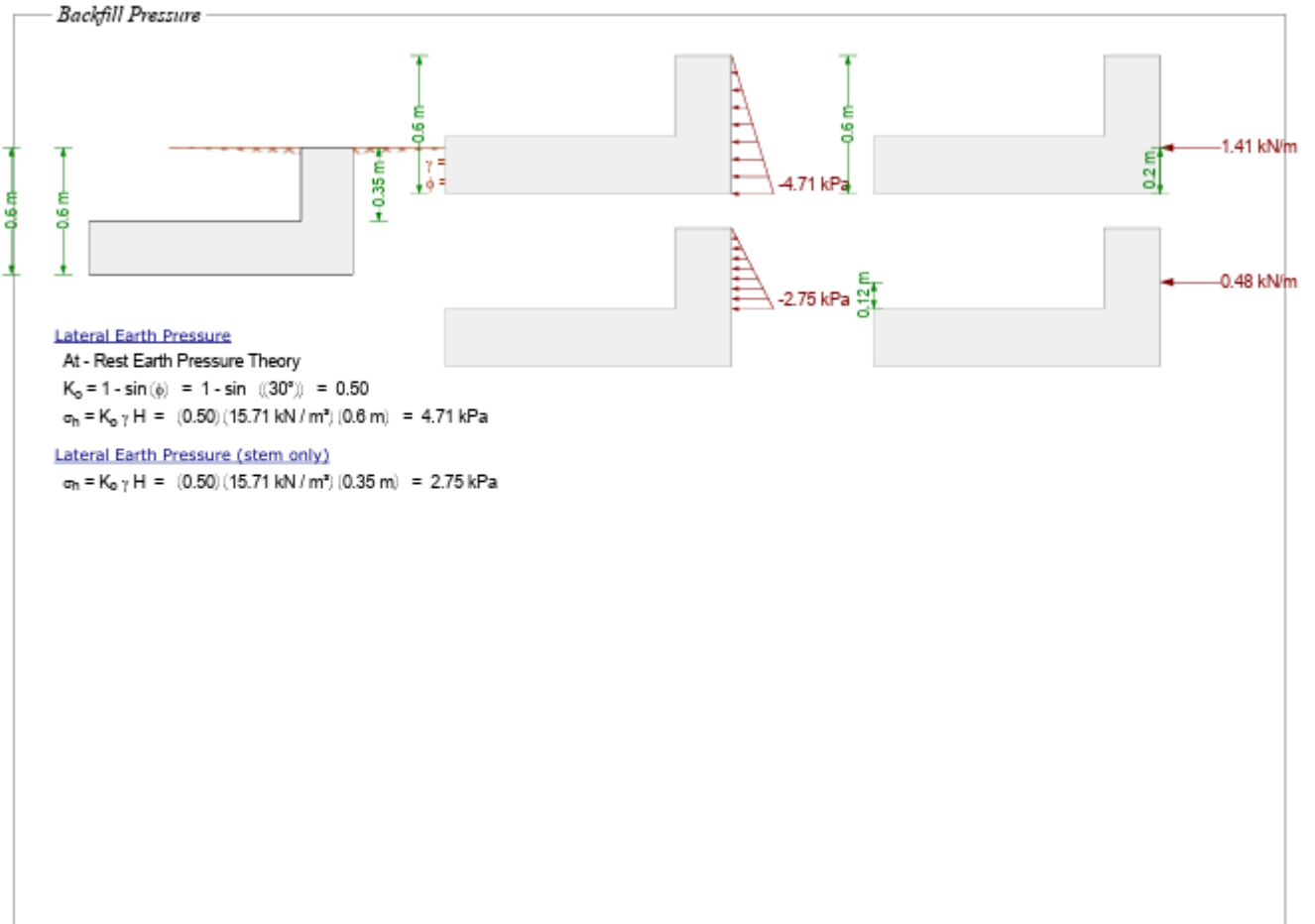
Building Code	IBC 2003
Concrete Load Combs	IBC 2003/06 (Str)
Masonry Load Combs	MSJC 02/05 (ASD)
Stability Load Combs	ASCE 7-10 (ASD)
Restrained Against Sliding	Yes
Neglect Bearing At Heel	Yes
Use Vert. Comp. for OT	No
Use Vert. Comp. for Sliding	No
Use Vert. Comp. for Bearing	Yes
Use Surcharge for Sliding & OT	Yes
Use Surcharge for Bearing	Yes
Neglect Soil Over Toe	No
Neglect Backfill Wt. for Coulomb	No
Factor Soil Weight As Dead	Yes
Use Passive Force for OT	Yes
Assume Pressure To Top	Yes
Extend Backfill Pressure To Key Bottom	No
Use Toe Passive Pressure for Bearing	No
Required F.S. for OT	1.50
Required F.S. for Sliding	1.50
Has Different Safety Factors for Seismic	No
Allowable Bearing Pressure	88.26 kPa
Req'd Bearing Location	Over footing
Wall Friction Angle	30°
Friction Coefficient	0.35
Soil Reaction Modulus	27146 kN/m ³

Loads

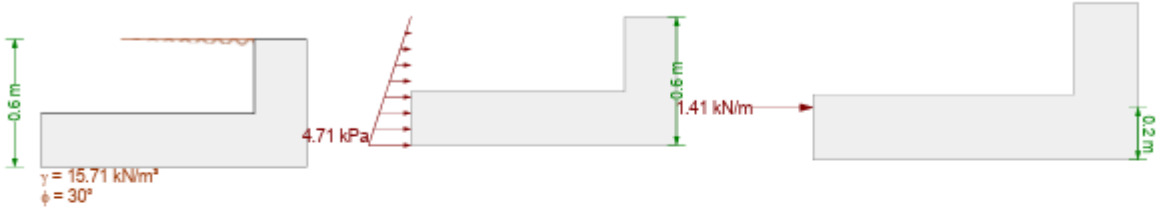


Load Combinations

- IBC 2003/06 (Str)
- 1.2D + 1.6L + 1.6H
 - 1.2D + 1.0E
 - 1.2D + 0.5L + 1.0E
 - 1.2D + 0.5L
 - 0.9D + 1.6H + 1.0E
 - 0.9D + 1.6H
 - 1.4D
 - 1.2D
 - 1.2D



Passive Pressure



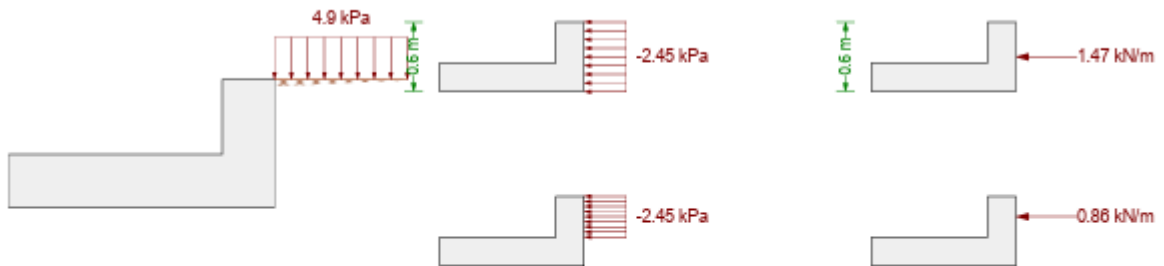
Lateral Earth Pressure

At - Rest Earth Pressure Theory

$$K_0 = 1 - \sin(\phi) = 1 - \sin(30^\circ) = 0.50$$

$$\sigma_h = K_0 \gamma H = (0.50)(15.71 \text{ kN/m}^3)(0.6 \text{ m}) = 4.71 \text{ kPa}$$

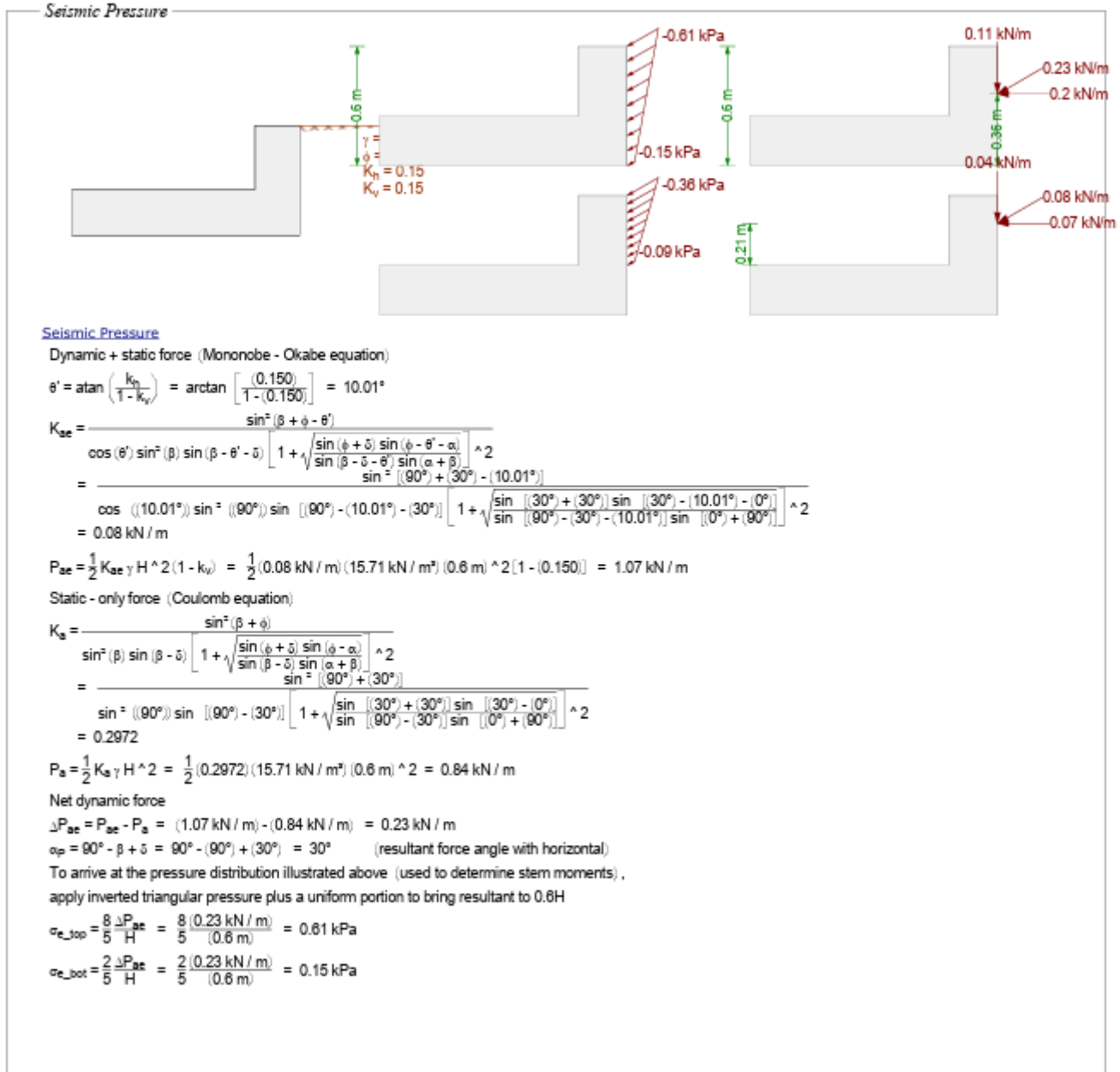
Uniform Surcharge Pressure



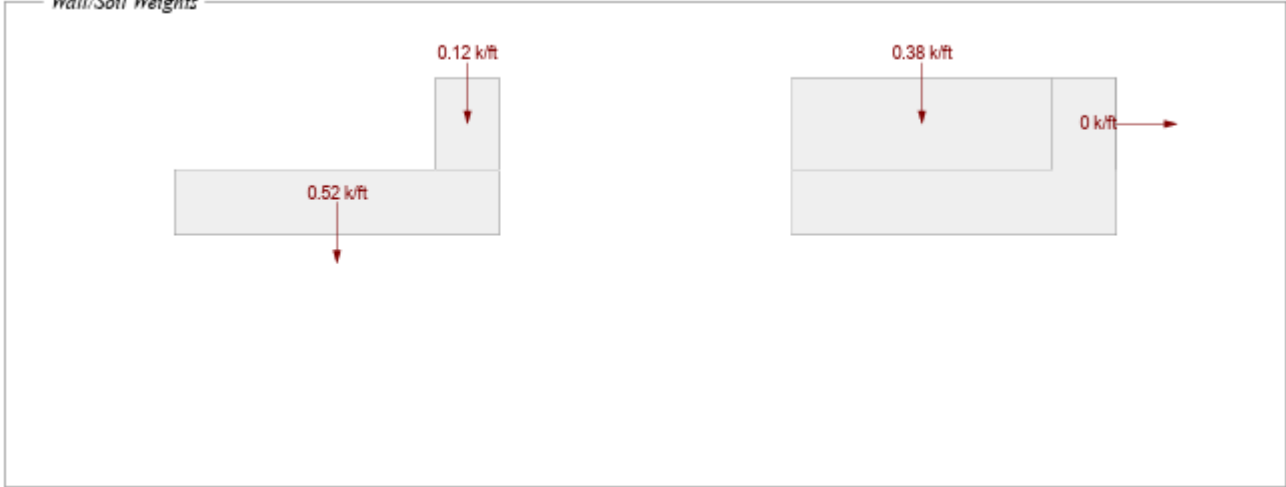
Lateral Surcharge Pressure

At - Rest Earth Pressure Theory

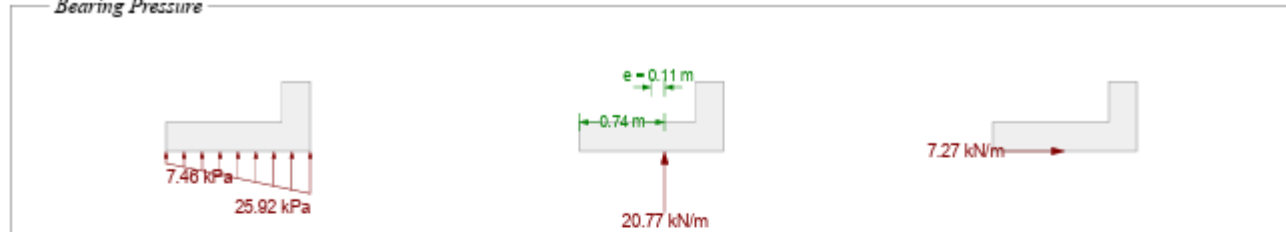
$$\sigma_{sur} = K_0 q = (0.50)(4.9 \text{ kPa}) = 2.45 \text{ kPa}$$



Wall/Soil Weights



Bearing Pressure



Friction

$$F = \mu R = (0.350)(20.77 \text{ kN/m}) = 7.27 \text{ kN/m}$$

Bearing Pressure Calculation

Contributing Forces	Vert Force	...offset	Horz Force	...offset	OT Moment
Backfill Pressure	-0 kN/m	-	-1.41 kN/m	0.2 m	63.57 ft-lb/ft
Uniform Surcharge Pressure	-0 kN/m	-	-1.47 kN/m	0.3 m	99.2 ft-lb/ft
Axial Dead Load	-2.13 kN/m	1.12 m	0 kN/m	-	-537.35 ft-lb/ft
Axial Live Load	-3.68 kN/m	1.12 m	0 kN/m	-	-928.39 ft-lb/ft
Seismic Force	-0.11 kN/m	1.24 m	-0.2 kN/m	0.36 m	-16.03 ft-lb/ft
Footing Weight	-7.6 kN/m	0.62 m	0 kN/m	-	-1063.22 ft-lb/ft
Stem section 1 Weight	-1.75 kN/m	1.12 m	0 kN/m	-	-440.84 ft-lb/ft
Backfill Weight	-0 kN/m	-	0 kN/m	-	-0 ft-lb/ft
Soil over toe Weight	-5.5 kN/m	0.5 m	0 kN/m	-	-618.03 ft-lb/ft
	-20.77 kN/m				-3441.09 ft-lb/ft
	-3441.09 ft-lb/ft				
	-20.77 kN/m				

$\frac{-3441.09 \text{ ft-lb/ft}}{-20.77 \text{ kN/m}} = 0.74 \text{ m}$

Stability Checks [1.0D + 1.0L + 0.6H]

Overturning Check

Overturning Moments			
	Force	Distance	Moment
Backfill pressure (horz)	0.85 kN/m	0.2 m	38.14 ft-lb/ft
Surcharge (uniform) lateral pressure	1.47 kN/m	0.3 m	99.2 ft-lb/ft
Seismic force	0 kN/m	0.36 m	0 ft-lb/ft
		Total:	137.3 ft-lb/ft

Resisting Moments			
	Force	Distance	Moment
Surcharge (uniform) vertical pressure	0 kN/m	1.24 m	0 ft-lb/ft
Passive pressure @ toe	0.85 kN/m	0.2 m	38.14 ft-lb/ft
Axial dead load	-2.13 kN/m	1.12 m	537.4 ft-lb/ft
Footing Weight	-7.6 kN/m	0.62 m	1063 ft-lb/ft
Stem section 1 Weight	-1.75 kN/m	1.12 m	440.8 ft-lb/ft
Backfill Weight	-0 kN/m	1.24 m	0 ft-lb/ft
Soil over toe Weight	-5.5 kN/m	0.5 m	618 ft-lb/ft
		Total:	2698 ft-lb/ft

F.S. = $\frac{RM}{OTM} = \frac{2698 \text{ ft-lb/ft}}{137.3 \text{ ft-lb/ft}} = 19.642 > 1.50$ (OK)

Sliding Check
Check not performed; restrained against sliding.

Bearing Capacity Check
Bearing pressure < allowable (25.78 kPa < 88.26 kPa) - OK
Bearing resultant eccentricity < allowable (0.11 m < 0.62 m) - OK

Wall Top Displacement
(based on unfactored service loads)

Deflection due to stem flexural displacement	0 m
Deflection due to rotation from settlement	-0 m
Total deflection at top of wall (positive towards toe)	-0 m

Stability Checks [1.0D + 1.0L + 1.0H + 1.0E]

Overturning Check

Overturning Moments			
	Force	Distance	Moment
Backfill pressure (horz)	1.41 kN/m	0.2 m	63.57 ft-lb/ft
Surcharge (uniform) lateral pressure	1.47 kN/m	0.3 m	99.2 ft-lb/ft
Seismic force	0.2 kN/m	0.36 m	16.09 ft-lb/ft
		Total:	178.9 ft-lb/ft

Resisting Moments			
	Force	Distance	Moment
Surcharge (uniform) vertical pressure	0 kN/m	1.24 m	0 ft-lb/ft
Passive pressure @ toe	1.41 kN/m	0.2 m	63.57 ft-lb/ft
Axial dead load	-2.13 kN/m	1.12 m	537.4 ft-lb/ft
Footing Weight	-7.6 kN/m	0.62 m	1063 ft-lb/ft
Stem section 1 Weight	-1.75 kN/m	1.12 m	440.8 ft-lb/ft
Backfill Weight	-0 kN/m	1.24 m	0 ft-lb/ft
Soil over toe Weight	-5.5 kN/m	0.5 m	618 ft-lb/ft
		Total:	2723 ft-lb/ft

F.S. = $\frac{RM}{OTM} = \frac{2723 \text{ ft-lb/ft}}{178.9 \text{ ft-lb/ft}} = 15.224 > 1.50$ (OK)

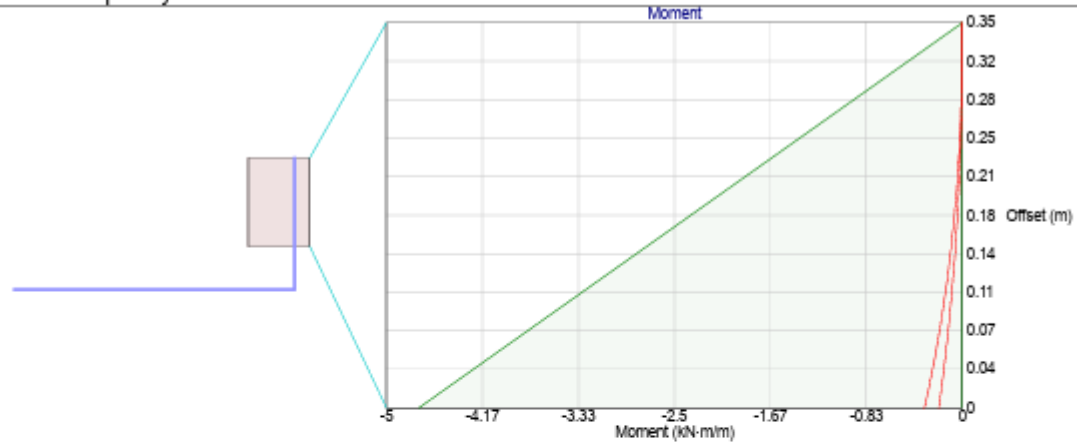
Sliding Check
Check not performed; restrained against sliding.

Bearing Capacity Check
Bearing pressure < allowable (25.92 kPa < 88.26 kPa) - OK
Bearing resultant eccentricity < allowable (0.11 m < 0.62 m) - OK

Wall Top Displacement
(based on unfactored service loads)

Deflection due to stem flexural displacement	0 m
Deflection due to rotation from settlement	-0 m
Total deflection at top of wall (positive towards toe)	-0 m

Stem Flexural Capacity



Capacity (MSJC-02 2.3.3) @ 0 m from base

$$F_m = \frac{1}{3} f_m = \frac{1}{3} (1500 \text{ psi}) = 500 \text{ psi}$$

$$k = 0.1777 \text{ (calculated accounting for the presence of any axial force)}$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - (0.1777) / 3 = 0.9408$$

$$M_{comp} = F_m k j d^2 / 2 = (500 \text{ psi}) (0.1777) (0.9408) (0.18 \text{ m})^2 / 2 = 9.77 \text{ kN-m/m}$$

$$M_{tens} = A_s F_s j d = (1.65 \text{ cm}^2 / \text{m}) (24000 \text{ psi}) (0.9408) (0.18 \text{ m}) = 4.72 \text{ kN-m/m}$$

$$M_{allow} = 4.72 \text{ kN-m/m}$$

Capacity (MSJC-02 2.3.3) @ 0.35 m from base

$$F_m = \frac{1}{3} f_m = \frac{1}{3} (1500 \text{ psi}) = 500 \text{ psi}$$

$$k = 0.0 \text{ (calculated accounting for the presence of any axial force)}$$

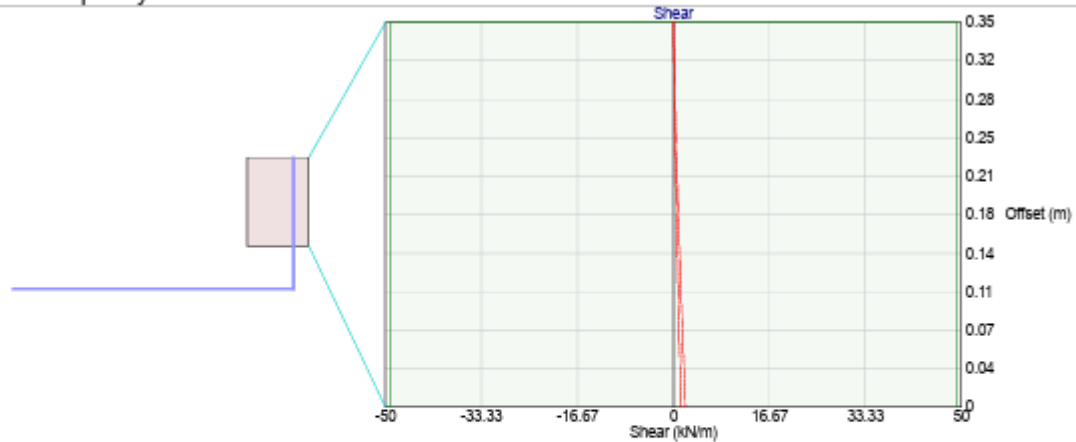
$$j = 1 - k / 3 = 1 - (0.0) / 3 = 1.0$$

$$M_{comp} = F_m k j d^2 / 2 = (500 \text{ psi}) (0.0) (1.0) (0.18 \text{ m})^2 / 2 = 0 \text{ kN-m/m}$$

$$M_{tens} = A_s F_s j d = (0 \text{ cm}^2 / \text{m}) (24000 \text{ psi}) (1.0) (0.18 \text{ m}) = 0 \text{ kN-m/m}$$

$$M_{allow} = 0 \text{ kN-m/m}$$

Stem Shear Capacity



Shear Capacity (MSJC-02 2.3.5) @ 0 m from base

$$F_v = \sqrt{f_m} = \sqrt{1500 \text{ psi}} = 38.73 \text{ psi} \quad (\leq 50 \text{ psi})$$

$$V_{\text{allow}} = 49.18 \text{ kN / m}$$

Shear Capacity (MSJC-02 2.3.5) @ 0.35 m from base

$$F_v = \sqrt{f_m} = \sqrt{1500 \text{ psi}} = 38.73 \text{ psi} \quad (\leq 50 \text{ psi})$$

$$V_{\text{allow}} = 49.18 \text{ kN / m}$$

Stem Development/Lap Length Calculations

Vertical bars stem section 1 - Development Length Calculation (MSJC 2.1.10.2)

$$l_d = 0.0015 d_b F_s = 0.0015 (12.7 \text{ mm}) (24000 \text{ psi}) = 45.72 \text{ cm}$$

Toe Checks [1.2D + 1.6L + 1.6H (concrete) 1.0D + 1.0L + 1.0H (masonry)]

Controlling Moment

Design moment M_u for toe need not exceed moment at stem base:

$$M_{toe} = 0.88 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq M_{stem} = 0.33 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

$$M_u = 0.33 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \text{ (stem base moment controls)}$$

Flexure Check (ACI 318-02 10.2)

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F_c} = \frac{(5.16 \text{ cm}^2 / \text{m}) (60000 \text{ psi})}{0.85 (3000 \text{ psi})} = 0.01 \text{ m}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a / 2) = (0.90) (5.16 \text{ cm}^2 / \text{m}) (60000 \text{ psi}) [(0.17 \text{ m}) - (0.01 \text{ m}) / 2] = 31.24 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

$$\phi M_n = 31.24 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq M_u = 0.33 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \quad \checkmark$$

Shear Check (ACI 318-02 11.1.1, 11.3.1)

$$V_c = 2 \sqrt{F_c} d = 2 \sqrt{3000 \text{ psi}} (0.17 \text{ m}) = 127.4 \text{ kN} / \text{m}$$

$$\phi V_n = \phi V_c = (0.750) (127.4 \text{ kN} / \text{m}) = 95.54 \text{ kN} / \text{m}$$

$$\phi V_n = 95.54 \text{ kN} / \text{m} \geq V_u = 2.71 \text{ kN} / \text{m} \quad \checkmark$$

Minimum Strain Check (ACI 318-02 10.3.5)

$$\beta_1 = 0.850 \quad (F_c \leq 4000 \text{ psi})$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F_c} = \frac{(5.16 \text{ cm}^2 / \text{m}) (60000 \text{ psi})}{0.85 (3000 \text{ psi})} = 0.01 \text{ m}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \left(\frac{d}{a / \beta_1} - 1 \right) = 0.003 \left[\frac{(0.17 \text{ m})}{(0.01 \text{ m}) / (0.850)} - 1 \right] = 0.0324$$

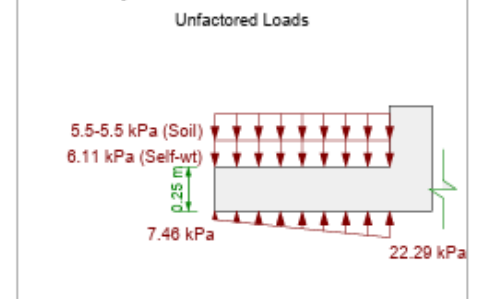
$$\epsilon_t = 0.0324 \geq 0.004 \quad \checkmark$$

Minimum Steel Check (ACI 318-02 10.5.1)

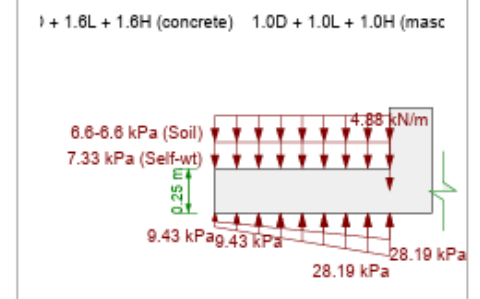
$$\phi M_n = 31.24 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq (4 / 3) M_u = [4 / 3] (0.33 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}) = 0.44 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

Check is waived per ACI 10.5.3 \checkmark

Toe Unfactored Loads



Toe Factored Loads



Shrinkage and Temperature Steel (ACI 318-02 7.12.2)

$$\rho_{sT_prov} = \frac{A_{sT}}{t s_{sT}} = \frac{(50.8 \text{ cm}^2 / \text{m})}{(0.25 \text{ m}) (27.5 \text{ cm})} = 0.0019$$

$$\rho_{sT_min} = \frac{0.0018 (60000)}{f_y} = \frac{0.0018 (60000)}{(60000 \text{ psi})} = 0.0018$$

$$\rho_{sT_min} = 0.0018$$

$$\rho_{sT_prov} = 0.0019 \geq \rho_{sT_min} = 0.0018 \quad \checkmark$$

18 inch limit governs

$$s_{sT_max} = 45.72 \text{ cm}$$

$$s_{sT} = 27.5 \text{ cm} \leq s_{sT_max} = 45.72 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Development Check (ACI 318-02 12.12, 12.2.3)

$$\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{(0.33 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m})}{(31.24 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m})} = 0.0106 \quad \text{(ratio to represent excess reinforcement)}$$

$$\beta = 1.0 \quad \text{(uncoated hooked bars)}$$

$$\lambda = 1.0 \quad \text{(normal weight concrete)}$$

$$l_{dh} = 0.02 \beta \lambda \frac{f_y}{\sqrt{F_c}} d_b = 0.02 (1.0) (1.0) \frac{(60000 \text{ psi})}{\sqrt{3000 \text{ psi}}} (12.7 \text{ mm}) = 27.82 \text{ cm}$$

$$\text{Factoring } l_{dh} \text{ by the 0.7 multiplier of 12.5.3 (a): } l_{dh} = 19.48 \text{ cm}$$

$$\text{Factoring } l_{dh} \text{ by the excess reinforcement ratio (0.0106) per 12.5.3 (d): } l_{dh} = 0.21 \text{ cm}$$

$$8 d_b = 8 (12.7 \text{ mm}) = 4.0 \quad \text{(minimum limit, does not control)}$$

6 inch minimum controls

$$l_{dh_prov} = 16.83 \text{ cm} \geq l_{dh} = 15.24 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Heel Checks [1.2D + 1.6L + 1.6H (concrete) 1.0D + 1.0L + 1.0H (masonry)]

Controlling Moment

Design moment M_u for heel need not exceed moment at stem base:

$$M_{heel} = -0 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} < M_{stem} = 0.33 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

$$M_u = -0 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \quad (\text{stem moment does not control})$$

Shear Check (ACI 318-02 11.1.1, 11.3.1)

Unreinforced, use plain concrete provisions: ACI 22.5.4

Note: Effective thickness reduced by 2 inches for concrete cast on soil (ACI 22.4.8)

$$V_n = \frac{4}{3} \sqrt{F'_c} h = \frac{4}{3} \sqrt{3000 \text{ psi}} (0.2 \text{ m}) = 100.3 \text{ kN} / \text{m}$$

$$\phi = 0.550$$

$$\phi V_n = \phi V_n = (0.550) (100.3 \text{ kN} / \text{m}) = 55.17 \text{ kN} / \text{m}$$

$$\phi V_n = 55.17 \text{ kN} / \text{m} \geq V_u = 0 \text{ kN} / \text{m} \quad \checkmark$$

Flexure Check (ACI 318-02 10.2)

Unreinforced, use plain concrete provisions: ACI 22.5.1

Note: Effective thickness reduced by 2 inches for concrete cast on soil (ACI 22.4.8)

$$M_n = 5 \sqrt{F'_c} S = 5 \sqrt{3000 \text{ psi}} (66.13 \text{ cm}^3 / \text{cm}) = 12.49 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \quad (\text{as limited by tension})$$

$$M_n = 0.85 F'_c S = 0.85 (3000 \text{ psi}) (66.13 \text{ cm}^3 / \text{cm}) = 116.3 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \quad (\text{as limited by compression})$$

Tension controls

$$\phi = 0.550$$

$$\phi M_n = \phi M_n = (0.550) (12.49 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}) = 6.87 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

$$\phi M_n = 6.87 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq M_u = -0 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \quad \checkmark$$

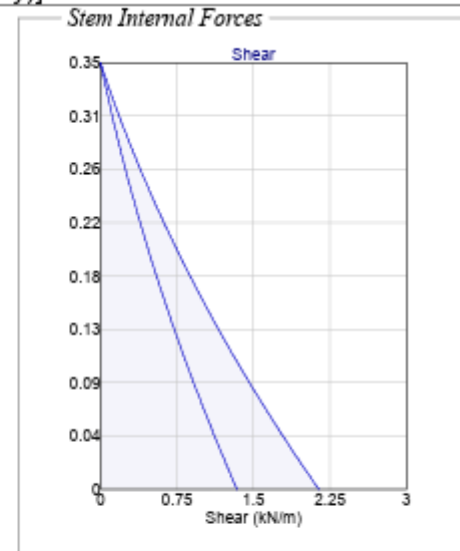
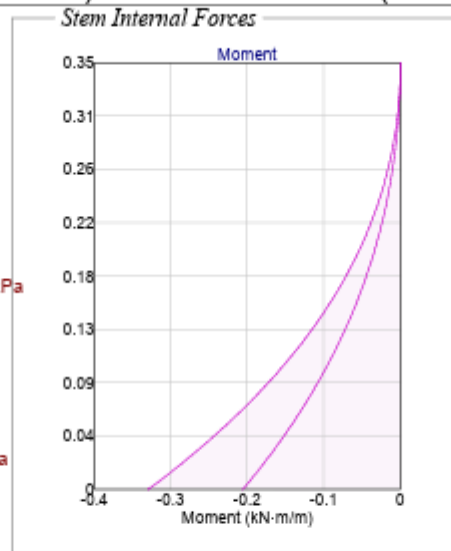
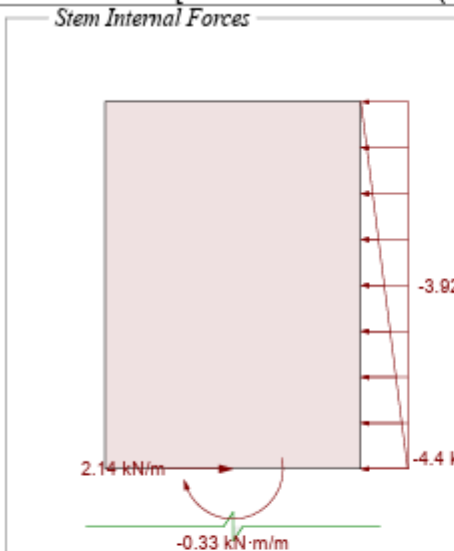
Heel Unfactored Loads

Unfactored Loads

Heel Factored Loads

+ 1.6L + 1.6H (concrete) 1.0D + 1.0L + 1.0H (masonry)

Stem Forces [1.2D + 1.6L + 1.6H (concrete) 1.0D + 1.0L + 1.0H (masonry)]



Stem Joint Force Transfer

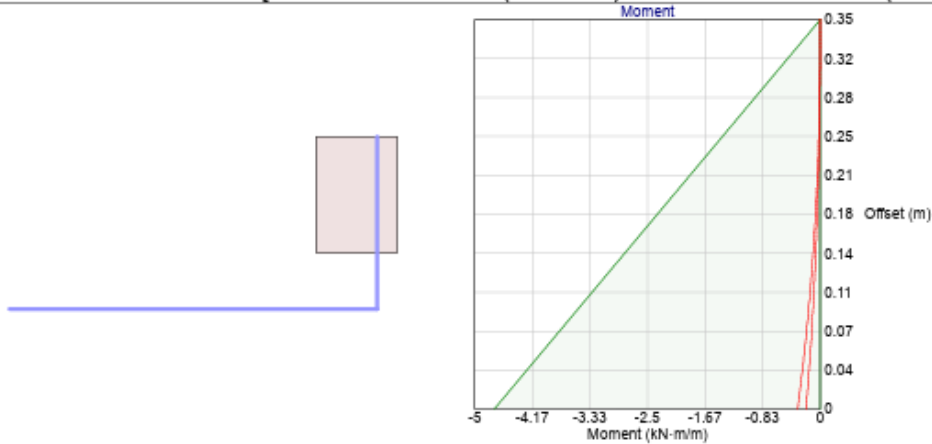
Location

- ⊗ stem base
- ⊗ joint 0.35 m from stem base
- ⊗ joint 2.15 m from stem base
- ⊗ joint 3.65 m from stem base
- ⊗ joint 4.65 m from stem base

Force

- 1.34 kN/m
- 0 kN/m
- 0 kN/m
- 0 kN/m
- 0 kN/m

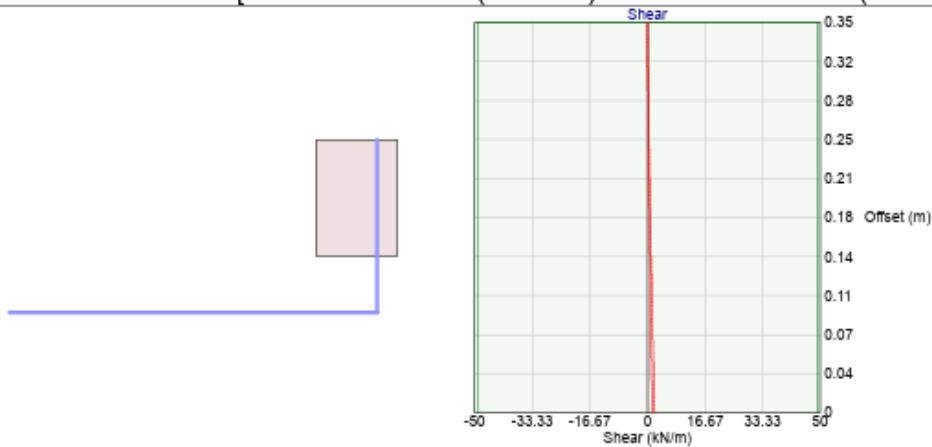
Stem Moment Checks [1.2D + 1.6L + 1.6H (concrete) 1.0D + 1.0L + 1.0H (masonry)]



Check (MSJC-02 2.3.3) @ 0 m from base

$$M_{allow} = 4.72 \text{ kN-m/m} \geq M = 0.21 \text{ kN-m/m} \quad \checkmark$$

Stem Shear Checks [1.2D + 1.6L + 1.6H (concrete) 1.0D + 1.0L + 1.0H (masonry)]



Shear Check (MSJC-02 2.3.5) @ 0 m from base

$$V_{allow} = 49.18 \text{ kN/m} \geq V = 1.34 \text{ kN/m} \quad \checkmark$$

Stem Miscellaneous Checks [1.2D + 1.6L + 1.6H (concrete) 1.0D + 1.0L + 1.0H (masonry)]

Development Check (ACI 318-02 12.12. 12.2.3)

$$\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{(0.21 \text{ kN-m/m})}{(4.72 \text{ kN-m/m})} = 0.0437 \quad (\text{ratio to represent excess reinforcement})$$

$$\beta = 1.0 \quad (\text{uncoated hooked bars})$$

$$\lambda = 1.0 \quad (\text{normal weight concrete})$$

$$l_{dh} = 0.02 \beta \lambda \frac{f_y}{\sqrt{F'_c}} d_b = 0.02 (1.0) (1.0) \frac{(80000 \text{ psi})}{\sqrt{3000 \text{ psi}}} (12.7 \text{ mm}) = 27.82 \text{ cm}$$

$$\text{Factoring } l_{dh} \text{ by the 0.7 multiplier of 12.5.3 (a): } l_{dh} = 19.48 \text{ cm}$$

$$\text{Factoring } l_{dh} \text{ by the excess reinforcement ratio (0.0437) per 12.5.3 (d): } l_{dh} = 0.85 \text{ cm}$$

$$8 d_b = 8 (12.7 \text{ mm}) = 4.0 \quad (\text{minimum limit, does not control})$$

8 inch minimum controls

$$l_{dh_prov} = 17.5 \text{ cm} \geq l_{dh} = 15.24 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Configuración Estructural de los Elementos Considerados

CUNETETA

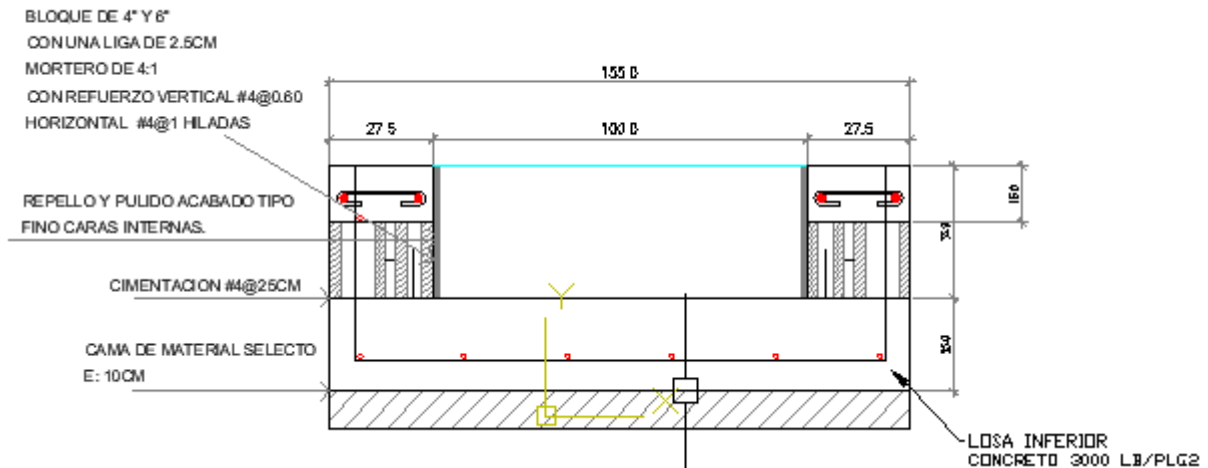


Figura – Dibujo esquemático Típico de la Sección Transversal de la Cuneta

4. Caja Colectora 1.00mx1.00mx2.00m

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.

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 $n=1$):

Tabla 3.4.1-1 – Combinaciones de Cargas y Factores de Carga

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez			
										EQ	IC	CT	CV
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Table: Load Pattern Definitions

LoadPat	DesignType	SelfWtMult
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

Datos generales, materiales y geometría

Se diseño con una dimensión máxima de caja para 1.60mx1.60mx2.0m.

Caja Colectora 1.60x1.60x2.00m

$$\text{Altura libre } h_{L1} = 2.00\text{m}$$

$$\text{Espesor losa } e_{losa} = 0.30\text{m}$$

$$\text{Ancho libre } ancho_1 = 1.60\text{m}$$

$$\text{Espesor pared } e_{pared} = 0.20\text{m}$$

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

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

Table: Material Properties 02 - Basic Mechanical Properties

Material	UnitWeight	UnitMass	E1	G12	U12	A1
	Kgf/m3	Kgf-s2/m4	Kgf/m2	Kgf/m2		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: Area Section Properties

Section	Material	AreaType	Type	DrillDOF	Thickness	BendThick
					m	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:

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

Peso volumétrico del hormigón

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

Fluencia del acero de refuerzo

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

Módulo de Elasticidad:

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

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

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

δ = ángulo de fricción entre relleno y muro ($^\circ$)

β = ángulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal ($^\circ$)

θ = ángulo que forma el respaldo del muro respecto de la horizontal ($^\circ$)

ϕ'_f = ángulo efectivo de fricción interna ($^\circ$)

Ángulo efectivo de fricción interna del suelo de relleno.

(Siempre y cuando se proporcione un drenaje adecuado.)

$$\phi'_f := 28^\circ$$

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

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

Ángulo del suelo con la horizontal

$$\beta := 0^\circ$$

Ángulo inclinación del muro del lado del terreno

$$\theta := 90^\circ$$

$$k_a := \text{round} \left(\text{if} \left(\beta \neq 0, \frac{\sin(\theta + \phi'_f)^2}{\sin(\theta)^2 \cdot \sin(\theta - \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_f + \delta) \cdot \sin(\phi'_f - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \cdot \sin(\theta + \beta)}} \right)^2}, \tan\left(45^\circ - \frac{\phi'_f}{2}\right)^2 \right), 3 \right) = 0.361$$

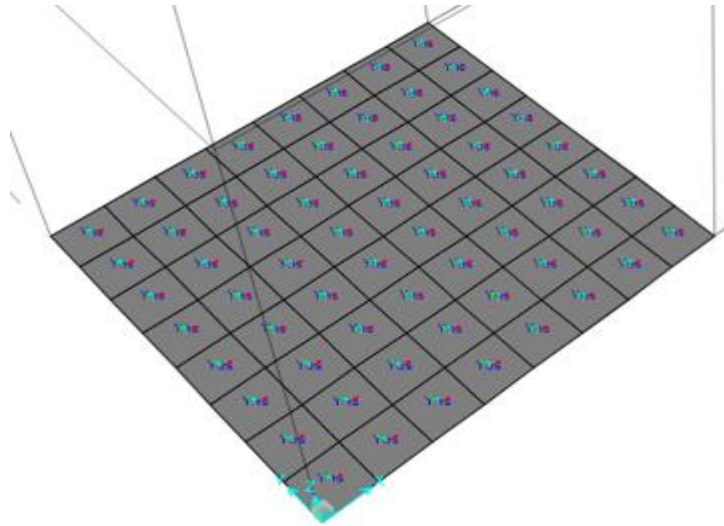
El suelo de la cimentación se ha considerado como un medio elástico, el cual se modela mediante resortes elásticos cuya rigidez es determinada a partir del coeficiente de balasto. El suelo se supone equivalente a un número infinito de resortes elásticos. La constante elástica de estos resortes hipotéticos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

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

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



S Assign Springs to Area Object Face

Spring Type

- Simple
 - Spring Stiffness per Unit Area: kgf/cm/cm²
 - Simple Spring Resists:
- Link Property
 - +
 - Local 2 Axis Angle from Default Orientation:

Spring Location (Area Object Face)

- Area Object Face:
- Area Object Edge Number:

Spring Tension Direction

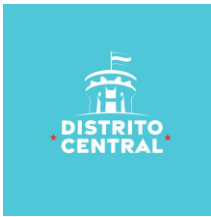
- Parallel to Area Object Local Axis
 -
- Normal to Specified Area Object Face
 -
- User Specified Direction Vector
 - Coordinate System:
 - Local 1 Component:
 - Local 2 Component:
 - Local 3 Component:

Options

- Add to Existing Springs
- Replace Existing Springs
- Delete Existing Springs

Reset Form to Default Values

OK Close Apply



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): $y_1 := 0.00$ m

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

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

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

$$C_1 := \frac{EH_2 - EH_1}{-y_2} = -649.8 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

Valor de Joint Pattern EH

ii. Empuje de Agua(WA)

Presión lateral de agua en la parte superior de la estructura : $y_1 := 0.00$ m

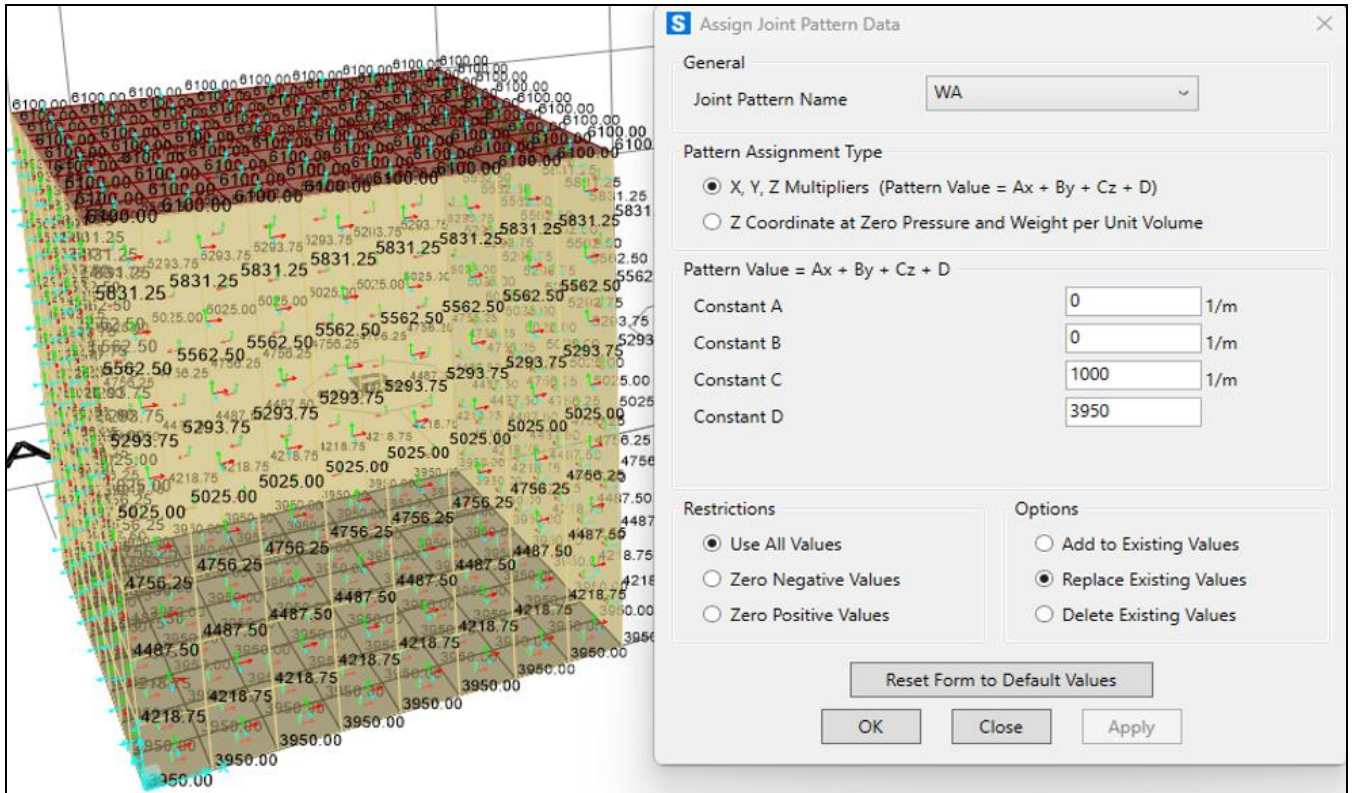
$$WA_1 := \gamma_w \cdot y_1 = 0 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

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

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

$$C_1 := \frac{WA_2 - WA_1}{-y_2} = -1000 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

Valor de Joint Pattern EH

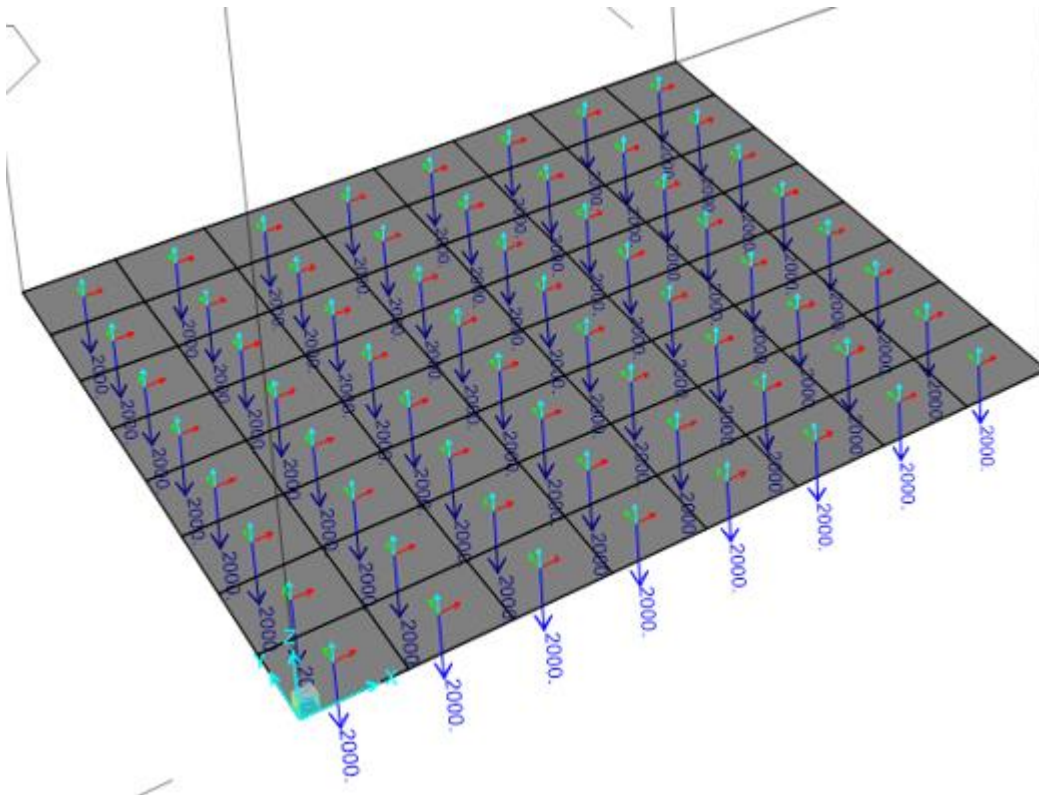


The image shows a software interface with a grid of numerical values on the left and a dialog box on the right. The grid contains values ranging from 350.00 to 6100.00, with some values highlighted in red and green. The dialog box is titled "Assign Joint Pattern Data" and has the following settings:

- General:** Joint Pattern Name: WA
- Pattern Assignment Type:**
 - X, Y, Z Multipliers (Pattern Value = Ax + By + Cz + D)
 - Z Coordinate at Zero Pressure and Weight per Unit Volume
- Pattern Value = Ax + By + Cz + D:**
 - Constant A: 0 1/m
 - Constant B: 0 1/m
 - Constant C: 1000 1/m
 - Constant D: 3950
- Restrictions:**
 - Use All Values
 - Zero Negative Values
 - Zero Positive Values
- Options:**
 - Add to Existing Values
 - Replace Existing Values
 - Delete Existing Values

Buttons at the bottom of the dialog include "Reset Form to Default Values", "OK", "Close", and "Apply".

Aplicación de 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 envolventes, como se muestra en adelante.

Datos geométricos barras de refuerzo

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

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

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

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

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

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

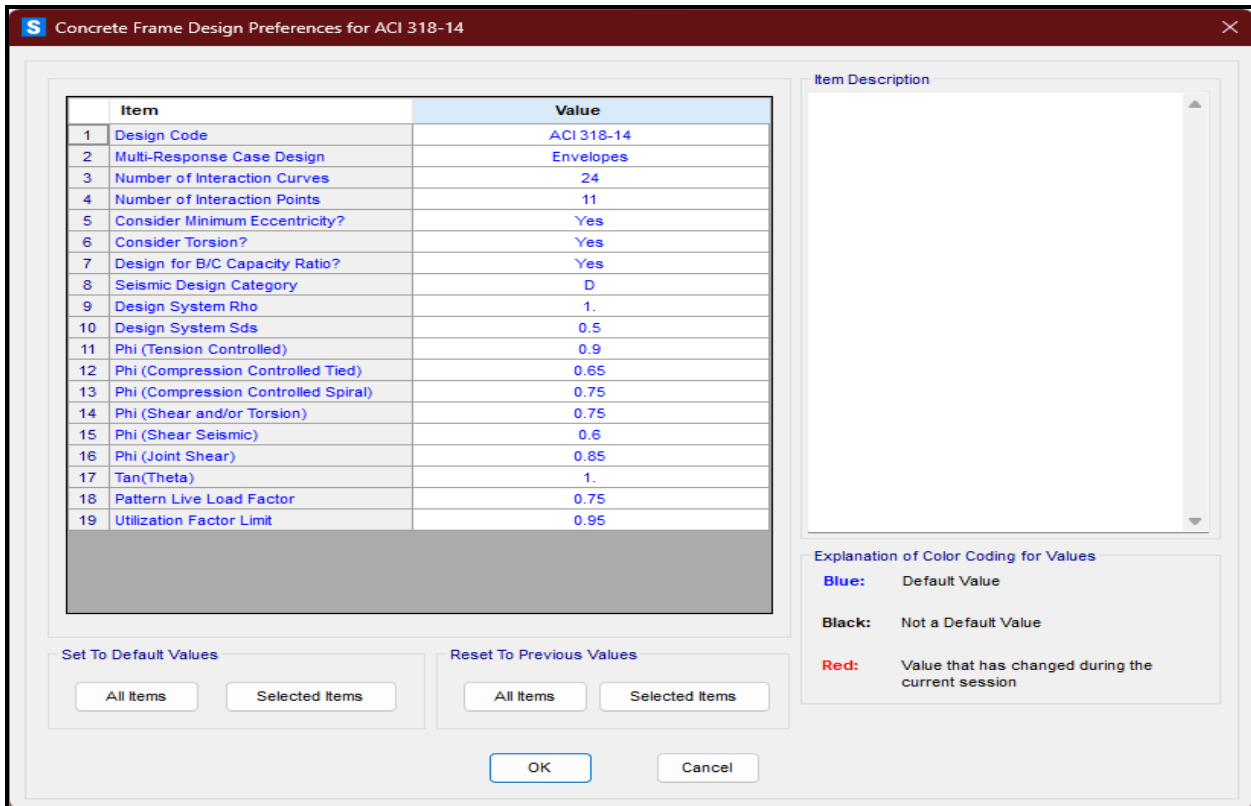
Varilla de $1 \cdot \frac{1}{8} : A_{S\#9} = 6.45 \text{ cm}^2$, $\phi_{\#9} = 2.865 \text{ cm}$

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

Varilla de $1 \cdot \frac{3}{8} : A_{S\#11} = 10.06 \text{ cm}^2$, $\phi_{\#11} = 3.581 \text{ cm}$

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 B/C Capacity Ratio?	Yes
8 Seismic Design Category	D
9 Design System Rho	1.
10 Design System Sds	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)	0.85
17 Tan(Theta)	1.
18 Pattern Live Load Factor	0.75
19 Utilization Factor Limit	0.95

Explanation of Color Coding for Values

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

Factores de resistencia y preferencias en consideración

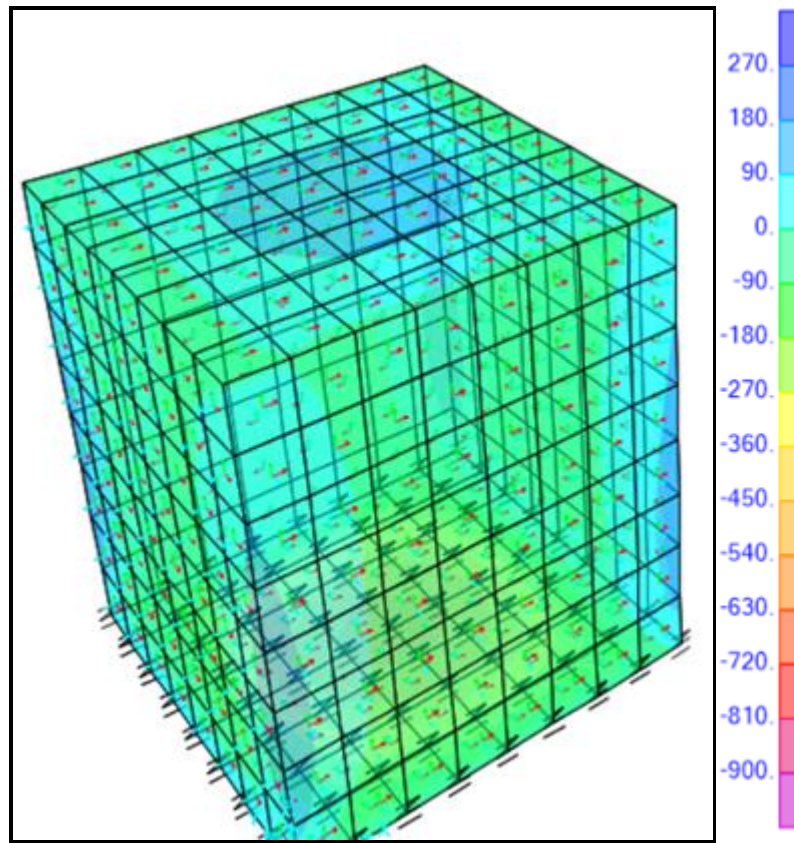


Diagrama de momentos - Combinación Crítica

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

$$A_{S1} := 0.0158 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$A_{S1} = 1.58 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

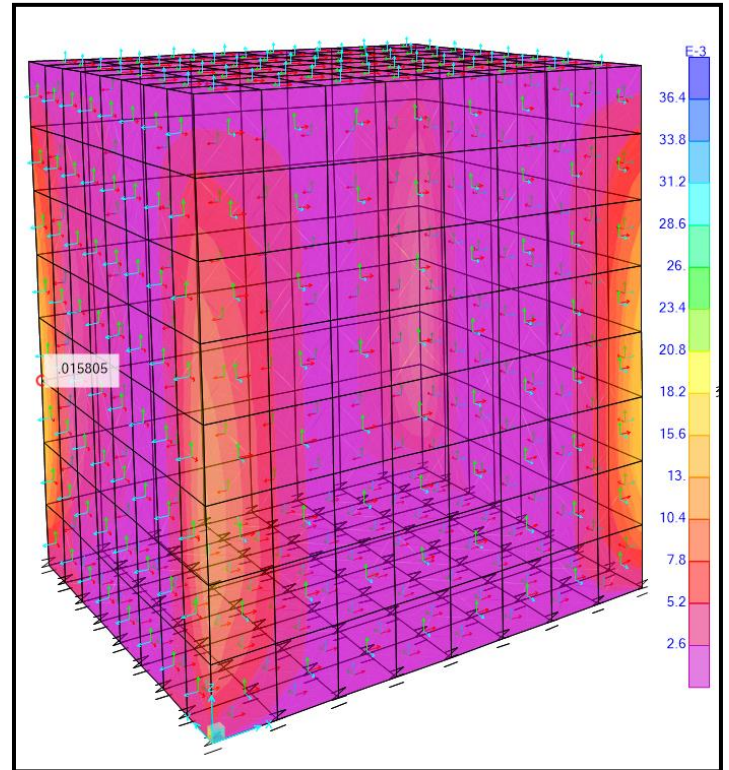
El acero mínimo para este tipo de estructuras está dado por: $A_{Smin} = 0.0018 \cdot A_g$

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

$$s := \frac{A_{S\#3}}{A_{Smin}} = 19.722 \text{ cm}$$

USAR 1#3 a:

Se usará #3@15cm



$$A_{S2} := 0.00378 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \quad A_{S2} = 0.378 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

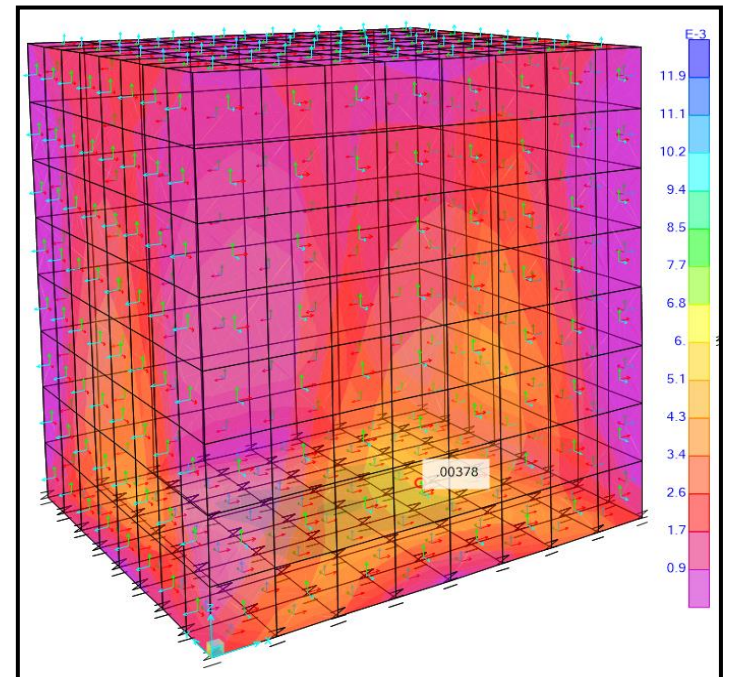
El acero mínimo para este tipo de estructuras está dado por: $A_{Smin} = 0.0018 \cdot A_g$

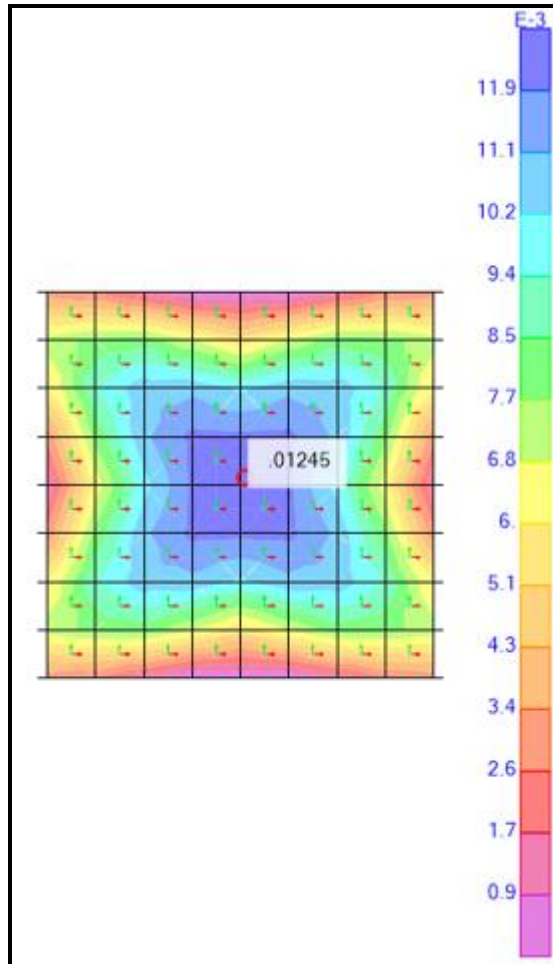
$$A_{Smin} := 0.0018 \cdot e_{pared} \cdot \frac{100 \cdot \text{cm}}{\text{m}} = 3.6 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$s := \frac{A_{S\#3}}{A_{Smin}} = 19.722 \text{ cm}$$

USAR 1#3 a:

Separación adoptada $s = 18.00 \text{ cm}$, 1#3@15cm





Demanda de acero en losa de fondo

$$A_{S_2} := 0.01245 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$A_{S_2} = 1.245 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

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

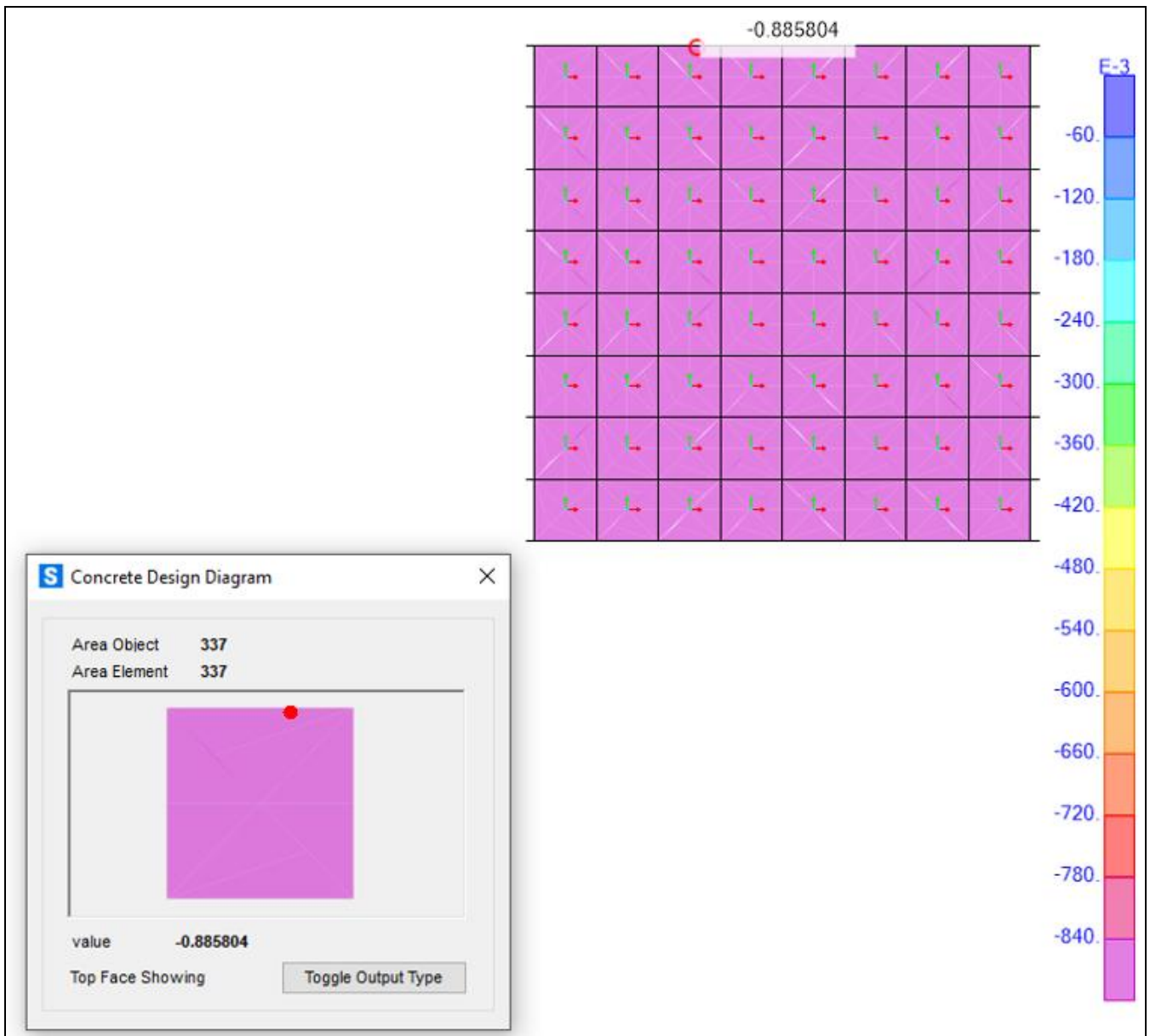
$$A_{S_{min}} := 0.0018 \cdot e_{losa} \cdot \frac{100 \cdot \text{cm}}{\text{m}}$$

$$= 4.5 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

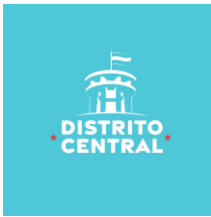
USAR 1#3 a: $s = \frac{A_{S\#4}}{A_{S\min}}$

=15.7 cm

Separacion adoptada s= 15cm, 1#3@15cm



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

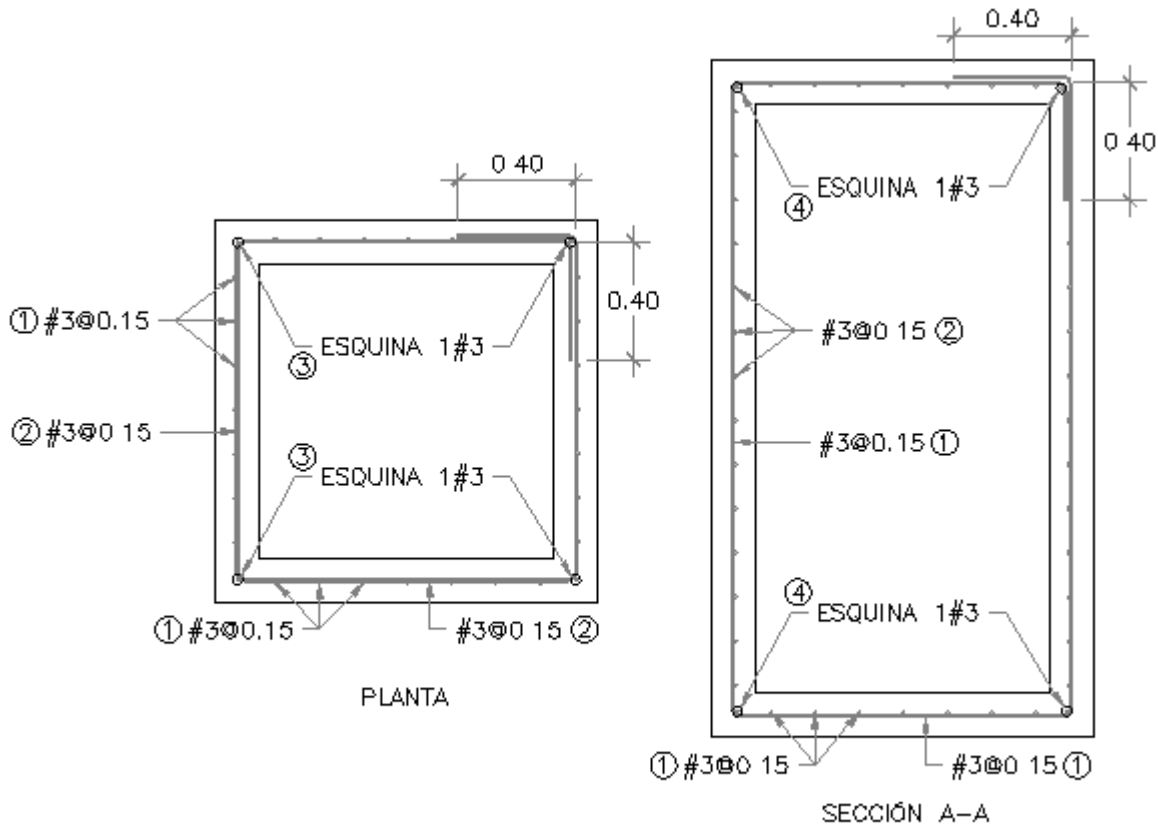


Conclusiones

Se usará acero de refuerzo con un $f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ con las disposiciones de armado dictadas

por el CHOC-08 y el ACI-318. Concreto $f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

- Se usarán espesores de losa de 30cm, con refuerzo #3@15cm ambos sentidos. Paredes con espesores de 20cm, refuerzo según se muestra en detalle y recubrimiento de 7.50cm en cara externa en contacto con suelo, y 4cm para el resto de los casos.
- Se deberá compactar y/o mejorar el suelo de soporte para las estructuras, previo a la construcción de la losa de fondo. Además, se deberán colocar en el fondo 5cm de concreto de limpieza de $f'_c := 141 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$.
- Se revisaron las presiones transmitidas al suelo, resultandos inferiores a la capacidad de soporte de diseño.



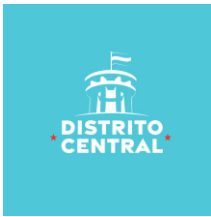
DETALLE DE REFUERZO COLECTOR

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.
- Es importante mantener la integridad estructural entre cada sub-elemento 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.

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 280 kg/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 75 kg/cm^2 (1,070 psi) a los 28 días.
- El acero de refuerzo consistirá de barras con una resistencia a la fluencia de $4,200 \text{ kg/cm}^2$ (grado 60) 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.
- Las juntas de construcción en sentido horizontal se deben elaborar limpiando el concreto endurecido proporcionando una superficie rugosa.
- 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.



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



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

Nombre del Proyecto:

**“Control de Escorrentía Superficial e Infiltración en Colonia Villanueva, Sector 8,
Tegucigalpa, M.D.C.”**

Código: KfW-004

Memoria Cálculo Estructural

Renan E. Rivera

Fecha: octubre 2023



Contenido

1. INTRODUCCIÓN	3
Objetivos:	¡Error! Marcador no definido.
2. METODOLOGÍA.....	4
<i>Características de los Materiales</i>	¡Error! Marcador no definido.
3. Cuneta con Descanso.....	7
4. Caja Colectora 1.00mx1.00mx2.00m.....	22



1. 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 Villanueva en la ciudad de Tegucigalpa. Los elementos considerados para este estudio es una cuneta con descanso y caja colectora propuestos 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 solicitaciones 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 cuál éste haga referencia.

Objetivos

El objetivo general es generar y presentar una configuración estructural adecuada para la cuneta con descanso y caja colectora, 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 la cuneta con descanso y caja colectora, 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.



2. 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.

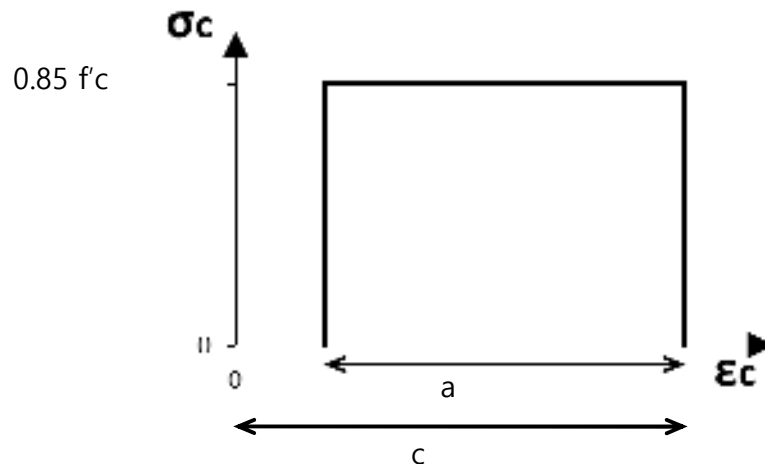
CONCRETO

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 $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$</u>		
Módulo de Elasticidad	$E_c = 15,100 * \sqrt{f'c}$	253,456 kg/cm^2
Resistencia Promedio a Compresión	$f'cr = f'c + 84$	374 kg/cm^2
Máxima Deformación Unitaria		0.0035
Resistencia a Tensión	$fct = 10\% f'c$	28 kg/cm^2
Coefficiente de Poisson		$\nu = 0.2$

Tabla – 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:

$$a = \beta_1 c$$

$$\beta_1 = 0.85$$

c: Representa la altura de la sección bajo compresión.

Figura - 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	$E_s = 2,038,901.90 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo Máximo Asumido	$f_y = 60 \text{ ksi} = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Deformación Unitaria de Fluencia	$\epsilon_{sy} \approx f_y / E_s = 0.002059$

Tabla – 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.

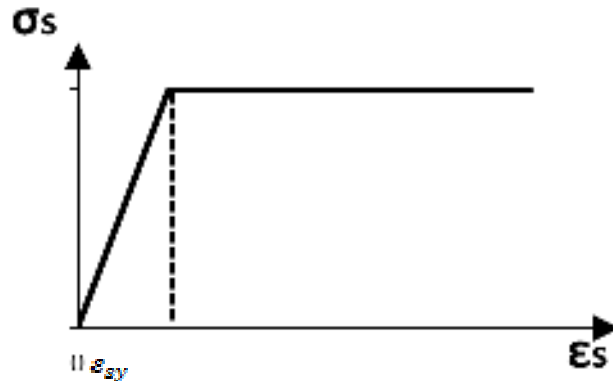


Figura - Ley Constitutiva del Acero de Refuerzo

3. Cuneta con Descanso.

La sección de la cuneta a utilizar es la siguiente.

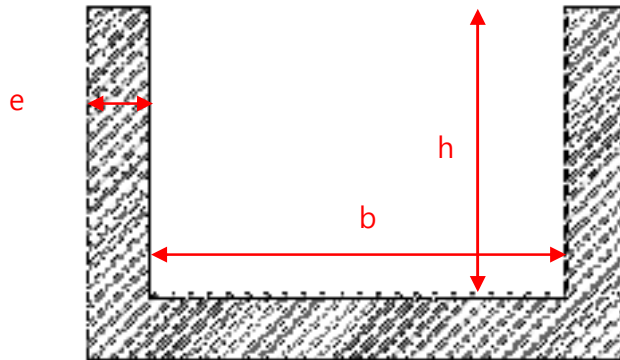


Figura – Detalle Típico de las Cunetas Propuestas

Tipo de Cuneta	b (cm)	h (cm)	e (cm)
Cuneta con Descanso	100	35	28.5

Tabla – Dimensión de la Cuneta Propuesta

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



Características Geomecánicas del Sitio

Según el informe de caracterización correspondiente a este proyecto, se hicieron algunas investigaciones geotécnicas consistentes en un sondeo rotativo combinado con ensayos de penetración estándar y un ensayo de refracción sísmica.

En el estudio geotécnico se establece una capacidad soportante de 196Kpa que equivale a 2.00kg/cm^2 , con lo cual se estableció para diseñar.

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

Parámetro	Valor
Peso volumétrico	15.71 kN/m ³
Ángulo de fricción	30 grados
Cohesión	0 kPa

Tabla – Datos Mecánicos del Suelo del Sitio

Modelado de Cunetas

De acuerdo a estudios hidrológicos e hidráulicos, se determinó la dimensión de cuneta con descanso a diseñar es la de 1.00x0.30m, que se requiere para el control de escorrentía. El propósito de este capítulo es mostrar el análisis estructural de dicha cuneta con sus resultados, en donde este sistema se analizará similar a un muro de gravedad sin espolón o talón con el vástago crítico de análisis adyacente a las calles y senderos peatonales. Se le aplicará una fuerza pasiva que aporta a la estabilidad de la cuneta. El análisis se realizará utilizando la sección crítica antes mencionada, para asegurarnos que la cuantía de acero mínima cumpla a la indicada en este capítulo y requerida en este proyecto.



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
- Carga Viva de Puente Peatonal
- Carga Muerta Puente Peatonal

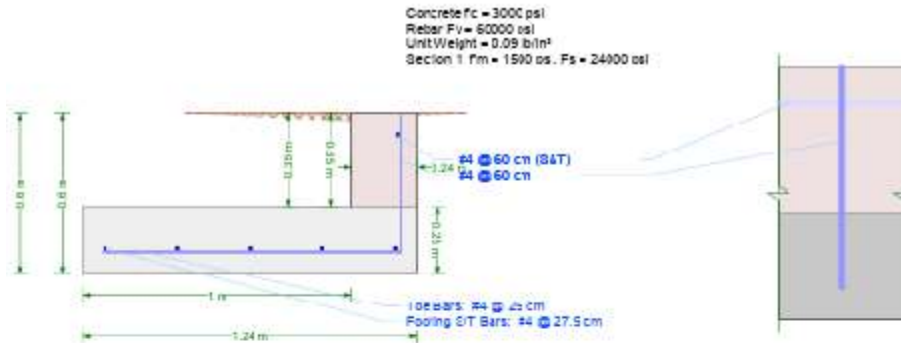
Características de los Materiales

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

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

Geometría y Análisis

Design Detail

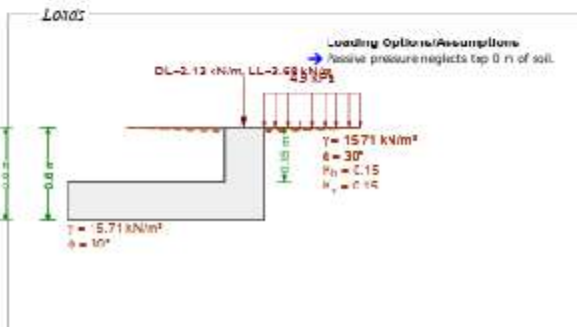


Check Summary

Ratio	Check	Provided	Required	Combination
Stability Checks				
✓ 0.099	Oversliding	15.22	1.50	1.0D + 1.0L + 1.0H + 1.0E
✓ 0.294	Bearing Pressure	60.20 kPa	25.96 kPa	1.0D + 1.0L + 1.0H + 1.0E
✓ 0.134	Bearing Eccentricity	0.11 m	0.62 m	1.0D + 1.0L + 0.6H
Soil Checks				
✓ 0.028	Shear	95.56 kN/m	2.71 kN/m	1.2D + 1.0L + 1.0H
✓ 0.011	Moment	37.34 kN-m/m	0.33 kN-m/m	1.2D + 1.0L + 1.0H
✓ 0.113	Min Strain	0.0024	0.0040	1.2D + 1.0L + 1.0H
✓ 0.000	Min Steel	13.71 mm ²	0 mm ²	1.2D + 1.0L + 1.0H
✓ 0.006	Development	16.85 cm	15.29 cm	1.2D + 1.0L + 1.0H
✓ 0.001	S&T Max Spacing	27.5 cm	45.72 cm	1.2D + 1.0L + 1.0H
✓ 0.009	S&T Min Ratio	0.0019	0.0016	1.2D + 1.0L + 1.0H
Wall Checks				
✓ 0.000	Shear	55.77 kN/m	0 kN/m	1.2D + 1.0L + 1.0H
✓ 0.000	Moment	6.87 kN-m/m	-0.88 m/m	1.2D + 1.0L + 1.0H
Stem Checks				
✓ 0.044	Moment	4.72 kN-m/m	0.21 kN-m/m	1.2D + 1.0L + 1.0H (concrete)
✓ 0.007	Shear	49.36 kN/m	1.34 kN/m	1.2D + 1.0L + 1.0H (concrete)
✓ 0.001	Base Development	17.5 cm	15.29 cm	1.2D + 1.0L + 1.0H (concrete)
✓ 0.000	Min Bar Ratio	0.0000	0.0000	1.2D + 1.0L + 1.0H (concrete)
✓ 0.000	Max Bar Spacing	0 cm	0 cm	1.2D + 1.0L + 1.0H (concrete)

Criteria

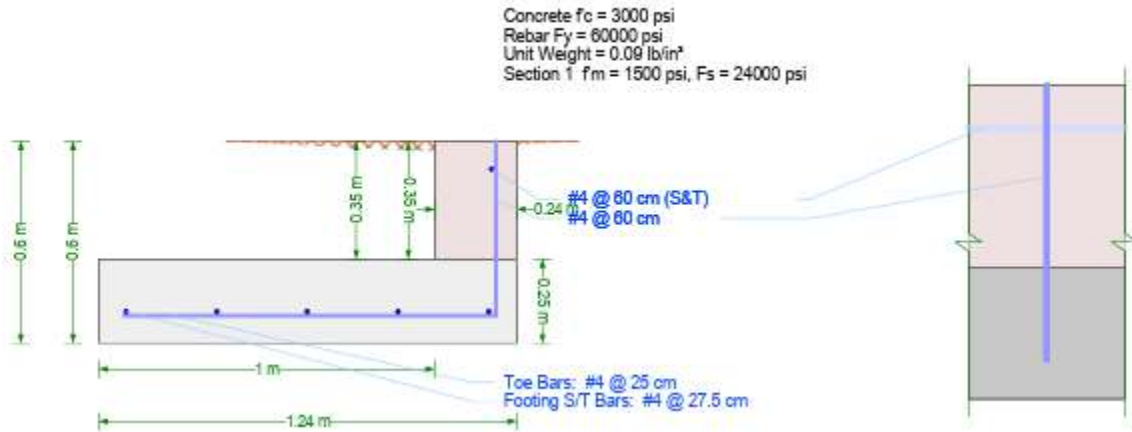
Sliding Code	IBC 2003
Concrete Load Combs	IBC 2003M6 (Ss)
Masonry Load Combs	MERC 0206 (ASD)
Stability Load Combs	ASCE 7-10 (ASD)
Restraint Against Sliding	Yes
Weighted Bearing at Heel	Yes
Use Vert. Comp. for D ⁺	No
Use Vert. Comp. for Sliding	No
Use Vert. Comp. for Bearing	Yes
Use Surcharge for Sliding & DT	Yes
Use Surcharge for Bearing	Yes
Weight For Free Time	No
Weighted Backfill Wt. for Coulomb	No
Factor Soil Weight As Dead	Yes
Use Passive Force for DT	Yes
Assume Pressure To Top	Yes
Control Base/DT Pressure To Key Bottom	No
Use For Passive Pressure for Bearing	No
Required F.S. for DT	1.50
Required F.S. for Sliding	1.50
Use Different Safety Factors for Seismic	No
Allowable Bearing Pressure	88.28 kPa
Req'd Bearing Location	Overloading
Wall Friction Angle	30°
Friction Coefficient	0.35
Soil Reaction Modulus	27146 kN/m ³



Load Combinations

IBC 2003 (ASD)
1.2D + 1.0L + 1.0H
1.2D + 1.0E
1.2D + 0.5L + 1.0E
1.2D + 0.5L
3.0D + 1.0H + 1.0E
3.0D + 1.0H
1.4D
1.3D
1.2D

Design Detail



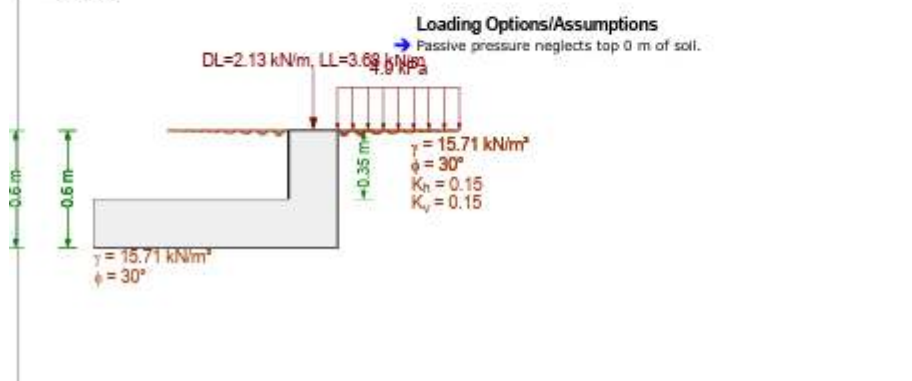
Check Summary

Ratio	Check	Provided	Required	Combination
Stability Checks				
✓ 0.099	Overturning	15.22	1.50	1.0D + 1.0L + 1.0H + 1.0E
✓ 0.294	Bearing Pressure	88.26 kPa	25.92 kPa	1.0D + 1.0L + 1.0H + 1.0E
✓ 0.184	Bearing Eccentricity	0.11 m	0.62 m	1.0D + 1.0L + 0.6H
Toe Checks				
✓ 0.028	Shear	95.54 kN/m	2.71 kN/m	1.2D + 1.6L + 1.6H
✓ 0.011	Moment	31.24 kN-m/m	0.33 kN-m/m	1.2D + 1.6L + 1.6H
✓ 0.123	Min Strain	0.0324	0.0040	1.2D + 1.6L + 1.6H
✓ 0.000	Min Steel	13.11 mm ²	0 mm ²	1.2D + 1.6L + 1.6H
✓ 0.906	Development	16.83 cm	15.24 cm	1.2D + 1.6L + 1.6H
✓ 0.601	S&T Max Spacing	27.5 cm	45.72 cm	1.2D + 1.6L + 1.6H
✓ 0.959	S&T Min Rho	0.0019	0.0018	1.2D + 1.6L + 1.6H
Heel Checks				
✓ 0.000	Shear	55.17 kN/m	0 kN/m	1.2D + 1.6L + 1.6H
✓ -0.000	Moment	6.87 kN-m/m	-0 kN-m/m	1.2D + 1.6L + 1.6H
Stem Checks				
✓ 0.044	Moment	4.72 kN-m/m	0.21 kN-m/m	1.2D + 1.6L + 1.6H (concrete)
✓ 0.027	Shear	49.18 kN/m	1.34 kN/m	1.2D + 1.6L + 1.6H (concrete)
✓ 0.871	Base Development	17.5 cm	15.24 cm	1.2D + 1.6L + 1.6H (concrete)
✓ 0.000	Horz Bar Rho	0.0000	0.0000	1.2D + 1.6L + 1.6H (concrete)
✓ 0.000	Horz Bar Spacing	0 cm	0 cm	1.2D + 1.6L + 1.6H (concrete)

Criteria

Building Code	IBC 2003
Concrete Load Combs	IBC 2003/06 (Str)
Masonry Load Combs	MSJC 02/05 (ASD)
Stability Load Combs	ASCE 7-10 (ASD)
Restrained Against Sliding	Yes
Neglect Bearing At Heel	Yes
Use Vert. Comp. for OT	No
Use Vert. Comp. for Sliding	No
Use Vert. Comp. for Bearing	Yes
Use Surcharge for Sliding & OT	Yes
Use Surcharge for Bearing	Yes
Neglect Soil Over Toe	No
Neglect Backfill Wt. for Coulomb	No
Factor Soil Weight As Dead	Yes
Use Passive Force for OT	Yes
Assume Pressure To Top	Yes
Extend Backfill Pressure To Key Bottom	No
Use Toe Passive Pressure for Bearing	No
Required F.S. for OT	1.50
Required F.S. for Sliding	1.50
Has Different Safety Factors for Seismic	No
Allowable Bearing Pressure	88.26 kPa
Req'd Bearing Location	Over footing
Wall Friction Angle	30°
Friction Coefficient	0.35
Soil Reaction Modulus	27146 kN/m ²

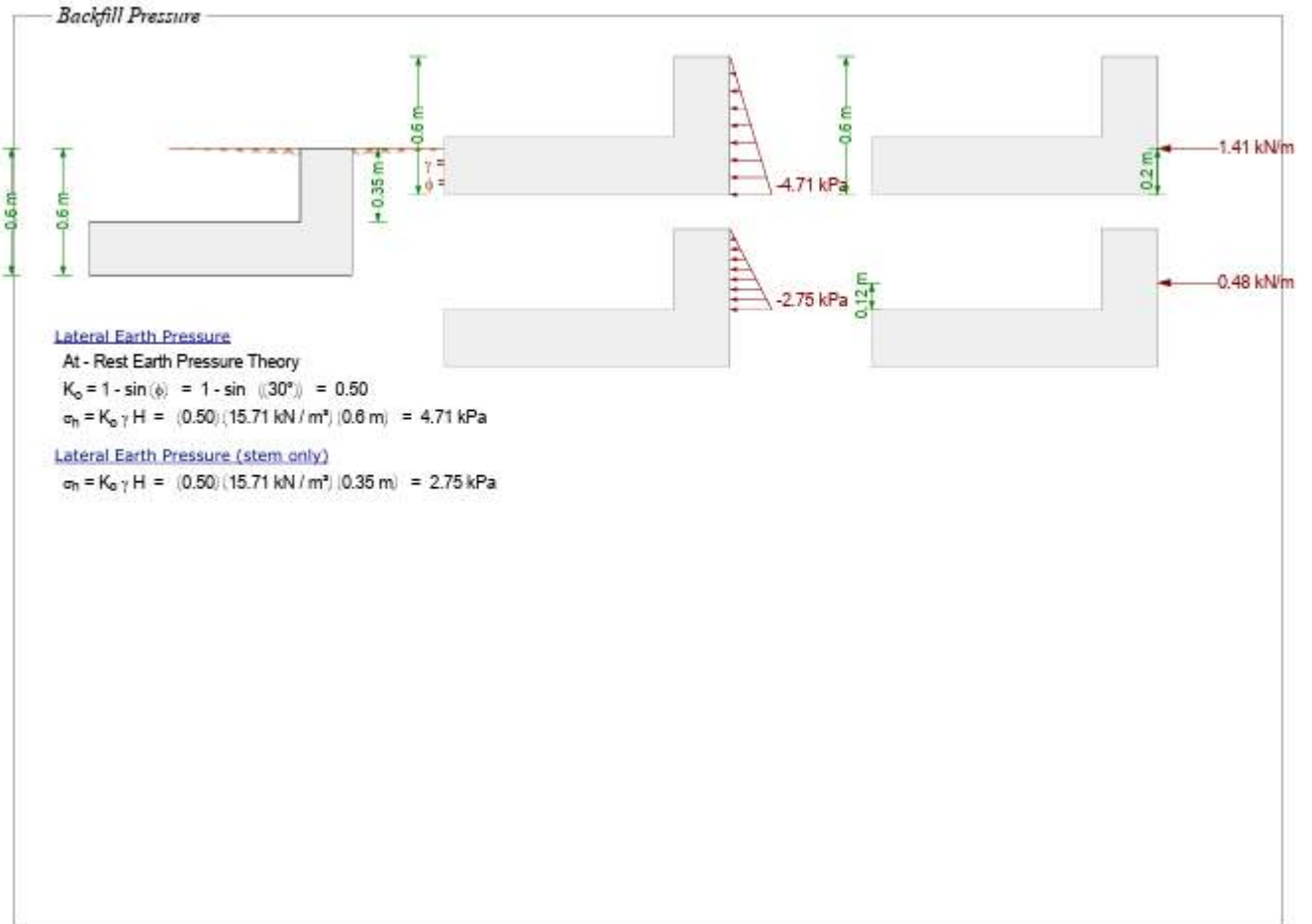
Loads



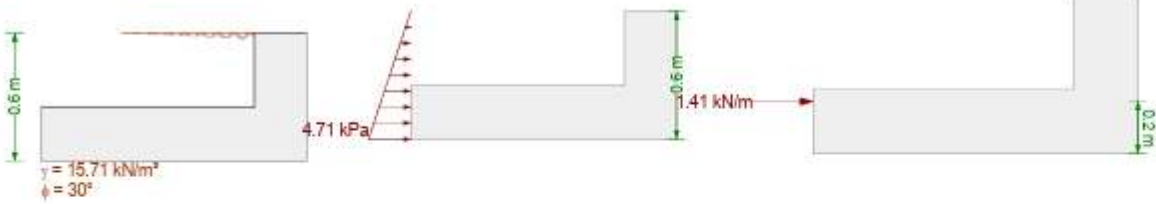
Load Combinations

IBC 2003/06 (Str)

1.2D + 1.6L + 1.6H
1.2D + 1.0E
1.2D + 0.5L + 1.0E
1.2D + 0.5L
0.9D + 1.6H + 1.0E
0.9D + 1.6H
1.4D
1.2D
1.2D



Passive Pressure



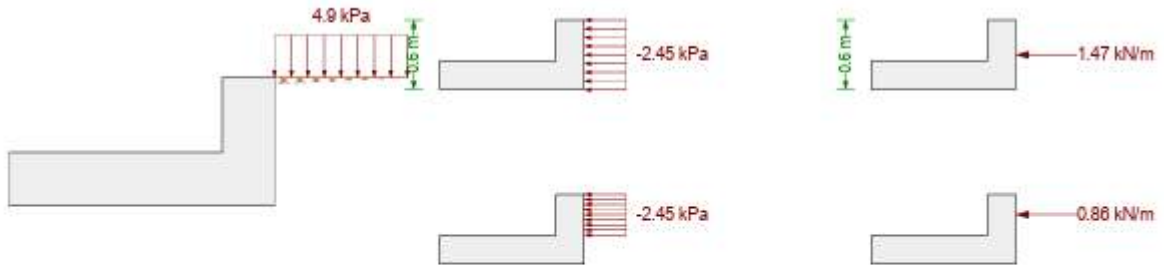
Lateral Earth Pressure

At - Rest Earth Pressure Theory

$$K_0 = 1 - \sin(\phi) = 1 - \sin(30^\circ) = 0.50$$

$$c_h = K_0 \gamma H = (0.50)(15.71 \text{ kN/m}^3)(0.6 \text{ m}) = 4.71 \text{ kPa}$$

Uniform Surcharge Pressure

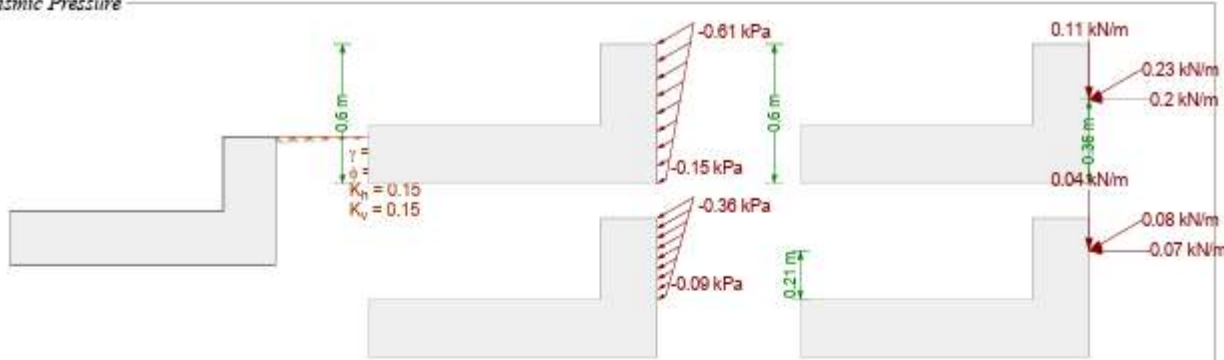


Lateral Surcharge Pressure

At - Rest Earth Pressure Theory

$$c_{sur} = K_0 q = (0.50)(4.9 \text{ kPa}) = 2.45 \text{ kPa}$$

Seismic Pressure



Seismic Pressure
Dynamic + static force (Mononobe - Okabe equation)

$$\theta' = \arctan\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) = \arctan\left[\frac{0.150}{1 - (0.150)}\right] = 10.01^\circ$$

$$K_{ae} = \frac{\sin^2(\beta + \delta - \theta')}{\cos(\theta') \sin^2(\beta) \sin(\beta - \theta' - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \delta) \sin(\delta - \theta' - \alpha)}{\sin(\beta - \delta - \theta') \sin(\alpha + \beta)}}\right]^2}$$

$$= \frac{\sin^2(90^\circ + 30^\circ - 10.01^\circ)}{\cos(10.01^\circ) \sin^2(90^\circ) \sin(90^\circ - 10.01^\circ - 30^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30^\circ + 30^\circ) \sin(30^\circ - 10.01^\circ - 0^\circ)}{\sin(90^\circ - 30^\circ - 10.01^\circ) \sin(0^\circ + 90^\circ)}}\right]^2}$$

$$= 0.08 \text{ kN/m}$$

$$P_{ae} = \frac{1}{2} K_{ae} \gamma H^2 (1 - k_v) = \frac{1}{2} (0.08 \text{ kN/m}) (15.71 \text{ kN/m}^3) (0.6 \text{ m})^2 [1 - (0.150)] = 1.07 \text{ kN/m}$$

Static - only force (Coulomb equation)

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \delta)}{\sin^2(\beta) \sin(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \delta) \sin(\delta - \alpha)}{\sin(\beta - \delta) \sin(\alpha + \beta)}}\right]^2}$$

$$= \frac{\sin^2(90^\circ + 30^\circ)}{\sin^2(90^\circ) \sin(90^\circ - 30^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30^\circ + 30^\circ) \sin(30^\circ - 0^\circ)}{\sin(90^\circ - 30^\circ) \sin(0^\circ + 90^\circ)}}\right]^2}$$

$$= 0.2972$$

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 = \frac{1}{2} (0.2972) (15.71 \text{ kN/m}^3) (0.6 \text{ m})^2 = 0.84 \text{ kN/m}$$

Net dynamic force

$$\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a = (1.07 \text{ kN/m}) - (0.84 \text{ kN/m}) = 0.23 \text{ kN/m}$$

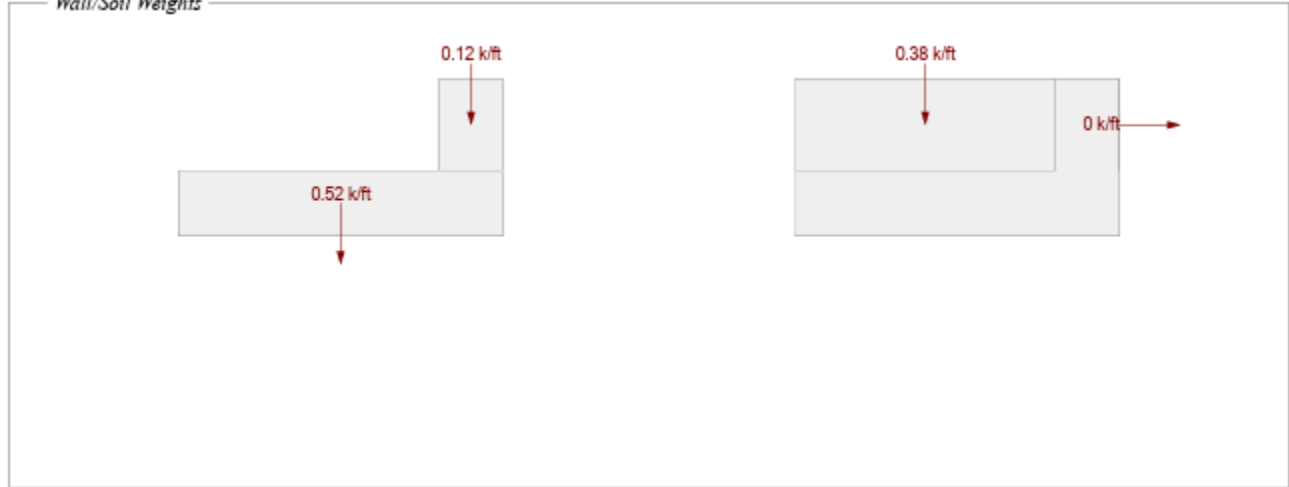
$$\alpha_{\text{res}} = 90^\circ - \beta + \delta = 90^\circ - (90^\circ) + (30^\circ) = 30^\circ \quad (\text{resultant force angle with horizontal})$$

To arrive at the pressure distribution illustrated above (used to determine stem moments), apply inverted triangular pressure plus a uniform portion to bring resultant to 0.6H

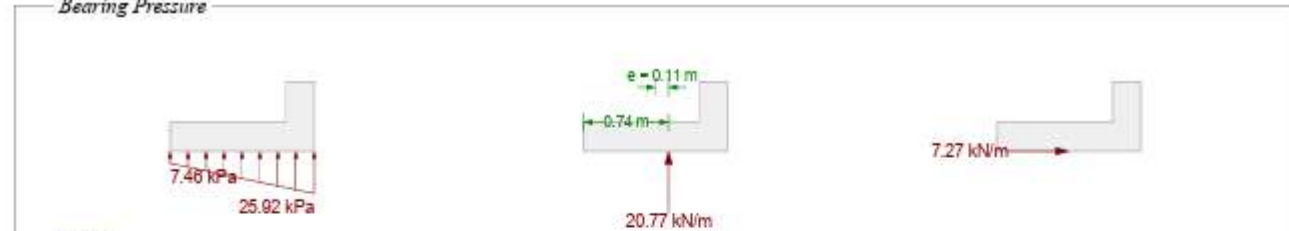
$$\sigma_{e_{\text{top}}} = \frac{8 \Delta P_{ae}}{5 H} = \frac{8 (0.23 \text{ kN/m})}{5 (0.6 \text{ m})} = 0.61 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{e_{\text{bot}}} = \frac{2 \Delta P_{ae}}{5 H} = \frac{2 (0.23 \text{ kN/m})}{5 (0.6 \text{ m})} = 0.15 \text{ kPa}$$

Wall/Soil Weights



Bearing Pressure



Friction

$$F = \mu R = (0.350)(20.77 \text{ kN/m}) = 7.27 \text{ kN/m}$$

Bearing Pressure Calculation

Contributing Forces	Vert Force	...offset	Horz Force	...offset	OT Moment
Backfill Pressure	-0 kN/m	-	-1.41 kN/m	0.2 m	63.57 ft-lb/ft
Uniform Surcharge Pressure	-0 kN/m	-	-1.47 kN/m	0.3 m	99.2 ft-lb/ft
Axial Dead Load	-2.13 kN/m	1.12 m	0 kN/m	-	-537.35 ft-lb/ft
Axial Live Load	-3.68 kN/m	1.12 m	0 kN/m	-	-926.39 ft-lb/ft
Seismic Force	-0.11 kN/m	1.24 m	-0.2 kN/m	0.36 m	-16.03 ft-lb/ft
Footing Weight	-7.6 kN/m	0.62 m	0 kN/m	-	-1063.22 ft-lb/ft
Stem Section 1 Weight	-1.75 kN/m	1.12 m	0 kN/m	-	-440.84 ft-lb/ft
Backfill Weight	-0 kN/m	-	0 kN/m	-	-0 ft-lb/ft
Soil over toe Weight	-5.5 kN/m	0.5 m	0 kN/m	-	-618.03 ft-lb/ft
	-20.77 kN/m				-3441.09 ft-lb/ft

- 3441.09 ft-lb / ft
- 20.77 kN / m = 0.74 m



Stability Checks [1.0D + 1.0L + 0.6H]

Overturning Check

Overturning Moments			
	Force	Distance	Moment
Backfill pressure (horz)	0.85 kN/m	0.2 m	38.14 ft-lb/ft
Surcharge (uniform) lateral pressure	1.47 kN/m	0.3 m	99.2 ft-lb/ft
Seismic force	0 kN/m	0.36 m	0 ft-lb/ft
		Total:	137.3 ft-lb/ft

Resisting Moments			
	Force	Distance	Moment
Surcharge (uniform) vertical pressure	0 kN/m	1.24 m	0 ft-lb/ft
Passive pressure @ toe	0.85 kN/m	0.2 m	38.14 ft-lb/ft
Axial dead load	-2.13 kN/m	1.12 m	537.4 ft-lb/ft
Footing Weight	-7.6 kN/m	0.62 m	1063 ft-lb/ft
Stem section 1 Weight	-1.75 kN/m	1.12 m	440.8 ft-lb/ft
Backfill Weight	-0 kN/m	1.24 m	0 ft-lb/ft
Soil over toe Weight	-5.5 kN/m	0.5 m	618 ft-lb/ft
		Total:	2698 ft-lb/ft

F.S. = $\frac{RM}{OTM} = \frac{2698 \text{ ft-lb/ft}}{137.3 \text{ ft-lb/ft}} = 19.642 > 1.50$ (OK)

Sliding Check
Check not performed; restrained against sliding.

Bearing Capacity Check
Bearing pressure < allowable (25.78 kPa < 88.26 kPa) - OK
Bearing resultant eccentricity < allowable (0.11 m < 0.62 m) - OK

Wall Top Displacement
(based on unfactored service loads)

Deflection due to stem flexural displacement	0 m
Deflection due to rotation from settlement	-0 m
Total deflection at top of wall (positive towards toe)	-0 m

Stability Checks [1.0D + 1.0L + 1.0H + 1.0E]

Overturning Check

Overturning Moments			
	Force	Distance	Moment
Backfill pressure (horz)	1.41 kN/m	0.2 m	63.57 ft-lb/ft
Surcharge (uniform) lateral pressure	1.47 kN/m	0.3 m	99.2 ft-lb/ft
Seismic force	0.2 kN/m	0.36 m	16.09 ft-lb/ft
		Total:	178.9 ft-lb/ft

Resisting Moments			
	Force	Distance	Moment
Surcharge (uniform) vertical pressure	0 kN/m	1.24 m	0 ft-lb/ft
Passive pressure @ toe	1.41 kN/m	0.2 m	63.57 ft-lb/ft
Axial dead load	-2.13 kN/m	1.12 m	537.4 ft-lb/ft
Footing Weight	-7.6 kN/m	0.62 m	1063 ft-lb/ft
Stem section 1 Weight	-1.75 kN/m	1.12 m	440.8 ft-lb/ft
Backfill Weight	-0 kN/m	1.24 m	0 ft-lb/ft
Soil over toe Weight	-5.5 kN/m	0.5 m	618 ft-lb/ft
		Total:	2723 ft-lb/ft

F.S. = $\frac{RM}{OTM} = \frac{2723 \text{ ft-lb/ft}}{178.9 \text{ ft-lb/ft}} = 15.224 > 1.50$ (OK)

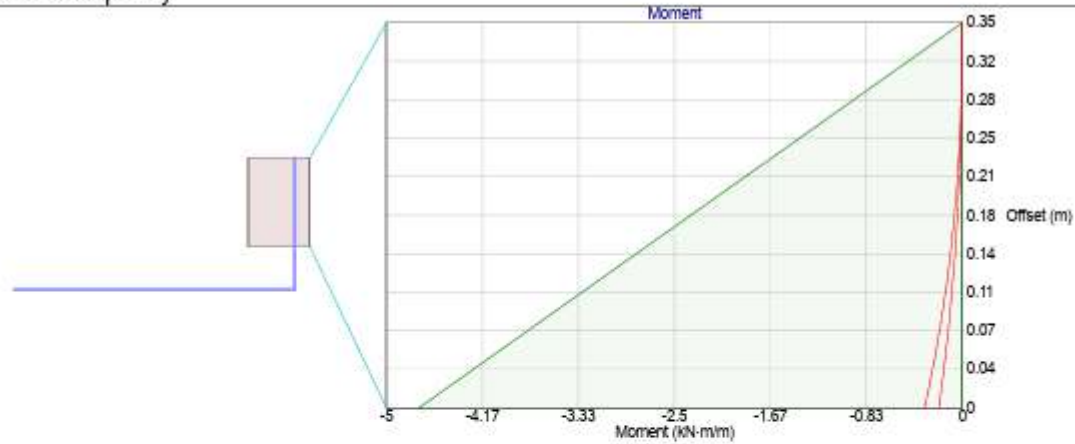
Sliding Check
Check not performed; restrained against sliding.

Bearing Capacity Check
Bearing pressure < allowable (25.92 kPa < 88.26 kPa) - OK
Bearing resultant eccentricity < allowable (0.11 m < 0.62 m) - OK

Wall Top Displacement
(based on unfactored service loads)

Deflection due to stem flexural displacement	0 m
Deflection due to rotation from settlement	-0 m
Total deflection at top of wall (positive towards toe)	-0 m

Stem Flexural Capacity



Capacity (MSJC-02 2.3.3) @ 0 m from base

$$F_m = \frac{1}{3} f_m = \frac{1}{3} (1500 \text{ psi}) = 500 \text{ psi}$$

$$k = 0.1777 \text{ (calculated accounting for the presence of any axial force)}$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - (0.1777) / 3 = 0.9408$$

$$M_{\text{comp}} = F_m k j d^2 / 2 = (500 \text{ psi}) (0.1777) (0.9408) (0.18 \text{ m})^2 / 2 = 9.77 \text{ kN-m / m}$$

$$M_{\text{tens}} = A_s F_s j d = (1.65 \text{ cm}^2 / \text{m}) (24000 \text{ psi}) (0.9408) (0.18 \text{ m}) = 4.72 \text{ kN-m / m}$$

$$M_{\text{allow}} = 4.72 \text{ kN-m / m}$$

Capacity (MSJC-02 2.3.3) @ 0.35 m from base

$$F_m = \frac{1}{3} f_m = \frac{1}{3} (1500 \text{ psi}) = 500 \text{ psi}$$

$$k = 0.0 \text{ (calculated accounting for the presence of any axial force)}$$

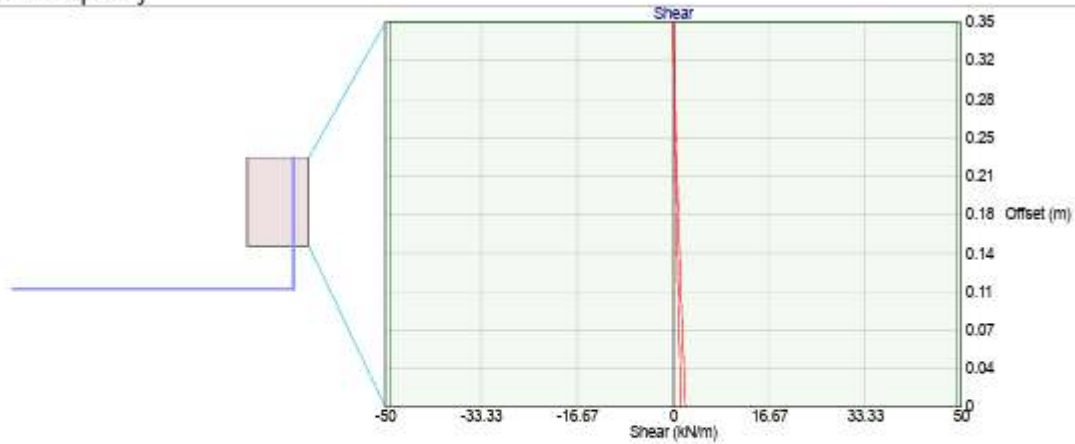
$$j = 1 - k / 3 = 1 - (0.0) / 3 = 1.0$$

$$M_{\text{comp}} = F_m k j d^2 / 2 = (500 \text{ psi}) (0.0) (1.0) (0.18 \text{ m})^2 / 2 = 0 \text{ kN-m / m}$$

$$M_{\text{tens}} = A_s F_s j d = (0 \text{ cm}^2 / \text{m}) (24000 \text{ psi}) (1.0) (0.18 \text{ m}) = 0 \text{ kN-m / m}$$

$$M_{\text{allow}} = 0 \text{ kN-m / m}$$

Stem Shear Capacity



Shear Capacity (MSJC-02 2.3.5) @ 0 m from base

$$F_v = \sqrt{f_m} = \sqrt{1500 \text{ psi}} = 38.73 \text{ psi} \quad (\leq 50 \text{ psi})$$

$$V_{allow} = 49.18 \text{ kN / m}$$

Shear Capacity (MSJC-02 2.3.5) @ 0.35 m from base

$$F_v = \sqrt{f_m} = \sqrt{1500 \text{ psi}} = 38.73 \text{ psi} \quad (\leq 50 \text{ psi})$$

$$V_{allow} = 49.18 \text{ kN / m}$$

Stem Development/Lap Length Calculations

Vertical bars stem section 1 - Development Length Calculation (MSJC 2.1.10.2)

$$l_d = 0.0015 d_b F_s = 0.0015 (12.7 \text{ mm}) (24000 \text{ psi}) = 45.72 \text{ cm}$$

Toe Checks [1.2D + 1.6L + 1.6H (concrete) 1.0D + 1.0L + 1.0H (masonry)]

Controlling Moment

Design moment M_u for toe need not exceed moment at stem base:

$$M_{toe} = 0.88 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq M_{stem} = 0.33 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

$$M_u = 0.33 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \quad (\text{stem base moment controls})$$

Flexure Check (ACI 318-02 10.2)

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F_c} = \frac{(5.16 \text{ cm}^2 / \text{m})(60000 \text{ psi})}{0.85 (3000 \text{ psi})} = 0.01 \text{ m}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a / 2) = (0.90)(5.16 \text{ cm}^2 / \text{m})(60000 \text{ psi}) [(0.17 \text{ m}) - (0.01 \text{ m}) / 2] = 31.24 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

$$\phi M_n = 31.24 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq M_u = 0.33 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \quad \checkmark$$

Shear Check (ACI 318-02 11.1.1, 11.3.1)

$$V_c = 2 \sqrt{F_c} d = 2 \sqrt{3000 \text{ psi}} (0.17 \text{ m}) = 127.4 \text{ kN} / \text{m}$$

$$\phi V_n = \phi V_c = (0.750)(127.4 \text{ kN} / \text{m}) = 95.54 \text{ kN} / \text{m}$$

$$\phi V_n = 95.54 \text{ kN} / \text{m} \geq V_u = 2.71 \text{ kN} / \text{m} \quad \checkmark$$

Minimum Strain Check (ACI 318-02 10.3.5)

$$\beta_1 = 0.850 \quad (F_c \leq 4000 \text{ psi})$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F_c} = \frac{(5.16 \text{ cm}^2 / \text{m})(60000 \text{ psi})}{0.85 (3000 \text{ psi})} = 0.01 \text{ m}$$

$$e_t = 0.003 \left(\frac{d}{a / \beta_1} - 1 \right) = 0.003 \left[\frac{(0.17 \text{ m})}{(0.01 \text{ m}) / (0.850)} - 1 \right] = 0.0324$$

$$e_t = 0.0324 \geq 0.004 \quad \checkmark$$

Minimum Steel Check (ACI 318-02 10.5.1)

$$\phi M_n = 31.24 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq (4 / 3) M_u = [4 / 3](0.33 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}) = 0.44 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

Check is waived per ACI 10.5.3 \checkmark

Shrinkage and Temperature Steel (ACI 318-02 7.12.2)

$$p_{sT_prov} = \frac{A_{sT}}{t s_{sT}} = \frac{(50.8 \text{ cm}^2 / \text{m})}{(0.25 \text{ m})(27.5 \text{ cm})} = 0.0019$$

$$p_{sT_min} = \frac{0.0018 (60000)}{f_y} = \frac{0.0018 (60000)}{(60000 \text{ psi})} = 0.0018$$

$$p_{sT_min} = 0.0018$$

$$p_{sT_prov} = 0.0019 \geq p_{sT_min} = 0.0018 \quad \checkmark$$

18 inch limit governs

$$s_{sT_max} = 45.72 \text{ cm}$$

$$s_{sT} = 27.5 \text{ cm} \leq s_{sT_max} = 45.72 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Development Check (ACI 318-02 12.12, 12.2.3)

$$\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{(0.33 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m})}{(31.24 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m})} = 0.0106 \quad (\text{ratio to represent excess reinforcement})$$

$$\beta = 1.0 \quad (\text{uncoated hooked bars})$$

$$\lambda = 1.0 \quad (\text{normal weight concrete})$$

$$l_{dh} = 0.02 \beta \lambda \frac{f_y}{\sqrt{F_c}} d_b = 0.02 (1.0)(1.0) \frac{(60000 \text{ psi})}{\sqrt{3000 \text{ psi}}} (12.7 \text{ mm}) = 27.82 \text{ cm}$$

$$\text{Factoring } l_{dh} \text{ by the 0.7 multiplier of 12.5.3 (a): } l_{dh} = 19.48 \text{ cm}$$

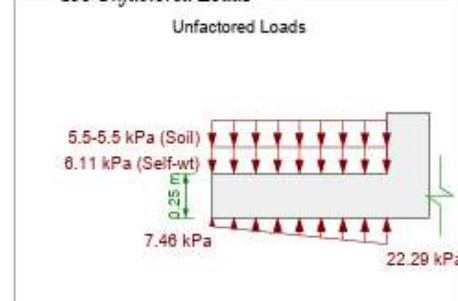
$$\text{Factoring } l_{dh} \text{ by the excess reinforcement ratio (0.0106) per 12.5.3 (d): } l_{dh} = 0.21 \text{ cm}$$

$$8 d_b = 8 (12.7 \text{ mm}) = 4.0 \quad (\text{minimum limit, does not control})$$

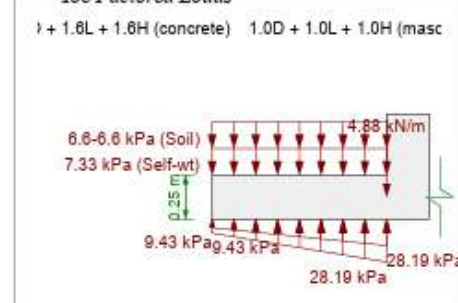
6 inch minimum controls

$$l_{dh_prov} = 16.83 \text{ cm} \geq l_{dh} = 15.24 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Toe Unfactored Loads



Toe Factored Loads



Heel Checks [1.2D + 1.6L + 1.6H (concrete) 1.0D + 1.0L + 1.0H (masonry)]

Controlling Moment

Design moment M_u for heel need not exceed moment at stem base:

$$M_{heel} = -0 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} < M_{stem} = 0.33 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

$$M_u = -0 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \quad (\text{stem moment does not control})$$

Shear Check (ACI 318-02 11.1.1, 11.3.1)

Unreinforced, use plain concrete provisions: ACI 22.5.4

Note: Effective thickness reduced by 2 inches for concrete cast on soil (ACI 22.4.8)

$$V_n = \frac{4}{3} \sqrt{F_c} h = \frac{4}{3} \sqrt{3000 \text{ psi}} (0.2 \text{ m}) = 100.3 \text{ kN} / \text{m}$$

$$\phi = 0.550$$

$$\phi V_n = \phi V_n = (0.550) (100.3 \text{ kN} / \text{m}) = 55.17 \text{ kN} / \text{m}$$

$$\phi V_n = 55.17 \text{ kN} / \text{m} \geq V_u = 0 \text{ kN} / \text{m} \quad \checkmark$$

Flexure Check (ACI 318-02 10.2)

Unreinforced, use plain concrete provisions: ACI 22.5.1

Note: Effective thickness reduced by 2 inches for concrete cast on soil (ACI 22.4.8)

$$M_n = 5 \sqrt{F_c} S = 5 \sqrt{3000 \text{ psi}} (66.13 \text{ cm}^3 / \text{cm}) = 12.49 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \quad (\text{as limited by tension})$$

$$M_n = 0.85 F_c S = 0.85 (3000 \text{ psi}) (66.13 \text{ cm}^3 / \text{cm}) = 116.3 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \quad (\text{as limited by compression})$$

Tension controls

$$\phi = 0.550$$

$$\phi M_n = \phi M_n = (0.550) (12.49 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}) = 6.87 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m}$$

$$\phi M_n = 6.87 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \geq M_u = -0 \text{ kN}\cdot\text{m} / \text{m} \quad \checkmark$$

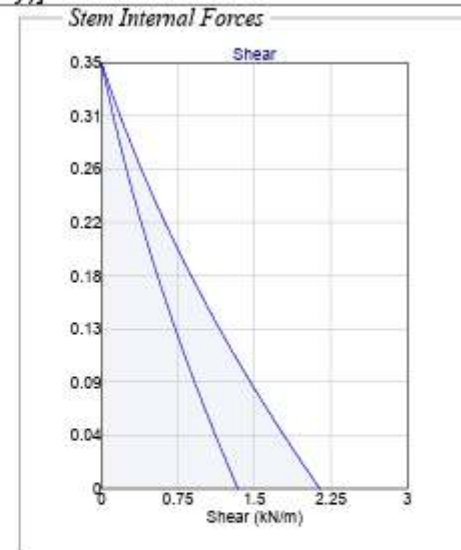
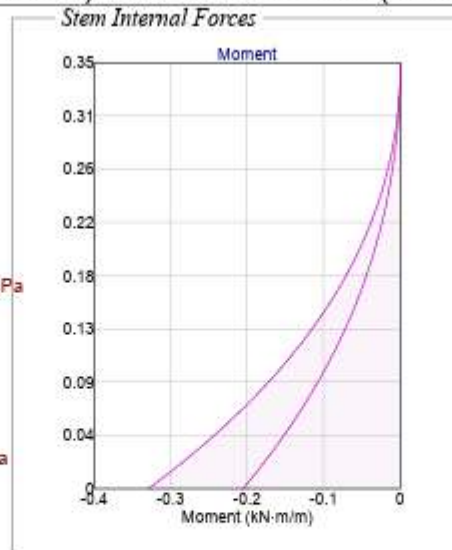
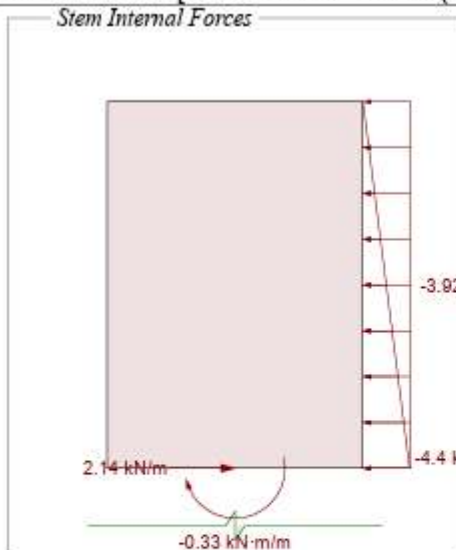
Heel Unfactored Loads

Unfactored Loads

Heel Factored Loads

+ 1.6L + 1.6H (concrete) 1.0D + 1.0L + 1.0H (masonry)

Stem Forces [1.2D + 1.6L + 1.6H (concrete) 1.0D + 1.0L + 1.0H (masonry)]



Stem Joint Force Transfer

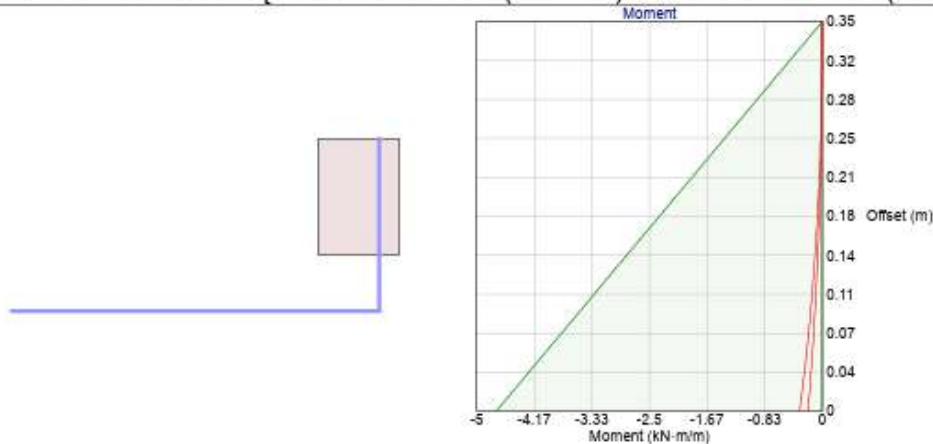
Location

- ⊙ stem base
- ⊙ joint 0.35 m from stem base
- ⊙ joint 2.15 m from stem base
- ⊙ joint 3.65 m from stem base
- ⊙ joint 4.65 m from stem base

Force

- 1.34 kN/m
- 0 kN/m
- 0 kN/m
- 0 kN/m
- 0 kN/m

Stem Moment Checks [1.2D + 1.6L + 1.6H (concrete) 1.0D + 1.0L + 1.0H (masonry)]



Check (MSJC-02 2.3.3) @ 0 m from base

$$M_{allow} = 4.72 \text{ kN-m/m} \geq M = 0.21 \text{ kN-m/m} \quad \checkmark$$

Stem Shear Checks [1.2D + 1.6L + 1.6H (concrete) 1.0D + 1.0L + 1.0H (masonry)]



Shear Check (MSJC-02 2.3.5) @ 0 m from base

$$V_{allow} = 49.18 \text{ kN/m} \geq V = 1.34 \text{ kN/m} \quad \checkmark$$

Stem Miscellaneous Checks [1.2D + 1.6L + 1.6H (concrete) 1.0D + 1.0L + 1.0H (masonry)]

Development Check (ACI 318-02 12.12.12.2.3)

$$\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{(0.21 \text{ kN-m/m})}{(4.72 \text{ kN-m/m})} = 0.0437 \quad (\text{ratio to represent excess reinforcement})$$

$$\beta = 1.0 \quad (\text{uncoated hooked bars})$$

$$\lambda = 1.0 \quad (\text{normal weight concrete})$$

$$l_{dh} = 0.02 \beta \lambda \frac{f_y}{\sqrt{F_c}} d_b = 0.02 (1.0) (1.0) \frac{(80000 \text{ psi})}{\sqrt{3000 \text{ psi}}} (12.7 \text{ mm}) = 27.82 \text{ cm}$$

$$\text{Factoring } l_{dh} \text{ by the 0.7 multiplier of 12.5.3 (a): } l_{dh} = 19.48 \text{ cm}$$

$$\text{Factoring } l_{dh} \text{ by the excess reinforcement ratio (0.0437) per 12.5.3 (d): } l_{dh} = 0.85 \text{ cm}$$

$$8 d_b = 8 (12.7 \text{ mm}) = 4.0 \quad (\text{minimum limit, does not control})$$

8 inch minimum controls

$$l_{dh_prov} = 17.5 \text{ cm} \geq l_{dh} = 15.24 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Configuración Estructural de los Elementos Considerados

CUNETETA

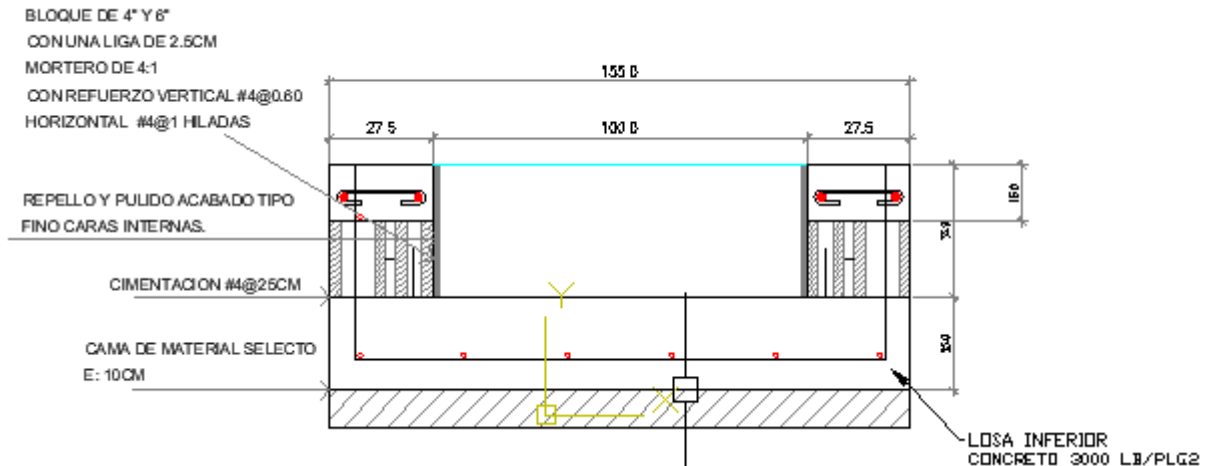


Figura – Dibujo esquemático Típico de la Sección Transversal de la Cuneta

4. Caja Colectora 1.00mx1.00mx2.00m

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.

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 $n=1$):

Tabla 3.4.1-1 – Combinaciones de Cargas y Factores de Carga

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez			
										EQ	IC	CT	CV
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Table: Load Pattern Definitions

LoadPat	DesignType	SelfWtMult
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

Datos generales, materiales y geometría

Se diseño con una dimensión máxima de caja para 1.60mx1.60mx2.0m.

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



Table: Material Properties 02 - Basic Mechanical Properties

Material	UnitWeight	UnitMass	E1	G12	U12	A1
	Kgf/m3	Kgf-s2/m4	Kgf/m2	Kgf/m2		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: Area Section Properties

Section	Material	AreaType	Type	DrillDOF	Thickness	BendThick
					m	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:

$$f'_c = 2800 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Peso volumétrico del hormigón

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

Fluencia del acero de refuerzo

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

Módulo de Elasticidad:

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



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

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

δ = ángulo de fricción entre relleno y muro ($^\circ$)

β = ángulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal ($^\circ$)

θ = ángulo que forma el respaldo del muro respecto de la horizontal ($^\circ$)

ϕ'_f = ángulo efectivo de fricción interna ($^\circ$)

Ángulo efectivo de fricción interna del suelo de relleno.

(Siempre y cuando se proporcione un drenaje adecuado.)

$$\phi'_f := 28^\circ$$

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

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

Ángulo del suelo con la horizontal

$$\beta := 0^\circ$$

Ángulo inclinación del muro del lado del terreno

$$\theta := 90^\circ$$

$$k_a := \text{round} \left(\text{if} \left(\beta \neq 0, \frac{\sin(\theta + \phi'_f)^2}{\sin(\theta)^2 \cdot \sin(\theta - \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_f + \delta) \cdot \sin(\phi'_f - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \cdot \sin(\theta + \beta)}} \right)^2}, \tan\left(45^\circ - \frac{\phi'_f}{2}\right)^2 \right), 3 \right) = 0.361$$

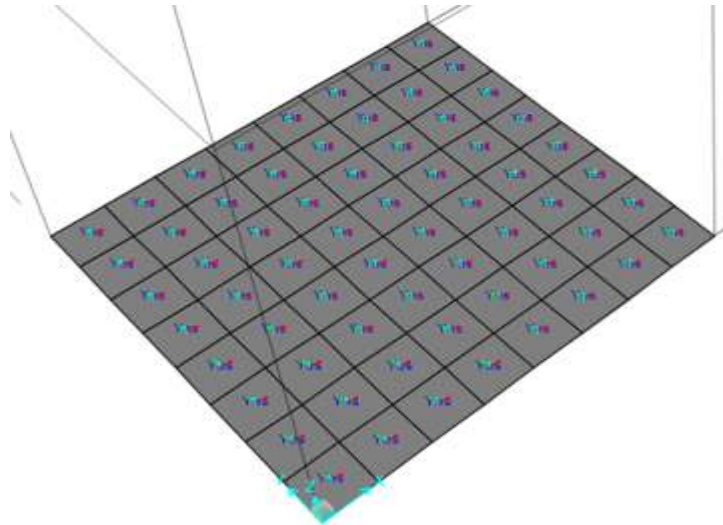
El suelo de la cimentación se ha considerado como un medio elástico, el cual se modela mediante resortes elásticos cuya rigidez es determinada a partir del coeficiente de balasto. El suelo se supone equivalente a un número infinito de resortes elásticos. La constante elástica de estos resortes hipotéticos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

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

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





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): $y_1 := 0.00$ 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: $y_2 := h_1 = 2.15$ m

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

$$C_1 := \frac{EH_2 - EH_1}{-y_2} = -649.8 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

Valor de Joint Pattern EH

ii. Empuje de Agua(WA)

Presión lateral de agua en la parte superior de la estructura : $y_1 := 0.00$ m

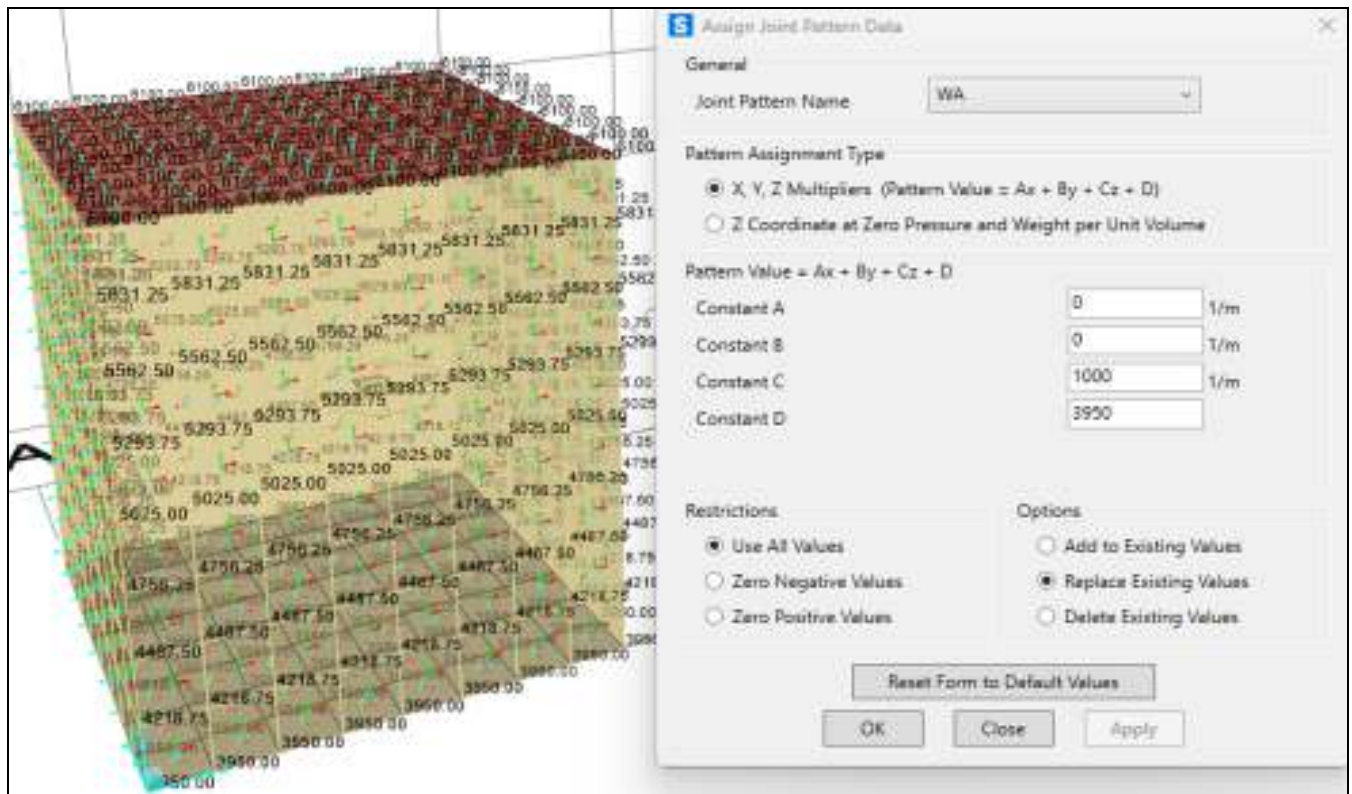
$$WA_1 := \gamma_w \cdot y_1 = 0 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

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

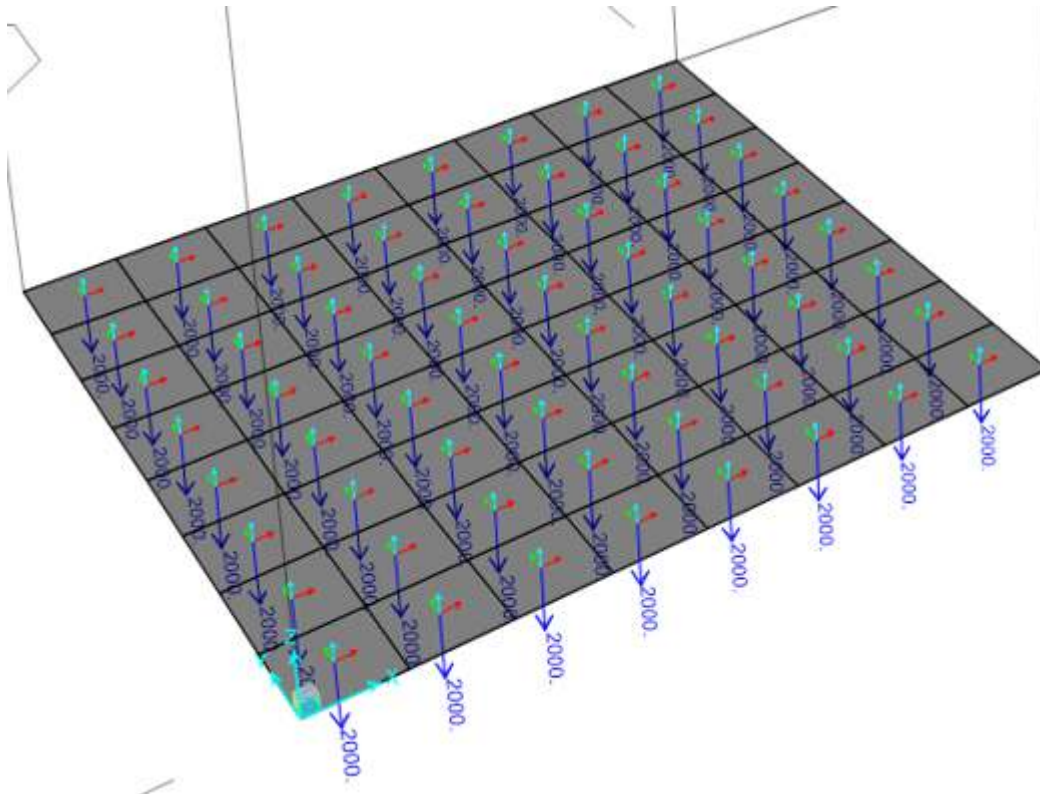
$$WA_2 := \gamma_w \cdot y_2 = 2150 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$C_1 := \frac{WA_2 - WA_1}{-y_2} = -1000 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

Valor de Joint Pattern EH



Aplicación de cargas laterales



Aplicación carga Vertical del agua en Losa de Fondo



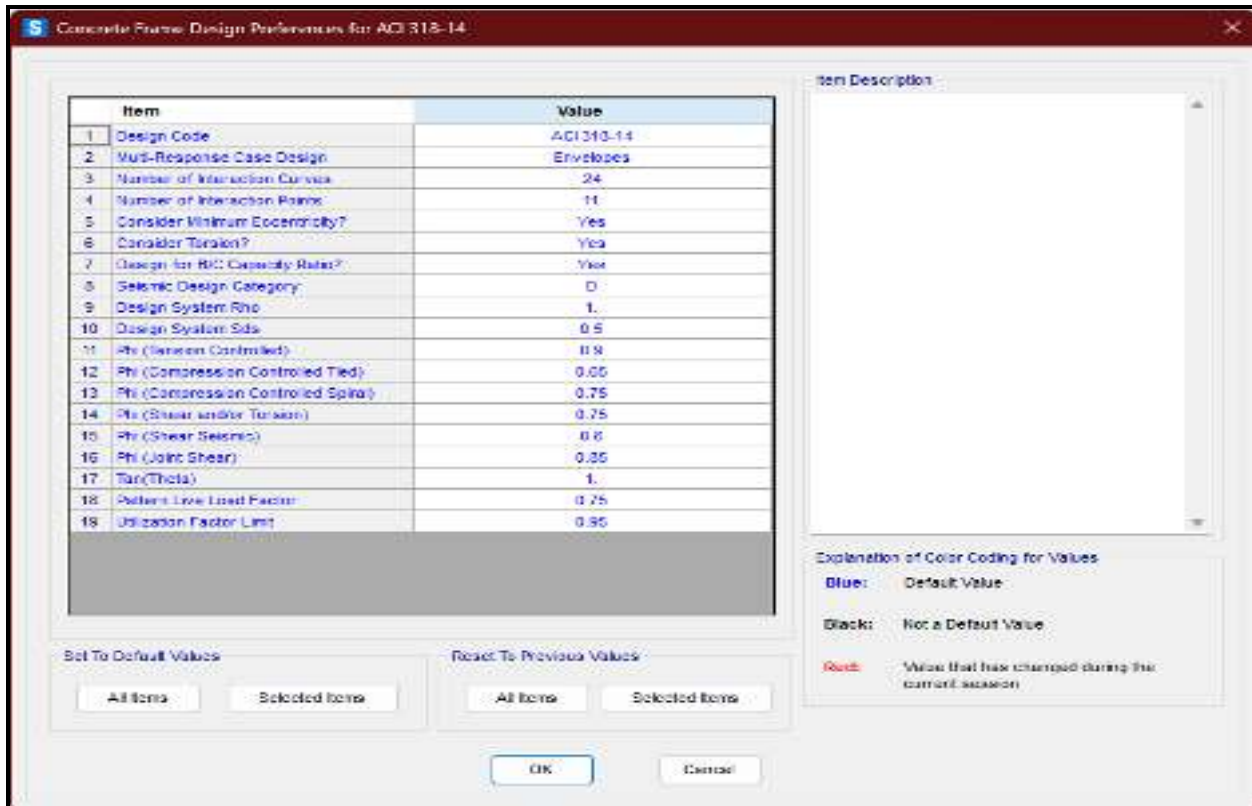
Una vez determinadas las cargas, se aplican a la estructura modelada en el programa SAP2000, de acuerdo a los patrones de carga previamente definidos. Se configura la normativa y combinaciones de carga, y se analiza la estructura para obtener los resultados expresados en envolventes, como se muestra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

Datos geométricos barras de refuerzo

Varilla de	$8 : A_{s,3} = 0.71 \text{ cm}^2$,	$\phi_{.3} = 0.952 \text{ cm}$
Varilla de	$2 : A_{s,4} = 1.29 \text{ cm}^2$,	$\phi_{.4} = 1.27 \text{ cm}$
Varilla de	$8 : A_{s,5} = 2.00 \text{ cm}^2$,	$\phi_{.5} = 1.588 \text{ cm}$
Varilla de	$4 : A_{s,6} = 2.84 \text{ cm}^2$,	$\phi_{.6} = 1.905 \text{ cm}$
Varilla de	$8 : A_{s,7} = 3.87 \text{ cm}^2$,	$\phi_{.7} = 2.222 \text{ cm}$
Varilla de	$4 : A_{s,8} = 5.10 \text{ cm}^2$,	$\phi_{.8} = 2.54 \text{ cm}$
Varilla de	$8 : A_{s,9} = 6.45 \text{ cm}^2$,	$\phi_{.9} = 2.865 \text{ cm}$
Varilla de	$4 : A_{s,10} = 8.19 \text{ cm}^2$,	$\phi_{.10} = 3.226 \text{ cm}$
Varilla de	$8 : A_{s,11} = 10.06 \text{ cm}^2$,	$\phi_{.11} = 3.581 \text{ cm}$

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.



Factores de resistencia y preferencias en consideración

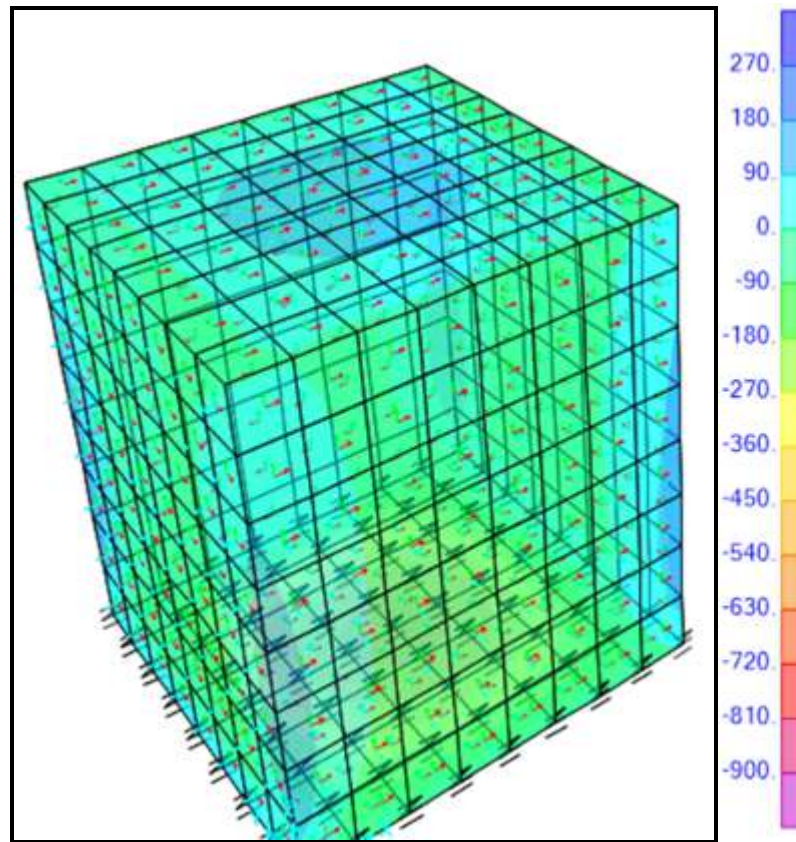


Diagrama de momentos - Combinación Crítica

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

$$A_{s1} = 0.0158 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$A_{s1} = 1.58 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

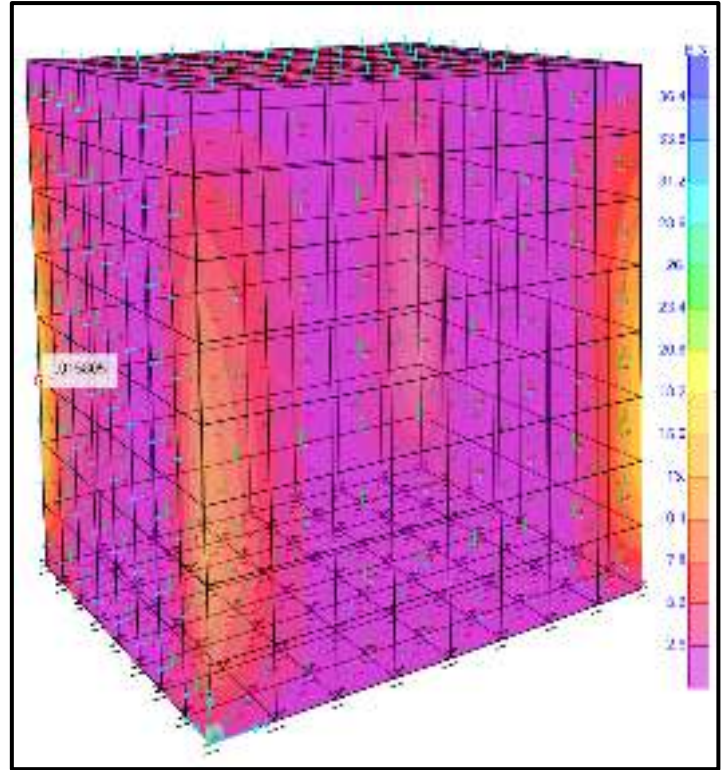
El acero mínimo para este tipo de estructuras está dado por: $A_{s\text{min}} = 0.0018 \cdot A_g$

$$A_{s\text{min}} = 0.0018 \cdot c_{\text{pared}} \cdot \frac{100 \cdot \text{cm}}{\text{m}} = 3.6 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$s = \frac{A_{s\text{req}}}{A_{s\text{min}}} = 19.722 \text{ cm}$$

USAR 1#3 a:

Se usará #3@15cm



$$A_{s2} = 0.00378 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$A_{s2} = 0.378 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

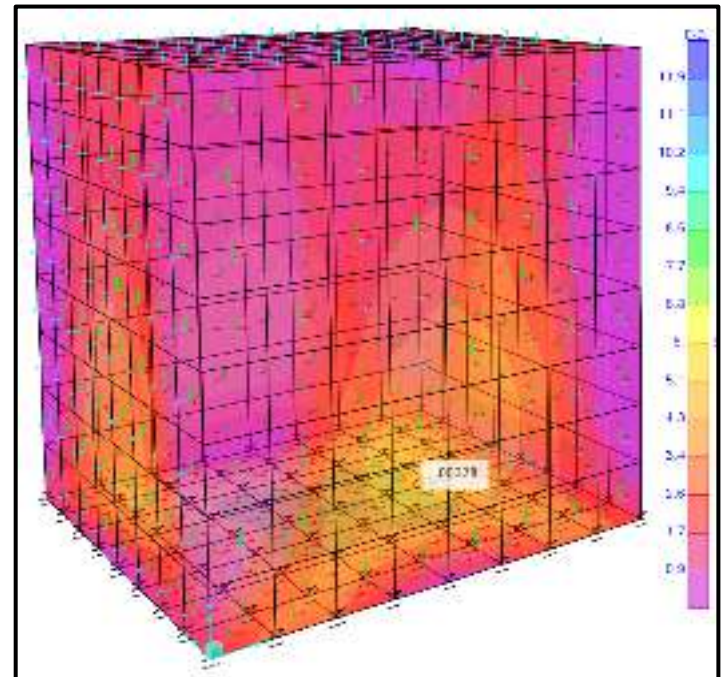
El acero mínimo para este tipo de estructuras está dado por: $A_{s\text{min}} = 0.0018 \cdot A_g$

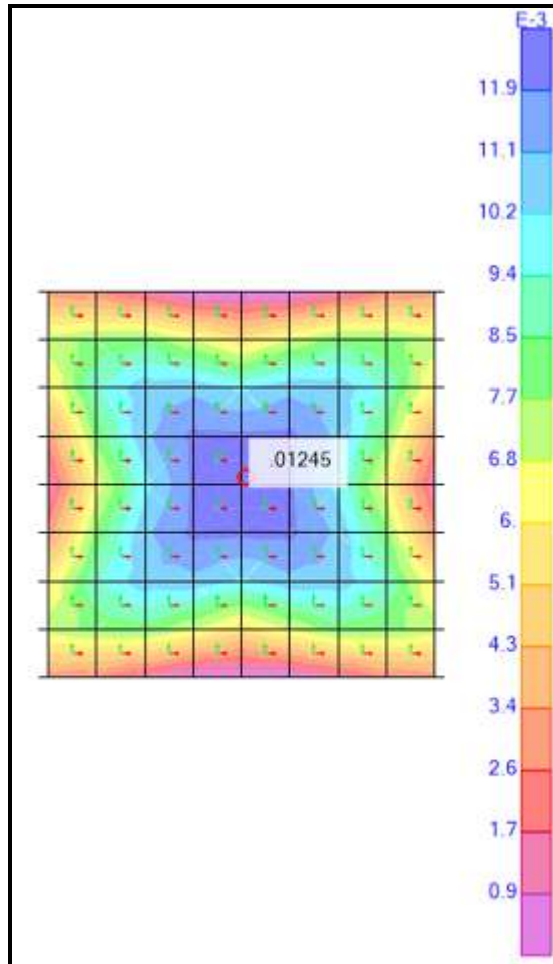
$$A_{s\text{min}} = 0.0018 \cdot c_{\text{pared}} \cdot \frac{100 \cdot \text{cm}}{\text{m}} = 3.6 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$s = \frac{A_{s\text{req}}}{A_{s\text{min}}} = 19.722 \text{ cm}$$

USAR 1#3 a:

Separación adoptada $s = 18.00 \text{ cm}$, 1#3@15cm





Demanda de acero en losa de fondo

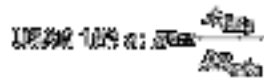
$$A_{s_2} = 0.01245 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$A_{s_2} = 1.245 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

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

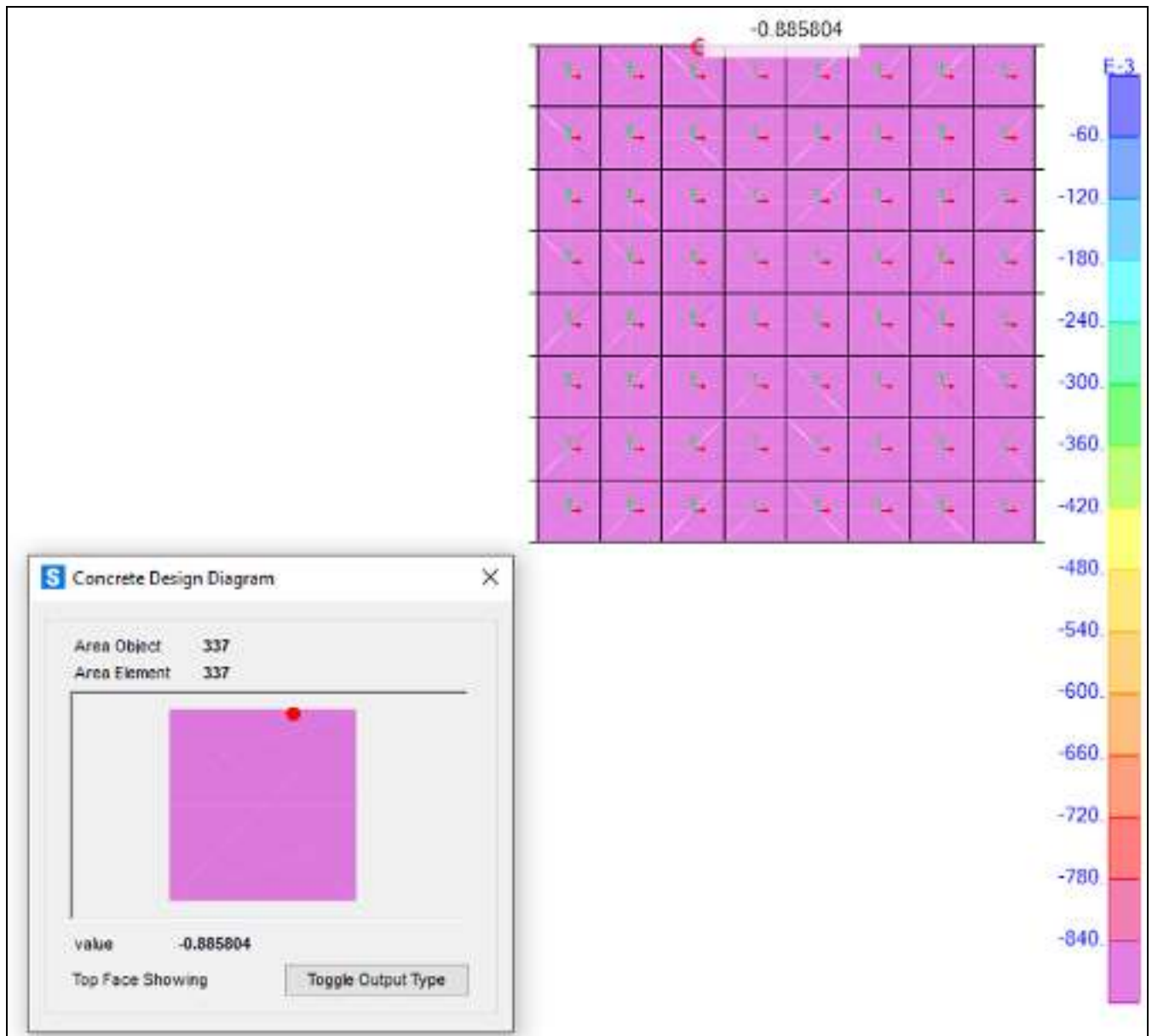
$$A_{s_{\min}} = 0.0018 \cdot e_{\text{losa}} \cdot \frac{100 \cdot \text{cm}}{\text{m}}$$

$$= 4.5 \text{ cm}^2/\text{cm}$$



=15.7 cm

Separacion adoptada $s = 15\text{cm}, 1\#3@15\text{cm}$



Revisión de presiones transmitidas al terreno por la losa de fondo – Comb-Servicio. La presión calculada de 0.885kgf/cm^2 es inferior a la presión de diseño

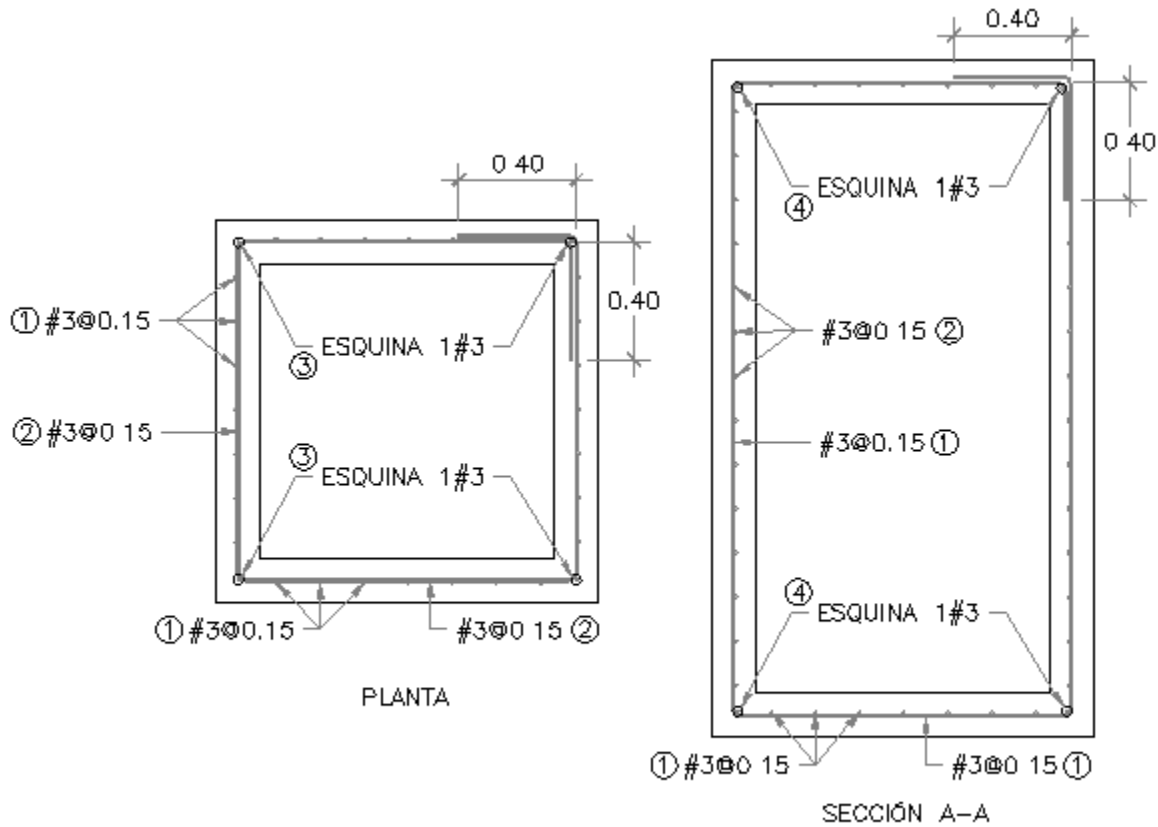


Conclusiones

Se usará acero de refuerzo con un $f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ con las disposiciones de armado dictadas

por el CHOC-08 y el ACI-318. Concreto $f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

- Se usarán espesores de losa de 30cm, con refuerzo #3@15cm ambos sentidos. Paredes con espesores de 20cm, refuerzo según se muestra en detalle y recubrimiento de 7.50cm en cara externa en contacto con suelo, y 4cm para el resto de los casos.
- Se deberá compactar y/o mejorar el suelo de soporte para las estructuras, previo a la construcción de la losa de fondo. Además, se deberán colocar en el fondo 5cm de concreto de limpieza de $f'_c := 141 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$.
- Se revisaron las presiones transmitidas al suelo, resultandos inferiores a la capacidad de soporte de diseño.



DETALLE DE REFUERZO COLECTOR

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.
- Es importante mantener la integridad estructural entre cada sub-elemento 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.



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 280 kg/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 75 kg/cm^2 (1,070 psi) a los 28 días.
- El acero de refuerzo consistirá de barras con una resistencia a la fluencia de 4,200 kg/cm^2 (grado 60) 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.
- Las juntas de construcción en sentido horizontal se deben elaborar limpiando el concreto endurecido proporcionando una superficie rugosa.
- 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.